

Postbus 718, 6800 AS Arnhem, Nederland
Rijkswaterstaat Zee en Delta
T.a.v. Afdeling Vergunningverlening
Postbus 5014
4330 KA MIDDELBURG

DATUM 29 april 2015
ONZE REFERENTIE
BEHANDELD DOOR
TELEFOON DIRECT
E-MAIL

BETREFT Aanvraag Waterwet voor het kruisen van een rijkswater met een 380kV hoogspanningsverbinding.

Geachte heer, mevrouw,

Hierbij vraagt TenneT op grond van artikel 6.5 onder c van de Waterwet een vergunning aan, voor het plaatsen van een hoogspanningsmast in de Oosterschelde en het kruisen van een rijkswater ten behoeve van een 380kV hoogspanningsverbinding van Borssele naar Rilland.

Achtergrond

Op 20 juni 2014 is door het Ministerie van EZ een voorbereidingsbesluit voor de provincie Zeeland genomen ten behoeve van project 'Zuid-West 380kV'. Dit project van TenneT omvat de aanleg van een nieuwe 380kV hoogspanningsverbinding van Borssele naar Rilland. Dit project wordt de komende jaren uitgevoerd en omvat de bouw van circa 109 nieuwe 380kV 'Wintrack' masten en de aanpassingen die hiervoor nodig zijn aan de bestaande verbinding en de aansluiting van hoogspanningsstations.

Waterwet

Op grond van de Waterwet, artikel 6.5 onder a, is voor het realiseren van kabels boven een rijkswater een vergunning nodig.

Artikel 6.5 Bij of krachtens algemene maatregel van bestuur kan voor rijkswateren en, met het oog op internationale verplichtingen of bovenregionale belangen, voor regionale wateren worden bepaald dat het verboden is zonder daartoe strekkende vergunning van Onze Minister, onderscheidenlijk het bestuur van het waterschap:

c. gebruik te maken van een waterstaatswerk of een daartoe behorende beschermingszone door, anders dan in overeenstemming met de functie, daarin, daarop, daarboven, daarover of daaronder werkzaamheden te verrichten, werken te maken of te behouden, dan wel vaste substanties of voorwerpen te storten, te plaatsen of neer te leggen, of deze te laten staan of liggen.

TenneT vraagt hierbij een vergunning aan voor:

- het kruisen van het Kanaal door Zuid-Beveland op de grens van de gemeente Kapelle en Reimerswaal, tussen de masten 1061 en 1062
- het plaatsen van mast 1084 in de Oosterschelde

Het realiseren van de kabels over rijkswater zal gebeuren door middel van enkele korte stremmingen van 30 minuten, waarbij de kabels door middel van bootjes zullen worden overgevaren.

De locaties van de kruising is te vinden in de bijlagen:

- *Situatietekeningen*
- *Vergunningenkaarten*
- *Lengteprofielen*

Mast 1084

Op verzoek van de gemeente Reimerswaal is gekeken naar een alternatief voor de verbinding bij Krabbendijke. Om aan dit verzoek te kunnen voldoen moest mast 1084 richting de Oosterschelde worden geplaatst. Plaatsing van de mast, op een waterkering bleek niet realiseerbaar. In overleg met het Waterschap is gekeken naar alternatieven. Hierbij is gekozen voor een alternatief waarbij eerdergenoemde mast in de Oosterschelde wordt gerealiseerd, buiten de waterkering.

De mast wordt op een nieuw te realiseren schiereiland geplaatst. Een deel van het schiereiland zal tijdens de werkzaamheden als werkterrein worden gebruikt. Na het plaatsen van mast 1084, wordt het werkterreindeel verwijderd.

De locatie en constructieve berekeningen met betrekking tot het realiseren van Mast 1084 in de Oosterschelde zijn te vinden in de bijlagen:

- *Gegevens mast 1084*

Start werkzaamheden

De start van de werkzaamheden is niet doorgegeven op het formulier. De informatie hieromtrent en de exacte data van de tijdelijke stremmingen volgen op een nader te bepalen moment. De nog te benoemen aannemer is verantwoordelijk voor het aanleveren van deze gegevens.

Rijkscoördinatieprocedure

Ten aanzien van uw besluit op deze aanvraag ingevolge artikel 2.1 eerste lid en 2.2 van de Wet algemene bepalingen omgevingsrecht is op grond van artikel 20c Elektriciteitswet j[^] artikel 2 lid 1 onder a Uitvoeringsbesluit rijkscoördinatieprocedure energie-infrastructuurprojecten de rijkscoördinatieprocedure uit de Wet op de ruimtelijke ordening van toepassing (artikel 3.35).

De rijkscoördinatieprocedure voorziet in een gecoördineerde en parallelle besluitvorming over alle voor de uitvoering van de activiteit vereiste besluiten en het rijksinpassingsplan (RIP). Dit betekent dat tegelijk met het ontwerp-RIP de ontwerp uitvoeringsbesluiten (vergunningen) ter inzage worden gelegd. Ditzelfde geldt voor het definitief vastgestelde inpassingsplan en de definitieve uitvoeringsbesluiten. Hierbij is de minister van Economische Zaken de aangewezen minister voor de coördinatie.

In verband daarmee heeft de minister van Economische Zaken ons gevraagd het volgende op te nemen in deze aanvraag:

1. Ingevolge de rijkscoördinatieregeling dient u een kopie van onderhavige aanvraag te verzenden aan de minister van Economische Zaken.
2. TenneT zal er echter voor zorgen dat de minister van Economische Zaken een exemplaar van deze aanvraag ontvangt. U hoeft dus geen exemplaar door te sturen.
3. U wordt verzocht het ontwerpbesluit en later ook het besluit aan de minister van Economische Zaken te verzenden. Deze zal het besluit doorzenden naar TenneT.

Correspondentie

Wij verzoeken u alle inhoudelijke correspondentie met betrekking tot deze aanvraag te richten aan:

Wij verzoeken u het ontwerpbesluit en het besluit te richten aan:

Wij verzoeken u de legesfactuur onder vermelding van **projectnummer** te richten aan:

Alleen in het geval dat wordt voldaan aan voorgaand verzoek, kunnen wij garanderen dat de betaling van de legesfactuur plaatsvindt binnen dertig dagen na ontvangst van de factuur.

Nalevering

Tijdens vooroverleg op 18 september 2014 tussen de heer van TenneT BV en de heer van Rijkswaterstaat is afgesproken, dat de nog te benoemen aannemer voor de start van de werkzaamheden een werkplan ter goedkeuring aanbiedt bij Rijkswaterstaat. Deze eis wordt dan ook als zodanig opgenomen in de af te geven beschikking, welke conform gemaakte afspraken een vergunning op hoofdlijnen zal betreffen.

Een volledig overzicht van de vergunningsgegevens vindt u in het bijgevoegde bijlagenoverzicht.

Graag ontvangen wij een ontvangstbevestiging van deze aanvraag.

Uw nader bericht zien wij met belangstelling tegemoet.

Met vriendelijke groet,

TenneT TSO B.V.

Formulierversie
2015.01

Aanvraaggegevens

Ingediende aanvraag/melding

Aanvraagnummer	1754419
Aanvraagnaam	ZW 380kV; Watervergunning Rijkswaterstaat.
Uw referentiecode	,

Ingediend op	30-04-2015
Soort procedure	Reguliere procedure

Projectomschrijving	Waterwet voor kruisen rijkswater en plaatsen van mast in de Oosterschelde.
Opmerking	Bijlagen zullen u via WeTransfer apart worden toegestuurd, conform afspraak.
Gefaseerd	Nee
Blokkerende onderdelen weglaten	Nee
Persoonsgegevens openbaar maken	Nee
Bijlagen die later komen	-
Bijlagen n.v.t. of al bekend	-

Bevoegd gezag

Naam:

Bezoekadres:

Postadres:

Telefoonnummer:

E-mailadres algemeen:

Website:

Contactpersoon:

Bereikbaar op:

Aanvrager bedrijf

1 Bedrijf

KvK-nummer 09155985

Vestigingsnummer

Statutaire naam

Handelsnaam

2 Contactpersoon

Geslacht Man
 Vrouw

Voorletters

Voorvoegsels -

Achternaam

Functie

3 Vestigingsadres bedrijf

Postcode

Huisnummer

Huisletter -

Huisnummertoevoeging -

Straatnaam

Woonplaats

4 Correspondentieadres

Postbus

Postcode

Plaats

5 Contactgegevens

Telefoonnummer

Faxnummer -

E-mailadres

Locatie

1 Kadastraal perceelnummer

Burgerlijke gemeente	Reimerswaal
Kadastrale gemeente	<input checked="" type="checkbox"/> Reimerswaal
Kadastrale sectie	W
Kadastraal perceelnummer	407
Bouwplannaam	-
Bouwnummer	-
Gelden de werkzaamheden in deze aanvraag/melding voor meerdere adressen of percelen?	<input checked="" type="checkbox"/> Ja <input type="checkbox"/> Nee
Specificatie locatie	Betreft ook perceel Kapelle S 787.

2 Eigendomssituatie

Eigendomssituatie van het perceel	<input type="checkbox"/> U bent eigenaar van het perceel <input type="checkbox"/> U bent erfpachter van het perceel <input type="checkbox"/> U bent huurder van het perceel <input checked="" type="checkbox"/> Anders
Uw belang bij deze aanvraag	Realiseren van project 380kV Zuidwest conform Rijksinpassingsplan. Verbeteren van de landelijke netvoorziening. Gronden t.b.v. de masten worden verworven.

3 Toelichting

Eventuele toelichting op locatie	380kV tracé boven Kanaal door Zuid-Beveland.
----------------------------------	----------------------------------------------

Formulierversie
2015.01

Waterstaatswerk of beschermingszone gebruiken

Bouwen, graven, aanleggen en andere activiteiten in een oppervlaktewaterlichaam (waaronder uiterwaarden) uitvoeren

1 Waterstaatwerk of beschermingszone gebruiken

Wilt u een bestaande vergunning wijzigen?

- Ja
 Nee

Wat is de geplande begindatum van deze activiteit?

01-01-2016

Geef eventueel een toelichting op de begindatum.

Betreft een fictieve startdatum. De nog te benoemen aannemer zal de uiteindelijke datum doorgeven.

Wat is de geplande einddatum van deze activiteit?

-

Geef eventueel een toelichting op de einddatum.

Einddatum wordt door de nog te benoemen aannemer doorgegeven.

Omschrijf de activiteit die u wilt uitvoeren.

Plaatsen van hoogspanningskabels over rijkswateren met behulp van bootjes, tijdens korte stremmingen van maximaal 30 minuten.
Het plaatsen van mast 1084 op een kunstmatig schiereiland in de Oosterschelde.

Waarom wilt u de activiteit uitvoeren?

Realiseren van project Zuid-west 380kV conform Rijksinpassingsplan ter verbetering van de landelijke netvoorziening.

Formulierversie
2015.01

Waterstaatswerk of beschermingszone gebruiken

Bouwen, graven, aanleggen en andere activiteiten in een oppervlaktewaterlichaam (waaronder uiterwaarden) uitvoeren

1 Overige activiteiten in of nabij een oppervlaktewaterlichaam uitvoeren

Welke overige activiteit(en) wilt u uitvoeren in of nabij oppervlaktewaterlichamen?

- Plaatsen van hekwerken en afrasteringen
- Oprichten van een gebouw, zoals een woning of bedrijfspand
- Plaatsen van nutsvoorzieningen (meet- en regelstations e.d.)
- (Ver)bouwen van een boothuis
- Plaatsen van afmeerpalen
- Plaatsen van remmingwerken
- Aanbrengen van lozingswerken
- Plaatsen van mosselzaadinvanginstallaties
- Plaatsen van meetpalen
- Aanbrengen van visfuisen of ander vistuig
- Oprichten van een windturbine(park)
- Oprichten van een zendmast
- Anders

Welke andere activiteit voert u uit in of nabij oppervlaktewaterlichamen?

Realiseren van hoogspanningstracé, bij masten 1061-1062 over Kanaal door Zuid-Beveland en plaatsen van mast 1084 in de Oosterschelde.

Bijlagen

Formele bijlagen

Naam bijlage	Bestandsnaam	Type	Datum ingediend	Status document
Aanvraagbrief ZW380kV Waterwet RWS	Aanvraagbrief ZW380kV Waterwet RWS Ondertekend.pdf	Anders	30-04-2015	In behandeling
Bijlagelijst ZW380kV Waterwet RWS	Bijlagelijst ZW380kV Waterwet RWS Kruisingen.pdf	Situatietekening, kaart of foto Gegevens overige activiteiten in of nabij een oppervlaktewaterlichaam uitvoeren Gegevens waterstaatswerk of beschermingszone gebruiken	30-04-2015	In behandeling

Bijlagelijst ZW380kv Waterwet RWS, d.d. 29 april 2015						
Map	Titel	Datum	Versie	Tekening/documentnummer	Vergunning	Opmerkingen
1	Overzichtskaat en Mastenlijst					
	Overzicht Zuid-West 380 kV Borssele-Rilland	feb-15		150227p_zw380_ZW-W_zeeland_A2	Waterwet	
	Tracé ZW380kV Gemeente Reimerswaal	21-4-2014		150421p_zw-w380_Reimerswaal_A0	Waterwet	
	Mastenlijst Waterwet RWS ZW380	20-2-2015			Waterwet	
2	Kadastrale gegevens					
	Kadastrale Lijst	24-4-2015	1.0	RWS Waterwet; Kadastrale lijst masten	Waterwet	
3	Situatietekeningen					
	VKA 2.1 Gemeente Reimerswaal	21-4-2014	VKA 2.1	150414p_zw-w380_Reimerswaal	Waterwet	Blad 1 van 11
4	Vergunningenkaarten					
	150428 vergunningenkaarten DT2 VKA 2.1	28-4-2015	3	315112-T002-C-verg	Waterwet	Blad 1061 en 1062
5	Lengteprofielen					
	Section DT2 Krabbendijke Alternative 4 (Structure 1050 - 1104)	20-2-2015	P2	ZW380_LPD_DT2-P2_ALT-4	Waterwet	Blad 3 en 9 van 15
6	Ontwerpgegevens Mast 1084					
	380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde Beoordeling effecten op waterveiligheid	april-15	R1	MW-AF2015107	Waterwet	
	380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde Voorontwerp mastfundering en grondnam	april-15	R1	MW-AF2015106	Waterwet	
	Terrein t.b.v. 380kV mast 1084	29-4-2015	A	BD5948-101-100-1323-100	Waterwet	
	Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Werkeiland	29-4-2015	A	BD5948-101-100-1323-101	Waterwet	
	Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Details en dwarsprofielen	29-4-2015	A	BD5948-101-100-1323-800	Waterwet	
	Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Details en dwarsprofielen	29-4-2015	A	BD5948-101-100-1323-801	Waterwet	

Bijlage 1

Overzichtskaart + mastenlijst



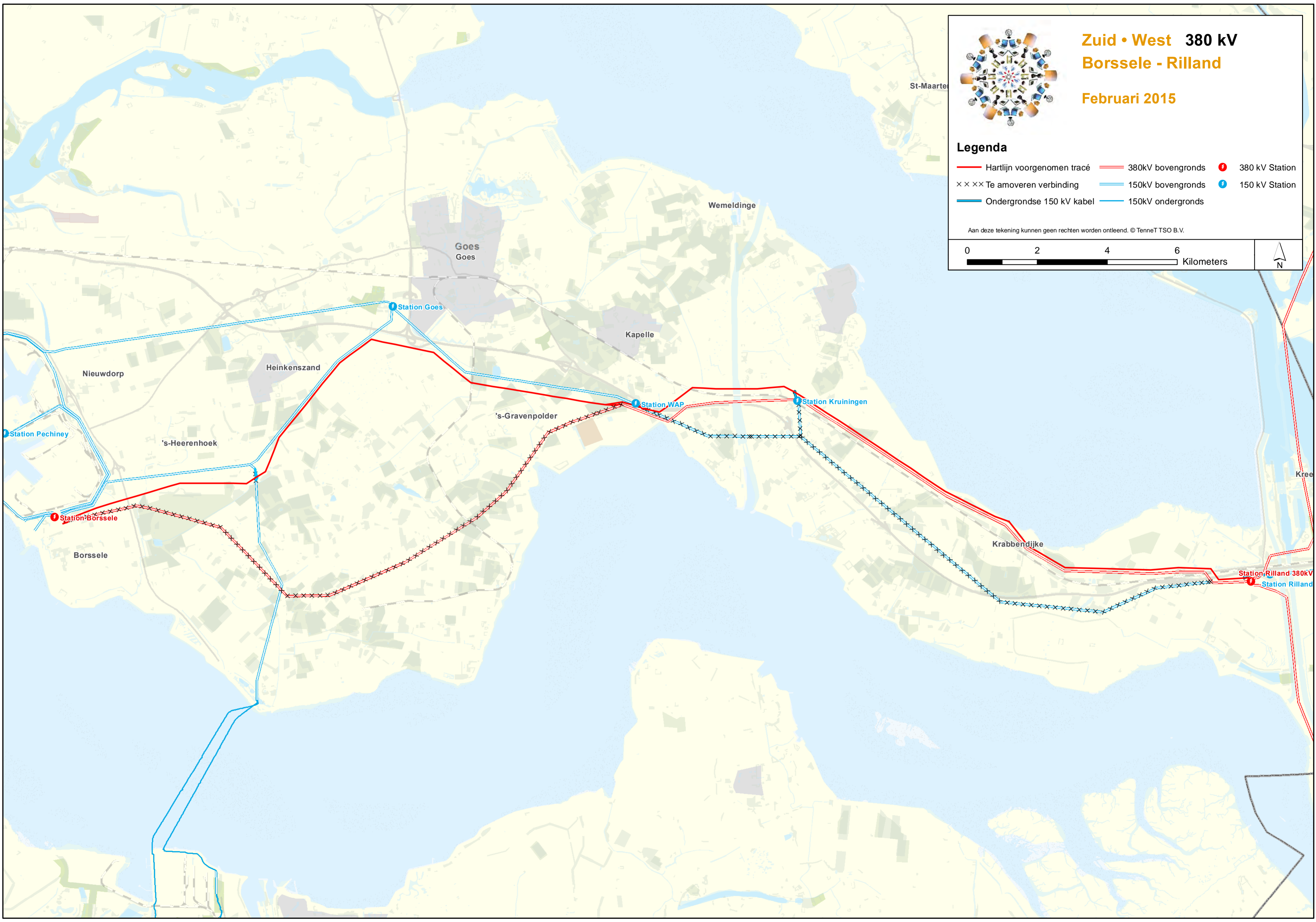
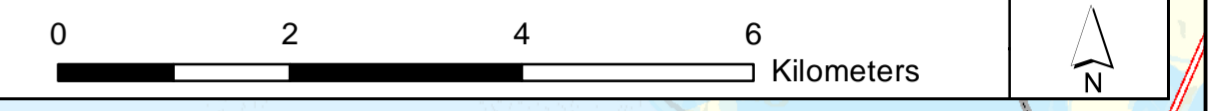
Zuid • West 380 kV Borssele - Rilland

Februari 2015

Legenda

- Hartlijn voorgenumen tracé
- 380kV bovengronds
- 380 kV Station
- Te amoveren verbinding
- 150kV bovengronds
- 150 kV Station
- Ondergrondse 150 kV kabel
- 150kV ondergronds

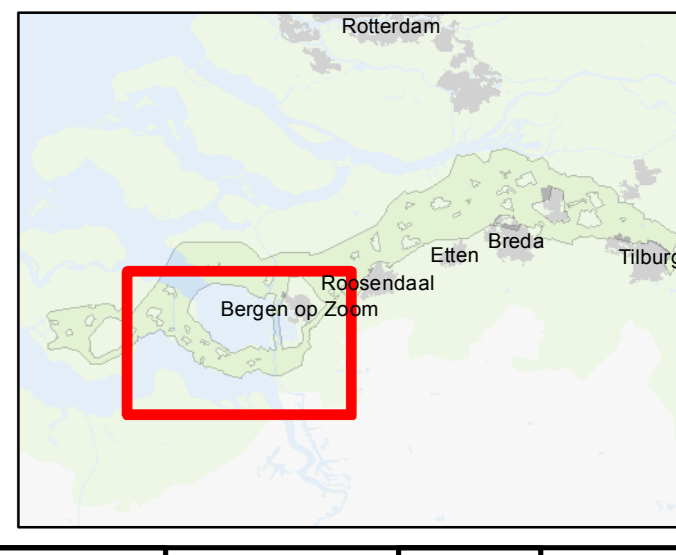
Aan deze tekening kunnen geen rechten worden ontleend. © TenneT TSO B.V.





Zuid • West 380 kV Tracé ZW380kV Gemeente Reimerswaal

- Legenda**
- Hartlijn tracé
 - Mastvoeten
 - 380kV bovengronds bestaand
 - 150kV bovengronds bestaand
 - 150kV ondergronds bestaand
 - x x x x x Te amoveren verbinding
 - station kruising contouren
 - Grens inpassingplan
 - Gemeentegrens
 - Corridor



Versie	Concept	Datum	21-4-2015
Schaal	1:30.000	Formaat	A0
Kenmerk	[Small text]		

0 500 1.000 1.500 m

Aan deze tekening kunnen geen rechten worden ontleend. © TenneT TSO B.V.

Staking table												
Waterwet RWS												
ZW380		Krabbendijke alternatief 4				Opgesteld:		Gecontroleerd:		Vrijgave:		Datum:
		DT2				TG		MV		MvN		20-2-2015
Structure Number	X Easting (m)	Y Northing (m)	Centerline Z Elevation (m)	Height adjustment (m)	Line Angle (deg)	Orientation Angle (deg)	Transverse Axis Azimuth (deg)	Struct. Height (m)	Head span (m)	Structure Description		
1061	58850,280	387792,371	1,600	0,3	0,000	0	179,818	98,0	387,0	ZVV4S400+33		
1062	59237,310	387793,600	-0,850	0,3	0,000	0	179,818	98,0	398,8	ZVV4S400+33		
1083	66430,016	384146,087	0,680	0	-6,785	0	203,192	76,1	413,3	ZVV4HK450+5		
1084	66818,847	384006,105	5,250	0	32,115	0	215,857	71,1	345,6	ZVV4HL450		
1085	67032,032	383734,084	0,905	0	0,000	0	231,914	63,3	246,7	ZVV4S400		

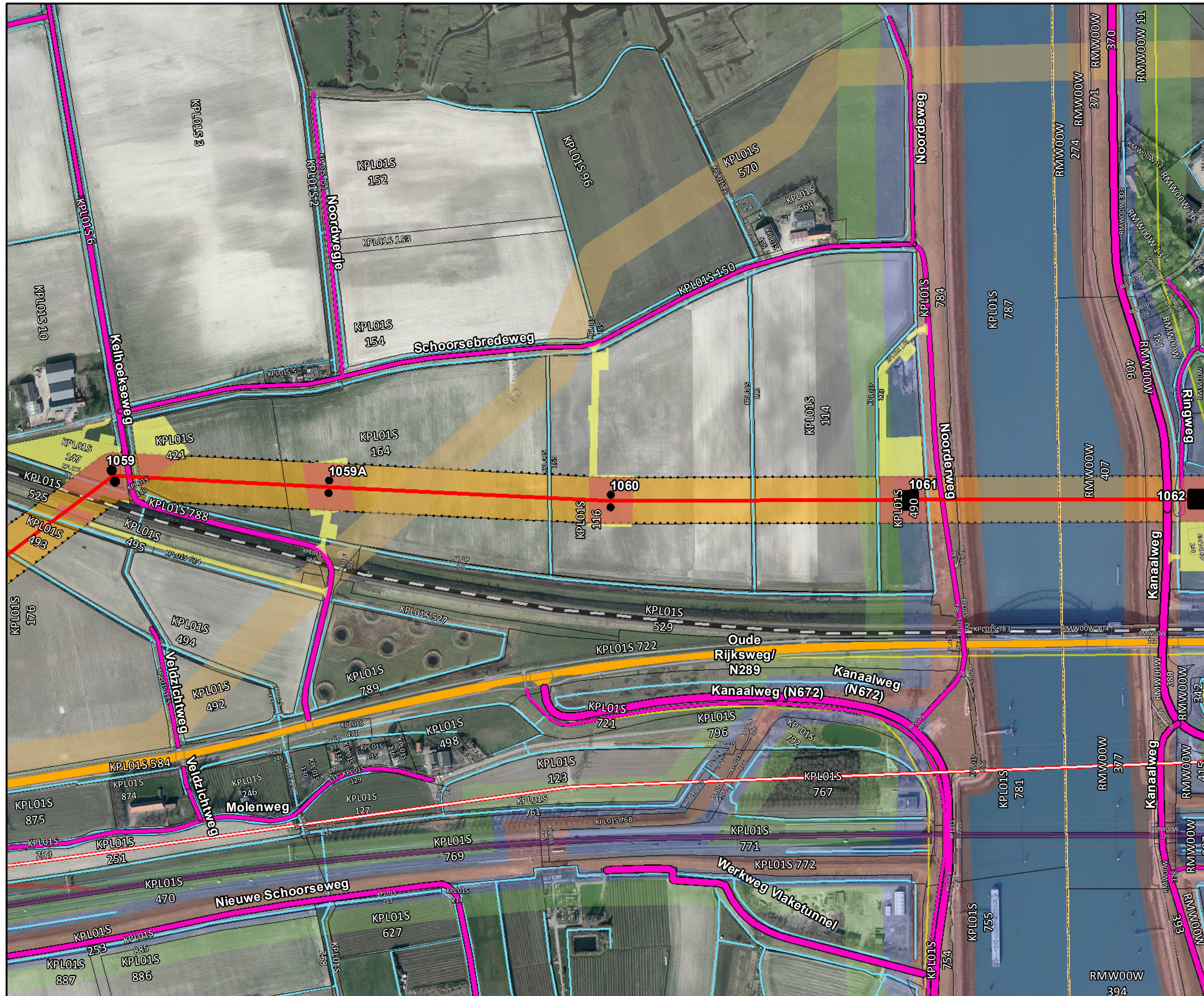
Bijlage 2

Kadastrale gegevens

ZW380: Kadastrale percelen RWS Waterwet**Datum: 24 april 2015****Versie: 1.0**

<i>Mastnummer</i>	<i>Kadastraal perceel</i>	<i>Gemeente</i>
1061	KPL01S 490	Kapelle
Kanaal over Zuid-Beveland	KPL01S 787	Kapelle
Kanaal over Zuid-Beveland	RMW00W 407	Reimerswaal
1062	RMW00W 329	Reimerswaal
1084	YSK00A 699	Reimerswaal

Bijlage 3
Situatietekeningen



Legenda

- Bovengronds 380kV
- Bovengronds 150kV
- Masten
- Tijdelijke masten
- Tijdelijke verbindingen
- Werkwegen en -terreinen binnen plangrens
- Werkwegen en -terreinen buiten plangrens
- 380kV bovengronds
- 150kV bovengronds
- 150kV ondergronds
- x x Te amoveren verbinding
- Waterschapswegen
- Provinciale wegen
- Gemeentelijke wegen
- station kruising contouren
- Gemeentegrenzen
- Kadastrale percelen
- Buisleidingenstrook
- waterlopen
- Waterkeringszone A
- Waterkeringszone B
- Waterkeringszone C
- Grens inpassingsplan
- Corridor

Zuid • West 380 kV VKA 2.1

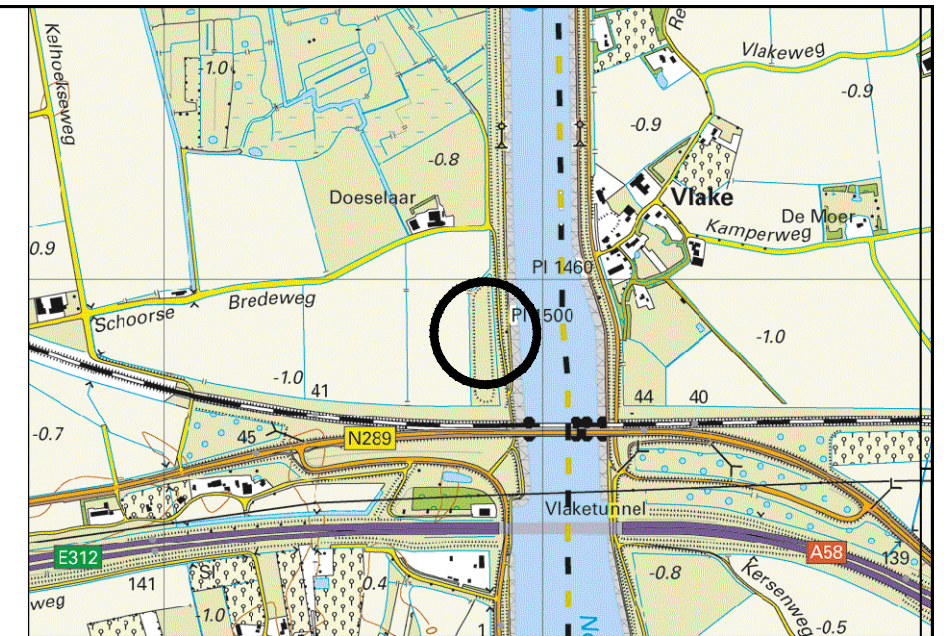
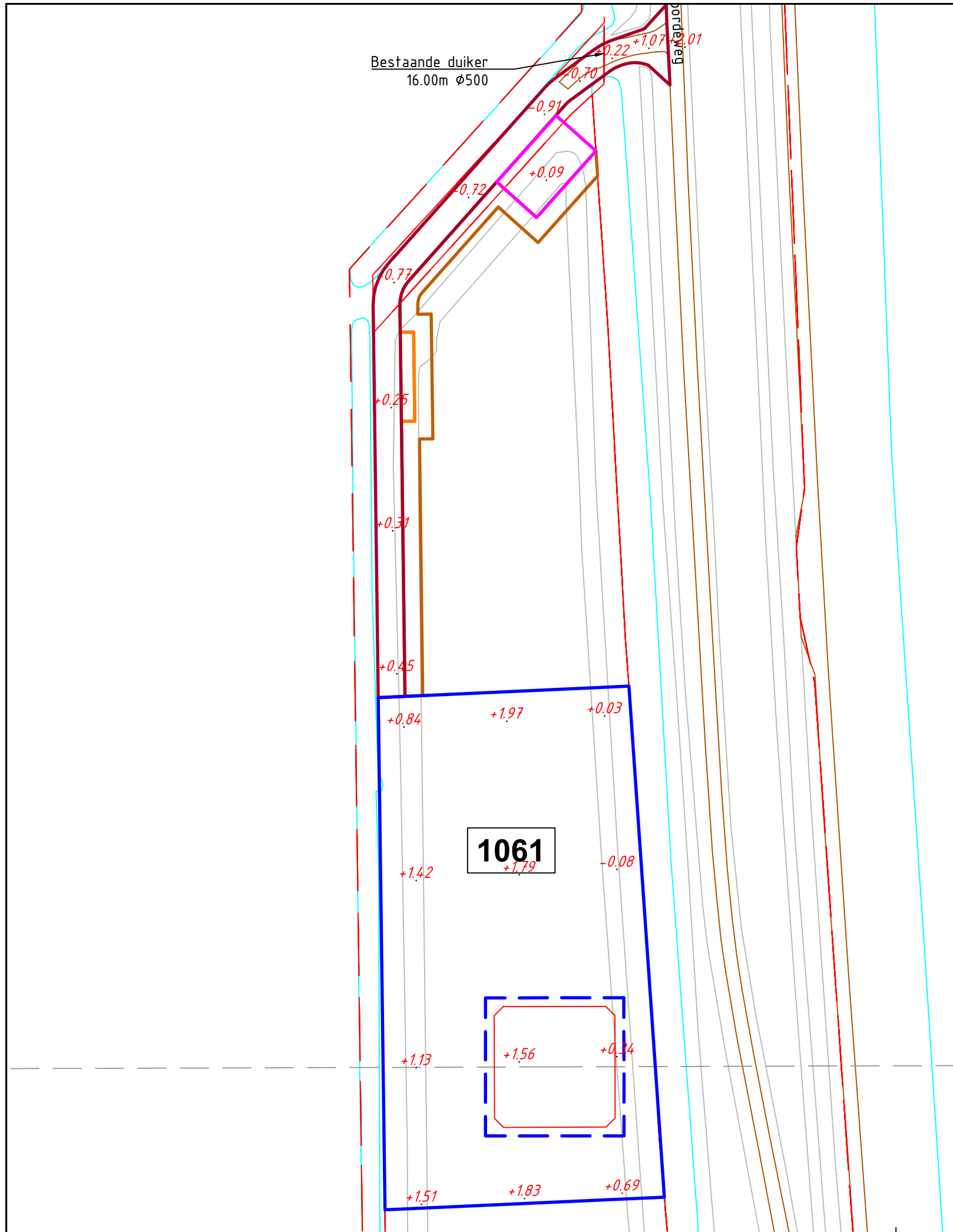


Revisiedatum	21-4-2015	Formaat	A3
Aanmaakdatum	14-04-2015	Schaal	1:5.000
Versie	VKA 2.1	Blad	Pag. 1 of 11

Kenmerk
 A:\p_zw380\producten\ZW380-West\vergunningen\150205_waterschapswegen_uitzoeken\150414p_zw-w380_Reimerswaal

Aan deze tekening kunnen geen rechten worden ontleend. © TenneT TSO B.V.

Bijlage 4
Vergunningenkaarten



Overzicht
Schaal 1:20.000

Mastgegevens

Mastnummer	1061
Type	ZWW4S400+33
Masthoogte	98,0 m
Maaiveld	1,600
Terrein	akker
Coördinaten	58850,280 387792,371

Verklaring

- Werkterrein + toegangsweg
- Lierterrein
- Bouwput
- Mastvoet
- Portaal
- Hartlijn
- Passeerplaats
- Opslagterrein
- Grondopslag teelaarde
- Kadastrale grens
- GBKN-bebouwing
- GBKN-water
- GBKN-verhardingen
- GBKN-groen
- GBKN-overige
- Tijdelijke duiker
- Tijdelijke watergang
- Te verwijderen groen/struiken
- Tijdelijk dempen watergang/waterpartij

Getekend door MB	Gecontroleerd door	Goedgekeurd	Besteknummer	Blad 1061	Aantal	Taal NL	Documentstatus DEFINITIEF
Projectnummer 315112	Tekeningnummer 315112-T002-C-1061	Schaal 1:1000	Formaat A3	Documenttype Tekening	Datum van uitgave 28-04-2015	Documentnaam 315112-T002-C-verg	

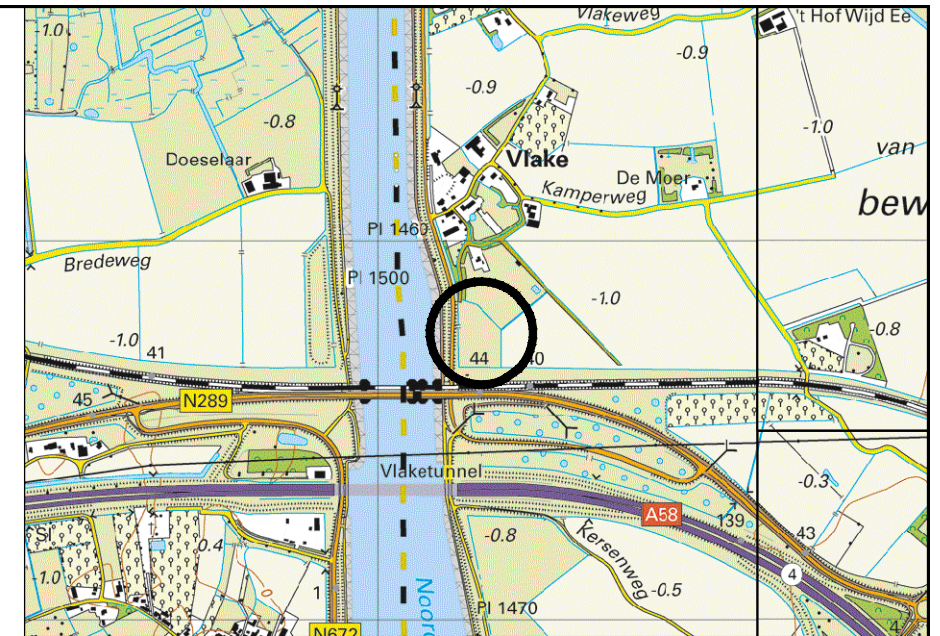
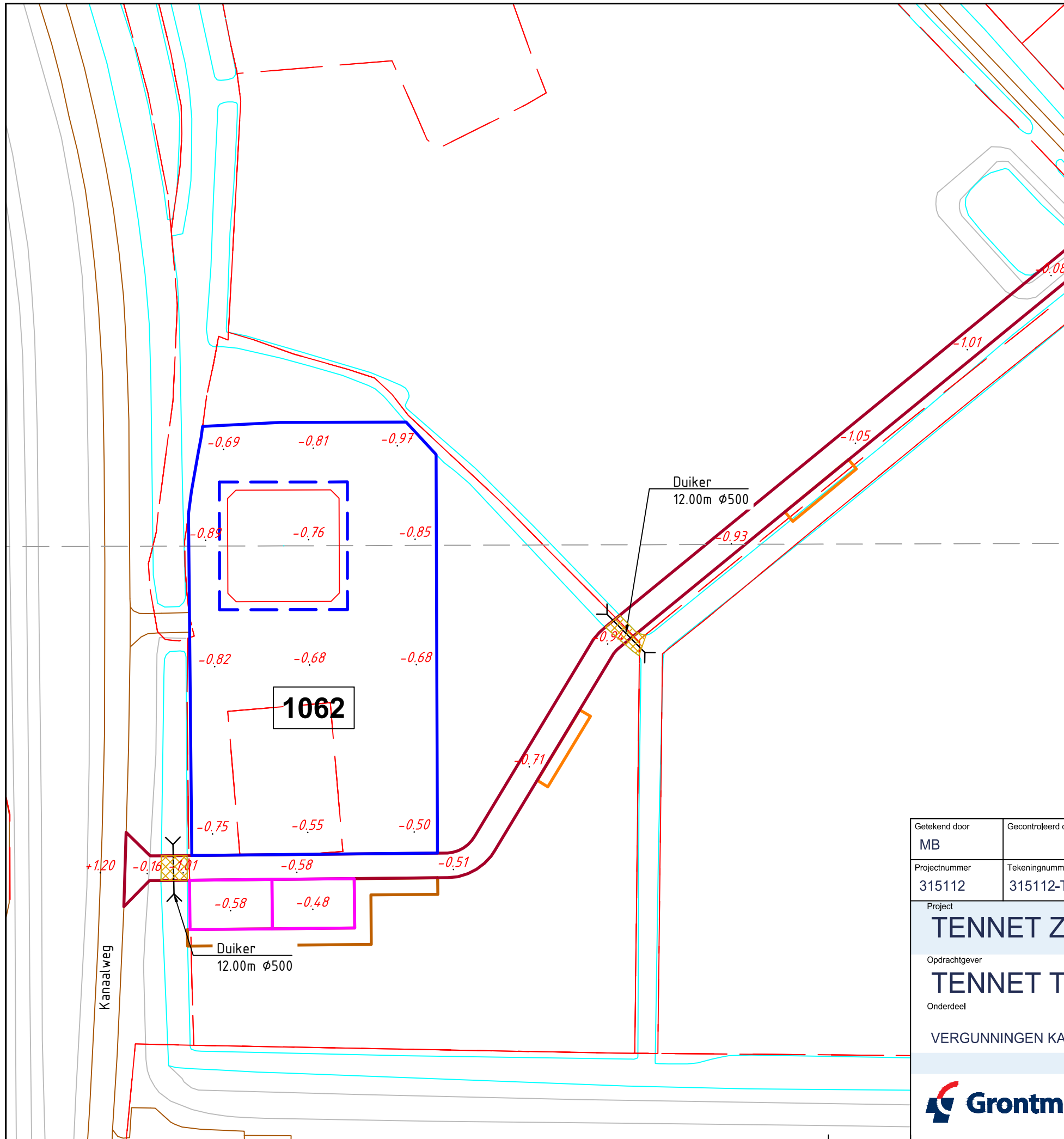
Project
TENNET ZW 380kV

Oprachtgever
TENNET TSO B.V.

Onderdeel
VERGUNNINGEN KAART VKA 2.1 MAST 1061



planning connecting
respecting
the future



Overzicht
Schaal 1:20.000

Mastgegevens

Mastnummer	1062
Type	ZWW4S400+33
Masthoogte	98,0 m
Maaiveld	-0,850
Terrein	akker
Coördinaten	59237,310 387793,600

Verklaring

- Werkterrein + toegangsweg
- Lierterrein
- Bouwput
- Mastvoet
- Portaal
- Hartlijn
- Passeerplaats
- Opslagterrein
- Grondopslag teelaarde
- Kadastrale grens
- GBKN-bebouwing
- GBKN-water
- GBKN-verhardingen
- GBKN-groen
- GBKN-overige
- Tijdelijke duiker
- Tijdelijke watergang
- Te verwijderen groen/struiken
- Tijdelijk dempen watergang/waterpartij

Getekend door MB	Gecontroleerd door	Goedgekeurd	Besteknummer	Blad 1062	Aantal	Taal NL	Documentstatus DEFINITIEF
Projectnummer 315112	Tekeningnummer 315112-T002-C-1062	Schaal 1:1000	Formaat A3	Documenttype Tekening	Datum van uitgave 28-04-2015	Documentnaam 315112-T002-C-verg	

TENNET ZW 380kV

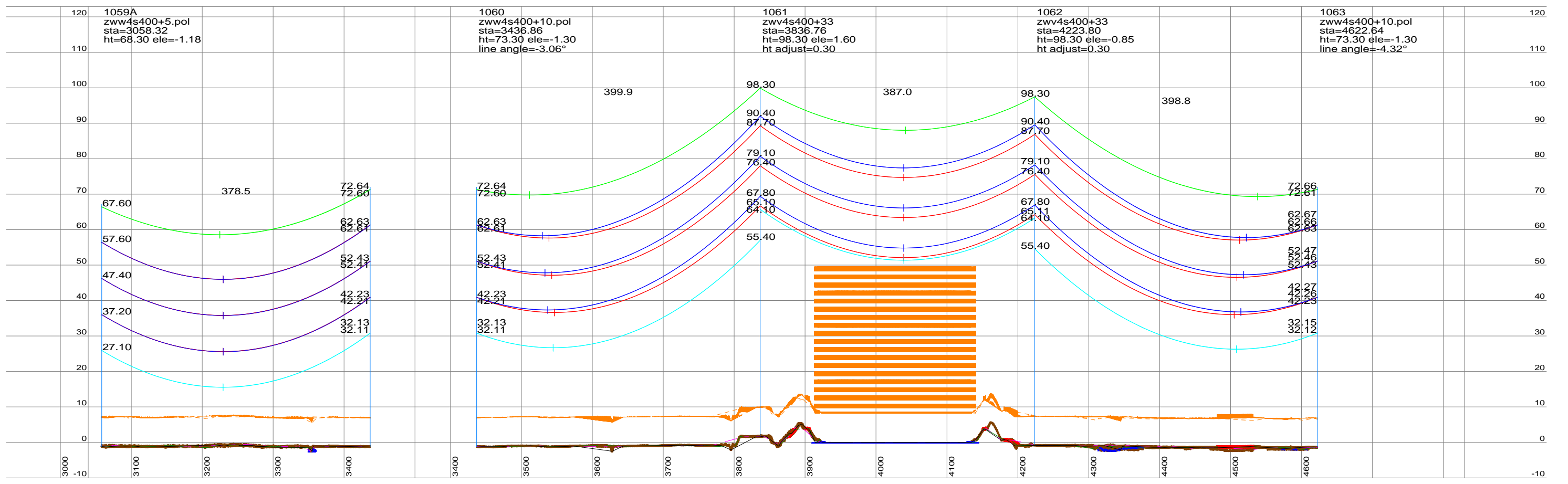
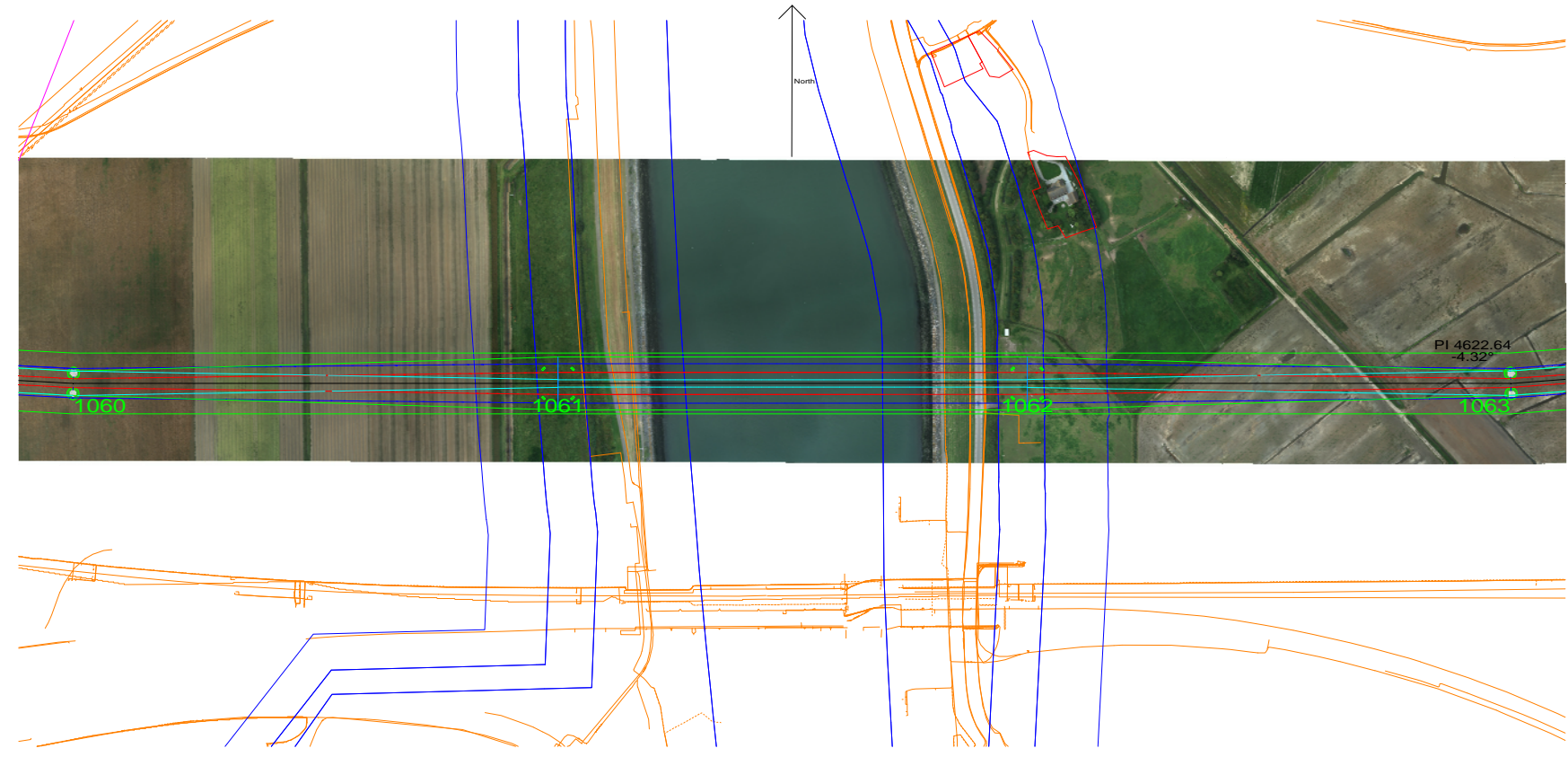
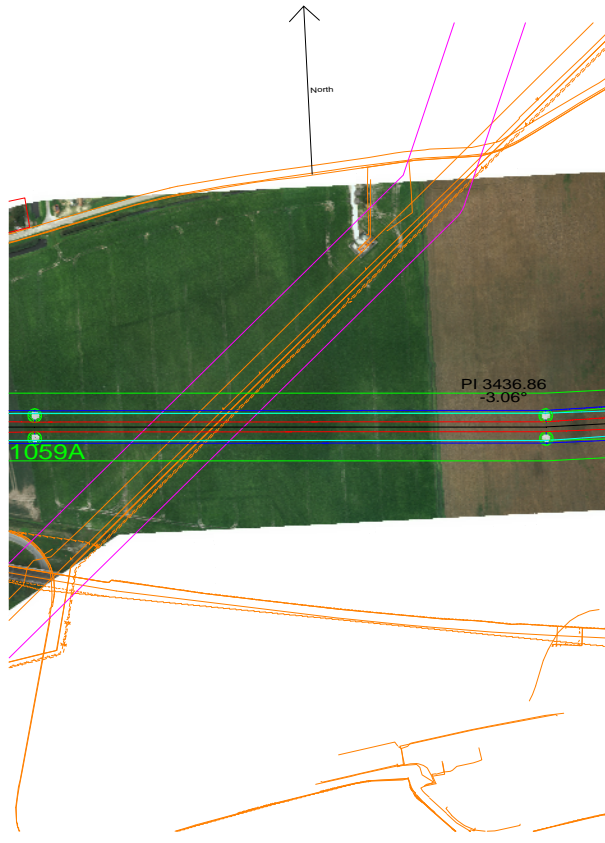
Opdrachtgever
TENNET TSO B.V.

Onderdeel
VERGUNNINGEN KAART VKA 2.1 MAST 1062

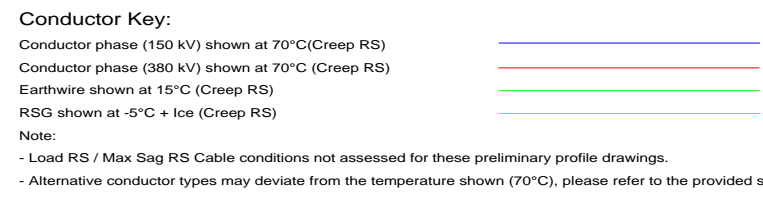


planning connecting
respecting
the future

Bijlage 5
Lengteprofielen



- Notes:**
1. PLS CADD Model based on Survey data supplied by Fugro and post processed by Movares.
 2. Phase Conductor & Earthwire properties based on cable files provided by TennaT.
 3. Phase Conductor & Earthwire Stringing (New Wintrack line) based on Max Catenary 1800m @ 10°C (Creep RS).
 4. Phase Conductor Shown (New Wintrack line) – Twin / Quad AMS 620 AAAC
E/W Conductor Shown (New Wintrack line) – Hawk OPGW ACSR
 5. Phase Conductor shown represents the middle of the bundle (500mm conductor separation new Wintrack line).
RSG shown represents the center of the bundle (200mm conductor separation).
 6. This drawing is produced using PLS-Pole Models (New Wintrack line) based on dimensions from pole drawings
"000.145.11 0254226 Mastenontwerp.dossier vers.zip" provided by TennaT on 13-06-2014.
 7. Insulator lengths are based on the 380kV and 150kV V-brace drawings provided by TennaT on 11-02-2014.
 8. Tower Details are shown as Follows:
1105 (Tower Number) ZWW2E40 (Tower type)
sta=564.07 (Station of Tower)
ht=40.89 (Tower Height) ele=9.92 (Elevation at Ground Level)
 9. All dimensions are in metres.



Feature Description	Symbol	380kV-Radial Clearance (m)	150kV-Radial Clearance (m)	0kV-Radial Clearance (m)
Ground	•	10.8	10	8.2
Roads	•	11.8	11	9.2
Railways	•	14	13.2	11.4
Highways	•	12.7	11.9	10.1
Buildings	•	7.7	6.9	5.1
Water	•	>8.3	>8.5	>6.7
Zuid-Beverland Kanal	•	52	51.2	48.4
Foundation Area	•			
Pole	•			
Buried Services	•			

Rev	Date	Description	TG	MV	MvN
IP2	20-02-2015	Second Issue 70°C Preliminary Line Profile Drawings			
IP1	01-12-2014	Krabbedijkje Alternative 4 Preliminary Line Profile Drawings	TG	MV	MvN

70°C Preliminary Line Profile Drawings
Section DT2 Krabbedijkje Alternative 4 (Structure 1050 - 1104)

Borssele-Tilburg ZW380

Designer: TG
Checker: MV
Approver: MvN
Date: 20-02-2015

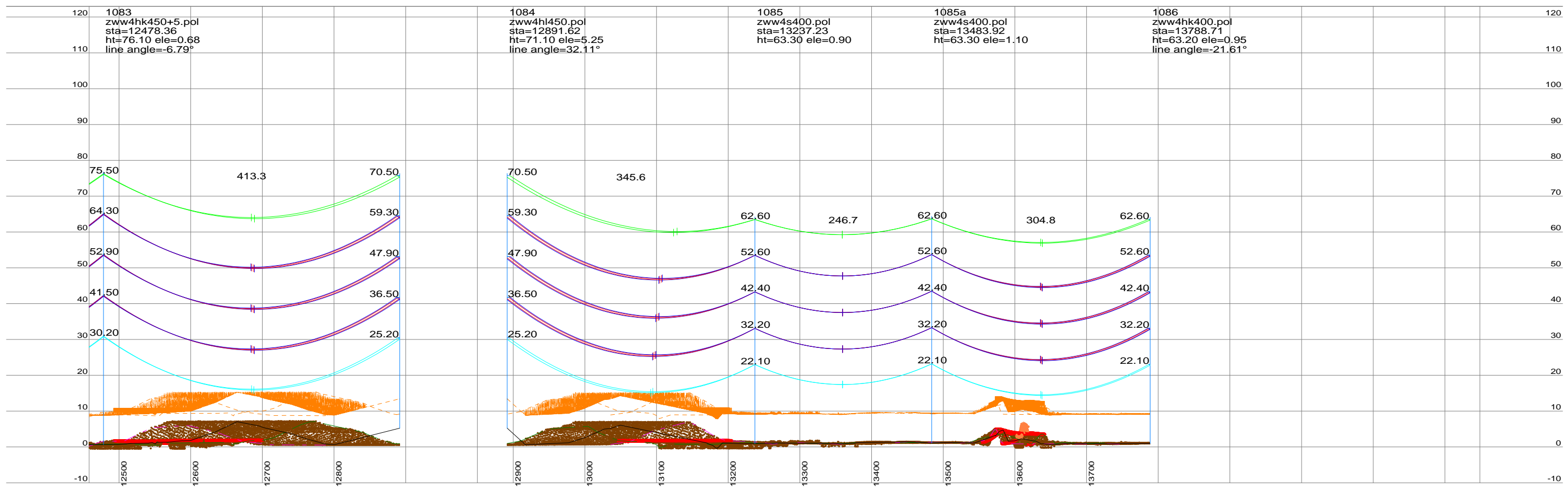
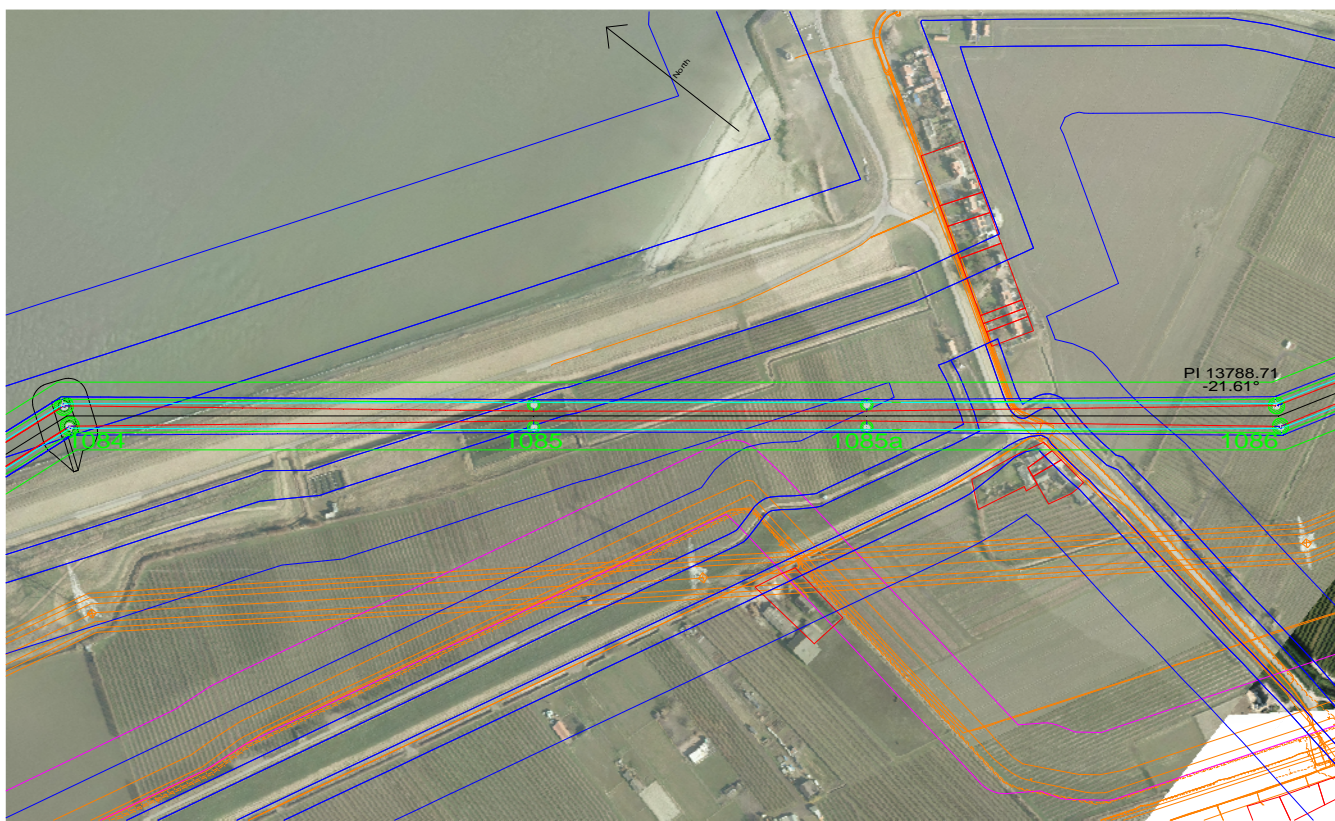
Movares
adviseurs & ingenieurs

Postbus 2855
3500 GW Utrecht
Tel: 030 - 265 5555

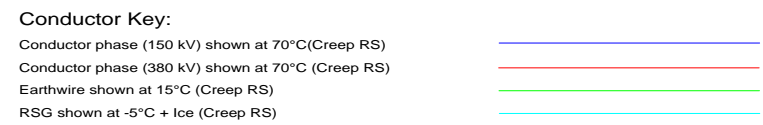
tennaT
Linnestraat 210
6812 AR ARNHEM
Tel: 0512-231111
Fax: 0512-231112
E-mail: info@tennat.nl
www.tennat.nl

Drawing Number: **ZW380_LPD_DT2-P2_ALT-4**

Page 3/15 Rev P2



- Notes:**
1. PLS CADD Model based on Survey data supplied by Fugro and post processed by Movares.
 2. Phase Conductor & Earthwire properties based on cable files provided by TennaT.
 3. Phase Conductor & Earthwire Stringing (New Wintrack line) based on Max Catenary 1800m @ 10°C (Creep RS).
 4. Phase Conductor Shown (New Wintrack line) – Twin / Quad AMS 620 AAAC
E/W Conductor Shown (New Wintrack line) – Hawk OPGW ACSR
 5. Phase Conductor shown represents the middle of the bundel (500mm conductor separation new Wintrack line).
RSG shown represents the center of the bundel (200mm conductor separation).
 6. This drawing is produced using PLS-Pole Models (New Wintrack line) based on dimensions from pole drawings
"000.145.11 0254226 Mastenontwerp.dossier vers.zip" provided by TennaT on 13-06-2014.
 7. Insulator lengths are based on the 380kV and 150kV V-brace drawings provided by TennaT on 11-02-2014.
 8. Tower Details are shown as Follows:
1105 (Tower Number) ZWW2E400 (Tower type)
sta=564.07 (Station of Tower)
ht=40.89 (Tower Height) ele=9.92 (Elevation at Ground Level)
 9. All dimensions are in metres.



Note:

- Load RS / Max Sag RS Cable conditions not assessed for these preliminary profile drawings.
- Alternative conductor types may deviate from the temperature shown (70°C), please refer to the provided section table.

Feature Description	Symbol	380kV-Radial Clearance (m)	150kV-Radial Clearance (m)	0kV-Radial Clearance (m)
Ground	•	10.8	10	8.2
Roads	•	11.8	11	9.2
Railways	×	14	13.2	11.4
Highways	×	12.7	11.9	10.1
Buildings	×	7.7	6.9	5.1
Water	—	>8.3	>8.5	>6.7
Zuid-Beverland Kanaal	—	52	51.2	48.4
Foundation Area	⊗			
Pole	⊙			
Buried Services	—			

Rev	Date	Description	By	Chk	App
IP2	20-02-2015	Second Issue 70°C Preliminary Line Profile Drawings	TG	MV	MvN
IP1	01-12-2014	Krabbendijke Alternative 4 Preliminary Line Profile Drawings	TG	MV	MvN

70°C Preliminary Line Profile Drawings
Section DT2 Krabbendijke Alternative 4 (Structure 1050 - 1104)

Borssele-Tilburg ZW380

Originator: TG
Approver: MvN
Checker: MV
Date: 20-02-2015

Movares
adviseurs & ingenieurs

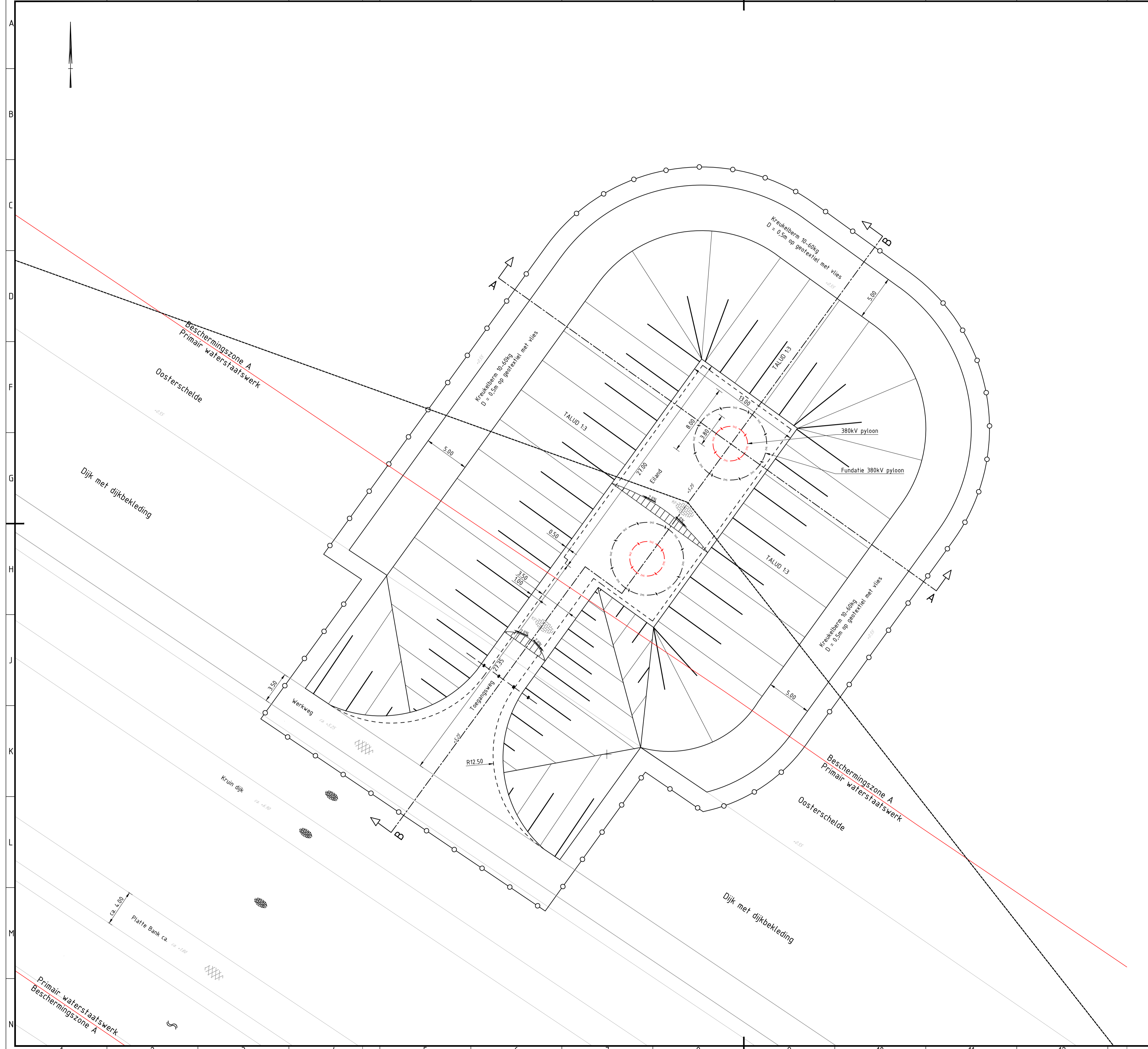
Postbus 2855
3500 GW Utrecht
Tel: 030 - 265 5555

tennet
Linnemannweg 210
6812 AR ARNHEM
T: 088-2212111
F: 088-2212112
E: info@tennet.nl
www.tennet.nl

Postbus 718
6802 AS ARNHEM
T: 088-2212111
F: 088-2212112
E: info@tennet.nl
www.tennet.nl

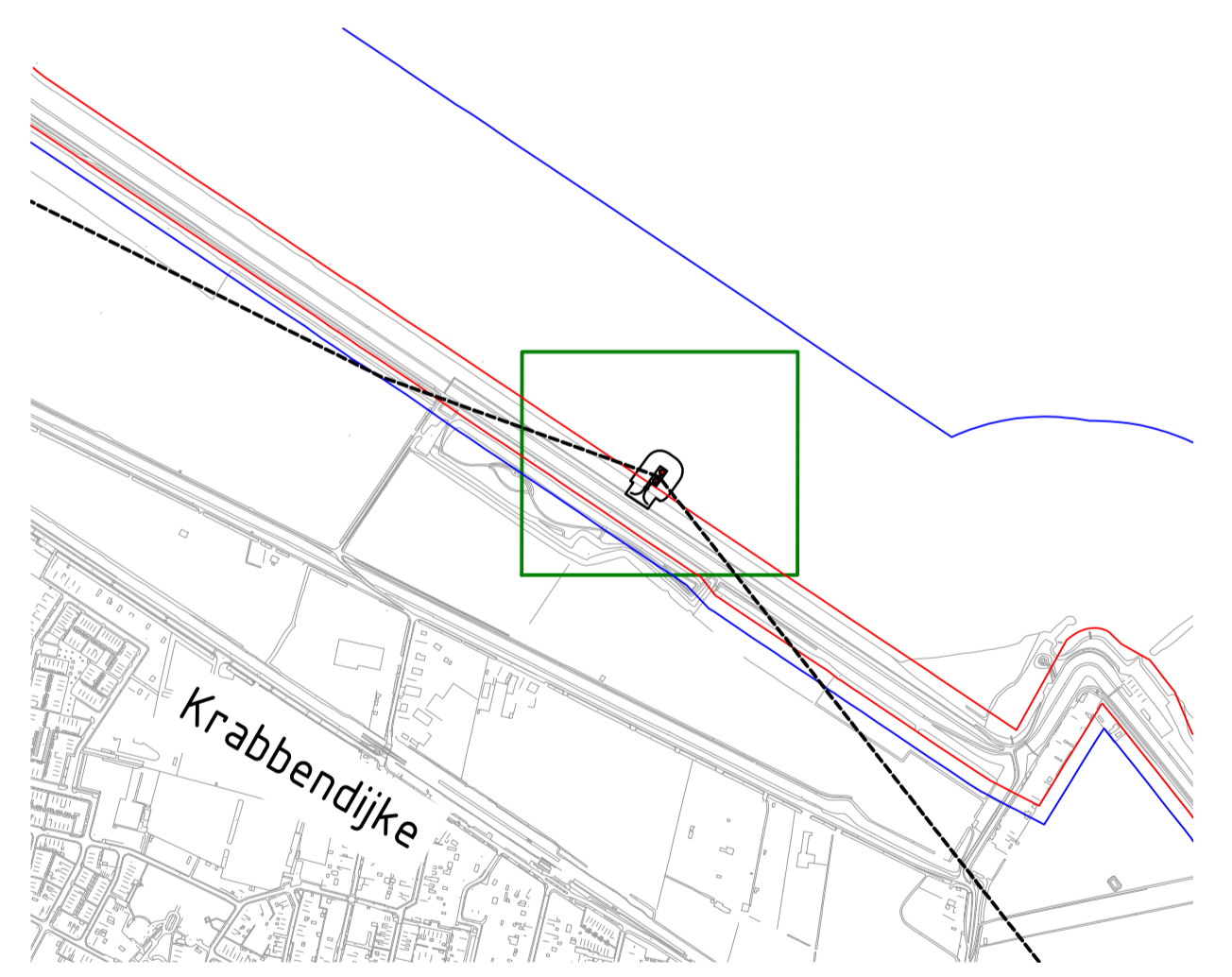
Drawing Number: ZW380_LPD_DT2-P2_ALT-4
Page 9/15
Rev P2

Bijlage 6
Ontwerpgegevens Mast 1084



LEGENDA

	Werkgrens
	Materiaalgrens
	380kV pole
	Fundatie 380kV pole
	Nieuwe hoogte
	Bestaande hoogte
	Aanbrengen betonstraatsteen, keiformaat, elleboogverband
	Bestaande asfaltverharding
	Aanbrengen hekwerk
	Gras
	Watergang
	380kV tracé
	Primair waterstaatswerk
	Primair beschermingszone A



OPMERKINGEN:
 - Bron topografie: Tennet TSO B.V.
 - Maten in meters, tenzij anders aangegeven
 - Hoogten in meters t.o.v. N.A.P., tenzij anders aangegeven
 - Ligging kabels en leidingen ter indicatie, exacte ligging bepalen d.m.v. het graven van proefsluven
 - Doorsneden op tekening 1323-800
 - Geen rekening gehouden met mantelbuizen door het fundament aangezien de exacte locaties nog niet bekend zijn. Deze worden in het DO nader bepaald

A	Diverse wijzigingen	TDL	VDD	VDD	29-04-2016
	Eerste uitgave	TDL	GVE	GVE	16-04-2016
revisie	omschrijving	gekeurd	gecontroleerd	akkoord	datum

opdrachtgever
Tennet TSO B.V.

project
Haalbaarheid trasering 380kV Borssele-Tilburg nabij Krabbendijke

omschrijving
Terrein t.b.v. 380kV mast 1084

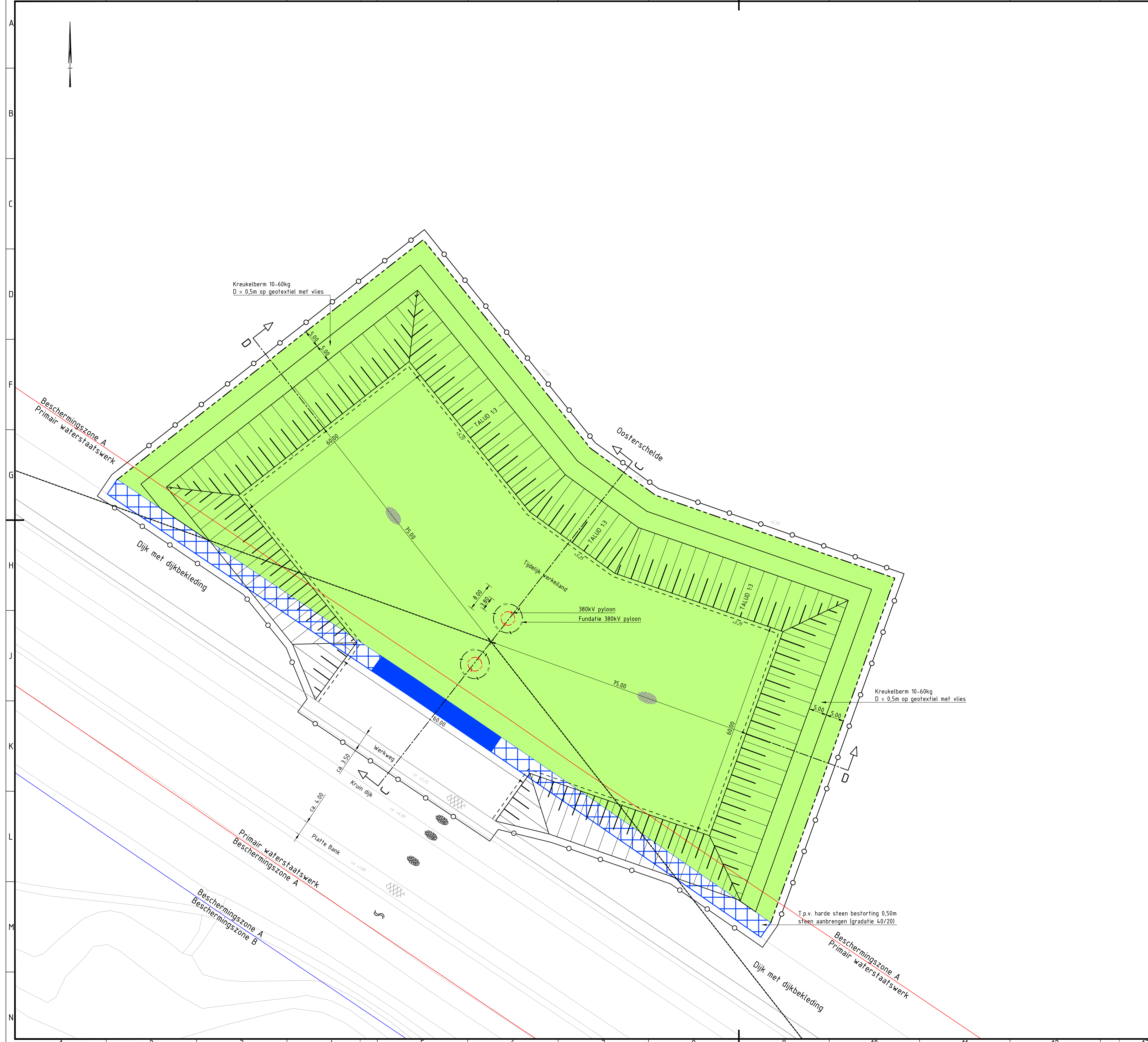
formaat A1 schaal 1:200 fase Voorlopig ontwerp bladz. 1 van 1

projectnummer **BD5948-101-100-1323-100** tekeningnummer

Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.
Planning & Strategy

Stationpark 27C
Postbus 4
4460 AA Goes
+31 (0)113 24 60 00 Telefoon
+31 (0)113 23 50 00 Fax
info.goss@nl.hdhv.com E-mail
www.royalhaskoningdhv.com Internet

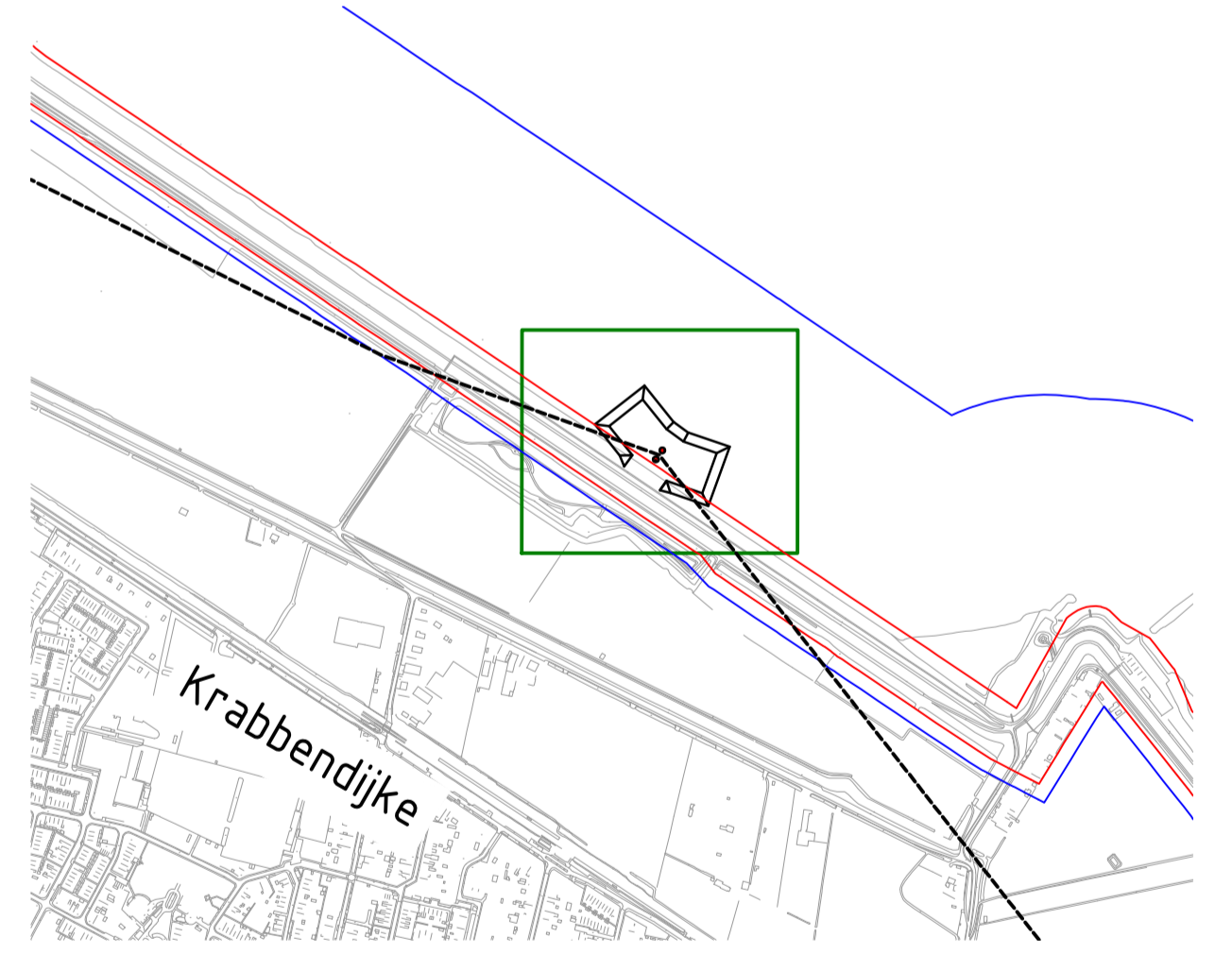


Kreukelberm 10-60kg
D = 0,5m op geotextiel met vlies

Kreukelberm 10-60kg
D = 0,5m op geotextiel met vlies

T.p.v. harde steen bestorting 0,50m
steen aanbrengen (gradatie 40/20)

LEGENDA	
	Werkgrens
	Materiaalgrens
	380kV pole
	Fundatie 380kV pylon
	Nieuwe hoogte
	Bestaande hoogte
	Puinverharding
	Bestaande asfaltverharding
	Gras
	Watergang
	Verticale drainage tot NAP -4,00m
	Verwijderen harde steenbestorting 0,50m dik gradatie 40/20
	Instand houden harde steenbestorting aanbrengen 0,50m dik gradatie 40/20
	380kV tracé
	Primair waterstaatswerk
	Primair beschermingszone A



Overzicht schaal 1:10000

0 5 10 15 20m
schaal 1500

OPMERKINGEN:
 - Bron topografie: Tennet TSO B.V.
 - Maten in meters, tenzij anders aangegeven
 - Hoogten in meters t.o.v. N.A.P., tenzij anders aangegeven
 - Ligging kabels en leidingen ter indicatie, exacte ligging bepalen d.m.v. het graven van proefsluven
 - Doorsneden op tekening 1323-801
 - Geen rekening gehouden met mantelbuizen door het fundament aangezien de exacte locaties nog niet bekend zijn. Deze worden in het DO nader bepaald

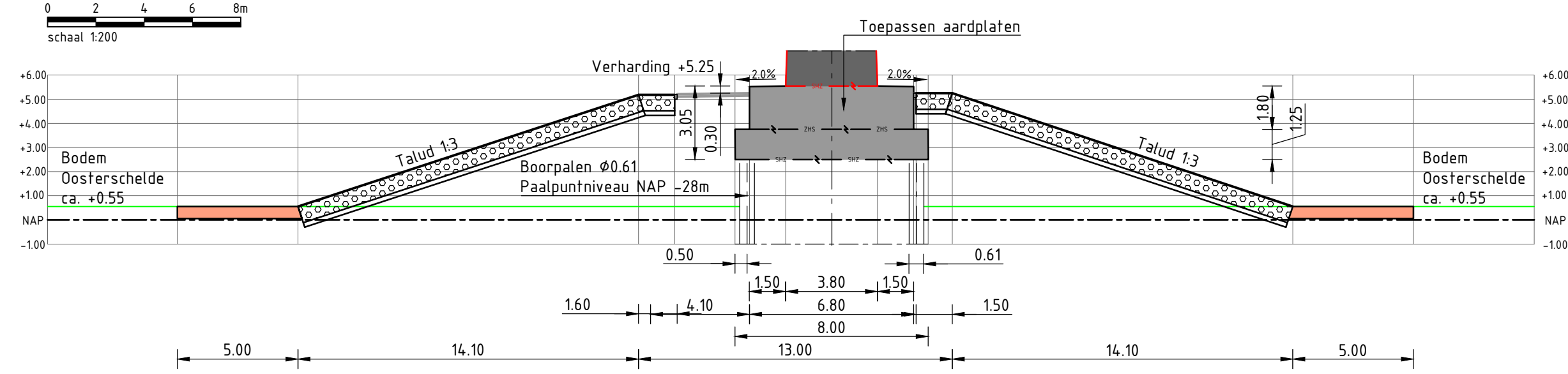
A	Diverse wijzigingen	TDL	VDD	VDD	29-04-2015
	Eerste uitgave	TDL	GVE	GVE	16-04-2015
revisie	omschrijving	gekeurd	gecontroleerd	akkoord	datum
opdrachtgever Tennet TSO B.V.					
project Haalbaarheid trasering 380kV Borssele-Tilburg nabij Krabbendijke					
omschrijving Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Werkeiland					
formaat	schaal	fase	bladnr.	van	projectnummer
A1	1:500	Voorlopig ontwerp	1	1	BD5948-101-100-1323-101

Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

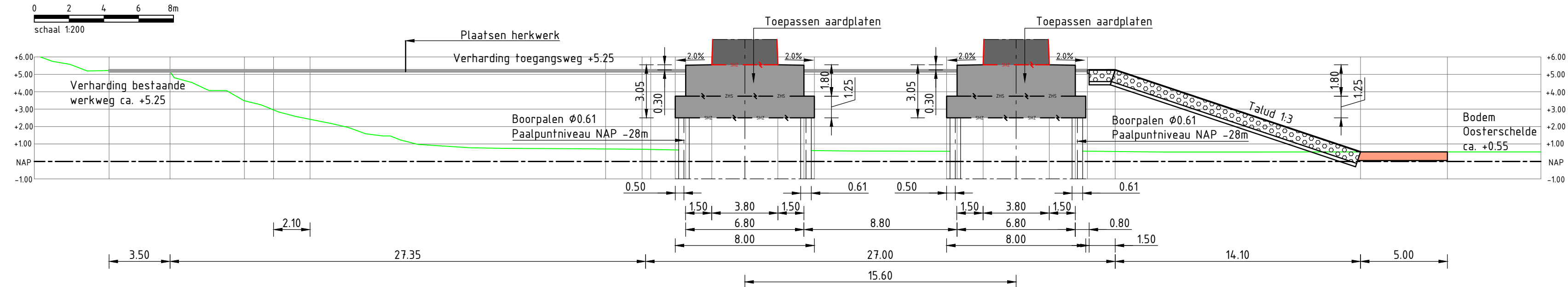
HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.
 Planning & Strategy

Stationpark 27C
 Postbus 4
 4460 AA Goes
 +31 (0)113 24 60 00 Telefoon
 +31 (0)113 23 50 00 Fax
 info.goes@nl.hdhv.com E-mail
 www.royalhaskoningdhv.com Internet

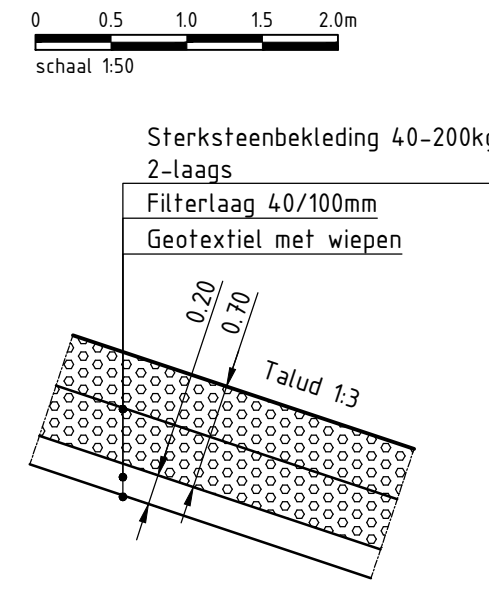
PRINCIPE DOORSNEDE A-A schaal 1:200



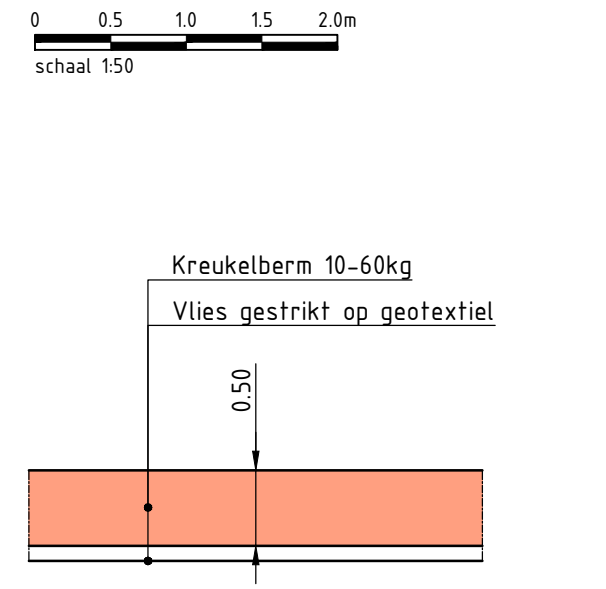
PRINCIPE DOORSNEDE B-B schaal 1:200



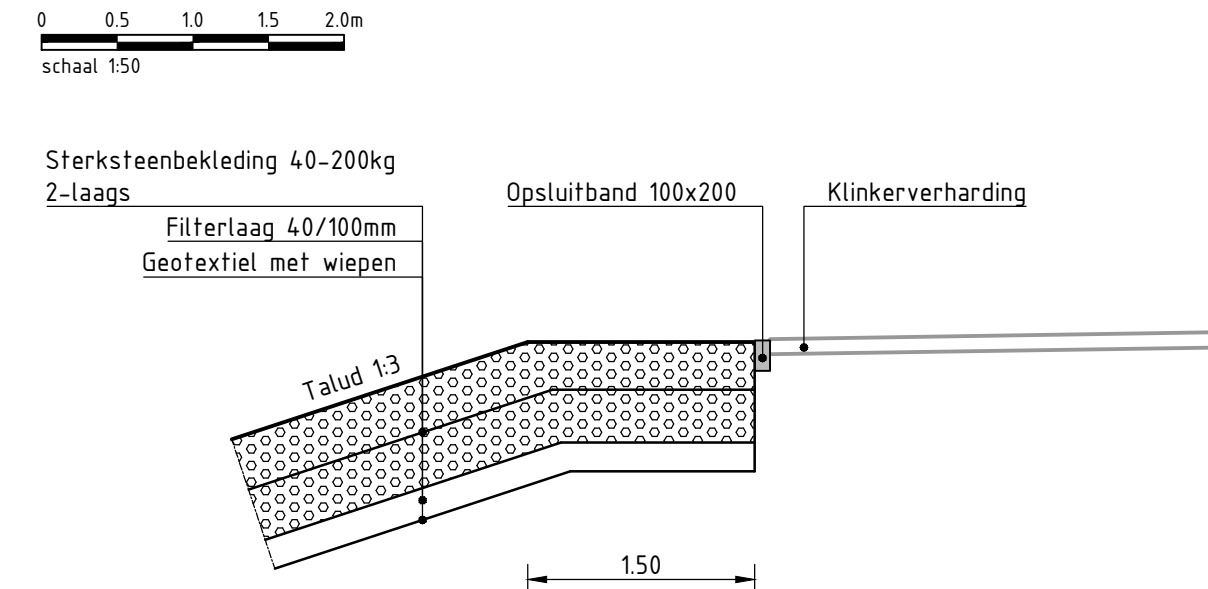
PRINCIPE DETAIL TALUD 1:50



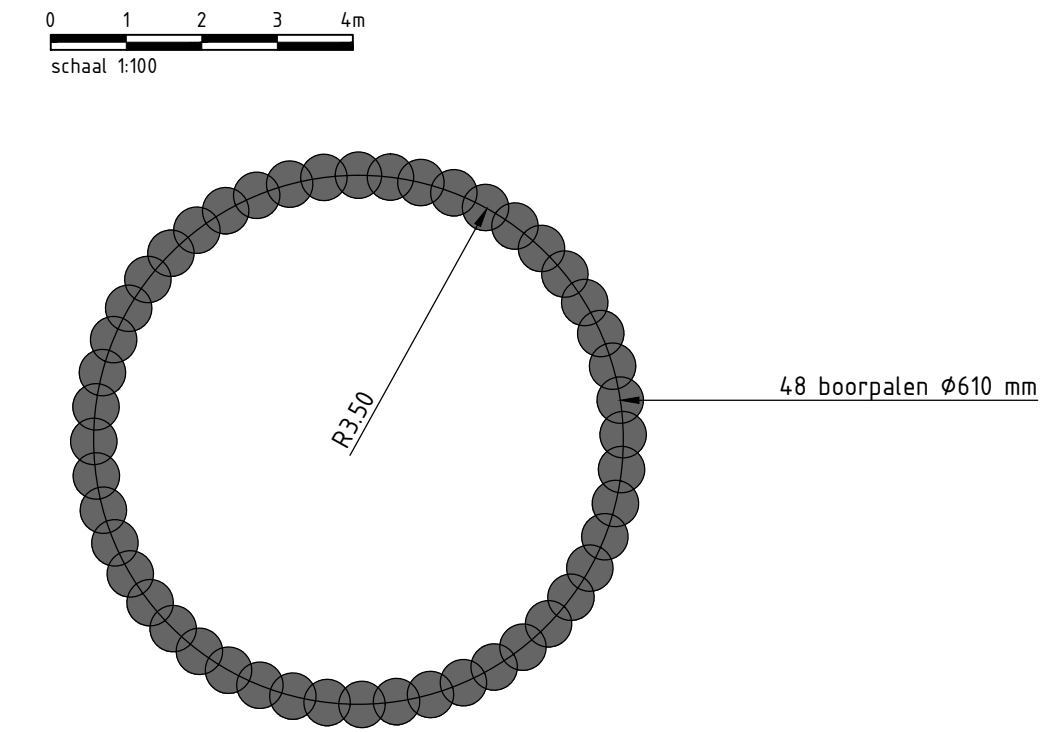
PRINCIPE DETAIL KREUKELBERM 1:50



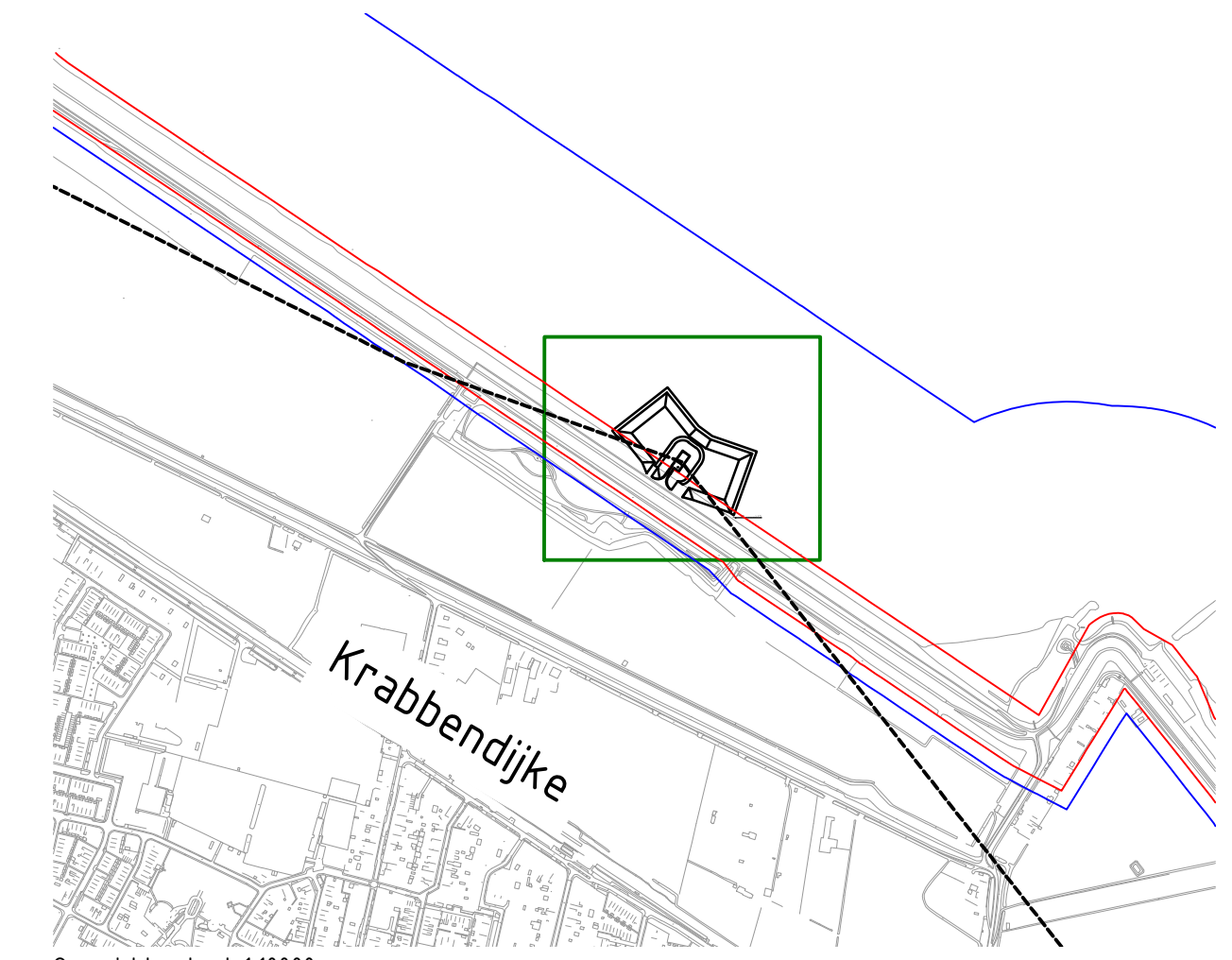
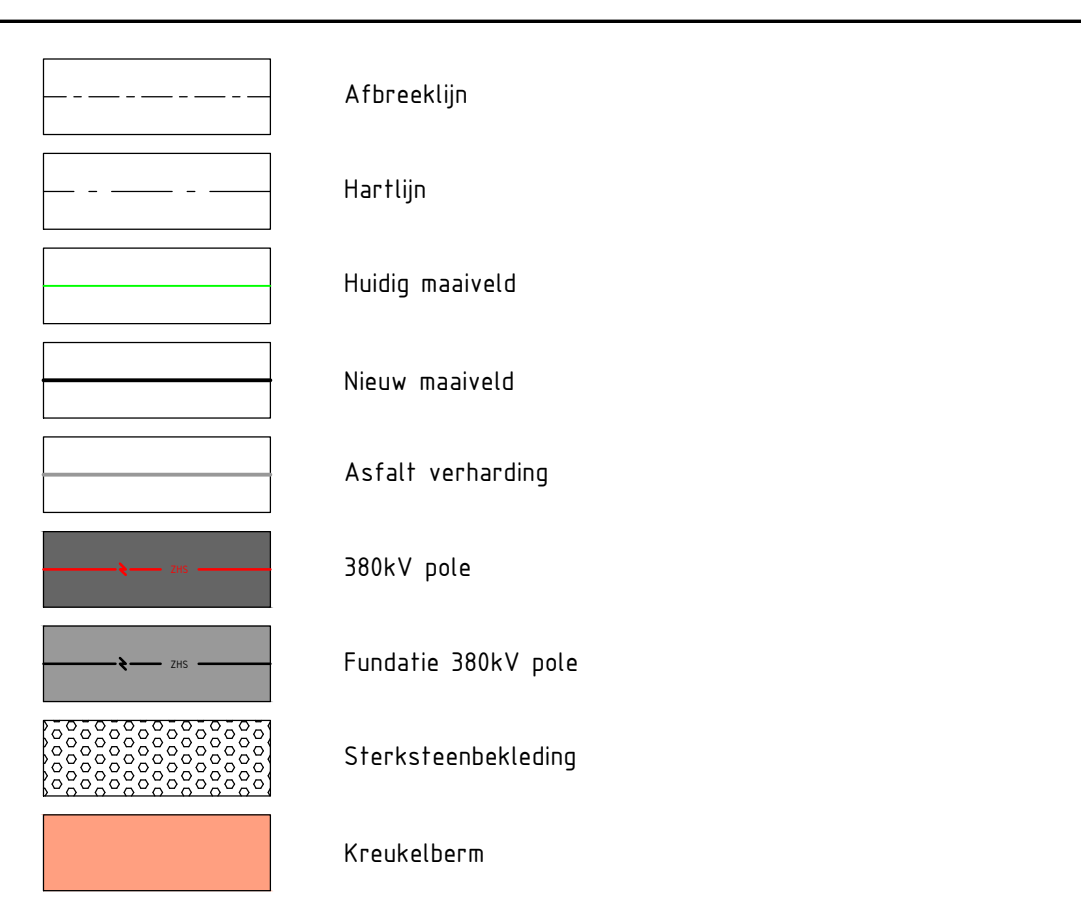
PRINCIPE DETAIL KRUIJ 1:50



PRINCIPE DETAIL BOORPALEN 1:100



LEGENDA



Overzicht schaal 1:10000
 OPMERKINGEN:
 - Bron topografie
 - Maten in meters, tenzij anders aangegeven
 - Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P., tenzij anders aangegeven
 - Ligging kabels en leidingen ter indicatie, exacte ligging bepalen d.m.v. het graven van proefsteunen
 - Doorsneden van tekeningen 1323-100
 - Geen rekening gehouden met mantelbuizen door het fundament aangezien de exacte locaties nog niet bekend zijn. Deze worden in het DO nader bepaald

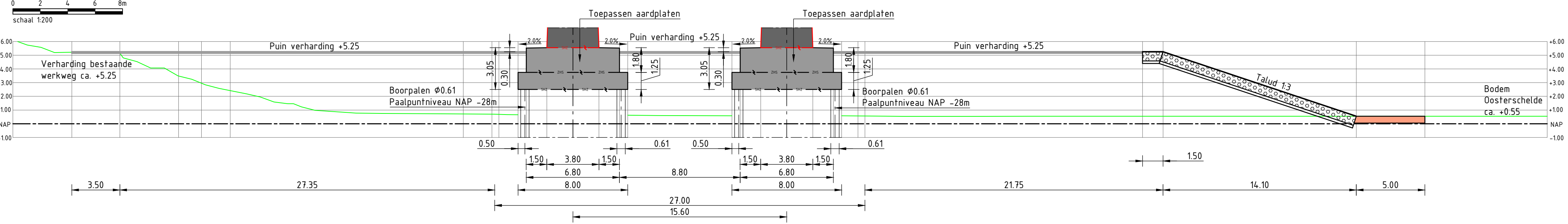
A	Diverse wijzigingen	TDL	VDD	VDD	29-04-2015
	Eerste uitgave	TDL	GVE	GVE	16-04-2015
revisie	omschrijving	getekend	gecontroleerd	akkoord	datum
opdrachtgever Tennet TSO B.V.					
project Haalbaarheid tracement 380kV Borssele-Tilburg nabij Krabbendijke					
omschrijving Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Details en dwarsprofielen					
formaat	schaal	fase	bladnr.	van	
A2 x 841	1:200	VO	1	1	
projectnummer					tekeningnummer
BD5948-101-100-1323-800					

Royal HaskoningDHV
 Enhancing Society Together

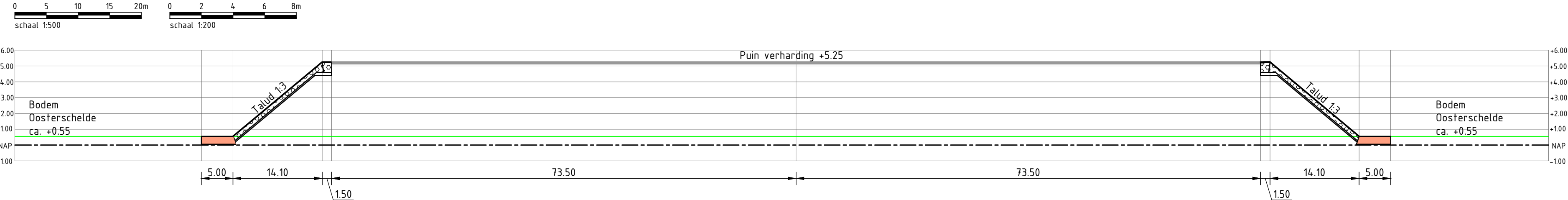
HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.
 Planning & Strategy

Stationspark 27C
 Postbus 4
 4460 AA Goes
 +31 (0)113 24 60 00
 +31 (0)113 23 30 05
 info.goes@nl.rdhv.com
 www.royalhaskoningdhv.com

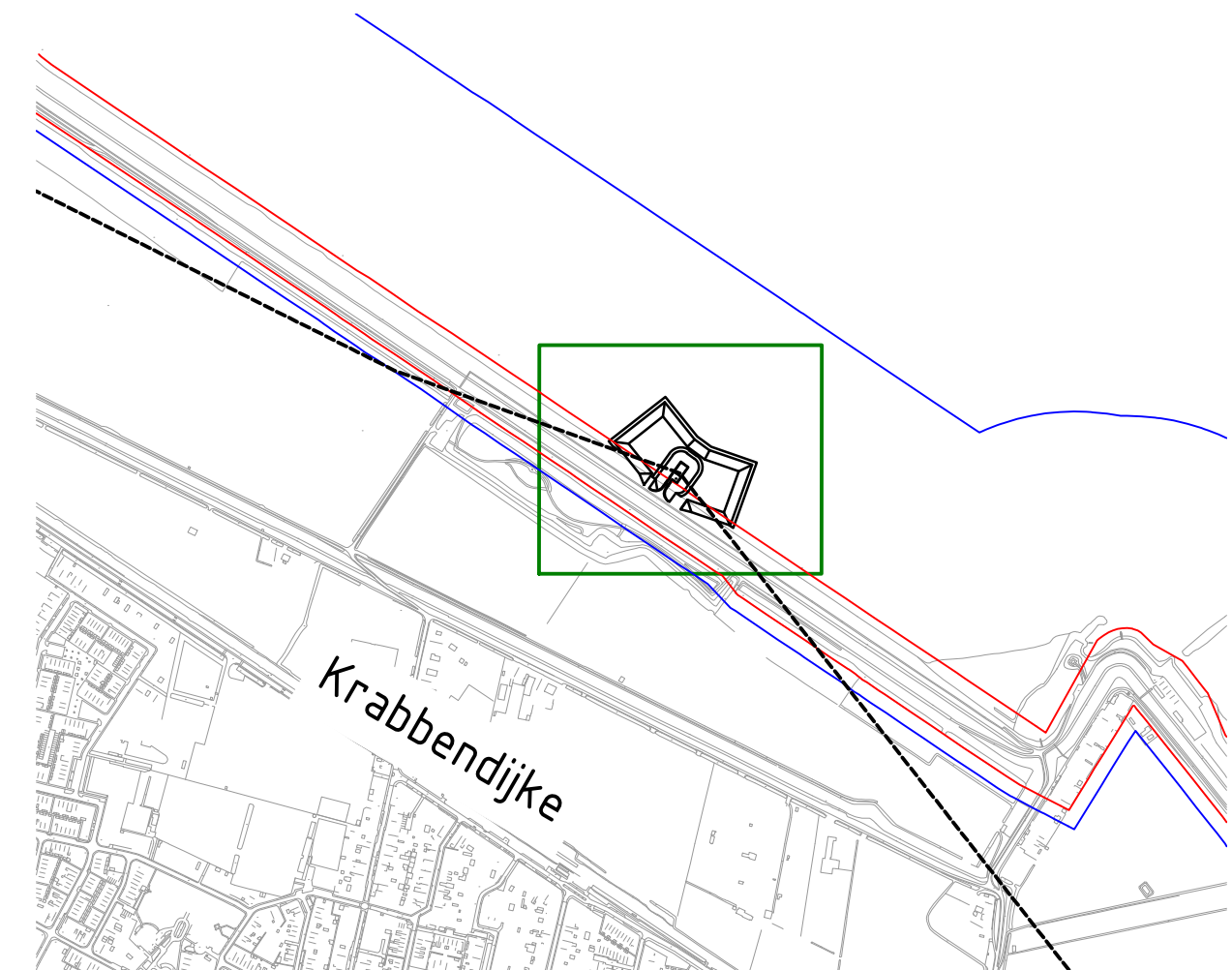
PRINCIPE DOORSNEDE C-C schaal 1:200



PRINCIPE DOORSNEDE D-D Horizontaal schaal 1:500 Verticaal schaal 1:200



LEGENDA	
	Afbreeklijn
	Hartlijn
	Huidig maaiveld
	Nieuw maaiveld
	Asfalt verharding
	380kV pole
	Fundatie 380kV pole
	Sterksteenbekleding
	Kreukelberm



Overzicht schaal 1:10000

OPMERKINGEN:

- Bron Topografie
- Maten in meters, tenzij anders aangegeven
- Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P., tenzij anders aangegeven
- Ligging kabels en leidingen ter indicatie, exacte ligging bepalen d.m.v. het graven van proefstevens
- Doorsnedes van tekeningen 1323-101
- Geen rekening gehouden met mantelbuizen door het fundament aangezien de exacte locaties nog niet bekend zijn. Deze worden in het D0 nader bepaald

A	Diverse wijzigingen	TDL	VDD	VDD	29-04-2015
	Eerste uitgave	TDL	GVE	GVE	16-04-2015
revisie	omschrijving	getekend	gecontroleerd	akkoord	datum
opdrachtgever Tennet TSO B.V.					
project Haalbaarheid trasering 380kV Borssele-Tilburg nabij Krabbendijke					
omschrijving Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 Details en dwarsprofielen					
formaat	schaal	fase	bladnr.	van	projectnummer
A2 x 841	1:200	VO	1	1	BD5948-101-100-1323-801

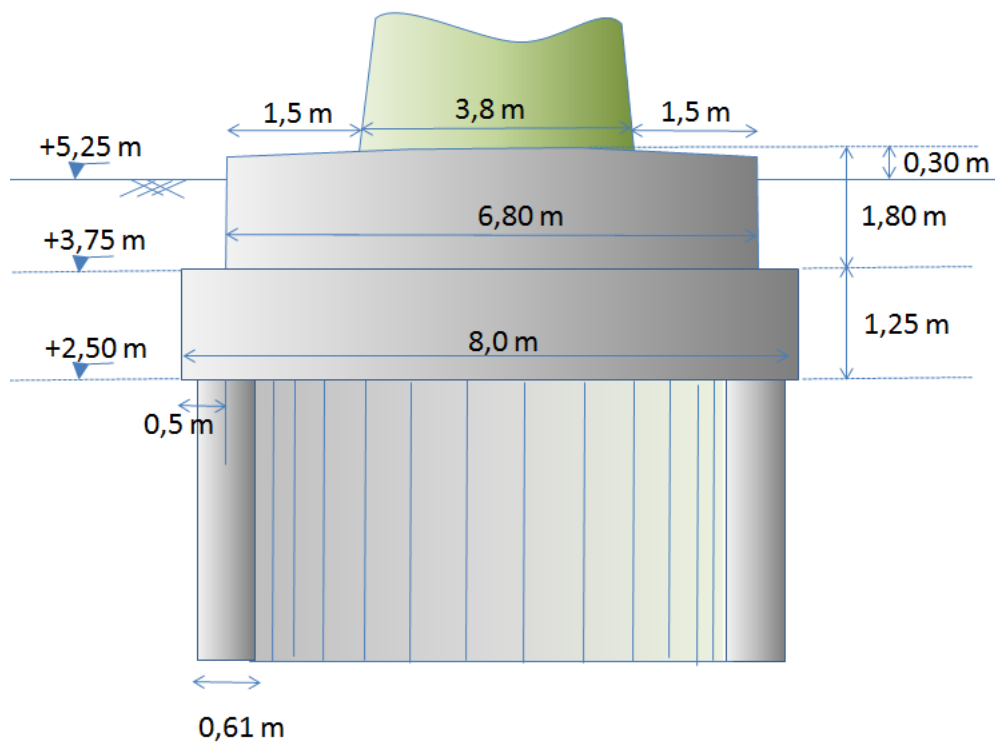
Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.
Planning & Strategy

Stationspark 27C
Postbus 4
4460 AA Goes
+31 (0)113 24 60 00
+31 (0)113 23 30 05
info.goes@nl.rhdhv.com
www.royalhaskoningdhv.com

380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde

Voorontwerp mastfundering en grondnam



Geotechnisch ontwerprapport

TenneT TSO B.V.

april 2015
definitief

380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde

Voorontwerp mastfundering en grondtram

Geotechnisch ontwerprapport

dossier : BD5948

registratienummer : MW-AF2015106

versie : R1

classificatie : Klant vertrouwelijk

TenneT TSO B.V.

april 2015

definitief

INHOUD	BLAD	
1	INLEIDING	3
1.1	Algemeen	3
1.2	Projectaanpak	3
2	PROJECTOMSCHRIJVING	5
2.1	Projectlocatie	5
2.2	Projectonderdelen	5
2.3	Projectfasering	8
3	GRONDONDERZOEK	9
3.1	Beschikbare onderzoeken	9
3.2	Aanvullend geotechnisch onderzoek	10
4	UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN	11
4.1	Gebruikte documenten	11
4.2	Normen en richtlijnen	11
4.3	Eisen en criteria	11
4.4	Partiële factoren	12
4.5	Geometrie	13
4.6	Bodemopbouw en grondparameters	13
4.7	Grondwaterstanden	15
4.8	Materialen	16
4.9	Belastingen op de mastfundering	16
4.10	Terreinbelastingen	17
4.11	Wateroverspanningen	17
5	VARIANTENSTUDIE MASTFUNDERING	19
5.1	Algemeen	19
5.2	Criteria	19
5.3	Beschrijving alternatieven	20
5.4	Evaluatie	21
6	VOORONTWERP MASTFUNDERING	23
6.1	Berekening draagvermogen boorpalenwand	23
6.2	Bepaling blokdiameter en aantal palen	25
6.3	Modellering fundering in Group	26
6.4	Verificatie draagvermogen	27
6.5	Verificatie rotatiestijfheid	27
6.6	Verificatie afmetingen betonpaal	27
7	ONTWERP GRONDDAM EN WERKEILAND	29
7.1	Algemeen	29
7.2	Zettingsanalyse	29
7.3	Stabiliteitsanalyse	32
8	CONCLUSIES	35
9	COLOFON	37

BIJLAGEN

- BIJLAGE 1 GRONDONDERZOEK UIT DINOLOKET
- BIJLAGE 2 AANVULLEND GRONDONDERZOEK
- BIJLAGE 3 VOORONTWERP BLOKAFMETINGEN
- BIJLAGE 4 IN- EN UITVOER DFOUNDATION BEREKENING

1 INLEIDING

1.1 Algemeen

TenneT TSO B.V. heeft het voornemen een nieuwe 380 kV hoogspanningverbinding aan te leggen tussen Borssele en Tilburg (project Zuid-West 380kV). Eén van de knelpunten in het tracé is de passage bij Krabbendijke. De nieuwe verbinding is daar geprojecteerd tussen het dorp en de Oosterschelde. Op verzoek van de gemeente Reimerswaal heeft TenneT TSO B.V. enkele varianten onderzocht, waarbij een keuze is gemaakt voor een mast in de Oosterschelde. De mast is voorzien in de beschermingszone van de primaire waterkering. De mast, bestaande uit twee pylonen van elk 76 m hoog, zal worden aangelegd op een gronddam. De gronddam is via een werkweg verbonden met de werkweg op de waterkering. Voor de bouw van de mast zijn tijdelijke werkeilanden nodig, welke ook in de beschermingszone zijn gelegen.

Om de invloed op de waterkering en de natuur te minimaliseren wordt voor de mastfundering en de grondconstructies gestreefd naar minimale afmetingen om het ruimtegebruik te beperken. Als oplossingsrichting is gekozen voor een kleine diameter fundering bestaande uit een doorgaande betonnen boorpalenwand of een stalen monopaal. De diameter van deze fundering is aanzienlijk kleiner dan de standaard diameter van 14 m die op land wordt toegepast voor de afzonderlijke pylonen van de mast.

TenneT TSO heeft Royal HaskoningDHV gevraagd een voorontwerp op te stellen van de mastfundering en de grondconstructies. Dit rapport beschrijft de resultaten van het geotechnisch en constructief onderzoek en advies voor het voorontwerp.

Onderhavig ontwerprapport dient tevens voor de aanvraag van een watervergunning bij Waterschap Scheldestromen. De beoordeling van de effecten van de hoogspanningsmast op de waterkering zijn beschreven in het beoordelingsrapport met kenmerk MW-AF2015107 (13 april 2015).

1.2 Projectaanpak

Om te komen tot een voorontwerp zijn de volgende werkzaamheden uitgevoerd:

- Inventarisatie van beschikbare en aanvullende grondonderzoeken en opstellen van een grondmodel;
- Inventarisatie van ontwerpuitgangspunten, randvoorwaarden en eisen.
- Variantenafweging voor het type fundering: grote diameter stalen buispaal of een boorpalenwand.
- Opstellen van een geotechnisch en constructief voorontwerp voor de mastfundatie
- Opstellen van een geotechnisch voorontwerp van de grondconstructies (dam en werkeilanden)

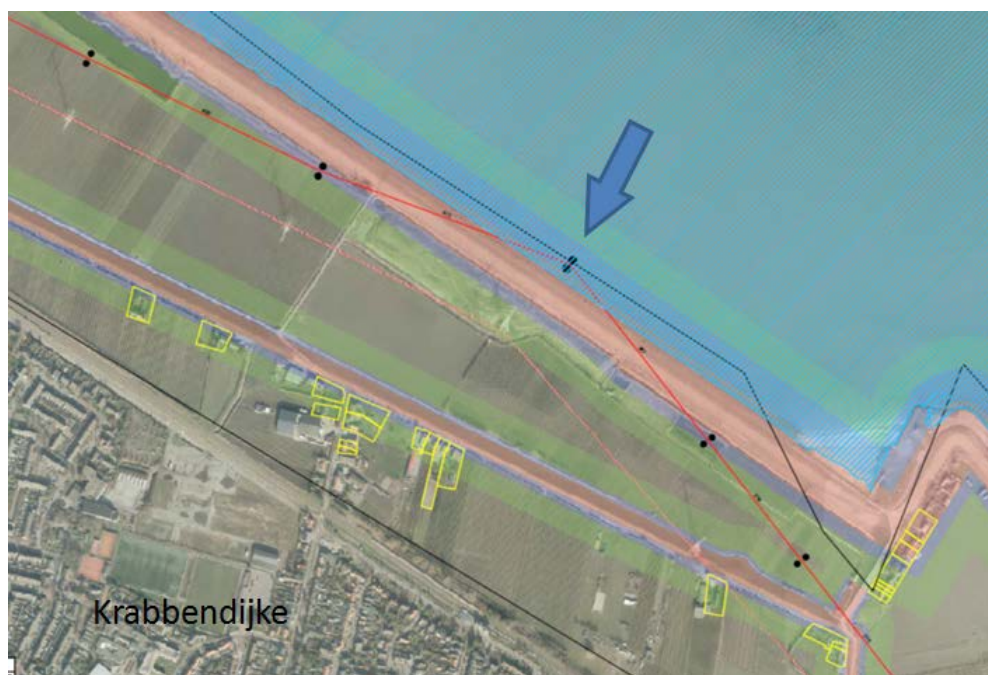
2 PROJECTOMSCHRIJVING

2.1 Projectlocatie

De nieuwe 380kV hoogspanningsmast is voorzien in de beschermingszone van de primaire waterkering nabij Krabbendijke, zie figuur 2-1. Het betreft alleen de mast aan de buitenzijde van de waterkering. De masten aan de binnenzijde zijn op aangegeven van TenneT buiten beschouwing gelaten.

De waterkering maakt onderdeel uit van dijkkring 31 'Zuid Beveland' en is in beheer bij Waterschap Scheldestromen. De locatie is gepland tussen dijkpalen dp1278 en dp1279.

De mast maakt onderdeel uit van de nieuwe 380kV hoogspanningsverbinding tussen Tilburg en Borssele (project Zuid-West 380kV).



Figuur 2-1 Locatie hoogspanningsmast (rood is de kernzone van de waterkering, blauw is beschermingszone A en groen is de beschermingszone B).

2.2 Projectonderdelen

Op 20 januari 2015 is door Royal HaskoningDHV in opdracht van TenneT TSO een notitie (kenmerk BD5948-101-100/N001/NL18010/905253) opgesteld, betreffende de haalbaarheid van de hoogspanningsmast nabij de primaire waterkering. In de notitie zijn op basis van de eisen en wensen van de verschillende belanghebbenden (waterschap, RWS, provincie, TenneT) verschillende alternatieven vergeleken voor de mastfundatie en de aansluiting op de waterkering. Het meest haalbare alternatief betreft een fundament op een gronddam met taluds, aansluitend op de waterkering.

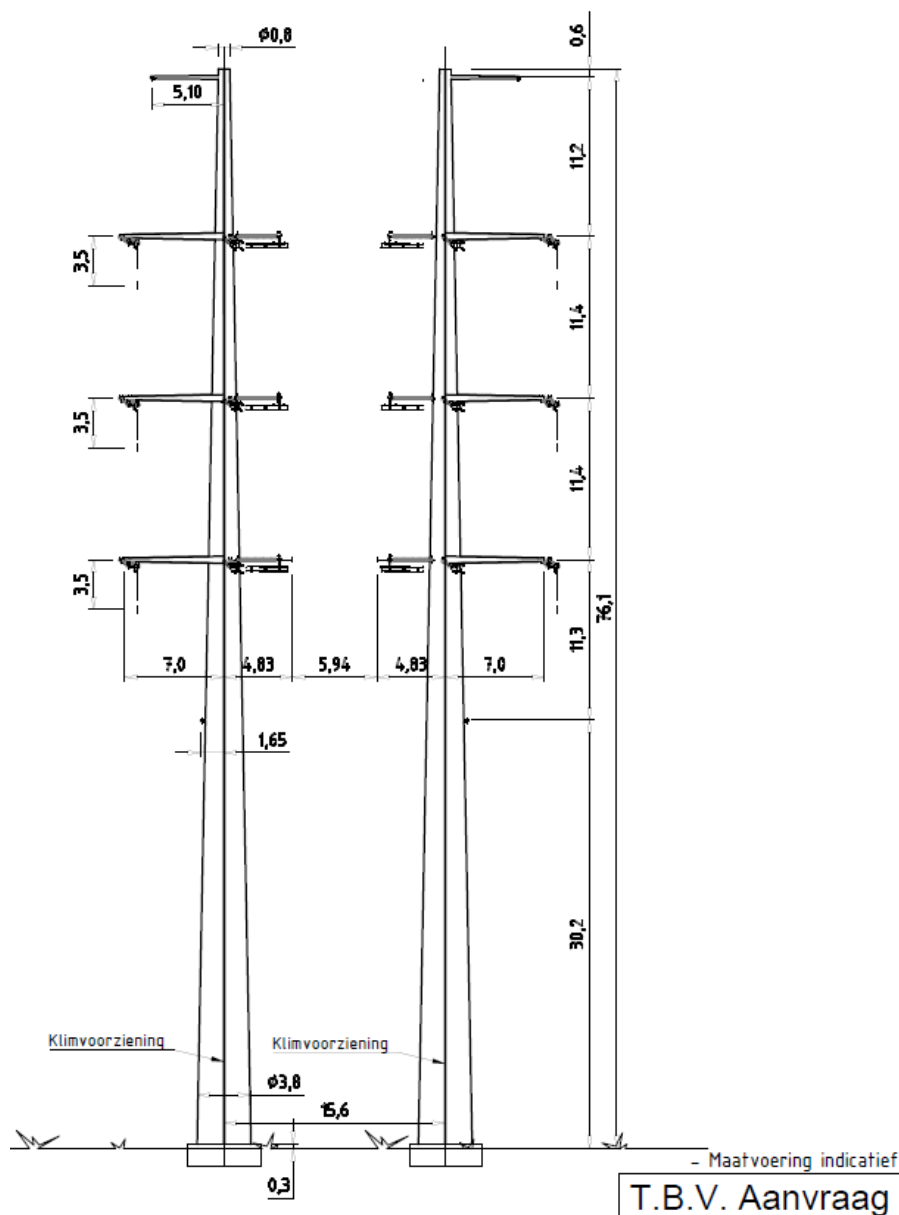
In dit rapport wordt het voorontwerp van de mast op een grondnam nader uitgewerkt. Onderscheid wordt hierbij gemaakt tussen de volgende onderdelen:

- Mast en fundatie;
- Permanente grondnam met werkweg rondom het fundament;
- Tijdelijke werkeilanden.

De onderdelen zijn hieronder nader omschreven.

Hoogspanningsmast en fundatie

De mast bestaat uit 2 pylonen met een hoogte circa 76 m en een onderlinge afstand van circa 15,6 m. De mastconstructie is weergegeven in [Figuur 2-2](#).



Figuur 2-2 Principe Wintrack masttype ZWW4HL450+5 (KEMA tekeningnummer 74102194-035-115, 10 maart 2014)

Opgemerkt wordt dat waarschijnlijk een lichtere mast met een hoogte van 71 m zal worden toegepast. Het voorontwerp van de mast en fundatie kan dus als conservatief worden beschouwd.

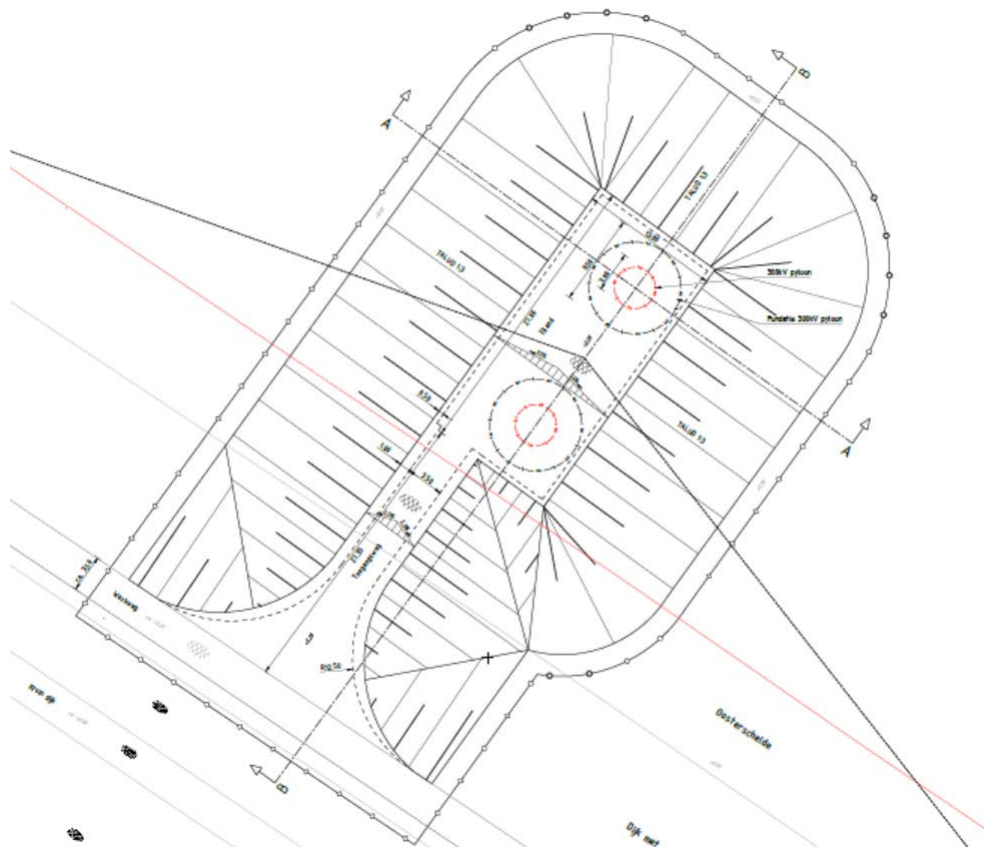
Gronddam met werkweg

De fundatie van de mast wordt omgeven door een gronddam, zie [Figuur 2-3](#). De uitwendige afmetingen van het plateau aan de bovenzijde van de gronddam bedragen 13,0 m x 27,0 m. De ontwerphoogte bedraagt NAP +5,25 m, gelijk aan de bestaande werkweg op de waterkering. De taluds van de gronddam hebben een helling 1:3 (verticaal: horizontaal). De taluds worden afgewerkt met bekleding.

De verbinding tussen het plateau en de waterkering wordt gevormd door een werkweg. De taluds van het grondlichaam voor de werkweg zullen eveneens worden bekleed.

Het grondlichaam voor de gronddam en werkweg wordt aangebracht tegen het buitentalud van de primaire waterkering. De bekleding van de waterkering blijft aanwezig (loopt door onder de aansluitende gronddam).

Tijdens de gehele bouwfase zal op de gronddam een granulaatverharding aanwezig zijn. Aan het einde van de bouwtijd zullen het plateau en de werkweg worden voorzien van een elementenverharding.



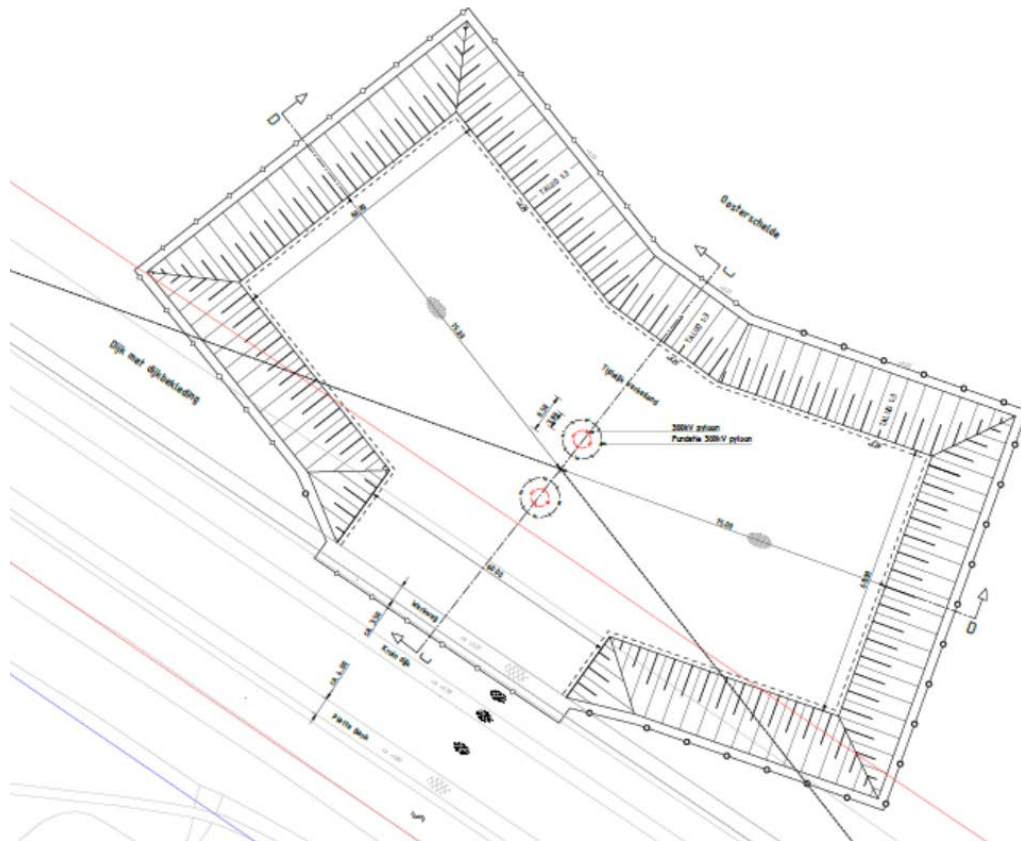
Figuur 2-3 Principe gronddam met werkweg

Werkeilanden

Voor de bouw van de mast zijn twee tijdelijkewerkeilanden in de Oosterschelde noodzakelijk, zie [Figuur 2-4](#). De werkeilanden worden aan beide zijden van de mast aangebracht tot 75 m afstand uit het hart van de mast. De breedte van het werkeiland bedraagt 60 m. De werkeilanden worden begrensd door taluds met een helling 1:3. Het aanlegniveau van de werkeilanden bedraagt NAP +5,25 m, zodat de bouw niet

bepikt is tot buiten het stormseizoen. Indien buiten het stormseizoen wordt gewerkt zou een lagere hoogte kunnen worden aangehouden.

In verband met kraanbelastingen op de werkeilanden is voorzien dat de bovenste ophooglaag van circa 0,5 m bestaat uit menggranulaat.



Figuur 2-4 Situatie werkeilanden voor de bouwfase

2.3 Projectfasering

Voor het voorontwerp wordt uitgegaan van de volgende projectfasering:

- Ophoogfase werkeilanden en dam: 2 maanden
- Voorbelastingstijd (zettingstijd): 1 maand
- Bouw fundatie en mast: 2 maanden
- Verwijderen werkeilanden en afwerking gronddam: 2 maanden +
- *Totale doorlooptijd vanaf start tot oplevering:* **7 maanden**

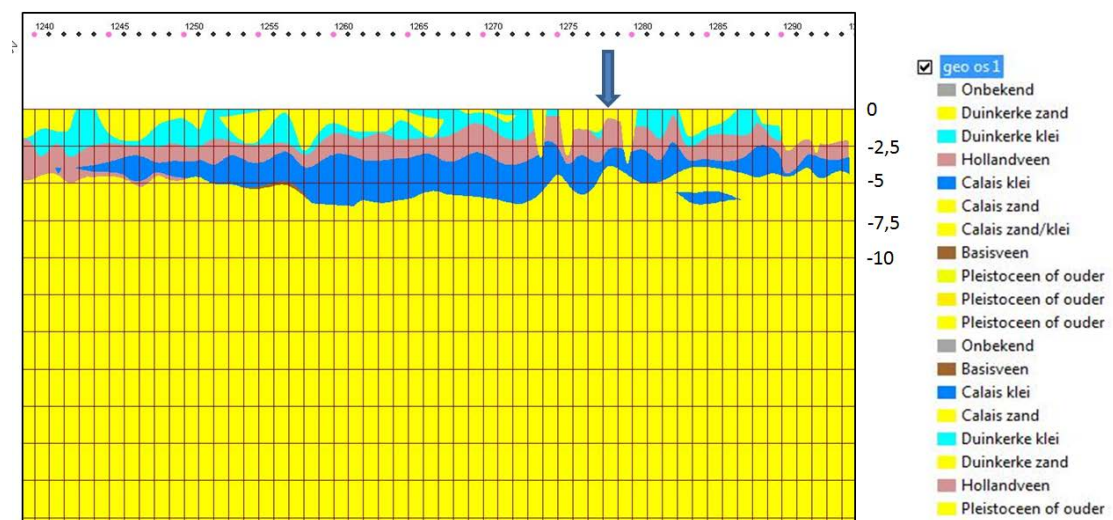
Verwacht wordt dat deze projectfasering een ondergrens is. Een langere doorlooptijd zal geen gevolgen hebben voor het ontwerp. Ten aanzien van zettingen en stabiliteit is dit gunstig; restzetting en wateroverspanning zullen afnemen.

3 GRONDONDERZOEK

3.1 Beschikbare onderzoeken

Geotechnisch lengteprofiel Waterschap Scheldestromen

Waterschap Scheldestromen heeft een geotechnisch lengteprofiel ter beschikking gesteld. De feitelijke boringen en sonderingen waarop het profiel is gebaseerd zijn niet beschikbaar. Het profiel geeft duidelijk inzicht in de opbouw van de Holocene deklaag. Het profiel is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 3-1 Geotechnisch lengteprofiel (Waterschap Scheldestromen)

Boringen DinoLoket

In het digitale archief van NITG-TNO (DinoLoket) is een aantal boringen beschikbaar in de nabijheid van de projectlocatie, zie Figuur 3-2. De boringen zijn hoofdzakelijk gelegen nabij de binnenteen en op circa 400 m afstand in het voorland. De boringen zijn uitgevoerd tot een diepte van 5 à 6 m. De boorstaten zijn weergegeven in bijlage 1.



Figuur 3-2 Locatie boringen DinoLoket (NITG-TNO)

3.2 Aanvullend geotechnisch onderzoek

In maart 2015 is een aanvullend sondeeronderzoek uitgevoerd op de locaties van de mast, de gronddam en het werkeiland. Het onderzoek is uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel Ingenieursbureau in opdracht van TenneT TSO en heeft bestaan uit:

- 2 sonderingen met kleefmeting tot 30 m diepte, waarvan 1 met waterspanningsmeting;
- 4 sonderingen met kleefmeting tot 25 m diepte;
- 4 sonderingen met kleefmeting tot 15 m diepte.

De resultaten van het onderzoek zijn toegevoegd in bijlage 2.

4 UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN

4.1 Gebruikte documenten

- [1] DNV KEMA, Tekening Principe ontwerp fundatie hoekmast ZWW4HL450+5 masten familie. Tekeningnummer 74102194-032-115, revisie 2.0. Arnhem, 6 juni 2014.
- [2] DNV KEMA, Fundatieberekening ZWW4HL450+5 (bijlage CBV). Arnhem, 16 juni 2014.
- [3] DNV KEMA, Belastingen ZWW4HL450+5 (bijlage BBV). Arnhem, 2 juni 2014.
- [4] Royal HaskoningDHV, notitie Onderzoek haalbaarheid 380 kV Borssele – Tilburg nabij Krabbendijke. Kenmerk BD5948-101-100/N001/NL18010/905253. Goes, 20 januari 2015
- [5] Royal HaskoningDHV, Situatietekening Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 met werkeilanden (in bewerking). Tekeningnummer BD5948-101-100-1323-101. Goes, 9 maart 2015.
- [6] Royal HaskoningDHV, Situatietekening Terrein t.b.v. 380kV mast 1084, Eindsituatie met locatie sonderingen (in bewerking). Tekeningnummer BD5948-101-100-1323-701. Goes, 9 maart 2015.
- [7] TenneT, Notitie Uitgangspunten werkwegen en werkterreinen. Referentie LP-ZW 14-xxx. 13 maart 2014.
- [8] TenneT, Tekening Alternatief 4 t.h.v. Krabbendijke. Kenmerk 141110_Krabbendijke_Alt4_waterkeringen_en_RWS_A0I. 10 november 2014.
- [9] TenneT, Situatietekeningen en dwarsprofielen A-A' en B-B' Krabbendijke.
- [10] Waterschap Scheldestromen, Autocad tekening met vastgestelde keurgrenzen (2012).
- [11] Waterschap Scheldestromen, Excel bestand met resultaten veiligheidstoetsing en geotechnisch lengteprofiel.
- [12] Waterschap Scheldestromen, DGeoStability in- en uitvoerbestanden voor berekening macrostabiliteit van dwarsprofielen tussen dp1270 en 1280.

4.2 Normen en richtlijnen

- [13] NEN-EN-1990 Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp
- [14] NEN 9997-1+C1 Eurocode: Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels

4.3 Eisen en criteria

Eisen en criteria voor de mastfundering:

- Ontwerplevensduur 100 jaar
- Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 3;
- Geotechnische categorie 3;
- Maximale aan te houden hoekverdraaiing voet mast: 0,005 rad [3];
- De ontwerphoogte van de gronddam rondom de mast bedraagt NAP +5,25 m;
- De voet van de mast moet permanent droog zijn in verband met bereikbaarheid voor onderhoudsvoertuigen en medewerkers;
- Het looppad is naar buiten toe afwaterend (2%) en bevindt zich aan de buitenkant maximaal 30 cm boven maaiveld. De ontwerphoogte aan de rand bedraagt NAP +5,55.
- Het zichtbare deel van de fundering dient rond van vorm te zijn.
- Binnen een straal van 7,5 meter uit het hart van de fundering van iedere afzonderlijke pylon (per mast twee stuks) is de hoogte van de onderkant fundering vrij te kiezen.
- Buiten de straal van 7,5 meter uit het hart van de fundering van iedere afzonderlijke pylon (per mast twee stuks) heeft de daar eventueel ook nog aanwezige fundering een gronddekking van minimaal 1,5 meter.

- Er wordt in deze fase geen rekening gehouden met mantelbuizen voor kabels en leidingen. Nog onzeker is of deze moeten worden aangebracht in de betreffende mast. Het eventueel ontwerp hiervan zal onderdeel uitmaken van het definitief funderingsontwerp.
- De fundering van beide pylonen dient te worden voorzien van aardplaten om deze elektrische met elkaar te verbinden. Het ontwerp hiervan maakt geen onderdeel uit van dit voorontwerp.

Eisen en criteria voor de werkweg

- Verkeersklasse 30 [7];
- Minimaal 2 m afstand tussen weg en insteek talud [7];
- De ontwerphoogte van de werkweg rondom de mast bedraagt NAP +5,25 m;
- Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 2 voor de permanente grondnam;
- Geotechnische categorie 2.

Eisen en criteria voor de grondconstructies (dam en werkeiland)

- Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 1 voor het tijdelijke werkeiland;
- Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 2 voor de permanente grondnam;
- Geotechnische categorie 2;
- Voor de werkeilanden dient de aanleghoogte gelijk te zijn aan de ontwerphoogte plus de te verwachten zetting tijdens de uitvoeringsperiode;
- Voor de grondnam wordt uitgegaan van een toelaatbare restzetting van 0,10 m gedurende 27 jaar (10.000 dagen) na aanbrengen van de elementenverharding. Aangenomen wordt dat de verharding aan het einde van de bouwijd wordt aangebracht, circa 5 maanden na aanbrengen van de ophoging;
- Voor de tijdelijke granulaatverharding wordt uitgegaan van een maximaal toelaatbare spoorvorming van 0,04 m;
- De stabiliteit dient te worden geverifieerd middels glijvlakberekeningen volgens een semi-probabilistische methode op basis van partiële veiligheidsfactoren voor de belasting en de materialen (conform NEN-EN997-1). De stabiliteitsfactor (weerstandsfactor) dient groter te zijn dan 1,0.

4.4 Partiele factoren

Belastingfactoren voor ontwerp mastfundering

Belastingfactoren zijn gehanteerd conform NEN-EN1990.

Uiterste grenstoestand	Permanente belasting	$\gamma_{f,g;ongunstig}$	1,2 / 1,35*
	Permanente belasting	$\gamma_{f,g;gunstig}$	0,9
	Veranderlijke belasting	$\gamma_{f,g;q}$	1,5
Bruikbaarheids-grenstoestand	Permanente belasting	$\gamma_{f,g;ongunstig}$	1,0
	Permanente belasting	$\gamma_{f,g;gunstig}$	1,0
	Veranderlijke belasting	$\gamma_{f,g;q}$	1,0

*Afhankelijk van de gebruikte combinatie

Belastingfactoren voor stabiliteit grondconstructies

De stabiliteit is gecontroleerd conform Eurocode 7 (NEN9997-1). Afhankelijk van de betrouwbaarheidsklasse zijn de volgende belastingfactoren gehanteerd:

Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 1 (RC1):

- $\gamma_Q=1,17$ (=0,9x1,3), op de veranderlijke belasting (conform artikel 2.4.7.3.4.4 van EC7 mag de kraanbelasting als geotechnische belasting worden beschouwd voor berekening van de taludstabiliteit)

Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 2 (RC2):

- $\gamma_Q=1,3$, op de veranderlijke belasting (conform artikel 2.4.7.3.4.4 van EC7 mag de kraanbelasting als geotechnische belasting worden beschouwd voor berekening van de taludstabiliteit)

Materiaalfactoren voor stabiliteit grondconstructies

De stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd met rekenwaarden voor de grondparameters. De rekenwaarden zijn bepaald met materiaalfactoren (γ_m) conform veiligheidsklasse RC1 en RC2 van Eurocode 7. De volgende waarden zijn gehanteerd:

Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 1 (RC1):

- Hoek van inwendige wrijving: $\gamma_\phi = 1,2$
- Effectieve cohesie: $\gamma_c = 1,3$
- Ongedraineerde schuifsterkte: $\gamma_{cu} = 1,5$
- Volumegewicht: $\gamma_\gamma = 1,0$

Betrouwbaarheidsklasse/gevolgklasse 2 (RC2):

- Hoek van inwendige wrijving: $\gamma_\phi = 1,25$
- Effectieve cohesie: $\gamma_c = 1,45$
- Ongedraineerde schuifsterkte: $\gamma_{cu} = 1,75$
- Volumegewicht: $\gamma_\gamma = 1,0$

4.5 Geometrie

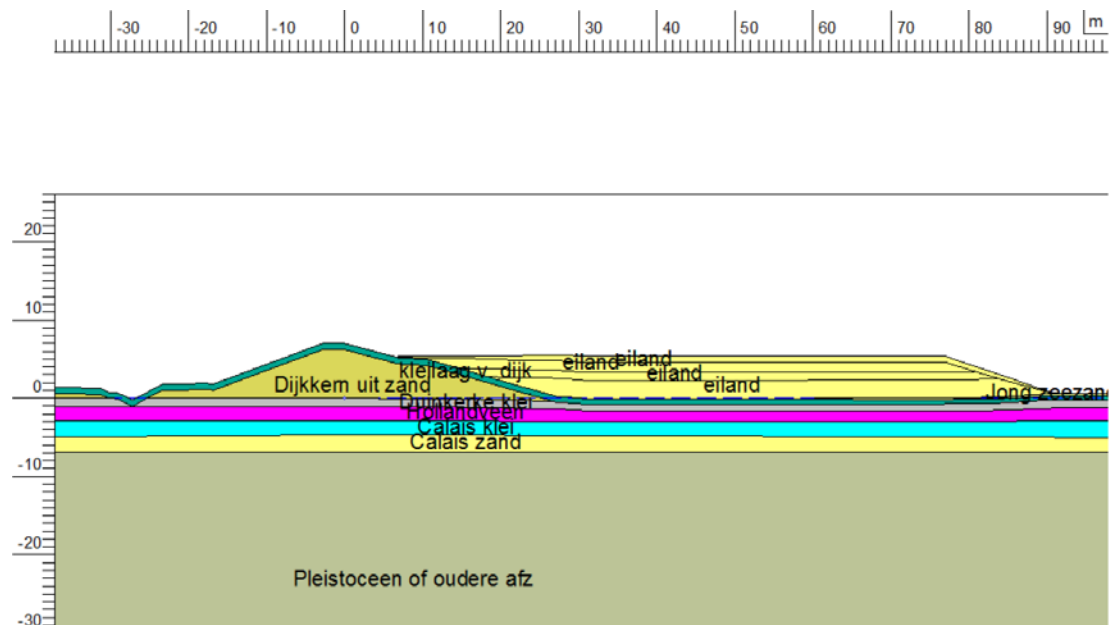
Voor de bestaande situatie wordt uitgegaan van profiel DP1279_81, zie figuur 4-1 in de volgende paragraaf.

De nieuwe situatie is overeenkomstig de tekeningen [5] en [6], zie ook [Figuur 2-3](#) en [Figuur 2-4](#).

4.6 Bodemopbouw en grondparameters

Opbouw ten behoeve van zetting en stabiliteit van de grondconstructies

De opbouw van de waterkering is afgeleid uit de ter beschikking gestelde invoer voor de stabiliteitsberekeningen. De opbouw van de waterkering met grond dam is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 4-1 Doorsnede waterkering met laagopbouw

In Tabel 4-1 zijn de eigenschappen van de verschillende grondlagen voor het dijklichaam en de ondergrond aangegeven. De karakteristieke waarden zijn herleid op basis van de aangeleverde rekenwaarde voor de grondparameters (stabiliteitsberekeningen) en de bijbehorende partiële materiaalfactoren. Aangenomen is dat de grondparameters zijn gebaseerd op een regionale parameterset. De rekenwaarden van de grondparameters voor dit VO zijn bepaald met behulp van materiaalfactoren, zoals beschreven in paragraaf 4.4.

Tabel 4-1 Grondsoorten dijkopbouw en grondparameters (karakteristieke waarden)

BK laag [m NAP]	grondlaag	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	RR [-]	CR [-]	Ca [-]	c_v [m ² /s]
dijk	Kleibekleding	17	17	28,0	6,0	0.0383	0.1150	0.0046	1.0E-07
dijk	Zand (dijkkern)	17	19	32,5	0,0	0.0013	0.0038	0	-
+0,0	Jong zeezand	17	19	27,0	0,0	0.0038	0.0115	0	-
+0,0	Duinkerke klei	15	15	22,5	0,4	0.0767	0.2300	0.0092	1.5E-07
-1,0 à -1,5	Hollandveen	10	10	25,0	1,9	0.1022	0.3067	0.0153	3.0E-07
-2,8	Calais klei	17	18	18,0	3,2	0.0383	0.1150	0.0046	6.5E-07
-5,0 à -6,0	Calais zand	17	19	25,0	0,0	0.0038	0.0115	0	-
-7,0	Pleistoceen zand	17	19	29,0	0,0	0.0013	0.0038	0	-

Waarbij:

- $\gamma_{d/n}$ natuurlijk en verzadigd volumegewicht
- c'_k representatieve waarde cohesie
- ϕ'_k representatieve waarde hoek van inwendige wrijving
- RR Reloading/swelling ratio
- CR Compression ratio
- Ca Coefficient of secondary compression
- c_v verticale consolidatie coëfficiënt

Opbouw ondergrond mastfundatie

Op basis van het beschikbare en aanvullend grondonderzoek is de bodemopbouw ter plaatse van de mast geschematiseerd. Uit het onderzoek blijkt dat de onderkant van de deklaag varieert van NAP -6 tot -8 m. De dikte van het Hollandveen varieert van 0,5 m tot 1,5 m. Onder de deklaag is het zand tot NAP -12 à -13 m matig vast gepakt. Het dieper gelegen zand is overwegend vast gepakt. Deze bodemopbouw komt goed overeen met de opbouw onder de waterkering.

In tabel 3-2 is de geschematiseerde bodemopbouw aangegeven. De karakteristieke waarden voor de grondparameters zijn vastgesteld aan de hand van tabel 2b van Eurocode 7 (NEN 9997-1:2011). De horizontale beddingsconstante (k_h) is afgeleid volgens de methode Ménard op basis van de conusweerstand.

Tabel 4-2 Grondsoorten voorland en grondparameters (karakteristieke waarden)

BK laag [m NAP]	grondlaag	q_c [MPa]	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	K_n^* (Ménard) [kN/m ³]
+5,25	Ophoogzand, droog	4	18	20	32,5	0,0	-
+3,9	Ophoogzand, nat	4	18	20	32,5	0,0	14.500
+0,6	Duinkerke zand	1	17	19	27,0	0,0	3.000
+0,0	Duinkerke klei	0,2	15	15	22,5	0,4	1.100
-1,0 à -1,5	Hollandveen	0,6	10	10	25,0	1,9	3.300
-2,8	Calais klei	0,3	17	18	18,0	3,2	1.500
-7,0	Zand, matig	10	17	19	29,0	0,0	27.700
-13,0	Zand, vast	30-40	19	21	35,0	0,0	81.200
-18,0	Zand, sterk kleilig	10	18	20	25,0	0,0	26.700
-21,0	Zand, vast	30-65	19	21	35,0	0,0	74.000

*voor een equivalente paaldiameter van 0,835 mm, representatief voor één strekkende meter boorpalenwand.

4.7 Grondwaterstanden

Waterpeil Oosterschelde

Het waterpeil in de Oosterschelde fluctueert onder invloed van getijden. Het gemiddelde peil bedraagt circa NAP 0 m. De maatgevende hoogwaterstand (MHW) bedraagt NAP +3,9 m.

Freatische grondwaterstand

De freatische grondwaterstand in de ophoging zal fluctueren onder invloed van het waterpeil in de Oosterschelde. Aangenomen wordt dat als gevolg van opbolling in gronddam de langdurige freatische grondwaterstand gelijk is aan NAP +1,0 m. In de stabiliteits- en zettingsberekeningen wordt uitgegaan van deze freatische grondwaterstand in het grondlichaam.

Voor het ontwerp van de mastfundering is een hoge grondwaterstand maatgevend (lage korrelspanningen). Uitgegaan wordt van een grondwaterstand van NAP +3,9 m, gelijk aan MHW.

Stijghoogte watervoerend zandpakket

Er zijn geen langdurige peilbuismetingen beschikbaar. Eén sondering (DKP-S30.1) is uitgevoerd met waterspanningsmeting. Uit de waterspanningsmeting blijkt in het zandpakket tussen NAP -6,5 m en NAP -18 m een hydrostatisch verloop met een stijghoogte van circa NAP +0 m. De stijghoogte in het watervoerend zandpakket is aangenomen op deze waarde, welke overeenkomt met de langdurige gemiddelde waterstand in de Oosterschelde. Deze waarde is aangehouden in de zettings- en stabiliteitsberekeningen.

Bij hoge waterstanden in de Oosterschelde wordt verwacht dat de stijghoogte kan stijgen. De stijghoogte zal lager zijn dan het waterpeil, doordat de deklaag in het voorland een hydraulische weerstand heeft. Op basis van responsmetingen in peilbuizen door het waterschap is bekend dat de stijghoogte ter plaatse van de buitenberm circa 2,0 m lager is dan de maatgevende hoge waterstand.

4.8 Materialen

Ophoogzand (verdicht)

- Droog en nat volumiek gewicht = 18 en 20 kN/m³
- Hoek van inwendige wrijving = 32,5° (karakteristiek)

Granulaat

- Droog en nat volumiek gewicht = 19 en 21 kN/m³
- Hoek van inwendige wrijving = 35° (karakteristiek)

Beton (fundament)

- Betonkwaliteit C30/37
- Poisson ratio = 0.20
- Ecm = 32800 N/mm²
- Ecm,gescheurd = 12000 N/mm²
- Volume gewicht = 24,5 kN/m³

Beton (boorpalen)

- Betonkwaliteit C20/25
- Poisson ratio = 0.20
- Ecm = 30000 N/mm²
- Ecm,gescheurd = 10000 N/mm²

4.9 Belastingen op de mastfundering

Uit de fundatieberekeningen voor de standaard mastfunderingen [2] en [3] zijn de rekenwaarden voor de belastingen op het niveau onderkant mast overgenomen. De belastingen zijn samengevat in onderstaande tabel.

Tabel 4-3 Belastingen op onderzijde pylon

	Rekenwaarden voor UGT (inclusief partiële factoren)	Rekenwaarden voor BGT (partiële factoren =1,0)
Horizontaal (Fh)	1399 kN	1044 kN
Verticaal (Fv)	1885 kN	1547 kN
Moment (M)	77902 kNm	58594 kNm

De sterkte en weerstand van de fundering wordt bepaald voor de uiterste grenstoestand (UGT). De rotatiestijfheid van het fundament van de mast wordt bepaald voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT).

4.10 Terreinbelastingen

Terreinbelasting op de werkeilanden

Er is geen terreinbelasting gespecificeerd voor de werkeilanden. Het terrein zal worden belast door lier- en remwagens, geleidedrums en een 3-assige vrachtwagen met een 3-assige oplegger. Zonder nadere specificatie is rekening gehouden met een uniforme terreinbelasting van 25 kN/m^2 . Aangenomen wordt dat de belasting aangrijpt op 2,0 m uit de rand van het talud.

Belasting door onderhoudsvoertuigen tijdens gebruik

Voor de gebruiksfase wordt voor de verkeersklasse 30 rekening gehouden met een belasting van 10 kN/m^2 over een strookbreedte van 2,5 m. Aangenomen wordt dat de belasting aangrijpt op 2,0 m uit de rand van het talud.

4.11 Wateroverspanningen

Als gevolg van het ophogen op de samendrukbare grondlagen zal een wateroverspanning optreden. Als gevolg van consolidatie zal deze wateroverspanning geleidelijk afnemen. In de stabiliteitsberekeningen wordt gerekend met effectieve sterkteparameters voor de grond (c' en ϕ') in combinatie met wateroverspanningen. De grootte van de wateroverspanning wordt geschat op basis van de zettingsberekeningen.

5 VARIANTENSTUDIE MASTFUNDERING

5.1 Algemeen

In dit hoofdstuk wordt een afweging gemaakt tussen twee verschillende varianten voor de fundering van de hoogspanningsmast:

- Een stalen buispaal met een diameter van circa 4 m en een lengte van circa 20 m;
- Een betonnen ronde boorpalenwand met een diameter van circa 8 m en een lengte van circa 30 m.

Op basis van een aantal criteria is nagegaan welke variant het beste toepasbaar is.

5.2 Criteria

Sterkte en stabiliteit

In vergelijking met de standaard fundering (betonnen plaat met 14 m diameter op palen) zullen bij een kleine diameter grotere trek- en drukbelastingen optreden in de wand. Daarnaast zal als gevolg van horizontale belastingen een groter moment optreden in de wand. Constructief en geotechnisch dient de wand voldoende weerstand te bieden tegen deze belastingen.

Ruimtegebruik

De diameter van de fundering dient minimaal te zijn om de afmetingen van de gronddam te beperken. Ten opzichte van de standaard fundering van 2x14 m diameter is een aanzienlijke verkleining mogelijk middels een stalen buispaal of een boorpalenwand.

Invloed op waterkering

Aanleg van de fundering kan invloed hebben op het waterkerende vermogen (de hoogte en stabiliteit) van de naastgelegen waterkering. Belastingen door zwaar transport en heien kunnen leiden tot zettingen en afname van de stabiliteit. Daarnaast kan grondverwijdering voor aanbrengen van palen leiden tot toename van kwel.

Invloed op omgeving (natuur)

Tijdens de bouwwerkzaamheden kunnen geluid en trillingen hinder geven voor de omgeving, vooral natuur. Hinder of verstoring van de natuur kan het verkrijgen van vergunningen bemoeilijken.

Bouwtijd

Afhankelijk van het funderingstype kan de levertijd van materialen en de installatietijd bepalend zijn voor de bouwtijd.

Aanlegkosten

De materiaalkeuze bepaald in hoge mate de aanlegkosten. Daarnaast zullen bij de toepassing van standaard materieel de aanlegkosten lager zijn, dan bij toepassing van bijzondere technieken, die slechts door een beperkt aantal aannemers kan worden uitgevoerd.

Duurzaamheid

De plaatsing van de mast in de Oosterschelde vergt speciale aandacht voor corrosie van staal door zout water.

5.3 Beschrijving alternatieven

Stalen buispaal

Grote diameter stalen buispalen worden veel toegepast voor offshore windturbines. De palen met diameters van 5 à 6 m worden veelal 25 à 30 m in de zandige ondergrond geheid. Voor het heien zijn speciale heihamers en trilblokken ontwikkeld, zie [Figuur 5-1](#).



Figuur 5-1 Voorbeeld installatie van een 4,6 m diameter stalen buispaal voor een windturbine op zee (uit Artikel Geotechniek, Kooistra, A e.a., Heivermoeiing van paalfunderingen bij offshore windpark Egmond aan Zee, juli 2008)

De stalen buispaal ontleent haar draagvermogen aan de schachtwrijving en puntwrijving (niet geplugd). Na het aanbrengen kan in de bovenste meters de grond worden vervangen door een betonnen plug, waarin de verankering van de pylon wordt ingebouwd.

Een monopaal heeft als voordeel voor offshore werken dat het fundament in één handeling kan worden aangebracht. De fabricage van de monopaal vindt op land plaats. Aangezien de monopaal over land zal moeten worden vervoerd, zal de monopaal in meerdere secties moeten worden aangevoerd. Voor het hijsen van het heiblok en de secties zijn zware kranen noodzakelijk.

Boorpalenwand

Om de fundatie te realiseren dienen boorpalen overlappend in elkaar te worden gedraaid om een massieve wand te vormen, zie [Figuur 5-2](#). Hiervoor worden eerst de primaire palen geboord, welke worden opgevuld met een betonspecie die circa 48 uur vloeibaar blijft. De secundaire palen worden tussen de primaire palen geboord. De secundaire palen worden voorzien van doorgaande wapening.

Het nadeel van gewone boorpalen is dat bij doorgang door slappe lagen (veen) de schacht kan insnoeren, waardoor de paal gedeeltelijk kan zijn onderbroken. Als maatregel dient een verbuisde boorpaal te worden

toegepast. Bij deze methode wordt rond de boor, in tegengestelde richting draaiend, gelijktijdig een stalen buis ingebracht.

Na het vervaardigen van de palen gedraagt de wand zich als één grote betonnen paal. Bovenop de wand komt een massief betonnen funderingsblok, dat aan de wand wordt gekoppeld. De verankerings van de pylon wordt ingebouwd in het funderingsblok.



Figuur 5-2 Voorbeeld boorframe en boorpalenwand voor windpark Hartel II te Rotterdam (Ballast Nedam)

5.4 Evaluatie

In onderstaande tabel is per criteria aangegeven wat de voor- en nadelen van de varianten zijn.

Tabel 5-1 Evaluatie funderingsvarianten

Criteria	Stalen monopaal	Betonnen boorpalenwand
Sterkte en stabiliteit	+ Stalen buispalen kunnen grote momenten en trek- en drukkrachten opnemen.	+/- De boorpalenwand kan grote drukkrachten opnemen. Om trekbelastingen en momenten te weerstaan dienen de palen te worden versterkt met staal.
Ruimtegebruik	+ De buispaaldiameter bedraagt circa 4 m.	+/- Vanwege de grotere wanddikte (ten opzichte van staal met circa 40 mm) is een grotere blokdiameter van 6 à 8 m noodzakelijk.
Invloed op waterkering	- Voor het inbrengen van de palen tot in het vast zand wordt zwaar heiwerk verwacht. Daarnaast is zwaar materieel noodzakelijk. Trillingen en belastingen kunnen negatieve invloed hebben op de stabiliteit.	+ In tegenstelling tot het heien van stalen palen genereert het boren van betonnen palen nauwelijks trillingen. Er is relatief licht materieel noodzakelijk voor de uitvoering.
Invloed op omgeving (natuur)	+/- Het heien van de stalen buispaal zal geluid en trillingen genereren. De uitvoeringsduur is	+ Het boren van palen is geluidsarm en trillingsvrij.

Criteria	Stalen monopaal	Betonnen boorpalenwand
	echter beperkt.	
Uitvoerbaarheid	- Voor de uitvoering is specialistisch en groot materieel noodzakelijk.	+ Voor de uitvoering is standaard en relatief klein materieel noodzakelijk. Boren in vast zand is beter dan heien.
Bouwtijd	+/- Stalen buispalen hebben een lange levertijd. Het aanbrengen van een stalen buispaal gaat snel in vergelijking met boren van palen, uitharden van beton etc. .	+/- De uitvoering van de boorpalenwand kan snel worden uitgevoerd (geen levertijd). De uitvoeringstijd duurt langer, o.a. in verband met het uitharden van beton.
Aanlegkosten	- De kosten voor een stalen wand zijn hoog in vergelijking met beton.	+ Beton als basismateriaal is relatief goedkoop.
Duurzaamheid	+/- Voor stalen buispalen dient rekening te worden gehouden met corrosie van staal. Eventueel is kathodische bescherming of een coating noodzakelijk.	+ de duurzaamheid van beton in een mariene omgeving is beter dan van een stalen paal.

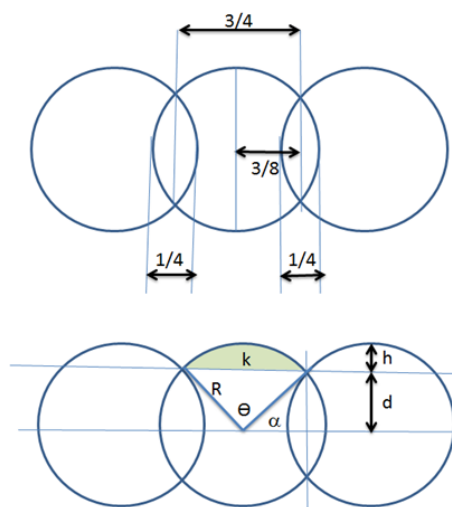
Uit de vergelijking van beide varianten volgt dat een betonnen boorpalenwand als fundatie een economisch betere oplossing is. Daarnaast wordt verwacht dat invloed op de omgeving en de waterveiligheid kleiner is dan bij toepassing van een stalen buispaal.

6 VOORONTWERP MASTFUNDERING

6.1 Berekening draagvermogen boorpalenwand

Voor de boorpalenwand wordt geadviseerd uit te gaan van verbuisde schroefpalen met een diameter van 610 mm. De palen dienen snijdend (overlappend) aangebracht om een doorgaande wand te krijgen. Bij een overlap van 25% bedraagt de equivalente wanddikte 0,55 m, zie onderstaande berekening en figuur.

Diameter schroefpaal	D =	0.610 [m]
Straal schroefpaal	R =	0.305 [m]
Breedte segment	k =	0.458 [m]
Lengte cirkelboog	s =	0.517 [m]
Hoek α	$\alpha =$	41.4 [°]
	$\alpha =$	0.72 [rad]
Hoek Θ	$\Theta =$	97.2 [°]
	$\Theta =$	1.70 [rad]
Dikte d	d =	0.202 [m]
Hoogte h	h =	0.103 [m]
Oppervlakte segment	Aseg =	0.0327 [m ²]
Sectielengte (1.5*D)	X =	0.915 [m]
Totaal oppervlak sectie	A =	0.50 [m ²]
Equivalente wanddikte	We =	0.547 [m]
Werkende lengte (1-zijdig)	L1 =	1.131 [m/m]
Werkende lengte (2-zijdig)	L2 =	2.261 [m/m]
Werkend oppervlak per m	A =	0.547 [m ²]



Aantal schroefpalen		
Aantal palen:	n =	48 [-]
Diameter hart wand	Rw =	6.99 [m]
Diameter funderingsblok	Rb =	7.99 [m]

Om te bepalen hoeveel palen nodig zijn (zie volgende paragraaf) is in eerste instantie het draagvermogen berekend per strekkende meter wand (2,26 m werkende lengte) en per eenheidsoppervlak.

Het paaldruk- en trekdraagvermogen van een verbuisde buisschroefboorpalenwand is berekend conform NEN-EN9997-1. In de berekening zijn de volgende factoren gehanteerd:

- $\alpha_p^1 = 0,8$ (paalpunctfactor);
- $\alpha_s = 0,008$ (paalschactfactor voor druk);
- $\beta = 1,0$ (paalvoet vormfactor)
- $s = 0,6$ (vormfactor voor doorsnede van de paalvoet)
- $\alpha_t = 0,005$ (paalschactfactor voor trek).
- $\xi_3 = 1,20$ (correlatiefactor voor stijf bouwwerk voor n=2);
- $\xi_4 = 0,96$ (correlatiefactor voor stijf bouwwerk voor n=2);

¹ Per 1 januari 2016 zal de waarde voor α_p met 30% worden verlaagd. Dit zal invloed hebben op het puntdraagvermogen. In het definitief ontwerp dient hiermee rekening te worden gehouden. Aangezien het puntdraagvermogen niet maatgevend is, is het effect op het ontwerp naar verwachting gering.

- $\gamma_{m,var;q_c} = 1,5$ (materiaalfactor voor wisselende belastingen);
- $\gamma_{m,st} = 1,35$ (materiaalfactor voor trekpalen);
- $\gamma_{m,st} = 1,20$ (materiaalfactor voor drukpalen);
- $\gamma_{m,g} = 1,0/1,1$ voor grond boven/onder grondwater (materiaalfactor voor volumegewicht);
- $\gamma_{f,g} = 0,9$ (belastingfactor voor eigen gewicht van de trekpaal);
- $\gamma_{nk} = 1,00$ (partiële materiaalfactor voor negatieve kleeft);

Het paal draagvermogen is berekend met het programma DFoundations (versie 14.1 van Deltares). In de berekening van het drukdraagvermogen is de conusweerstand in het traject III ($q_{c,III}$) beperkt tot 2 MPa. Dit is een conservatieve aanname, aangezien deze slechts tot 75% van de conusweerstand mag worden beperkt. De in- en uitvoer zijn toegevoegd in bijlage 4.

De rekenwaarde van de draagkracht van de boorpalenwand is berekend op verschillende puntniveaus. De resultaten zijn samengevat in onderstaande tabel.

Tabel 6-1 Draagkracht boorpalenwand ø610 mm (per strekkende meter)

Paalpunt [NAP m]	$R_{t;d}$ [kN/m]	$R_{s;d}$ [kN/m]	$F_{s;nsf;d}$ [kN/m]	$R_{b;d}$ [kN/m]	$R_{c;d}$ [kN/m]
-13	448	852	301	2245	2796
-14	521	1039	301	2919	3657
-15	595	1227	301	2973	3899
-16	669	1416	301	2480	3595
-17	743	1604	301	1570	2873
-18	817	1792	301	1123	2614
-19	878	1948	301	1252	2898
-20	947	2130	301	1187	3016
-21	1023	2344	301	2438	4481
-22	1097	2541	301	2962	5201
-23	1171	2729	301	2830	5259
-24	1245	2918	301	3029	5646
-25	1319	3106	301	2364	5169
-26*	1393	3295	301	2629	5623
-27	1467	-	-	-	-
-28**	1541	-	-	-	-

Waarin:

- $R_{t;d}$ rekenwaarde trekweerstand per strekkende meter
- R_{sd} rekenwaarde schachtweerstand bij druk per strekkende meter
- $F_{s;nsf;d}$ rekenwaarde negatieve kleeftbelasting per paal
- $R_{b;d}$ rekenwaarde puntweerstand per strekkende meter
- $R_{c;d}$ rekenwaarde drukweerstand per strekkende meter ($=R_{sd} + R_{b;d} - F_{s;nsf;d}$)

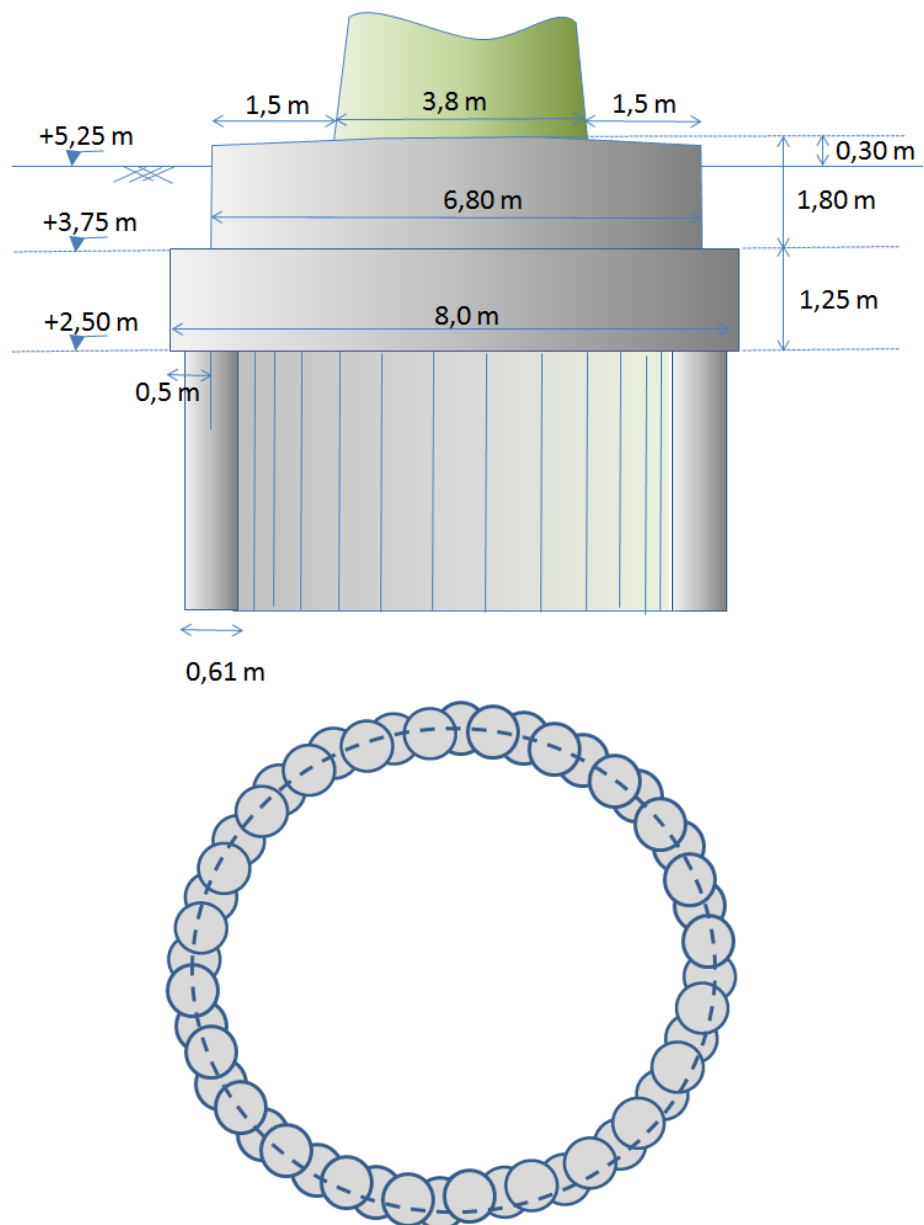
*Maximaal niveau voor bepaling drukweerstand op basis van huidige sondeerdiepte

**Maximaal niveau voor bepaling trekweerstand op basis van huidige sondeerdiepte

6.2 Bepaling blokdiameter en aantal palen

Op basis van de belastingen en de weerstand van de grond zijn de blokfmetingen vastgesteld, zoals weergegeven in onderstaande figuur. De uitwendige blokdiameter bedraagt 8,0 m met een opstort met een diameter van 6,8 m². De onderkant van het blok is gelegen op het niveau NAP +2,50 m.

De boorpalenwand wordt gevormd door 48 verbuiste schroefpalen met een diameter van 610 mm.



Figuur 6-1 Principeddoorsnede blokfundering met boorpalenwand

² De breedte van 6,8 m is gebaseerd op aanwezigheid van een looppad van 1,5 m rondom de mast. Dit is echter geen ontwerpeis meer, waardoor de breedte van het opstort in het DO kan worden geoptimaliseerd.

De berekening is toegevoegd in bijlage 3. In de berekening is de maximale trek- en drukbelasting op de boorpalenwand per strekkende meter bepaald. Gesteld is dat de rekenwaarde van de maximale belasting kleiner moet zijn dan de rekenwaarde van de weerstand uit de voorgaande tabel. Dit is een conservatieve benadering aangezien de belasting zich zal verdelen over de wand.

6.3 Modelling fundering in Group

Om bij benadering inzicht te krijgen in de optredende momenten in de palenwand en de optredende vervormingen zijn berekeningen uitgevoerd met het programma Group van Ensoft. De boorpalenwand is gemodelleerd als 22 boorpalen met een equivalente diameter van 835 mm. Elke paal is representatief voor één strekkende meter wand. Voor het beton van trekpalen is uitgegaan van een elasticiteitsmodulus voor gescheurd beton van 10 GPa. Voor de op druk belaste palen is uitgegaan van een elasticiteitsmodulus van 30 GPa.

Opgemerkt wordt dat deze benadering met losstaande boorpalen conservatief is, aangezien er geen rekening wordt gehouden met de grotere wrijvingsweerstand tussen de overlappende palen. In het definitief ontwerp zullen detailberekeningen gemaakt dienen te worden met eindige-elementen software (Plaxis 3D) om de definitieve paalbelastingen, de snedekrachten en de benodigde wapening te bepalen.

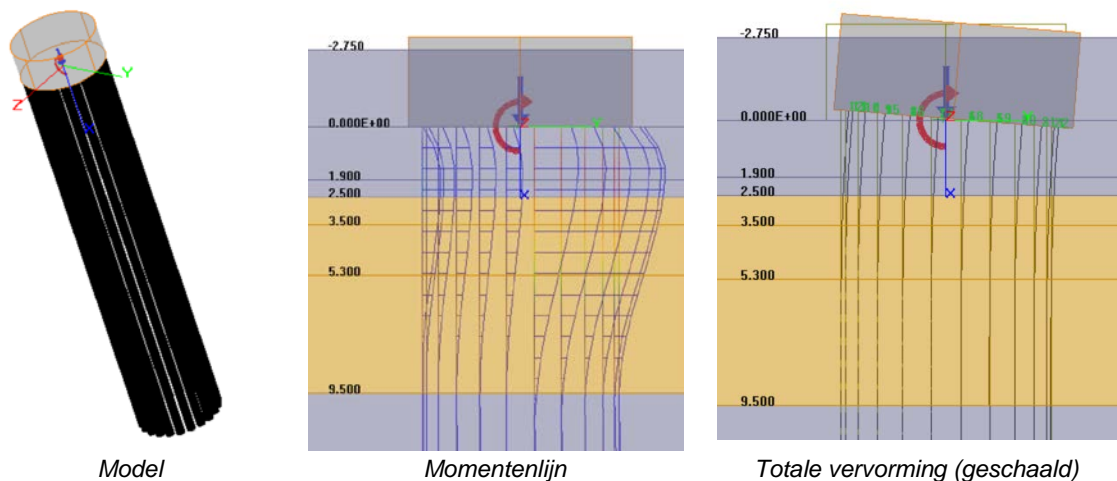
De berekening is uitgevoerd voor de volgende situaties:

- Vervormingen met BGT belastingen en een grondwaterstand NAP +1,0 m
- Momenten bij UGT belastingen met een waterstand NAP +3,9 m.

Uit de berekening blijkt het volgende:

- Het maximale moment voor drukpalen bedraagt 160 kNm per paal, ofwel per strekkende meter. Rekenhoudend met onzekerheid in de beddingsconstante wordt geadviseerd een rekenwaarde van 210 kNm ($=1,3 \times 160$) aan te houden.
- Het maximale moment voor de op trek belaste palen bedraagt 60 kNm per paal, ofwel per strekkende meter. Rekenhoudend met onzekerheid in de beddingsconstante wordt geadviseerd een rekenwaarde van 80 kNm ($=1,3 \times 60$) aan te houden.
- De rotatie bedraagt tijdens de uiterste grenstoestand 0,001 rad, wat minder is dan de toegestane 0,005 rad.
- De horizontale doorbuiging bedraagt 3 mm.

In onderstaande figuren is de uitvoer van het model grafisch weergegeven.



6.4 Verificatie draagvermogen

Op basis van de berekening in Group (zie vorige paragraaf) is de belastingverdeling bepaald op basis van het verschillende gedrag van de druk- en trekpalen. Uit de berekening voor de uiterste grenstoestand zijn de volgende paalbelastingen bepaald:

- Trekbelasting: 1530 kN per strekkende meter wand;
- Drukbelasting: 2680 kN per strekkende meter wand.

De optredende drukbelasting kan ruimschoots worden opgenomen door de boorpalenwand vanaf een puntniveau van NAP -19 m, zie tabel 6-1. De trekbelasting van circa 1530 kN dient te worden opgenomen door palen tot circa NAP -28 m (extrapolatie van de berekende weerstand). De minimale paallengte bedraagt dan 30,5 m (van NAP +2,5 m tot NAP -28 m). Hierbij wordt opgemerkt dat bij de boorpalenwand in werkelijkheid een grotere wrijvingsweerstand aanwezig zal zijn, doordat de palen aan elkaar gekoppeld zijn (onderlinge wrijving is groter dan wrijving langs de grond). De lengte van de wand kan hierdoor nog worden gereduceerd in het definitief ontwerp met behulp van een drie dimensionaal rekenprogramma (bijvoorbeeld Plaxis 3D).

Op basis van het voorgaande wordt verwacht dat bij een paallengte van 30,5 m het draagvermogen voldoende groot is. De sonderingen zijn echter onvoldoende diep om het draagvermogen met zekerheid te verifiëren. Voor het definitief ontwerp dienen aanvullende sonderingen te worden uitgevoerd tot 40 m diepte.

6.5 Verificatie rotatiestijfheid

Uit de paalberekening in Group volgt een rotatie van de het funderingsblok van 0.001 rad. Dit is minder dan de toelaatbare rotatie van 0,005 rad. Voldaan wordt aan de rotatiestijfheid.

6.6 Verificatie afmetingen betonpaal

Op basis van de optredende normaalkrachten en buigende momenten zoals bepaald met het GROUP model, is een betondoorsnedeberekening gemaakt voor de betonpalen met maximale druk en maximale trek. Door 24 van de 48 palen van een reguliere wapeningskorf te voorzien zijn de krachten opneembaar door de palenwand. De effectieve stijfheid van de palen is daarbij gelijk aan of hoger dan de waarden die in de GROUP berekening zijn aangehouden.

7 ONTWERP GRONDDAM EN WERKEILAND

7.1 Algemeen

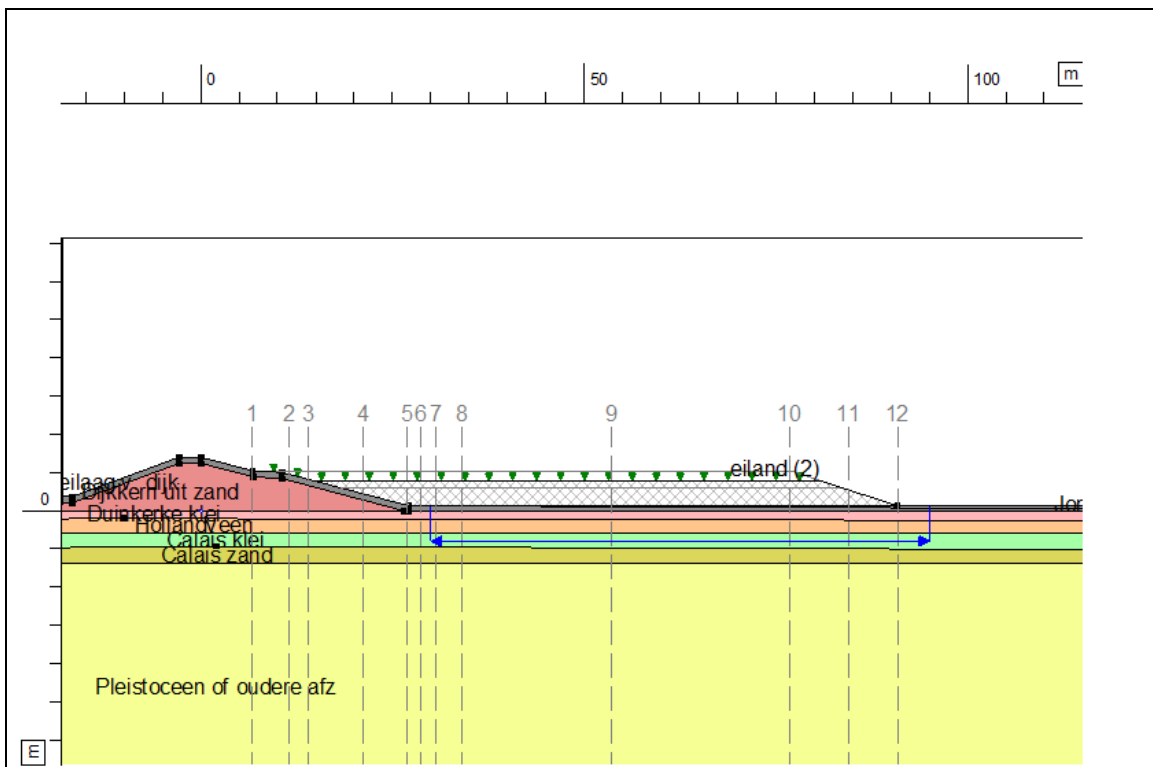
Als gevolg van de aan te brengen ophogingen voor de gronddam en werkeilanden zijn zettingen te verwachten in de ondergrond. Om inzicht te krijgen in de te verwachten zettingen, het tijd-zettingsverloop en de restzettingen is een zettingsanalyse uitgevoerd. Opgemerkt wordt dat door variaties in de natuurlijke bodemopbouw en onzekerheden in de grondparameters de berekende theoretische zetting met +/-30% kan afwijken van de werkelijke zetting.

De ophoging resulteert naast zetting ook in wateroverspanningen in de ondergrond. Deze kan de stabiliteit tijdens de uitvoering nadelig beïnvloeden. De stabiliteit van de grondconstructies tijdens de uitvoeringsfase en de eindsituatie wordt in dit hoofdstuk geverifieerd middels glijvlakberekeningen.

Uitgangspunt voor het ontwerp is dat zettingen ten gevolge van de aanleg van de waterkering volledig zijn opgetreden.

7.2 Zettingsanalyse

De te verwachten zettingen zijn berekend met de methode NEN Bjerrum. Het verloop van de zettingen in de tijd is bepaald volgens Terzaghi. Gebruik is gemaakt van het programma DSettlement versie 14.1 van Deltares. De zetting is berekend voor verschillende 'rekenverticalen', zoals weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 7-1 Dwarsdoorsnede met rekenverticalen

Zettingen ten gevolge van de ophoging

De totale bouwtijd is aangenomen op 7 maanden, waarvan 2 maanden nodig is voor het aanbrengen van de ophoging. De maximale netto ophoging bedraagt 4,6 m, van NAP +0,66 naar NAP +5,25 m. Ter plaatse van de bestaande waterkering is een ophoging voorzien tegen het buitentalud tot aan de bestaande werkweg. In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de te verwachten eind- en restzettingen voor verschillende netto ophogingen. Tevens is de restzetting aangegeven voor het geval de bouwtijd 1 jaar zou bedragen.

Tabel 7-1 Ophoging, zetting en restzetting voor situatie zonder verticale drainage

Verticaal [-]	Z huidig [NAP m]	Z nieuw [NAP m]	Netto ophoging [m]	Bruto ophoging [m]	Eindzetting 30 jaar [m]	Restzetting na 7 maanden zettingstijd [m]	Restzetting na 12 maanden zettingstijd [m]
1	5,29	5,25	0,00	0,14	0,14	0,09	0,07
2	4,82	5,25	0,43	0,64	0,21	0,10	0,08
3	4,12	5,25	1,13	1,41	0,28	0,12	0,08
4	2,25	5,25	3,00	3,53	0,53	0,15	0,09
5	0,74	5,25	4,51	5,30	0,79	0,29	0,14
6	0,66	5,25	4,59	5,41	0,82	0,29	0,14
7	0,66	5,25	4,59	5,42	0,83	0,29	0,14
8	0,66	5,25	4,59	5,43	0,84	0,28	0,14
9	0,66	5,25	4,59	5,43	0,84	0,28	0,13
10	0,66	5,25	4,59	5,37	0,78	0,26	0,13
11	0,66	2,96	2,30	2,87	0,57	0,21	0,11
12	0,66	0,66	0,00	0,10	0,10	0,06	0,04

Voor de grond dam rondom het fundament dient de berekende eindzetting als overhoogte te worden aangebracht boven op de netto ophoging. De aanleghoogte bedraagt dus NAP +6,09 (=NAP +5,25 m + 0,84 m).

Uit tabel 7-1 blijkt dat na oplevering van de grond dam nog circa 0,3 m restzetting wordt verwacht. Indien de bouw tijd wordt verlengd met 5 maanden is de restzetting ongeveer gehalveerd.

Doordat de consolidatie nog niet volledig is, zullen nog wateroverspanningen in de ondergrond aanwezig zijn, wat ongunstig kan zijn voor de stabiliteit.

Om de restzettingen (en wateroverspanningen) te beperken tot circa 0,10 m gedurende circa 30 jaar na oplevering wordt geadviseerd een verticale drainage toe te passen in het gedeelte vanaf de buitenteen van de waterkering.

Zettingsversnellende maatregelen

Binnen de kernzone van de primaire waterkering mag geen verticale drainage worden toegepast. De verticale drainage kan wel in de buitenbeschermingszone worden aangebracht tot een niveau van NAP - 4,0 m, waardoor hydraulische kortsluiting met het watervoerende zandpakket wordt voorkomen. In de onderstaande tabel zijn de berekende zettingen aangegeven voor de situatie met verticale drainage.

Tabel 7-2 Ophoging, zetting en restzetting voor situatie met verticale drainage

Verticaal [-]	Z huidig [NAP m]	Z nieuw [NAP m]	Netto ophoging [m]	Bruto ophoging [m]	Eindzetting 30 jaar [m]	Restzetting na 7 maanden zettingstijd [m]
1	5,29	5,25	0,00	0,14	0,14	0,09
2	4,82	5,25	0,43	0,64	0,21	0,10
3	4,12	5,25	1,13	1,41	0,28	0,12
4	2,25	5,25	3,00	3,53	0,53	0,15
5	0,74	5,25	4,51	5,30	0,79	0,28
6	0,66	5,25	4,59	5,41	0,82	0,25
7	0,66	5,25	4,59	5,42	0,83	0,09
8	0,66	5,25	4,59	5,43	0,84	0,09
9	0,66	5,25	4,59	5,43	0,84	0,09
10	0,66	5,25	4,59	5,37	0,78	0,09
11	0,66	2,96	2,30	2,87	0,57	0,09
12	0,66	0,66	0,00	0,10	0,10	0,04

Uit bovenstaande tabel blijkt dat de restzetting rondom het fundament beperkt blijft tot circa 0,09 m. In geval de doorlooptijd, en dus de zettingstijd, toeneemt tot 1 jaar, zullen de restzettingen met circa 10% verder afnemen.

Op de overgang van de grondnam naar de waterkering is de grootste restzetting te verwachten. Om de zettingen hier te versnellen kan eventueel tijdelijk een extra overhoogte worden toegepast ter plaatse van de werkweg.

Conclusies ten aanzien van zettingen

Uit de zettingsanalyse blijkt het volgende:

- De eindzetting voor de permanente grondnam is bepaald op 0,8 m (0,6 à 1,0 m inclusief onzekerheidsmarge). Deze zal als overhoogte moeten worden aangebracht ter compensatie van de zetting.
- Om de restzetting ter plaatse van de onderhoudsweg te beperken dient verticale drainage te worden toegepast. Verticale drainage mag alleen in de beschermingszone en tot maximaal NAP - 4,0 m worden aangebracht.
- Ter plaatse van de waterkering verloopt de zetting van circa 0,14 m nabij de aansluiting met de werkweg tot 0,79 m ter plaatse van de buitenteen.
- Doordat geen verticale drainage mag worden aangebracht in het buitentalud, zal de restzetting van onderhoudsweg hier groter zijn. Dit vergt extra onderhoud aan de elementenverharding. Eventueel kan een tijdelijke extra overhoogte worden toegepast om de zetting te versnellen.
- Voor de werkeilanden wordt gedurende de bouwtijd een zetting van circa 0,4 m verwacht. Deze zetting dient als overhoogte te worden aangebracht.
- Onder de werkeilanden is geen verticale drainage noodzakelijk als zettingsversnellende maatregel. Wel kan dit aan de rand nodig zijn als stabiliteitsverhogende maatregel, zie de volgende paragraaf.

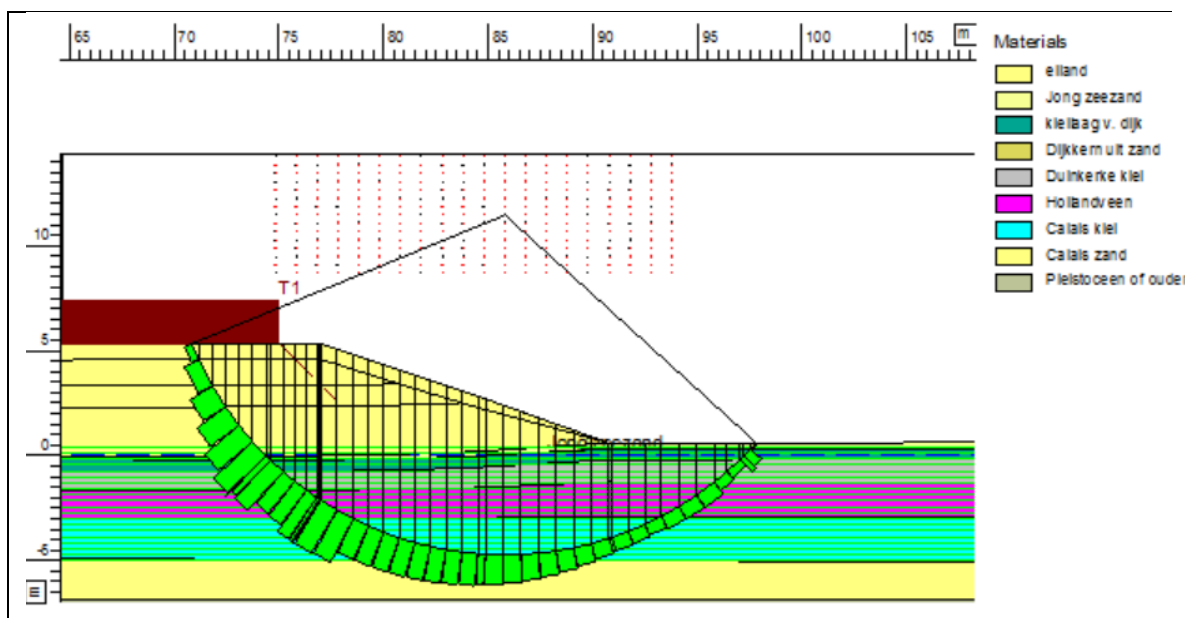
7.3 Stabiliteitsanalyse

De stabiliteit van de grondconstructies voor de gronddam en de werkeilanden is getoetst door het uitvoeren van glijvlakberekningen. De berekeningen zijn uitgevoerd volgens de methode Bishop met behulp van het programma D-GeoStability versie 10.1 van Deltares. De volgende situaties zijn beschouwd:

- Eindsituatie voor de gronddam;
- Uitvoeringssituatie, waarbij de stabiliteit voor verschillende ophoogslagen is bepaald.

Macrostabiliteit in de eindsituatie

De macrostabiliteit voor de eindsituatie is bepaald voor de gronddam met een tijdelijke bovenbelasting van 13 kPa. Gerekend is met een gezet profiel, waarbij geen wateroverspanningen meer in de ondergrond aanwezig zijn. De stabiliteitsfactor is bepaald op 1,24 en is ruim groter dan de vereiste waarde van 1,0 (bij partiële factoren volgens RC2). Het talud van 1:3 is dus voldoende om stabiliteit te waarborgen. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 7-2 Maatgevend glijvlak voor stabiliteit eindsituatie ($F=1,24$)

Macrostabiliteit tijdens de uitvoering

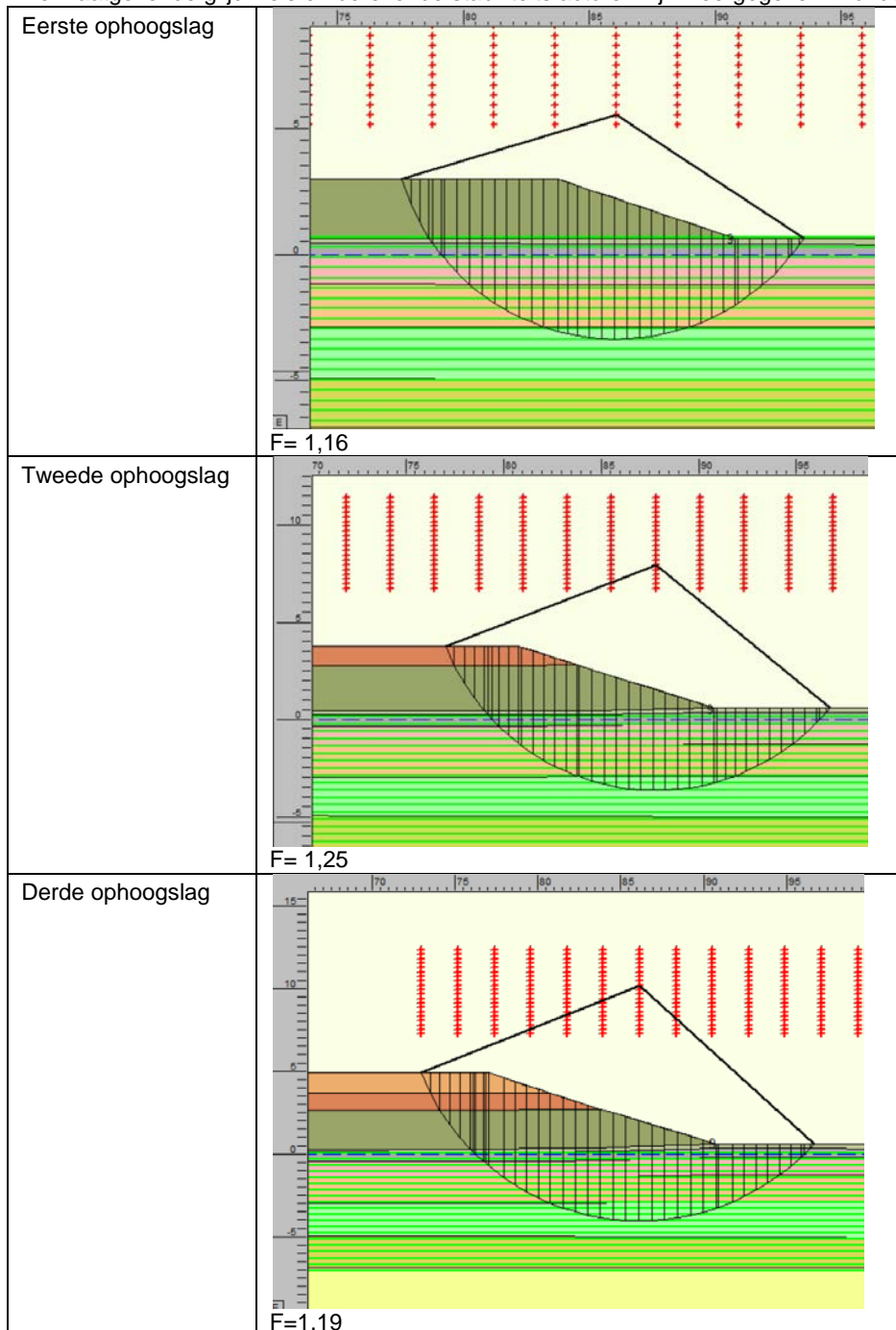
De ophoging zal laagsgewijs dienen te worden aangebracht en verdicht. Uit eerste verkennende berekeningen blijkt dat de stabiliteit onvoldoende is, indien nabij de teen geen verticale drainage aanwezig is. Als maatregel dient in een strook van 15 m onder het talud (tot 5 m uit de teen) verticale drainage te worden aangebracht om wateroverspanningen in de klei- en veenlagen te beperken. Voor de ophoogsnelheid wordt 1 m per 2 weken geadviseerd.

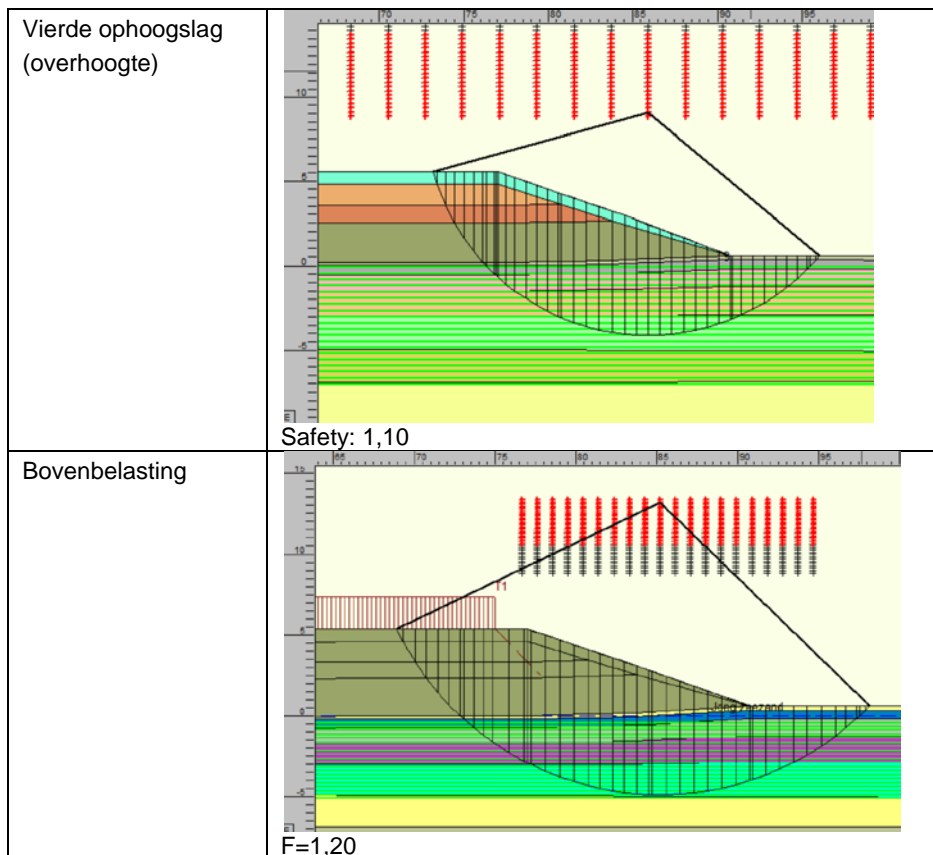
Ter verificatie van de stabiliteit tijdens de uitvoering is de volgende ophoogfasering beschouwd.

- Eerste ophoogslag van NAP +0,6 m tot NAP +3,0 m ($t=0-14$ dagen);
- Wachtijd 7 dagen ($t=14-21$ dagen);
- Tweede ophoogslag van NAP +3,0 m tot NAP +4,0 m ($t=21-28$ dagen);
- Wachtijd 7 dagen ($t=28-35$ dagen);
- Derde ophoogslag van NAP +4,0 m tot +5,0 m ($t=35-42$ dagen);
- Wachtijd 7 dagen ($t=42-49$ dagen)

- Vierde ophoogslag van NAP +5,0 m tot NAP +6,0 m (inclusief 0,8 m overhoogte ter compensatie van de zetting) (t=49-56 dagen).
- Wachtijd 1 maand
- Bovenbelasting 25 kPa (rekenwaarde 30 kPa) voor het werkeiland met nog 25% wateroverspanning (na circa 5 maanden vanaf start ophoging).

De maatgevende glijcirkels en berekende stabiliteitsfactoren zijn weergegeven in onderstaande figuren.





Conclusies ten aanzien van stabiliteit

Uit de stabiliteitsanalyse blijkt het volgende:

- Om aan de stabiliteitseisen te kunnen voldoen zal er verticale drainage moeten worden aangebracht in een strook van 15 m onder/rondom het werkeiland. De verticale drainage dient te worden aangebracht tot 5 m uit de teen van de ophoging en tot maximaal NAP -4,0 m.
- De ophoogfasering bedraagt circa 1 m per 2 weken. De totale ophoogtijd bedraagt circa 2 maanden.

8 CONCLUSIES

Conclusies ten aanzien van de mastfundatie

Voor de fundatie van de pylonen van de hoogspanningsmast voldoet het volgende voorontwerp:

- Een betonnen plaat met een diameter van 8 m en een aanlegniveau NAP +2,50 m. De plaatdikte is 1,25 m. Op de plaat is een opstort voorzien met een dikte van 1,8 m met een diameter van 6,8 m. De bovenzijde is gelegen op NAP +5,55 m, 0,3 m boven het ontwerppeil van de gronddam.
- De plaat dient te worden gefundeerd op een doorgaande buispalenwand. De wand bestaat uit 48 verbuisde schroefpalen met een diameter van 610 mm. De palen dienen overlappende te worden uitgevoerd, waarbij de secundaire palen worden voorzien van wapening.
- De palen dienen te worden aangebracht tot NAP -28 m. De paallengte bedraagt 30,5 m.

Conclusies ten aanzien van zettingen

Uit de zettingsanalyse blijkt het volgende:

- De eindzetting voor de permanente gronddam is bepaald op 0,8 m (0,6 à 1,0 m inclusief onzekerheidsmarge). Deze zal als overhoogte moeten worden aangebracht ter compensatie van de zetting.
- Om de restzetting ter plaatse van de onderhoudsweg te beperken dient verticale drainage te worden toegepast. Verticale drainage mag alleen in de beschermingszone en tot maximaal NAP - 4,0 m worden aangebracht.
- Ter plaatse van de waterkering verloopt de zetting van circa 0,14 m nabij de aansluiting met de werkweg tot 0,74 m ter plaatse van de buitenteen.
- Doordat geen verticale drainage mag worden aangebracht in het buitentalud, zal de restzetting van onderhoudsweg hier groter zijn. Dit vergt extra onderhoud aan de verhardingsconstructie. Eventueel kan een tijdelijke extra overhoogte worden toegepast om de zetting te versnellen.
- Voor de werkeilanden wordt gedurende de bouwtijd een zetting van circa 0,4 m verwacht. Deze zetting dient als overhoogte te worden aangebracht.
- Onder de werkeilanden is geen verticale drainage noodzakelijk als zettingsversnellende maatregel. Wel dient verticale drainage te worden aangebracht aan de rand als stabiliteitsverhogende maatregel.

Conclusies ten aanzien van stabiliteit

Uit de stabiliteitsanalyse blijkt het volgende:

- Taluds met een helling 1:3 zijn in de eindsituatie voldoende stabiel.
- Om tijdens de uitvoering aan de stabiliteitseisen te kunnen voldoen zal er verticale drainage moeten worden aangebracht in een strook van 15 m onder/rondom het werkeiland. De verticale drainage dient te worden aangebracht tot 5 m uit de teen van de ophoging en tot maximaal NAP - 4,0 m.
- De ophoofasering bedraagt circa 1 m per 2 weken. De totale ophoogtijd bedraagt circa 2 maanden.

9 COLOFON

Opdrachtgever	: TenneT TSO B.V.
Project	: 380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde
Dossier	: BD5948
Omvang rapport	: 37 pagina's
Auteur	: Jurgen Cools
Bijdrage	: Jeroen Rolvink, Maarten Booij
Interne controle	: Ilse Hergarden
Projectleider	: Geert van Es
Projectmanager	: Jerry van den Dries
Datum	: 28 april 2015
Naam/Paraaf	: <i>Jerry van den Dries</i> 

HaskoningDHV Nederland B.V.

Maritime & Waterways

Laan 1914 nr. 35

3818 EX Amersfoort

Postbus 1132

3800 BC Amersfoort

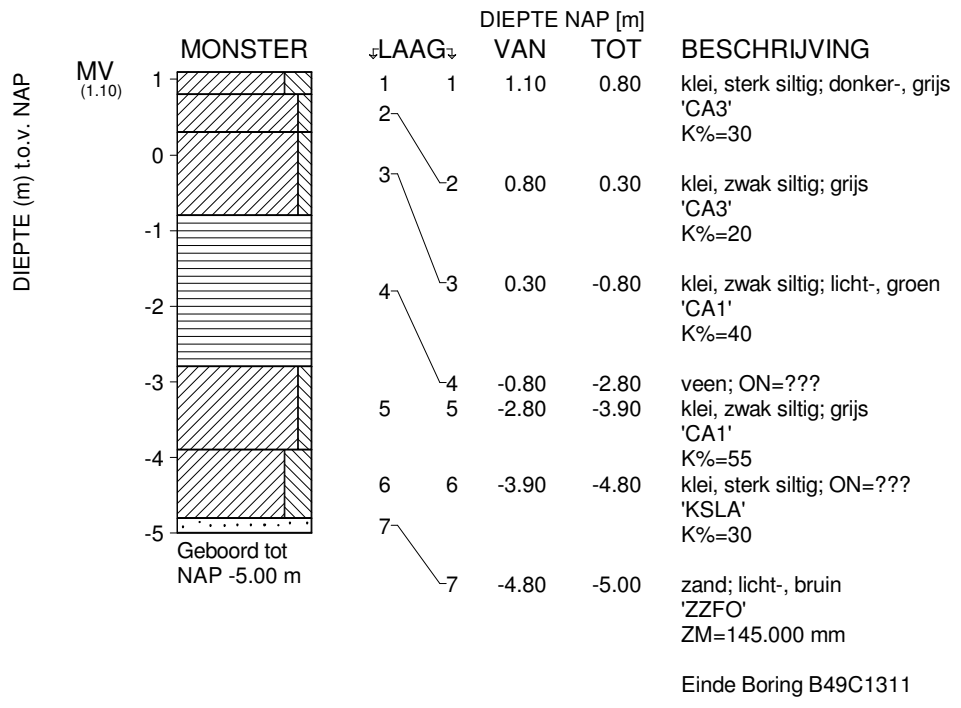
T (088) 348 20 00

F (088) 348 28 01

E info@rhdhv.com

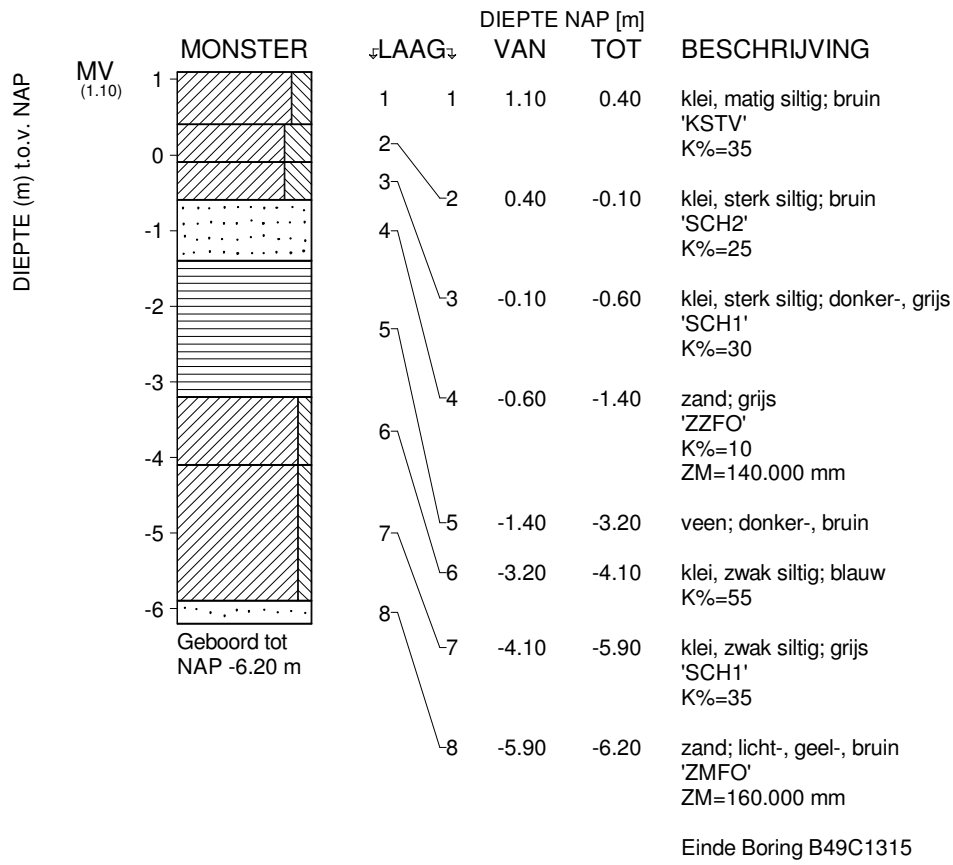
W www.royalhaskoningdhv.com

BIJLAGE 1 GRONDONDERZOEK DINOLOKET



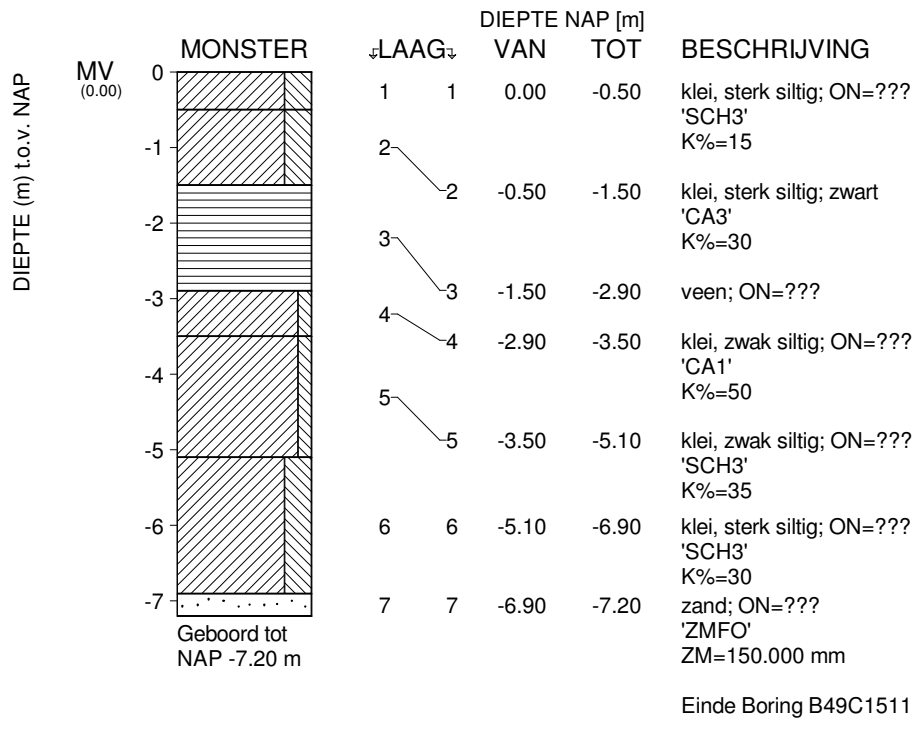
maaiveld: NAP 1.10 m
 X = 66748 m Y = 383947 m (RD)

	Telefoon Telefax	datum	get.
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4



maaiveld: NAP 1.10 m
X = 66880 m Y = 383820 m (RD)

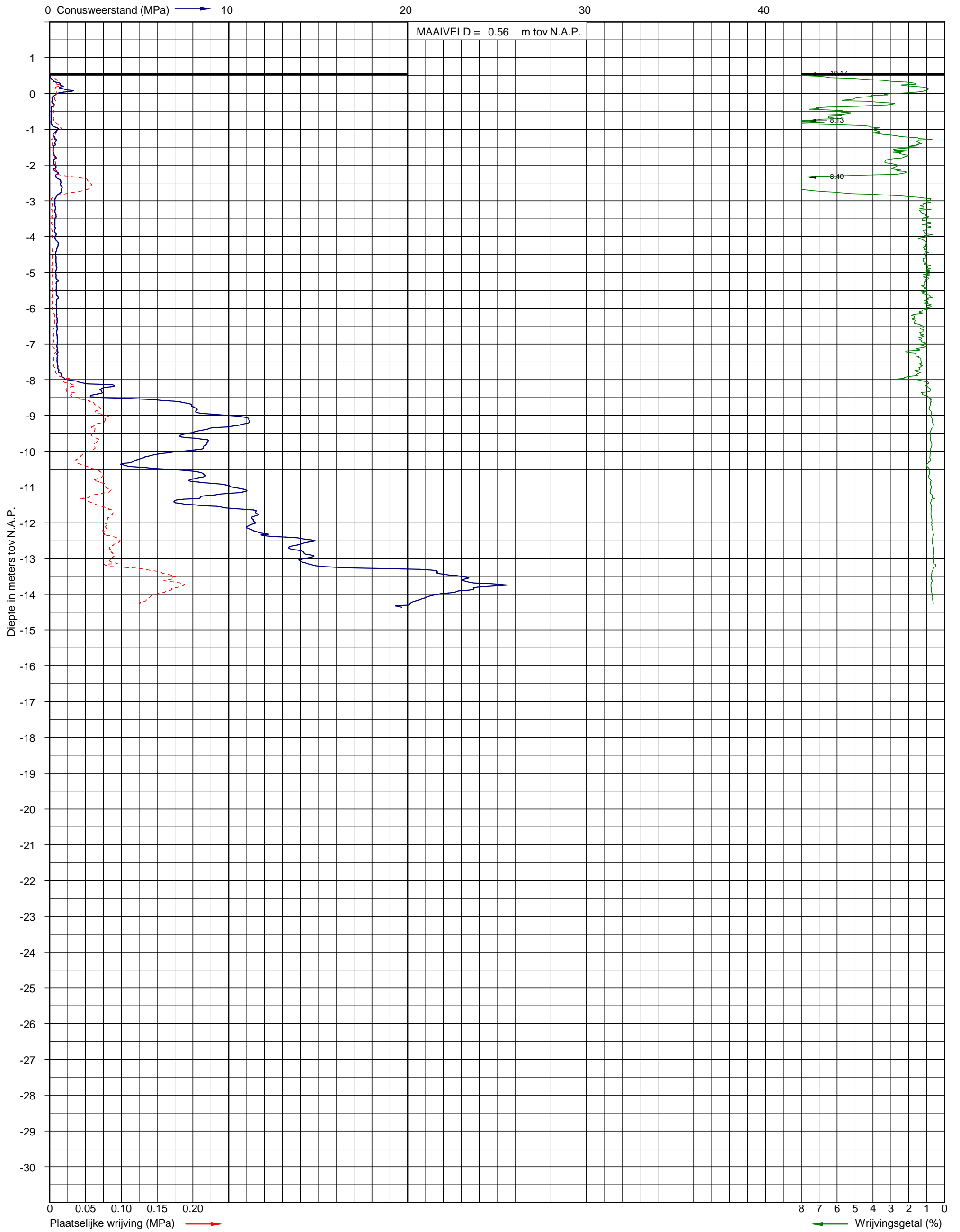
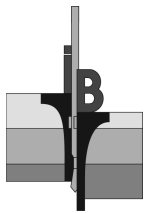
	Telefoon Telefax	datum 1986-07-01	get. Lant
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4

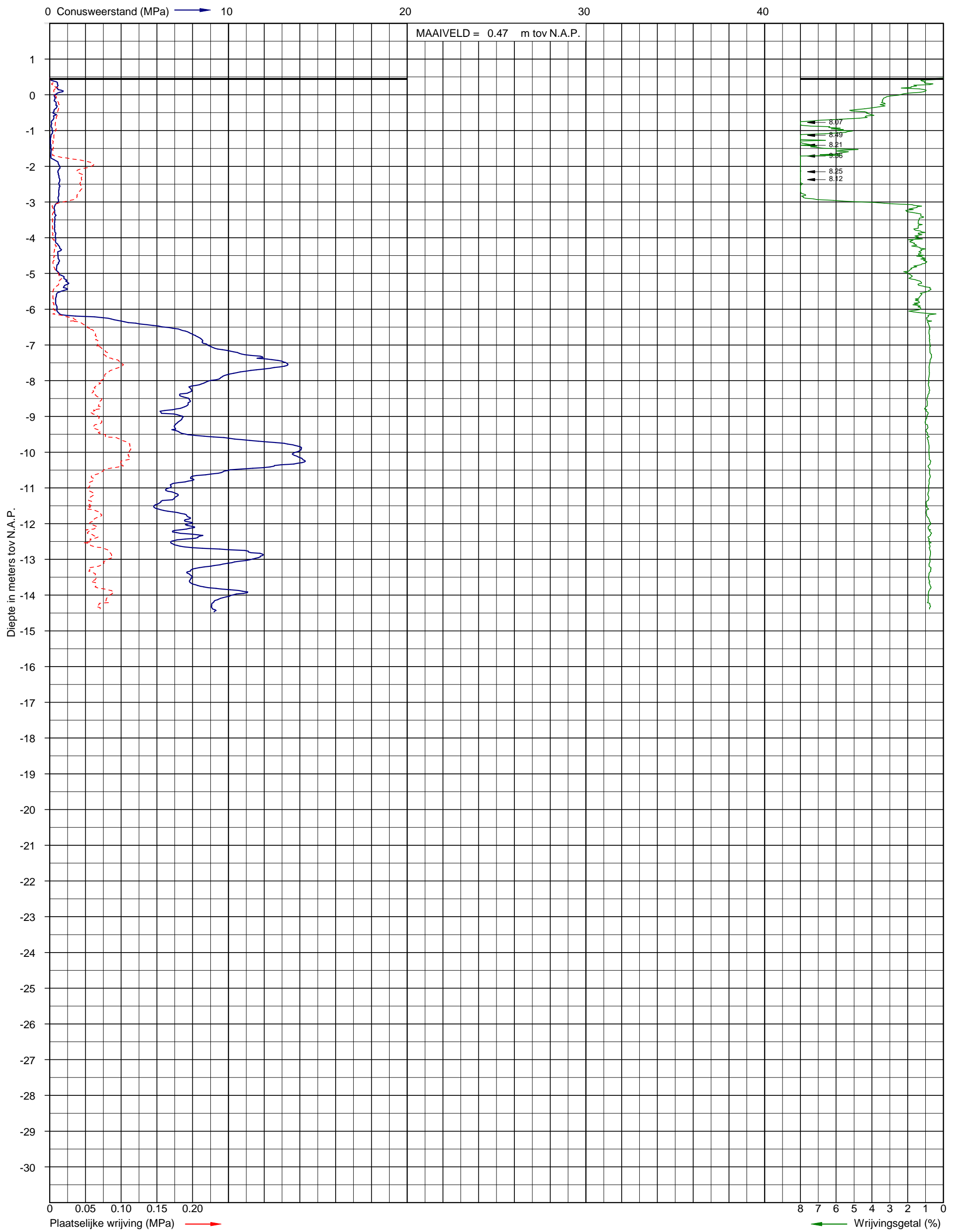
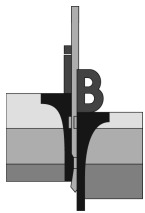


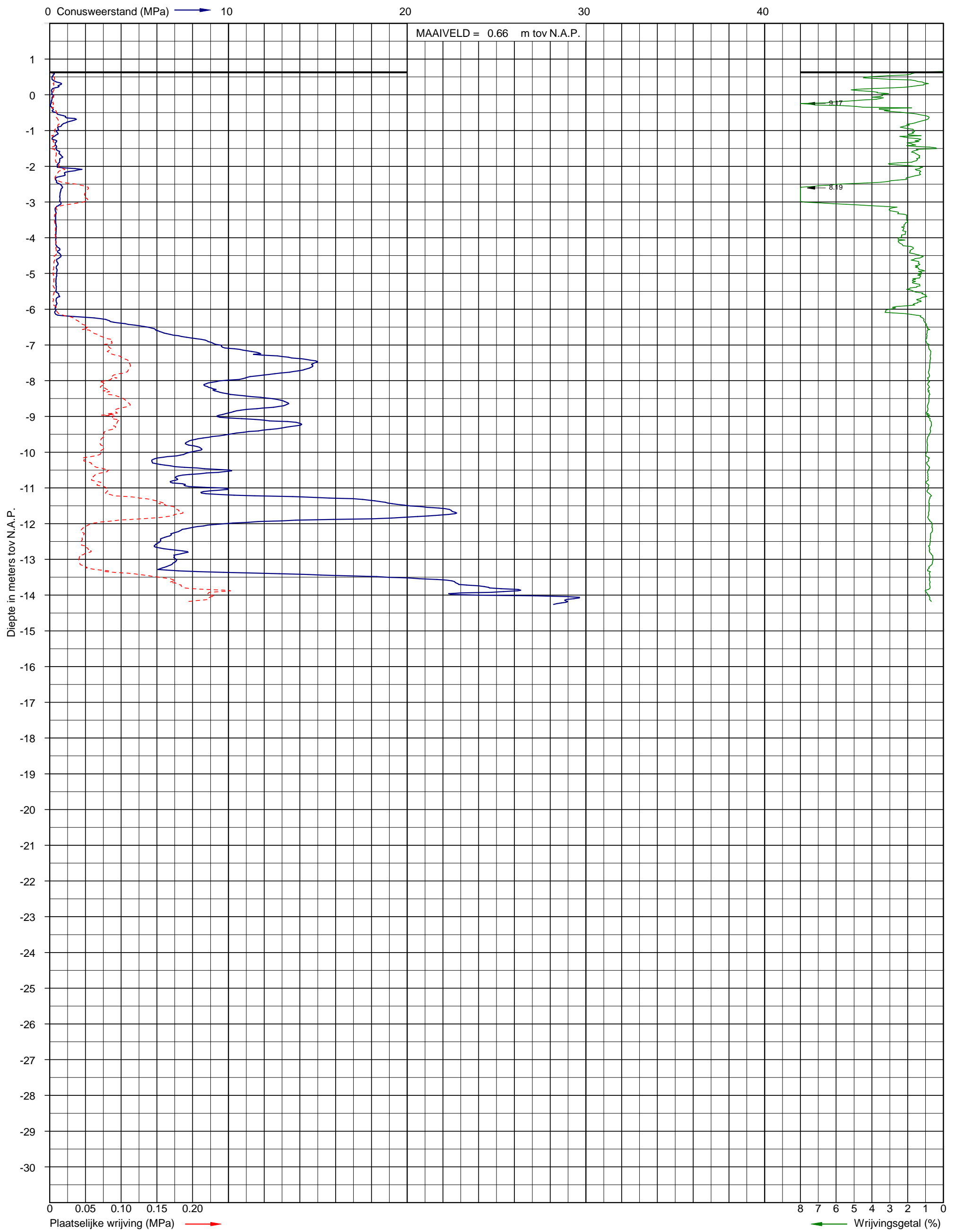
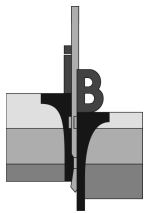
maaiveld: NAP 0.00 m
X = 66903 m Y = 384491 m (RD)

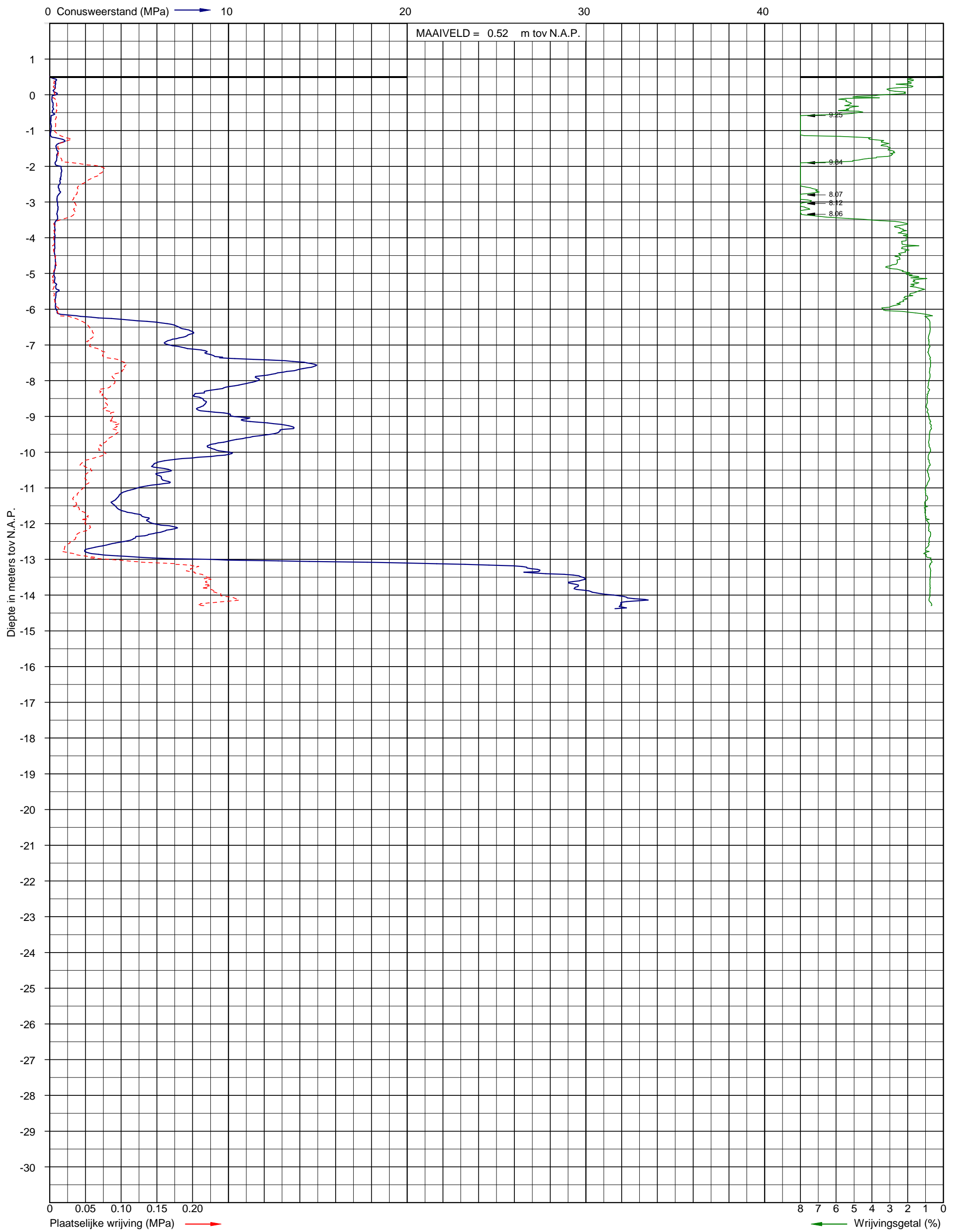
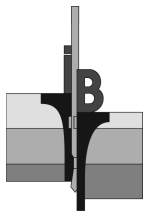
	Telefoon Telefax	datum	get.
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4

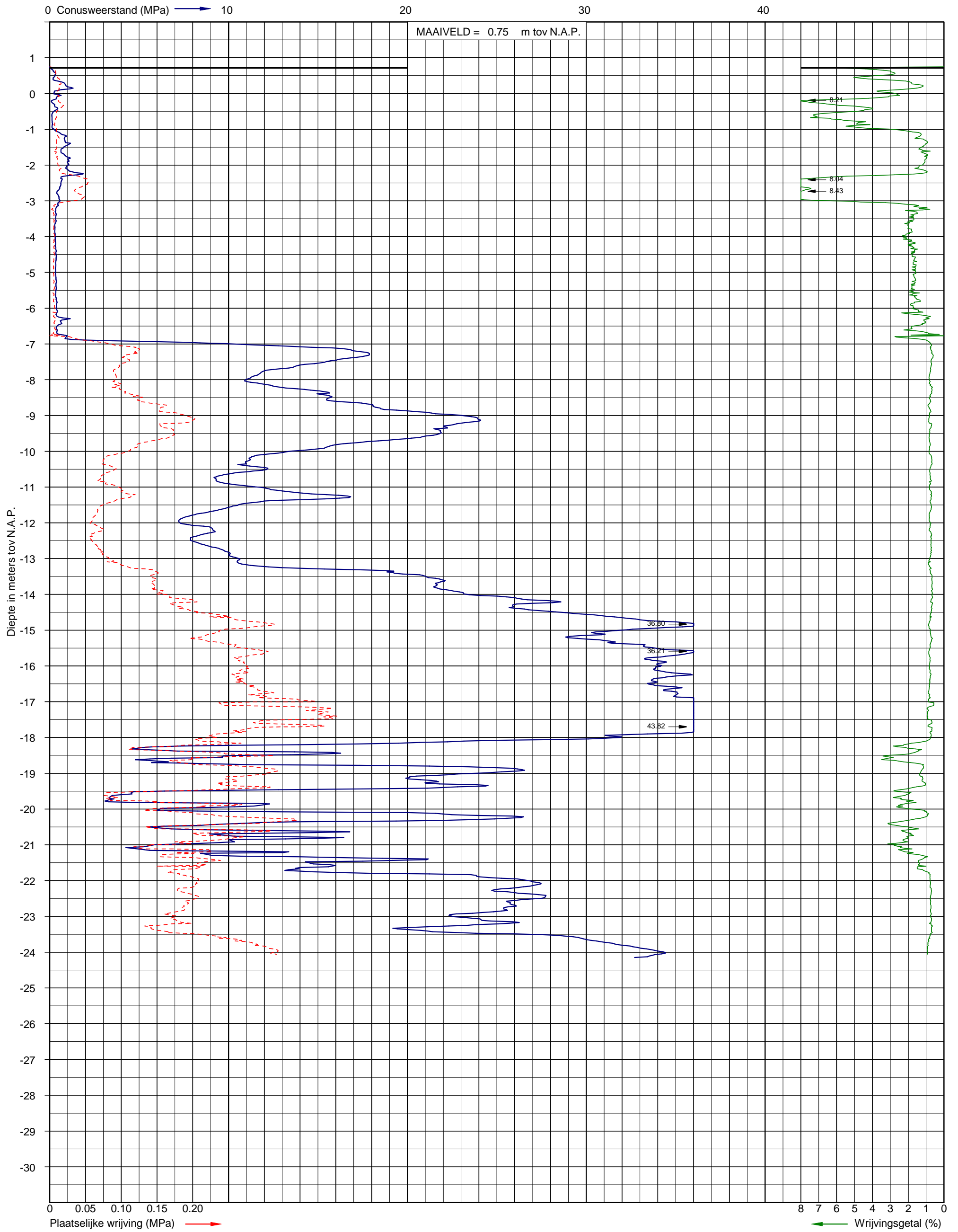
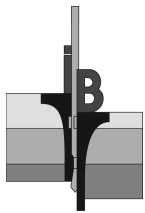
BIJLAGE 2 AANVULLEND GEOTECHNISCH GRONDONDERZOEK

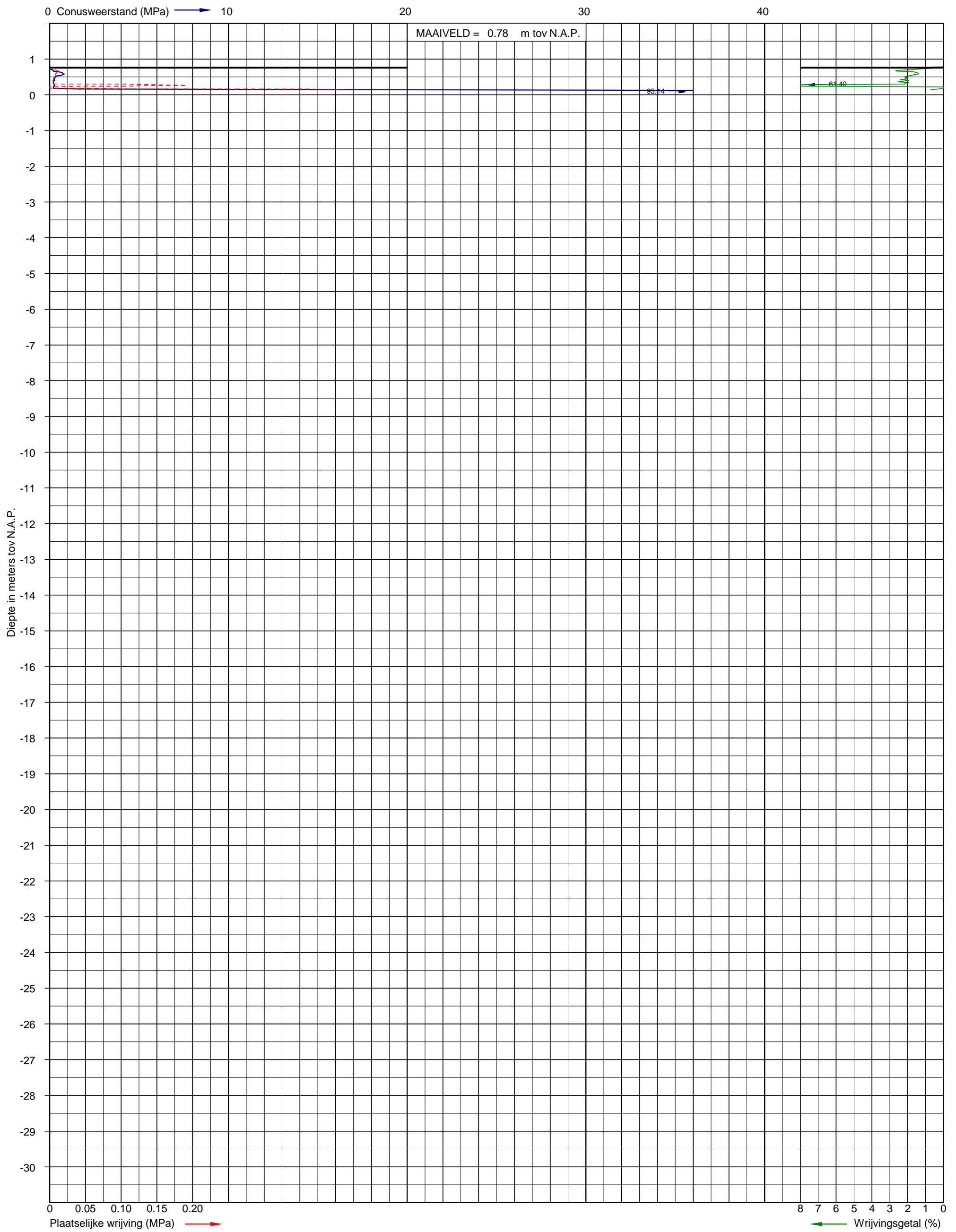
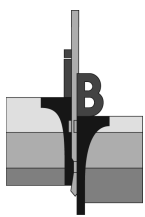


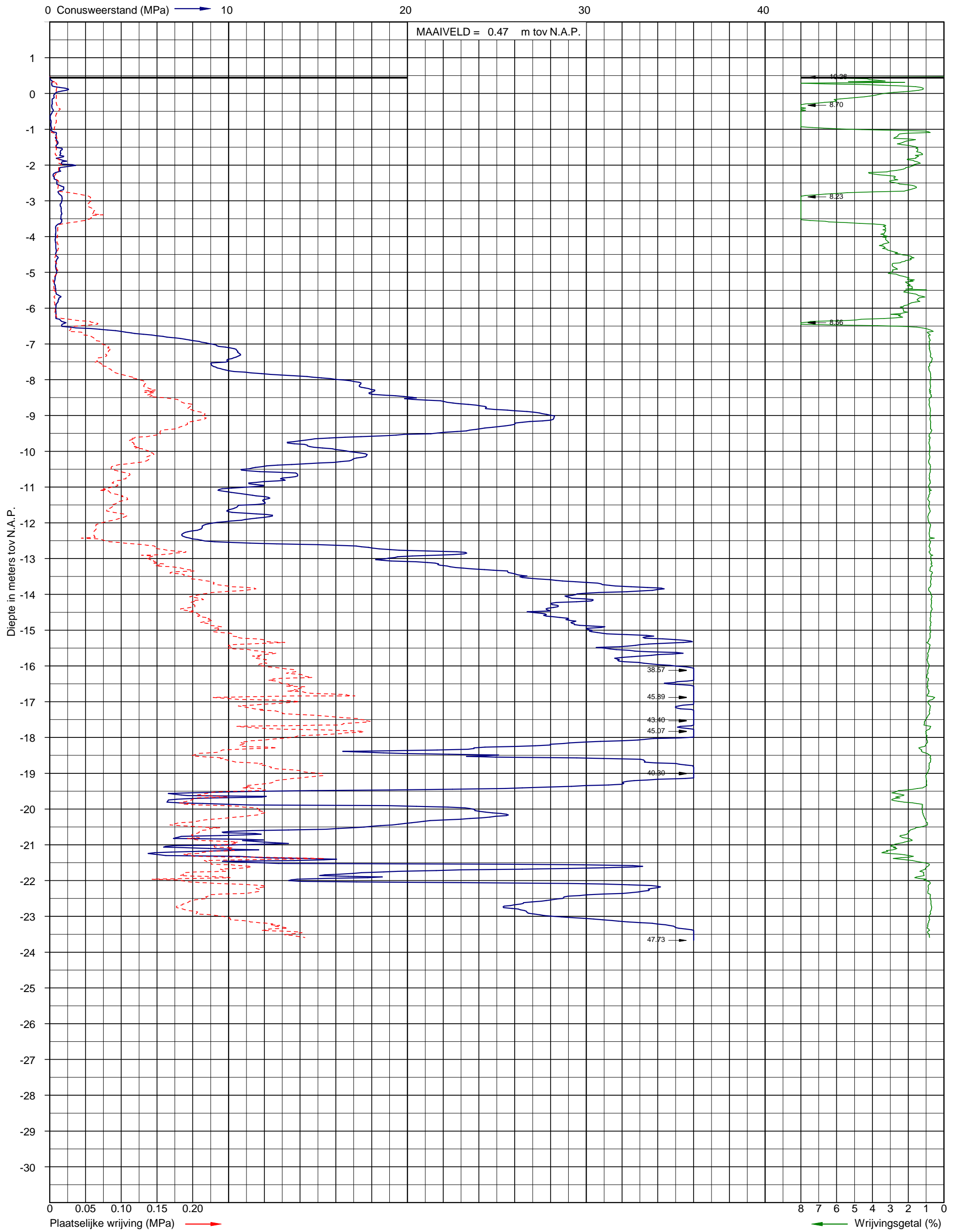
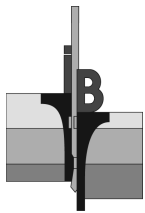


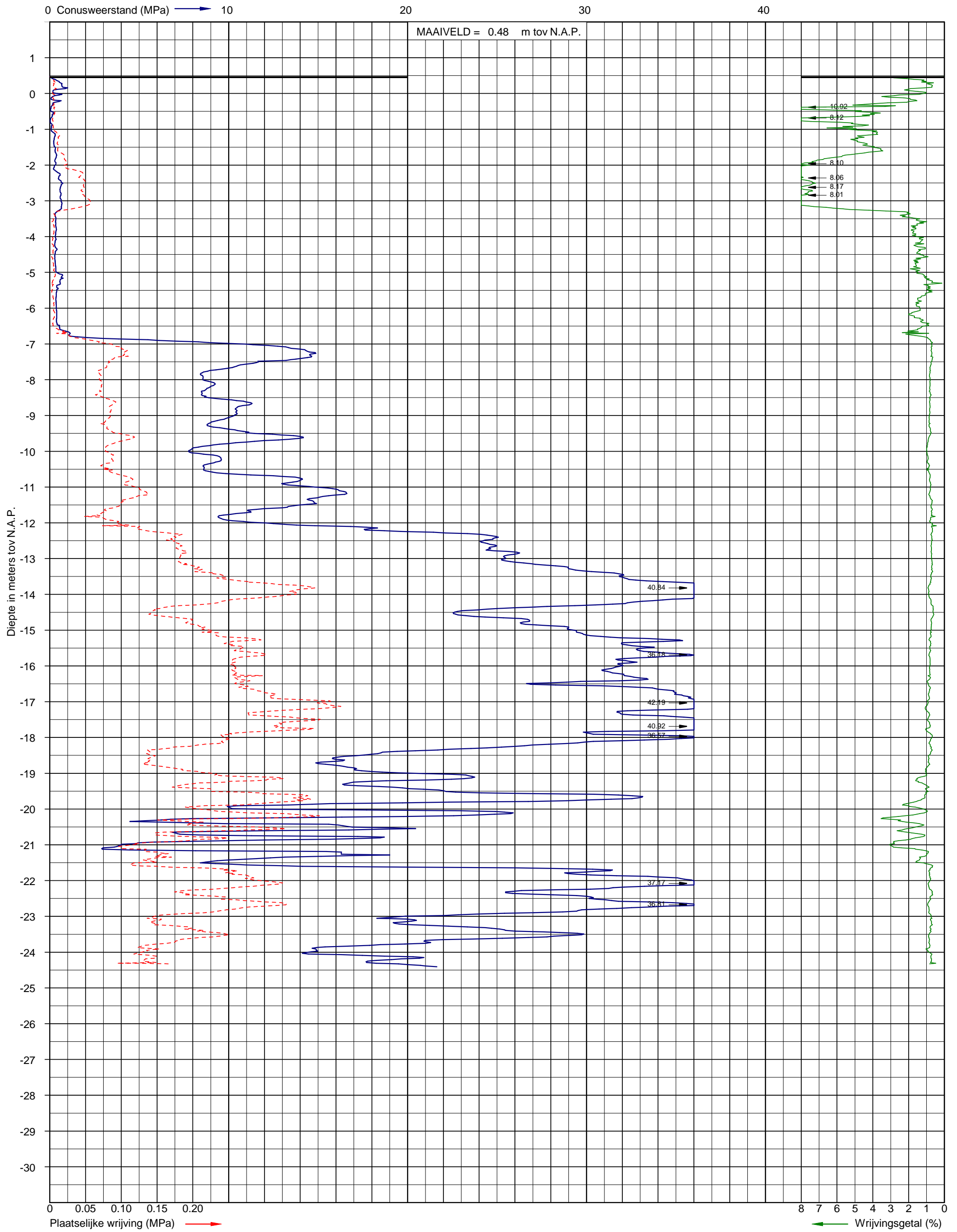
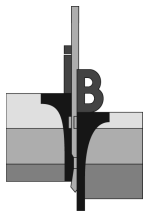


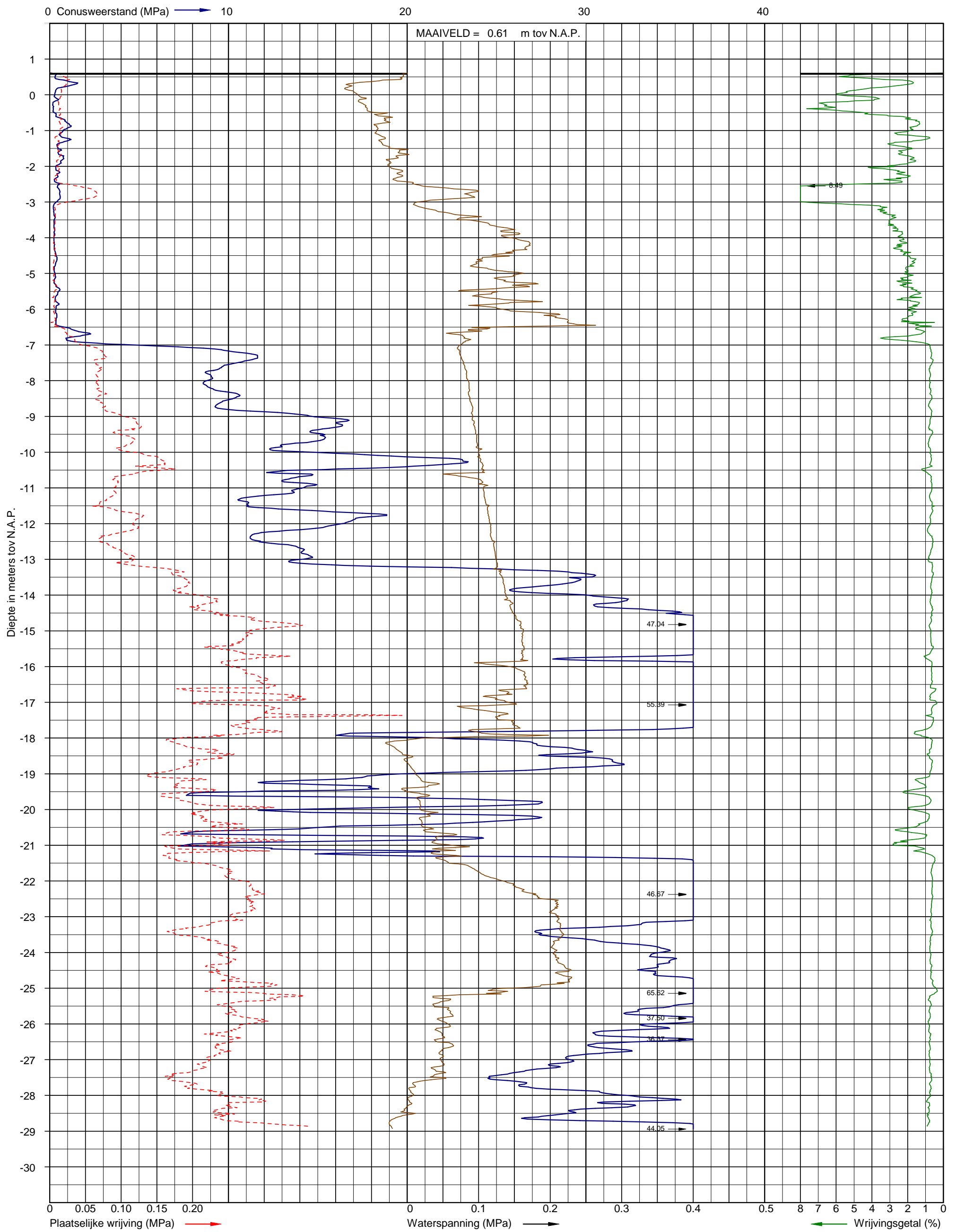
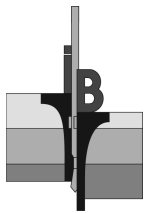


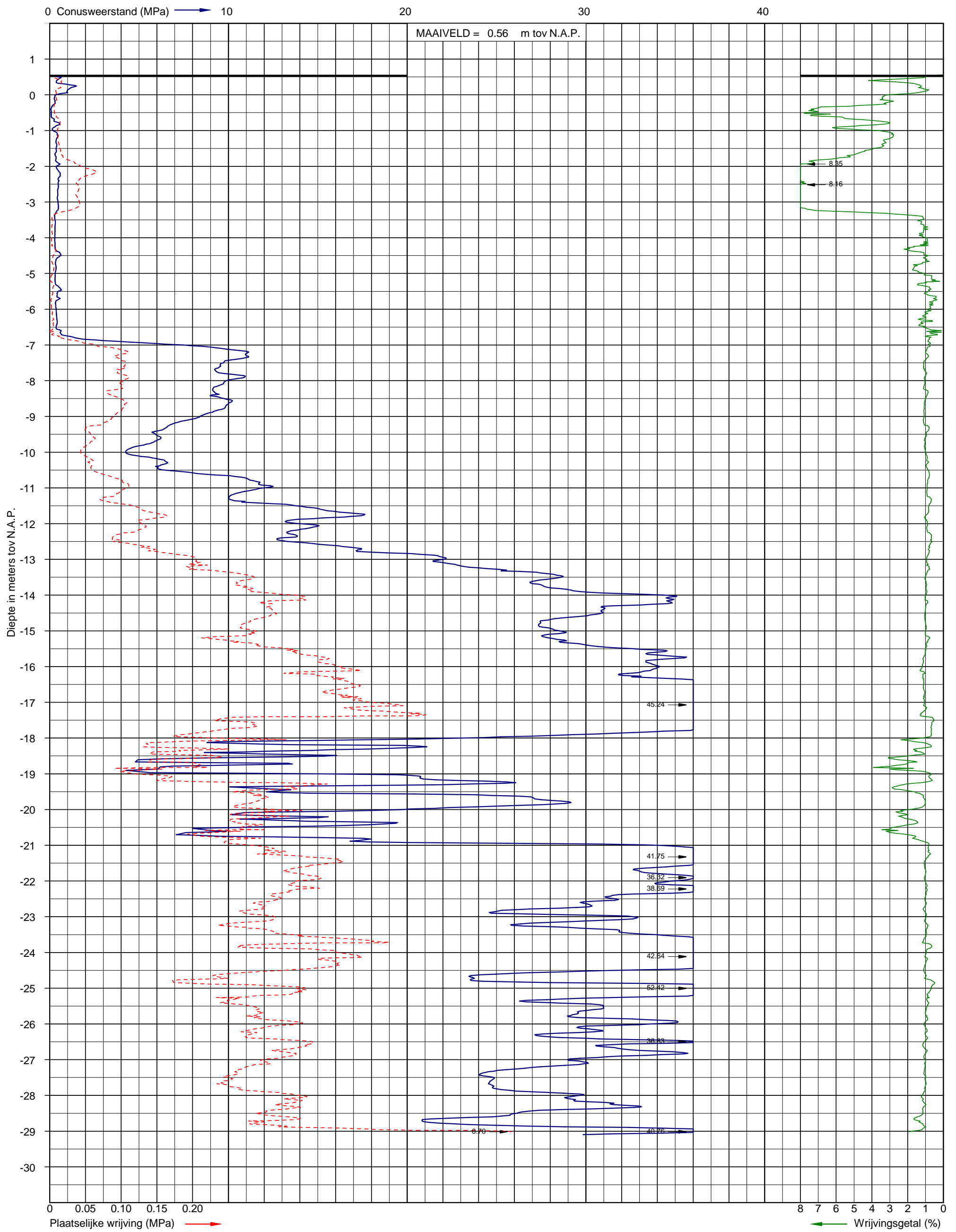
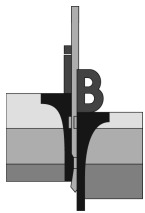


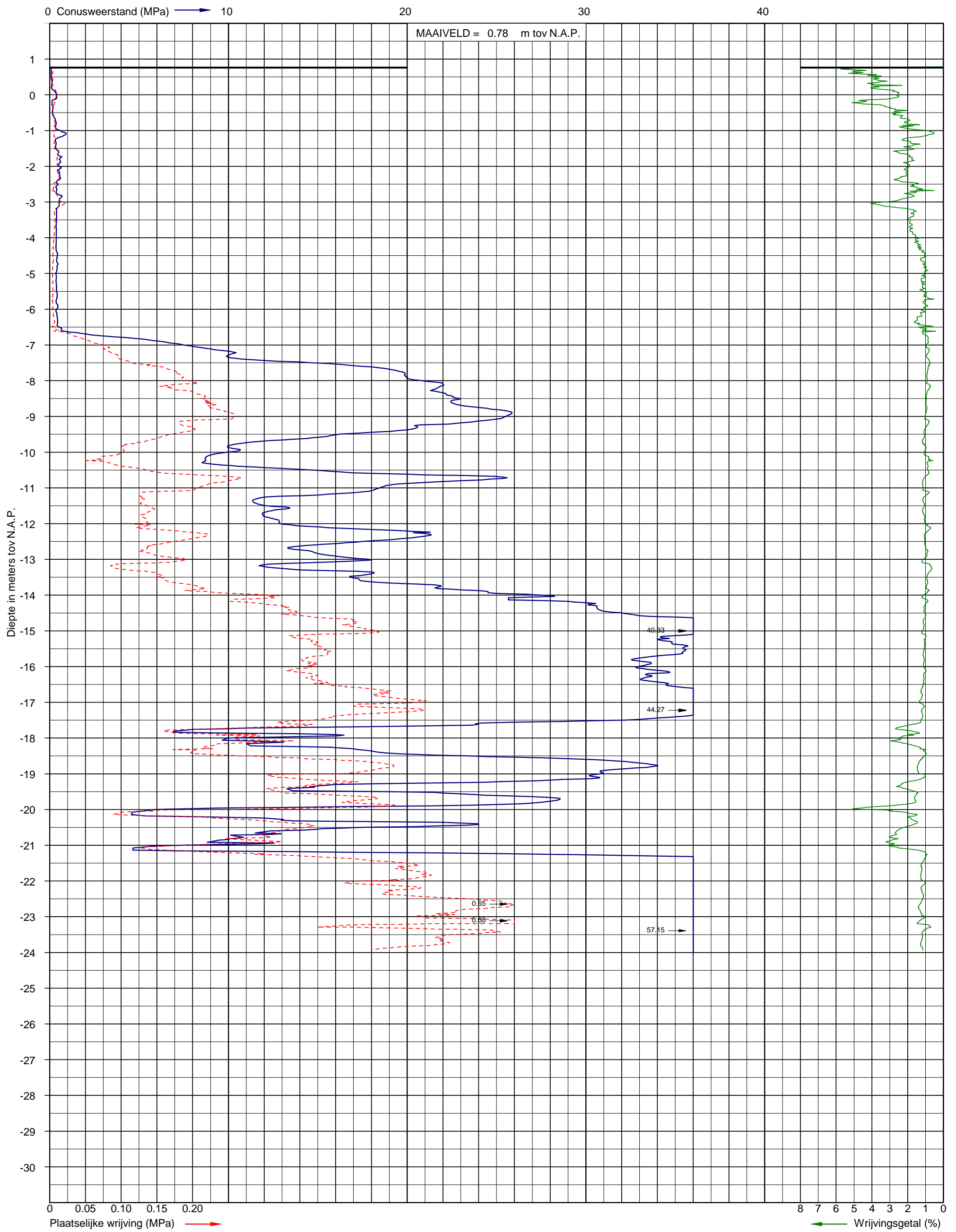
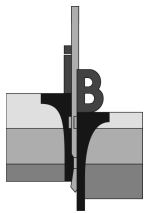








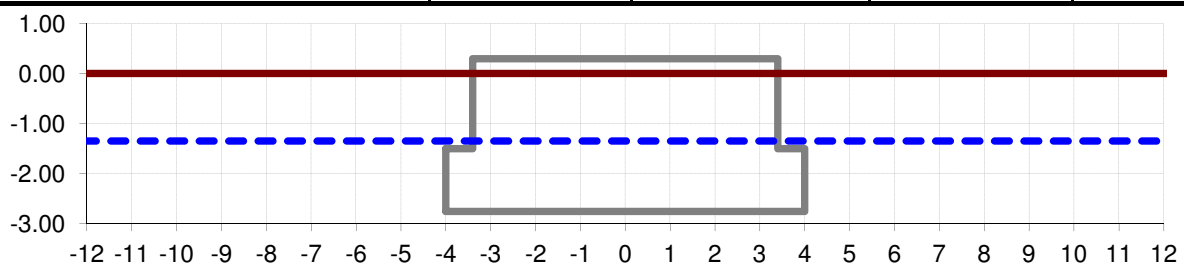




BIJLAGE 3 VOORONTWERP BLOKAFMETINGEN

Foundation type: **circular plate on piles**
0

loads on foundation (DESIGN VALUE):		extreme ULS	operational SLS	fatigue equivalent
horizontal load	Fx [kN]	1399	1044	0
vertical load	Fz [kN]	1885	1547	0
overturning moment	My [kNm]	77902	58594	0
size and loads:	foundation		no. of piles	22.0
diameter	8.00	operational / fatigue load:		operational
height in center	1.25	pedestal [yes/no]: (1602 kN)		yes
height at edge	1.25	soil cover [yes/no]:		no
upward ground water load [kN/m2]	14.0	top foundation to ground level:		-1.50
area [m2]	50.27	max. ground water to ground level:		-1.35
specific weight of concrete[kN/m3]	24.5	foundation below ground water		1.40
volume of concrete (excl. pedestal) [m3]	62.83			
volume of concrete pedestal [m3]	66.73			
volume of concrete bottom ring [m3]	0.00			
total concrete volume [m3]	129.56	turbine	total	per pile
operating load [kN]	3141	1547	4688	213
partial factor	1.00	1.00		
ground water load (upward) [kN]	-704		-704	-32
partial factor ground water	1.00			
extreme load [kN]	3141	1885	5026	229
minimum partial factor	1.00	1.00		
Fs;d,min (incl. water) [kN]	2437	1885	4322	197
maximum partial factor	1.00	1.00		
Fs;d,max [kN]	3141	1885	5026	229
pile load	during operation	extreme loads		
Mrep bottom [kNm]	61778	82169		
Mrep centre of gravity [kNm]	61126	81295		
reduction factor reference period	1.00	1.00		
maximum partial factor	1.00	1.00		
Ms;d,max - bottom foundation [kNm]	61778	82169		
Ms;d,max - centre of gravity [kNm]	61126	81295		
distance pile to centre / c.t.c.piles [m]	3.50	1.00		
	maximum	minimum	maximum	minimum
Fs;d;cyclic - bottom foundation [kN]	1605	-1605		
Fs;d,quasi static - bottom foundation [kN]			2135	-2135
Fs;d,cyclic - centre of gravity [kN]	1588	-1588		
Fs;d,quasi static - centre of gravity [kN]			2112	-2112
Fs;d,permanent (static) [kN]	213	181	229	197
pile load bottom of foundation [kN]	1818	-1424	2364	-1939
pile load verification DIANA-analyses [kN]	1801	-1407	2341	-1916



BIJLAGE 4 IN- EN UITVOER DFOUNDATION BERECENING

Report for D-Foundations 14.1

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



Company: Royal HaskoningDHV

Date of report: 13-4-2015
Time of report: 11:11:07

Date of calculation: 31-3-2015
Time of calculation: 10:29:43

Filename: C:\.\BD5948 Technical Data\Geotechniek\DFoundation\Druk_boorpalenwand

Project identification: Tennet 380 kV Hoogspanningsmast in de Oosterscheld
Berekening drukdraagvermogen boorpalenwand
D-Foundations Druk_boorpalenwand

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Bearing Piles	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile S30.1	4
2.6.2 Soil Profile S30.2	5
2.7 Pile Types	6
2.7.1 Pile type : Round 610	6
2.8 Foundation Plan	7
2.8.1 View of Foundation Plan	7
2.9 Excavation Data	7
2.10 Overruled Parameters	8
2.11 Calculation Options	8
2.12 Model Options	8
3 Bearing Piles (EC7-NL): Results of the Option Preliminary Design, Indication Bearing Capacity	9
3.1 Errors and Warnings	9
3.2 Remarks	9
3.3 Calculation Parameters	9
3.3.1 Pile Factors	9
3.3.2 Pile type : Round 610	9
3.4 Results Bearing Forces for Pile type : Round 610	10
3.5 Summary Net Bearing Capacity in kN	10

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant : ir. J.E. Cools
 Design engineer superstructure : ir. M. Booij
 Principal : G. van Es
 Title 1 : Tennet 380 kV Hoogspanningsmast in de Oosterscheld
 Title 2 : Berekening drukdraagvermogen boorpalenwand
 Title 3 : D-Foundations Druk_boorpalenwand
 Number of project : BD5948
 Location of project : Amersfoort

2.3 Application Area Model Bearing Piles

The verifications performed by the model BEARING PILES of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause pressures in the piles. The calculations of pile forces and pile displacements are based on Cone Penetration Tests. Possible rise of (tension-)piles and horizontal displacements of piles and/or pile groups are not taken into account.

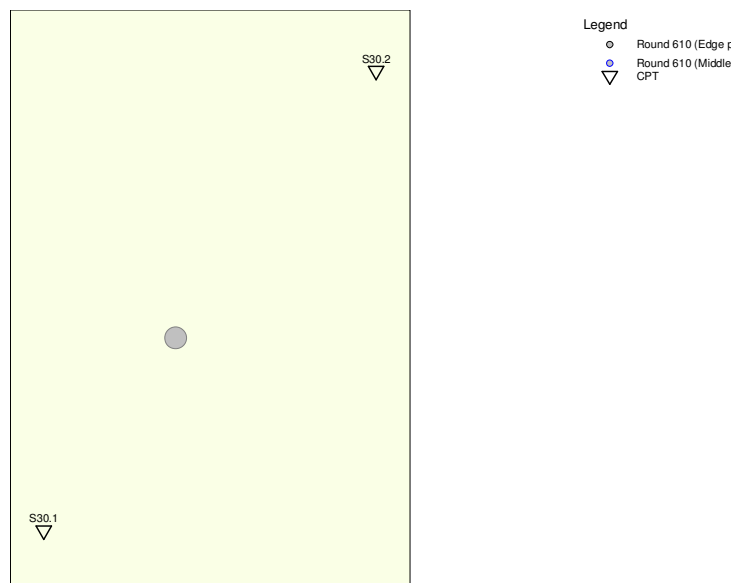
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 2
 Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



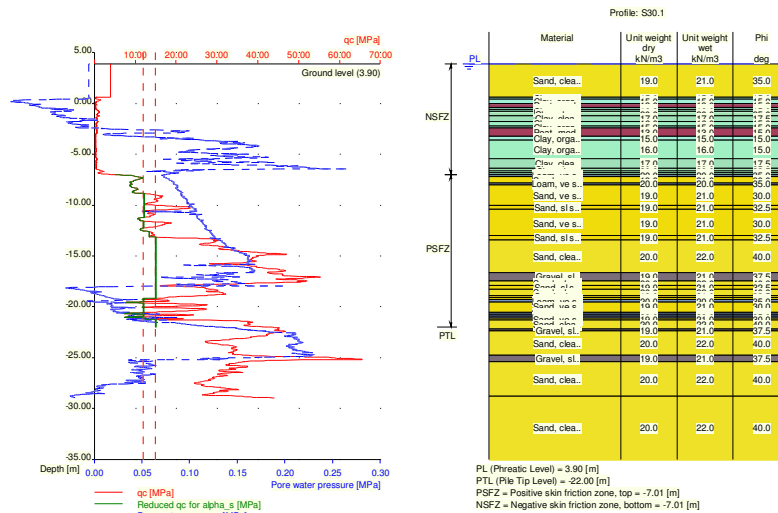
Number/Name CPT	Pile tip level [m R.L.]	Top of pos. friction zone [m R.L.]	Bottom of neg. friction zone [m R.L.]	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
1: S30.1	-22.00	-7.01	-7.01	66814.37	384000.71
2: S30.2	-22.00	-6.66	-6.66	66823.51	384013.34

2.6 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 2

2.6.1 Soil Profile S30.1

Belonging to CPT	S30.1
Surface level in [m. reference level] :	3.90
Phreatic level in [m. reference level] :	3.90
Pile tip level in [m. reference level] :	-22.00
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	-7.01
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	-7.01
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.11
Number of layers in profile :	43



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	3.900	19.00	21.00	35.00	Sand	0.200
2	0.590	15.00	15.00	15.00	Clay	--
3	0.390	15.00	15.00	15.00	Clay	--
4	-0.010	13.00	13.00	15.00	Peat	--
5	-0.410	15.00	15.00	15.00	Clay	--
6	-0.610	16.00	16.00	15.00	Clay	--
7	-0.810	20.00	20.00	25.00	Clay	--
8	-1.210	17.00	17.00	17.50	Clay	--
9	-1.810	16.00	16.00	15.00	Clay	--
10	-2.210	15.00	15.00	15.00	Clay	--
11	-2.410	13.00	13.00	15.00	Peat	--

Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma;sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
12	-3.210	15.00	15.00	15.00	Clay	--
13	-3.610	16.00	16.00	15.00	Clay	--
14	-5.410	17.00	17.00	17.50	Clay	--
15	-6.410	20.00	20.00	25.00	Clay	--
16	-6.610	20.00	20.00	22.50	Clay	--
17	-6.810	20.00	20.00	32.50	Clay	--
18	-7.010	20.00	20.00	35.00	Loam	--
19	-7.210	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
20	-7.810	20.00	20.00	35.00	Loam	--
21	-8.010	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
22	-10.010	19.00	21.00	32.50	Sand	0.200
23	-10.410	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
24	-13.010	19.00	21.00	32.50	Sand	0.200
25	-13.410	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
26	-16.599	19.00	21.00	37.50	Gravel	0.200
27	-17.466	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
28	-17.903	19.00	21.00	32.50	Sand	0.200
29	-18.303	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
30	-18.903	19.00	21.00	32.50	Sand	0.200
31	-19.103	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
32	-19.303	20.00	20.00	35.00	Loam	--
33	-19.503	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
34	-20.503	20.00	20.00	35.00	Loam	--
35	-20.703	20.00	20.00	30.00	Loam	--
36	-20.903	20.00	20.00	35.00	Loam	--
37	-21.103	19.00	21.00	30.00	Sand	0.200
38	-21.303	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
39	-22.159	19.00	21.00	37.50	Gravel	0.200
40	-22.378	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
41	-24.729	19.00	21.00	37.50	Gravel	0.200
42	-25.383	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200
43	-28.783	20.00	22.00	40.00	Sand	0.200

2.6.2 Soil Profile S30.2

Belonging to CPT	S30.2
Surface level in [m. reference level] :	3.90
Phreatic level in [m. reference level] :	3.90
Pile tip level in [m. reference level] :	-22.00
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	-6.66
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	-6.66
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.11
Number of layers in profile :	19

alpha_s clay/loam/peat according to table 7f, NEN-EN paragraph 7.6.2.3
NEN-EN 9997-1 (i)

Note : alpha_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor alpha_p :
Continuous flight auger pile

Pile type for use in load/settlement curve :

Materialtype for pile :

Slip layer :

Pile shape :

beta (Shape factor) according to figure 7i, NEN-EN 9997-1:2012.

s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) :

Continuous flight auger pile

Concrete

None

Round pile

0.60

Pile dimensions :

Diameter [m] :

0.610

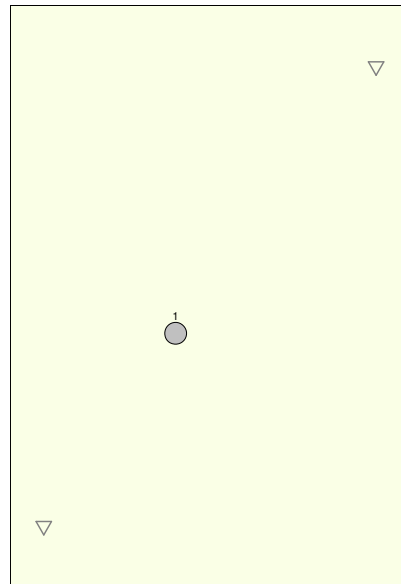
2.8 Foundation Plan

Number of piles : 1

Number of collaborating piles* : 1

* : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

2.8.1 View of Foundation Plan



Legend
 ○ Round 610 (Edge r)
 ● Round 610 (Middle CPT)
 ▽

Pile nr/name	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	Fc;d (STR/GEO) [kN]	Fc;d (SLS) [kN]	P0 [kN/m2]	Pile head level [m R.L.]
1: 1	66818.00	384006.00	0.00	0.00	1.35	3.90

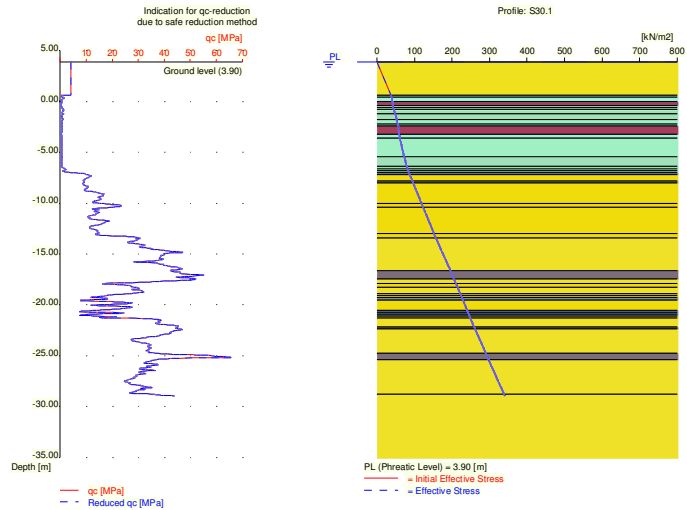
2.9 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] :

3.90

Reduction model :

Safe (NEN)



2.10 Overruled Parameters

User defined Factor xi3 [-] : 1.20
User defined Factor xi4 [-] : 0.96

2.11 Calculation Options

Suppress pile group (for negative skin friction)
Create intermediate results file
Use reduction for continuous flight auger piles (standard)
Use the influence of excavations (standard).

2.12 Model Options

Selected pile types :
-Round 610

Selected profiles :
-S30.1
-S30.2

Trajectory
-begin [m] : -13.00
-end [m] : -26.00
-interval [m] : 1.00

3 Bearing Piles (EC7-NL): Results of the Option Preliminary Design, Indication Bearing Ca

3.1 Errors and Warnings

Warning : The factor ξ_3 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, annex A) is user defined. is user defined.
Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The factor ξ_4 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, annex A) is user defined. is user defined.
Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Pile Type Round 610: Warning : The factor s (NEN-EN 1997 1:2005 par. 7.6.2.3(h): NEN-EN 9997-1) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

3.2 Remarks

When checking the survey and testing of soil according to NEN-EN 9997-1 art 3.2.3 lid (e), the program uses the provided CPT test level. It does NOT take into account possible different pile tip levels. When different pile tip levels are used in this calculation, the user itself must check for possibly required additional survey and testing of soil.

Note : The calculations performed are based on a single pile for limit state STR/GEO (= ultimate limit state). Due to the nature of preliminary design, a single pile is always assumed. A possible pileplan is disregarded when using the preliminary design option. Hence a non rigid superstructure is assumed and pile group effects are not considered.

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

gamma;b (NEN-EN 9997-1:2012, annex A.6 A.7 A.8, Limit State STR/GEO) :	1.20
gamma;b (NEN-EN 9997-1:2012, annex A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
gamma;s (NEN-EN 9997-1:2012, annex A.6 A.7 A.8, Limit State STR/GEO) :	1.20
gamma;s (NEN-EN 9997-1:2012, annex A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
ξ_3 (user defined) :	1.20
ξ_4 (user defined) :	0.96

3.3.2 Pile type : Round 610

Pile type : User defined (low vibrating)

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:

User defined

α_s Sand : 0.0080

Evidence to support chosen α_s should be provided.

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:

α_s clay/loam/peat according to table 7f, NEN-EN paragraph 7.6.2.3

NEN-EN 9997-1 (i)

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor α_p :

Continuous flight auger pile

Pile type for use in load/settlement curve :

Continuous flight auger pile

Materialtype for pile :

Concrete

Slip layer :

None

Pile shape :

Round pile

beta (Shape factor: figuur 7i, NEN-EN 1997

1:2005 par. 7.6.2.3(g): NEN-EN 9997-1 : Pile tip) :

1.00

s (user defined : factor for the influence of the

shape of the crosssection of the pile base) : 0.60

Pile dimensions :
Diameter [m] : 0.610

CPT	Alpha_s Sand/ Gravel	Alpha_s Clay/Loam Peat	Alpha_p
S30.1	0.0080	0.0250	0.8000
S30.2	0.0080	--	0.8000

3.4 Results Bearing Forces for Pile type : Round 610

CPT name	Level [m R.L.]	Rb;cal;max [kN]	Rs;cal;max [kN]	Rc;cal;max [kN]	Rc;d [kN]	F;nsf;rep [kN]	Fnsf;d [kN]	Rc;net;d [kN]
S30.1	-13.00	1617	1157	2774	1926	246	246	1680
S30.1	-14.00	2332	1384	3716	2581	246	246	2335
S30.1	-15.00	2433	1614	4047	2810	246	246	2564
S30.1	-16.00	2181	1844	4025	2795	246	246	2549
S30.1	-17.00	1226	2074	3300	2292	246	246	2046
S30.1	-18.00	1215	2304	3519	2444	246	246	2198
S30.1	-19.00	918	2534	3452	2397	246	246	2151
S30.1	-20.00	998	2796	3794	2635	246	246	2389
S30.1	-21.00	1559	3141	4700	3264	246	246	3018
S30.1	-22.00	2444	3391	5835	4052	246	246	3806
S30.1	-23.00	2196	3621	5817	4040	246	246	3794
S30.1	-24.00	2489	3851	6340	4403	246	246	4157
S30.1	-25.00	1543	4081	5624	3906	246	246	3660
S30.1	-26.00	2044	4311	6355	4413	246	246	4167
S30.2	-13.00	1838	922	2760	1917	255	255	1662
S30.2	-14.00	2160	1152	3312	2300	255	255	2045
S30.2	-15.00	2141	1382	3523	2447	255	255	2192
S30.2	-16.00	1635	1612	3247	2255	255	255	2000
S30.2	-17.00	1190	1841	3031	2105	255	255	1850
S30.2	-18.00	691	2071	2762	1918	255	255	1663
S30.2	-19.00	1008	2220	3228	2242	255	255	1987
S30.2	-20.00	828	2404	3232	2244	255	255	1989
S30.2	-21.00	2192	2581	4773	3315	255	255	3060
S30.2	-22.00	2113	2811	4924	3419	255	255	3164
S30.2	-23.00	2159	3041	5200	3611	255	255	3356
S30.2	-24.00	2172	3271	5443	3780	255	255	3525
S30.2	-25.00	2094	3501	5595	3885	255	255	3630
S30.2	-26.00	2002	3731	5733	3981	255	255	3726

* Rc;net;d = Rc;d - Fnsf;d

3.5 Summary Net Bearing Capacity in kN

CPT name	Groundlevel [m R.L.]	Level [m R.L.]	Round 610 Rc;net;d [kN]
S30.1	3.90	-13.00	1680.00
S30.1	3.90	-14.00	2335.00
S30.1	3.90	-15.00	2564.00
S30.1	3.90	-16.00	2549.00
S30.1	3.90	-17.00	2046.00
S30.1	3.90	-18.00	2198.00
S30.1	3.90	-19.00	2151.00
S30.1	3.90	-20.00	2389.00
S30.1	3.90	-21.00	3018.00
S30.1	3.90	-22.00	3806.00
S30.1	3.90	-23.00	3794.00
S30.1	3.90	-24.00	4157.00
S30.1	3.90	-25.00	3660.00
S30.1	3.90	-26.00	4167.00

CPT name	Groundlevel [m R.L.]	Level [m R.L.]	Round 610 Rc;net;d [kN]
S30.2	3.90	-13.00	1662.00
S30.2	3.90	-14.00	2045.00
S30.2	3.90	-15.00	2192.00
S30.2	3.90	-16.00	2000.00
S30.2	3.90	-17.00	1850.00
S30.2	3.90	-18.00	1663.00
S30.2	3.90	-19.00	1987.00
S30.2	3.90	-20.00	1989.00
S30.2	3.90	-21.00	3060.00
S30.2	3.90	-22.00	3164.00
S30.2	3.90	-23.00	3356.00
S30.2	3.90	-24.00	3525.00
S30.2	3.90	-25.00	3630.00
S30.2	3.90	-26.00	3726.00

* Rc;net;d = Rc;d - Fnsf;d

End of Report

Report for D-Foundations 14.1

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



Company: Royal HaskoningDHV

Date of report: 13-4-2015
Time of report: 11:11:54

Date of calculation: 31-3-2015
Time of calculation: 10:29:11

Filename: C:\.\BD5948 Technical Data\Geotechniek\DFoundation\Trek_boorpalenwand

Project identification: Tennet 380 kV Hoogspanningsmast in de Oosterscheld
Berekening trekdraagvermogen boorpalenwand
D-Foundations Trek_boorpalenwand

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Tension Piles (NEN-EN)	3
2.4 General CPT Data	3
2.4.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.5 Soil Data	4
2.5.1 Soil Profile S30.1	4
2.5.2 Soil Profile S30.2	6
2.6 Pile Types	7
2.6.1 Pile type : Round 610	7
2.7 Foundation Plan	8
2.7.1 View of Foundation Plan	8
2.8 Excavation Data	8
2.9 Optional Parameters	9
2.10 Overruled Parameters	9
2.11 Calculation Options	9
2.12 Model Options	9
3 Tension Piles (EC7-NL): Indication Bearing Capacity	10
3.1 Errors and Warnings	10
3.2 Remarks	10
3.3 Calculation Parameters	10
3.3.1 Pile Factors	10
3.3.2 Pile type : Round 610	10
3.4 Results for all CPT's	10
3.4.1 Results for pile type : Round 610	10
3.4.1.1 Pile group 1	10
3.5 INDICATIVE: Results using Ksi3	11
3.5.1 Results for pile type : Round 610	11
3.5.1.1 Pile group 1	11

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Tension Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant : ir. J.E. Cools
 Design engineer superstructure : ir. M. Booij
 Principal : G. van Es
 Title 1 : Tennet 380 kV Hoogspanningsmast in de Oosterscheld
 Title 2 : Berekening trekdraagvermogen boorpalenwand
 Title 3 : D-Foundations Trek_boorpalenwand
 Number of project : BD5948
 Location of project : Amersfoort

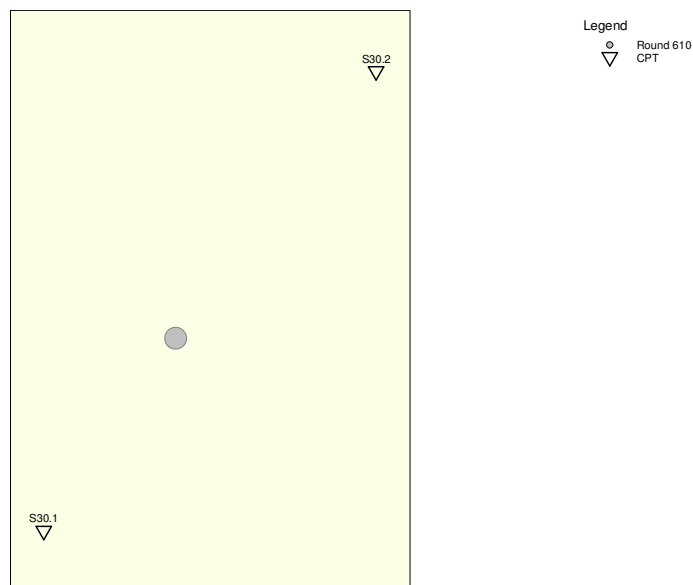
2.3 Application Area Model Tension Piles (NEN-EN)

The design and verifications performed by the TENSION PILES (NEN-EN) model of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause tensile forces in the piles. Pilegroup effects are taken into account. Calculation of pile forces is based on Cone Penetration Tests. Pile capacities are based on the NEN-EN 9997-1:2012, chapter 7 and where pile/safety factors are concerned, on Dutch Standards NEN-EN 9997-1:2012. Horizontal displacements of piles are not taken into account. Vertical displacements of piles are not calculated. Design of Tension piles based on NEN-EN 9997-1:2012 is limited to piles with lengths between 7 and 50 m and a minimum Length over (equivalent) diameter ratio of 13.5.

2.4 General CPT Data

Number of CPT's : 2
 Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.4.1 View of CPT's in Foundation Plan



Number/name CPT	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
1: S30.1	66814.37	384000.71
2: S30.2	66823.51	384013.34

2.5 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 2

2.5.1 Soil Profile S30.1

Belonging to CPT

S30.1

Surface level in [m. reference level] :

3.90

Phreatic level in [m. reference level] :

3.90

Top of tension zone [m. reference level]:

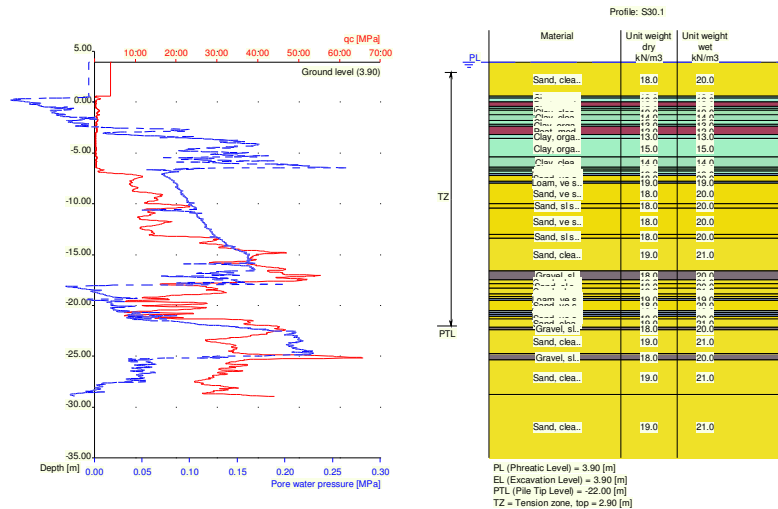
2.90

Pile tip level in [m. reference level] :

-22.00

Number of layers in profile :

43



Number layer	Top layer [m R.L.]	Soil Type	Gamma [kN/m ³]	Gamma sat [kN/m ³]	Min. Void Ratio [%]	Max. Void Ratio [%]	Median [mm]	Max. Cone resistance [kPa]	Use Max. Cone resistance
1	3.900	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
2	0.590	Clay	13.00	13.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
3	0.390	Clay	13.00	13.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
4	-0.010	Peat	12.00	12.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
5	-0.410	Clay	13.00	13.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
6	-0.610	Clay	15.00	15.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
7	-0.810	Clay	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
8	-1.210	Clay	14.00	14.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
9	-1.810	Clay	15.00	15.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
10	-2.210	Clay	13.00	13.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
11	-2.410	Peat	12.00	12.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
12	-3.210	Clay	13.00	13.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
13	-3.610	Clay	15.00	15.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
14	-5.410	Clay	14.00	14.00	0.40	0.80		12/15	Standa...

Number layer	Top layer [m R.L.]	Soil Type	Gamma [kN/m ³]	Gamma sat [kN/m ³]	Min. Void Ratio [%]	Max. Void Ratio [%]	Median [mm]	Max. Cone resistance [kPa]	Use Max. Cone resistance
15	-6.410	Clay	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
16	-6.610	Clay	18.00	18.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
17	-6.810	Clay	18.00	18.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
18	-7.010	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
19	-7.210	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
20	-7.810	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
21	-8.010	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
22	-10.010	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
23	-10.410	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
24	-13.010	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
25	-13.410	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
26	-16.599	Gravel	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
27	-17.466	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
28	-17.903	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
29	-18.303	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
30	-18.903	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
31	-19.103	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
32	-19.303	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
33	-19.503	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
34	-20.503	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
35	-20.703	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
36	-20.903	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
37	-21.103	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
38	-21.303	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
39	-22.159	Gravel	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
40	-22.378	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
41	-24.729	Gravel	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
42	-25.383	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
43	-28.783	Sand	19.00	21.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...

Number layer	Top layer [m R.L.]	Soil Type	Phi [deg]	Addit. PP at top [kN/m ²]	Addit. PP at bottom [kN/m ²]	OCR value [-]	Use Tension
1	3.900	Sand	32.50	0.00	0.00	1.000	True
2	0.590	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
3	0.390	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
4	-0.010	Peat	15.00	0.00	0.00	1.000	False
5	-0.410	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
6	-0.610	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
7	-0.810	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
8	-1.210	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
9	-1.810	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
10	-2.210	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
11	-2.410	Peat	15.00	0.00	0.00	1.000	False
12	-3.210	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
13	-3.610	Clay	15.00	0.00	0.00	1.000	True
14	-5.410	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
15	-6.410	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
16	-6.610	Clay	22.50	0.00	0.00	1.000	True
17	-6.810	Clay	27.50	0.00	0.00	1.000	True
18	-7.010	Loam	27.50	0.00	0.00	1.000	True
19	-7.210	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
20	-7.810	Loam	27.50	0.00	0.00	1.000	True
21	-8.010	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
22	-10.010	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
23	-10.410	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
24	-13.010	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
25	-13.410	Sand	35.00	0.00	0.00	1.000	True
26	-16.599	Gravel	35.00	0.00	0.00	1.000	True
27	-17.466	Sand	35.00	0.00	0.00	1.000	True
28	-17.903	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
29	-18.303	Sand	35.00	0.00	0.00	1.000	True
30	-18.903	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True

Number layer	Top layer [m R.L.]	Soil Type	Gamma [kN/m ³]	Gamma sat [kN/m ³]	Min. Void Ratio [%]	Max. Void Ratio [%]	Median [mm]	Max. Cone resistance [kPa]	Use Max. Cone resistance
9	-5.259	Loam	19.00	19.00	0.40	0.80		12/15	Standa...
10	-6.659	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
11	-7.059	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
12	-9.459	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
13	-10.259	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
14	-18.426	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
15	-18.826	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
16	-20.226	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
17	-20.845	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
18	-28.877	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...
19	-29.077	Sand	18.00	20.00	0.40	0.80	0.200	12/15	Standa...

Number layer	Top layer [m R.L.]	Soil Type	Phi [deg]	Addit. PP at top [kN/m ²]	Addit. PP at bottom [kN/m ²]	OCR value [-]	Use Tension
1	3.900	Sand	32.50	0.00	0.00	1.000	True
2	0.541	Loam	27.50	0.00	0.00	1.000	True
3	0.341	Loam	27.50	0.00	0.00	1.000	True
4	0.141	Clay	22.50	0.00	0.00	1.000	True
5	-0.059	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
6	-1.859	Peat	15.00	0.00	0.00	1.000	False
7	-3.059	Clay	17.50	0.00	0.00	1.000	True
8	-3.459	Clay	22.50	0.00	0.00	1.000	True
9	-5.259	Loam	27.50	0.00	0.00	1.000	True
10	-6.659	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
11	-7.059	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
12	-9.459	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
13	-10.259	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
14	-18.426	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
15	-18.826	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
16	-20.226	Sand	25.00	0.00	0.00	1.000	True
17	-20.845	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
18	-28.877	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True
19	-29.077	Sand	27.00	0.00	0.00	1.000	True

2.6 Pile Types

- Note : if $\alpha; t$ is not user defined, the next rules apply :
- $\alpha; t$ according to table 7.g and table 7.h of NEN-EN 9997-1
 - for clay: $\alpha; t$ depends on the CPT-value and relative depth
 - for peat: $\alpha; t = 0$
 - for sand/gravel: $\alpha; t$ also depends on the median

Number of pile types :

1

2.6.1 Pile type : Round 610

Pile type for shaft friction factor ($\alpha; t$) sand/gravel/loam :

User defined (low vibrating)

Shaft friction factor sand/gravel/loam [-] :

0.0050

Pile type for shaft friction factor ($\alpha; t$) clay :

According to standard

Materialtype for pile :

Concrete

Pile shape :

Round pile

Pile dimensions :

Diameter [m] :

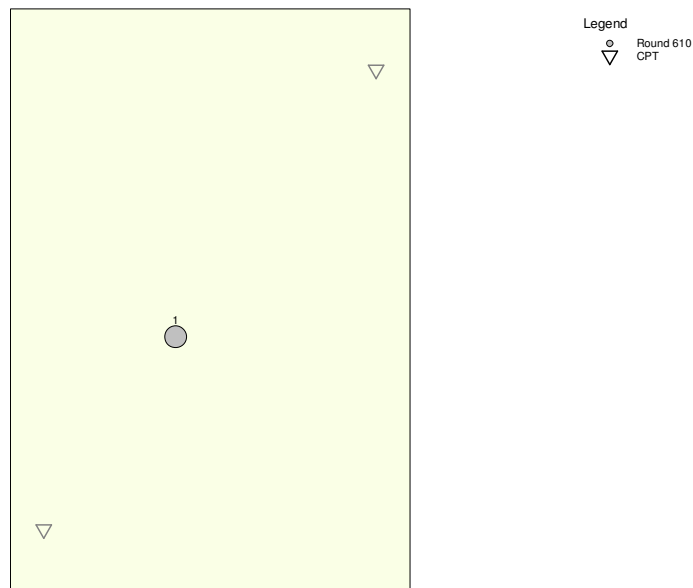
0.610

Note : this pile type is regarded as a low vibration pile. Reduction for pile installation after excavation according to NEN 9997-1.

2.7 Foundation Plan

Number of piles : 1
 Number of collaborating piles* : 1
 * : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

2.7.1 View of Foundation Plan

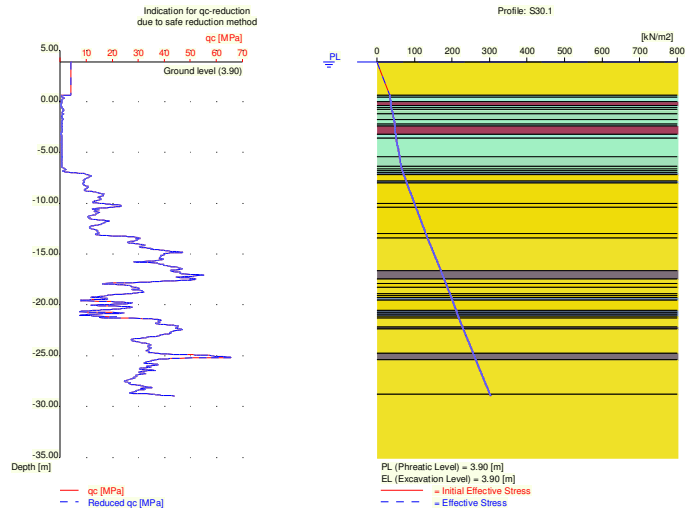


Pile nr./code	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	Maximum load [kN]	Minimum load [kN]	Pile head level [m R.L.]	Use alternat. loads	Factor Gamma;var
1: 1	66818.00	384006.00	600.00	-1200.00	3.90	False	n.a.

Note regarding the loads: tension forces are positive, compressive forces are negative
 Note 2: See OVERRULED PARAMETERS for gamma;var

2.8 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] : 3.90
 Reduction model : Safe (NEN)



2.9 Optional Parameters

Unit weight water [kN/m³] : 9.81
Surcharge [kN/m²] : 25.00

2.10 Overruled Parameters

User defined gamma;var [-] 1.50
User defined Factor xi3 [-] : 1.20
User defined Factor xi4 [-] : 0.96

2.11 Calculation Options

Suppress compaction

If compaction is used, according to NEN-EN 9997-1 CPT's should be made after installation to verify this assumption

Use the influence of excavations (standard).

Use excess pore pressure

2.12 Model Options

Selected pile types :
-Round 610

Selected profiles :
-S30.1
-S30.2

Trajectory
-begin [m] : -13.00
-end [m] : -28.00
-interval [m] : 1.00

3 Tension Piles (EC7-NL): Indication Bearing Capacity

3.1 Errors and Warnings

Warning : The factor ξ_3 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, annex A) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The factor ξ_4 (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, annex A) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The factor γ_{var} (NEN-EN 1997 1:2005 NEN-EN 9997-1, annex A) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

At pile type Round 610 :

Due to the use of a low vibrating pile type, the reduction of CPT-value due to the excavation is done using NEN-EN 9997-1.

When reviewing the following results, warnings listed above should be considered.

3.2 Remarks

When calculating the max. mobilized soil weight, the top angle is used according to NEN-EN 9997-1.

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

ξ_3 (user defined) :	1.20
ξ_4 (user defined) :	0.96
User defined γ_{var} [-]	1.500
Factor γ_{st} according to NEN 1997-1 annex A.3.3.2 [-]	1.350
Factor γ_{γ} according to NEN-EN 9997-1:2012 annex A.3 table A2 [-]	
Above excavation level	1.0
Below excavation level	1.1

3.3.2 Pile type : Round 610

Pile type for shaft friction factor ($\alpha; t$) sand/gravel/loam : User defined (low vibrating)

Shaft friction factor sand/gravel/loam [-] : 0.0050

Pile type for shaft friction factor ($\alpha; t$) clay : According to standard

Material type for pile : Concrete

Pile shape : Round pile

Pile dimensions :

 Diameter [m] : 0.610

Note : this pile type is regarded as a low vibration pile. Reduction for pile installation after excavation according to NEN 9997-1.

3.4 Results for all CPT's

3.4.1 Results for pile type : Round 610

3.4.1.1 Pile group 1

Number of piles belonging to this pile group : 1

Names of piles belonging to this pile group

1

Level [m R.L.]	Rt;d min [kN]	Rt;d avg [kN]	Rt;d [kN]	Ksi used [-]
-13.00	423.79	379.92	379.92	Ksi3
-14.00	501.23	441.80	441.80	Ksi3
-15.00	578.67	504.46	504.46	Ksi3
-16.00	656.12	567.12	567.12	Ksi3
-17.00	733.56	629.77	629.77	Ksi3
-18.00	811.00	692.43	692.43	Ksi3
-19.00	861.81	744.43	744.43	Ksi3
-20.00	924.13	802.25	802.25	Ksi3
-21.00	984.98	866.87	866.87	Ksi3
-22.00	1062.42	930.20	930.20	Ksi3
-23.00	1139.86	992.86	992.86	Ksi3
-24.00	1217.31	1055.52	1055.52	Ksi3
-25.00	1294.75	1118.17	1118.17	Ksi3
-26.00	1372.19	1180.83	1180.83	Ksi3
-27.00	1449.64	1243.49	1243.49	Ksi3
-28.00	1527.08	1306.14	1306.14	Ksi3

3.5 INDICATIVE: Results using Ksi3

3.5.1 Results for pile type : Round 610

3.5.1.1 Pile group 1

Number of piles belonging to this pile group : 1

Names of piles belonging to this pile group

1

CPT name	Level [m R.L.]	Rt;d Indicative [kN]	Max. mobilized soil weight [kN]	Pile weight [kN]	Tension derived from clay [%]
S30.1	-13.00	408.94	18727.80	59.31	7.91
S30.1	-14.00	470.06	21585.70	62.82	6.79
S30.1	-15.00	532.72	24739.70	66.33	5.93
S30.1	-16.00	595.37	28209.20	69.84	5.26
S30.1	-17.00	658.03	32013.60	73.34	4.73
S30.1	-18.00	720.69	36171.00	76.86	4.30
S30.1	-19.00	783.34	40699.80	80.36	3.94
S30.1	-20.00	848.42	45618.30	83.87	3.62
S30.1	-21.00	928.27	50943.40	87.38	3.29
S30.1	-22.00	992.29	56692.10	90.89	3.07
S30.1	-23.00	1054.95	62883.60	94.40	2.88
S30.1	-24.00	1117.61	69537.10	97.91	2.71
S30.1	-25.00	1180.26	76672.20	101.42	2.56
S30.1	-26.00	1242.92	84307.20	104.93	2.43
S30.1	-27.00	1305.57	92461.40	108.44	2.31
S30.1	-28.00	1368.23	101154.00	111.95	2.20
S30.2	-13.00	350.89	19949.50	59.31	3.88
S30.2	-14.00	413.55	23069.00	62.82	3.22
S30.2	-15.00	476.20	26509.60	66.33	2.76
S30.2	-16.00	538.86	30288.80	69.84	2.41
S30.2	-17.00	601.52	34424.00	73.34	2.14
S30.2	-18.00	664.17	38932.90	76.86	1.93
S30.2	-19.00	705.52	43832.90	80.36	1.81
S30.2	-20.00	756.08	49141.70	83.87	1.68
S30.2	-21.00	805.46	54876.60	87.38	1.57
S30.2	-22.00	868.11	61055.40	90.89	1.45
S30.2	-23.00	930.77	67695.40	94.40	1.35
S30.2	-24.00	993.43	74814.20	97.91	1.26
S30.2	-25.00	1056.08	82429.50	101.42	1.18
S30.2	-26.00	1118.74	90558.60	104.93	1.12
S30.2	-27.00	1181.40	99219.10	108.44	1.05

CPT name	Level [m R.L.]	Rt;d Indicative [kN]	Max. mobilized soil weight [kN]	Pile weight [kN]	Tension derived from clay [%]
S30.2	-28.00	1244.05	108429.00	111.95	1.00

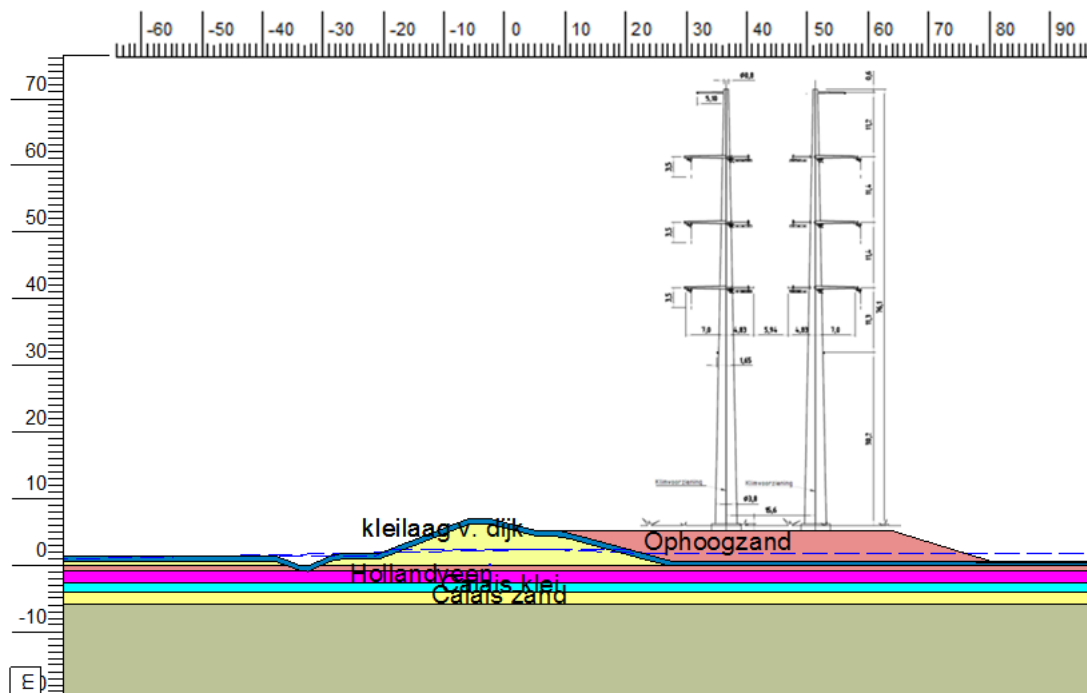
CPT name	Alpha t aver. overall	Alpha t aver. sand/gravel/loam	Alpha t aver. clay/peat
S30.1	0.0062	0.0054	0.0084
S30.2	0.0060	0.0056	0.0078

Please note that User defined values for Alpha t for sand and gravel are adjusted for the coarseness of the actual soil (sand when D50 > 0.6mm; gravel when D50 > 2 mm).

End of Report

380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde

Beoordeling effecten op waterveiligheid



Beoordelingsrapport t.b.v. aanvraag watervergunning

TenneT TSO B.V.

april 2015
definitief

380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde

Beoordeling effecten op waterveiligheid

Beoordelingsrapport t.b.v. aanvraag watervergunning

dossier : BD5948

registratienummer : MW-AF2015107

versie : R1

classificatie : Klant vertrouwelijk

TenneT TSO B.V.

april 2015

definitief

INHOUD
BLAD

1	INLEIDING	3
1.1	Algemeen	3
1.2	Projectaanpak	3
2	PROJECTOMSCHRIJVING	5
2.1	Projectlocatie	5
2.2	Waterkering	5
2.3	Projectonderdelen	6
2.4	Projectfasering	10
3	ONTWERPEISEN EN RANDVOORWAARDEN	11
3.1	Algemene ontwerpeisen	11
3.2	Belastingen	13
3.2.1	Kruinbelasting	13
3.2.2	Belasting door trillingen	14
3.3	Hydraulische randvoorwaarden	14
3.3.1	Ontwerppeil	14
3.3.2	Gemiddelde hoogwaterstand	14
3.3.3	Slootpeil	14
3.3.4	Ontwerpwaterstanden	14
4	INVENTARISATIE TERREIN- EN BODEMGESTELDHEID	15
4.1	Geometrie	15
4.2	Beschikbare onderzoeken	15
4.3	Aanvullend geotechnisch onderzoek	16
4.4	Geotechnisch bodemopbouw en grondparameters	16
4.5	Verloop freatische waterstand en stijghoogte	17
5	BEOORDELING VAN EFFECTEN OP DE PRIMAIRE WATERKERING	19
5.1	Faalmechanismen	19
5.2	Beoordeling hoogte (HT)	20
5.2.1	Huidige veiligheid	20
5.2.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	20
5.2.3	Beoordeling van effecten	20
5.2.4	Conclusie beoordeling hoogte	20
5.3	Beoordeling piping en heave (STPH)	21
5.3.1	Huidige veiligheid	21
5.3.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	21
5.3.3	Beoordeling van effecten	21
5.3.4	Conclusie beoordeling piping en heave	22
5.4	Beoordeling binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)	22
5.4.1	Huidige veiligheid	22
5.4.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	22
5.4.3	Beoordeling van effecten	22
5.4.4	Conclusie beoordeling binnenwaartse macrostabiliteit	24
5.5	Beoordeling buitenwaartse macrostabiliteit (STBU)	24

5.5.1	Huidige veiligheid	24
5.5.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	24
5.5.3	Beoordeling van effecten	25
5.5.4	Conclusie beoordeling buitenwaartse macrostabiliteit	27
5.6	Beoordeling microstabiliteit (STMI)	27
5.6.1	Huidige veiligheid	27
5.6.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	27
5.6.3	Conclusie beoordeling microstabiliteit	27
5.7	Beoordeling stabiliteit voorland (STVL)	28
5.7.1	Huidige veiligheid	28
5.7.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	28
5.7.3	Beoordeling van effecten	28
5.7.4	Conclusie beoordeling stabiliteit voorland	28
5.8	Beoordeling bekleding (STBK)	29
5.8.1	Huidige veiligheid	29
5.8.2	Mogelijke effecten op de functionaliteit	29
5.8.3	Beoordeling van effecten	29
5.8.4	Conclusie beoordeling bekleding	30
6	CONCLUSIES	31
7	REFERENTIES	39
8	COLOFON	41

BIJLAGEN

BIJLAGE 1	GRONDONDERZOEK UIT DINOLOKET
BIJLAGE 2	AANVULLEND GRONDONDERZOEK
BIJLAGE 3	BEREKENINGEN STEENSTABILITEIT
BIJLAGE 4	BEREKENING PC-OVERSLAG
BIJLAGE 5	REKENBESTANDEN DGEO-STABILITY (ALLEEN DIGITAAL)

1 INLEIDING

1.1 Algemeen

TenneT TSO B.V. heeft het voornemen een nieuwe 380 kV hoogspanningverbinding aan te leggen tussen Borssele en Tilburg (project Zuid-West 380kV). Eén van de knelpunten in het tracé is de passage bij Krabbendijke. De nieuwe verbinding is daar geprojecteerd tussen het dorp en de Oosterschelde. Op verzoek van de gemeente Reimerswaal heeft TenneT TSO B.V. enkele varianten onderzocht, waarbij een keuze is gemaakt voor een mast in de Oosterschelde. De mast is voorzien in de beschermingszone van de primaire waterkering. De waterkering is in beheer bij Waterschap Scheldestromen en maakt onderdeel uit van dijkkring 31 "Zuid-Beveland". De mast, bestaande uit twee pylonen van elke 76 m hoog, zal worden aangelegd op een gronddam. De gronddam is via een werkweg verbonden met de werkweg op de waterkering. Voor de bouw van de mast zijn tijdelijke werkeilanden nodig, welke ook in de beschermingszone zijn gelegen.

Voor alle constructies die deels of geheel zijn gelegen binnen de beschermingszone van de primaire waterkering, dient te worden aangetoond dat gedurende de gehele planperiode (tijdens realisatie, gebruik en verwijderen van de mast) de waterveiligheid van de dijk blijft gewaarborgd.

Dit rapport betreft de beoordeling van de veiligheid van de waterkering voor de toekomstige situatie. Er wordt inzichtelijk gemaakt wat de effecten zijn van de bouw, het gebruik en het verwijderen van de hoogspanningsmast op de waterkerende functie.

1.2 Projectaanpak

In een startoverleg/ontwerpsessie van TenneT met Royal HaskoningDHV en het waterschap (Goes, 11 december 2014) zijn de belangrijkste uitgangspunten, wensen en eisen ten aanzien van de normering waterveiligheid geïnventariseerd. Op basis hiervan is door Royal HaskoningDHV een variant uitgewerkt, waarbij de mast is voorzien op een gronddam tegen de waterkering. Het voorontwerp van de grond- en mastconstructies is nader uitgewerkt in een ontwerprapport [11].

In de beoordeling van de dijkveiligheid wordt de nieuwe situatie met mast beschouwd als een ontwerp, waarbij de 'Leidraad Rivieren' (MVW, 2007) [1] van toepassing is. De planperiode bedraagt 50 jaar.

Voor de beoordeling van de effecten van het ontwerp op de waterveiligheid is de volgende aanpak gehanteerd:

- Vastleggen ontwerpeisen voor randvoorwaarden;
- Inventarisatie terrein- en bodemgesteldheid;
- Vaststellen ondergrondmodel;
- Beoordeling faalmechanismen van de waterkering.

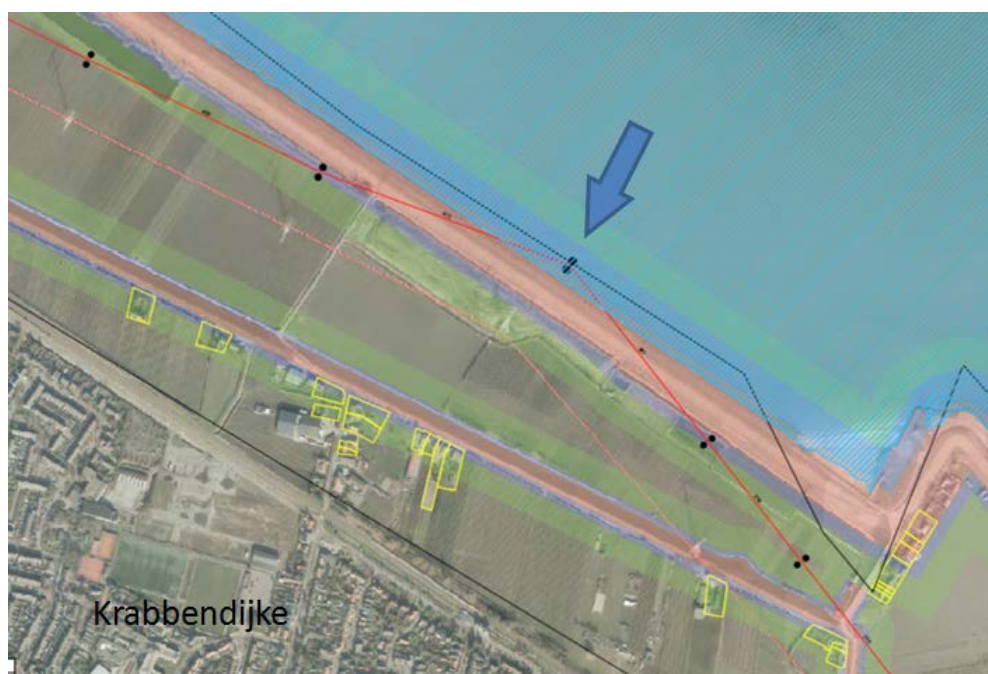
Om de effecten van de mast te bepalen is een vergelijking gemaakt met de huidige situatie van de waterkering zonder mast. De huidige situatie en het ontwerp zijn getoetst aan de minimale eisen ten aanzien van hoogte en stabiliteit.

2 PROJECTOMSCHRIJVING

2.1 Projectlocatie

De nieuwe 380kV hoogspanningsmast is voorzien in de beschermingszone van de primaire waterkering nabij Krabbendijke, zie figuur 2-1. De waterkering maakt onderdeel uit van dijkkring 31 'Zuid Beveland' en is in beheer bij Waterschap Scheldestromen. De locatie is gepland tussen dijkpalen dp1278 en dp1279.

De mast maakt onderdeel uit van de nieuwe 380kV hoogspanningsverbinding tussen Tilburg en Borssele (project Zuid-West 380kV).



Figuur 2-1 Locatie hoogspanningsmast (rood is de kernzone van de waterkering, blauw is beschermingszone A en groen is de beschermingszone B).

2.2 Waterkering

Dijkkring 31 is gelegen op Zuid-Beveland en wordt begrensd door de Westerschelde aan de zuidzijde, de Oosterschelde aan de noordzijde, het Kanaal door Zuid-Beveland aan de westzijde en het Spuikanaal bij Bath aan de oostzijde. De dijken langs het Spuikanaal aan de oostzijde van de dijkkring betreffen categorie c-keringen. De waterkering langs de Oosterschelde (ter plaatse van de hoogspanningsmast) betreft een categorie a-kering, wat betekent dat deze direct bescherming biedt tegen buitenwater. Langs de Oosterschelde is over grote delen voorland aanwezig in de vorm van schorren en slikken. De huidige normfrequentie van dijkkring 31 bedraagt 1/4.000 per jaar.



Figuur 2-2 Ligging dijkkring 31

De waterkering is oorspronkelijk ontworpen als zeedijk, waarbij rekening werd gehouden met een waterstand die eens in de 500 jaar voorkomt. Sinds de aanleg van de Oosterscheldekering wordt de dijk niet meer blootgesteld aan de directe invloeden van zee. Dit betekent dat de dijk voor de huidige omstandigheden is overgedimensioneerd wat betreft hoogte en stabiliteit.

2.3 Projectonderdelen

Op 20 januari 2015 is door Royal HaskoningDHV in opdracht van TenneT TSO een notitie (kenmerk BD5948-101-100/N001/NL18010/905253) opgesteld, betreffende de haalbaarheid van de hoogspanningsmast nabij de primaire waterkering. In de notitie zijn op basis van de eisen en wensen van de verschillende belanghebbenden (waterschap, RWS, provincie, TenneT) verschillende alternatieven vergeleken voor de mastfundatie en de aansluiting op de waterkering. De keuze is gemaakt voor een fundament op een gronddam met taluds. Het voorontwerp van dit alternatief is nader uitgewerkt in het ontwerprapport [11].

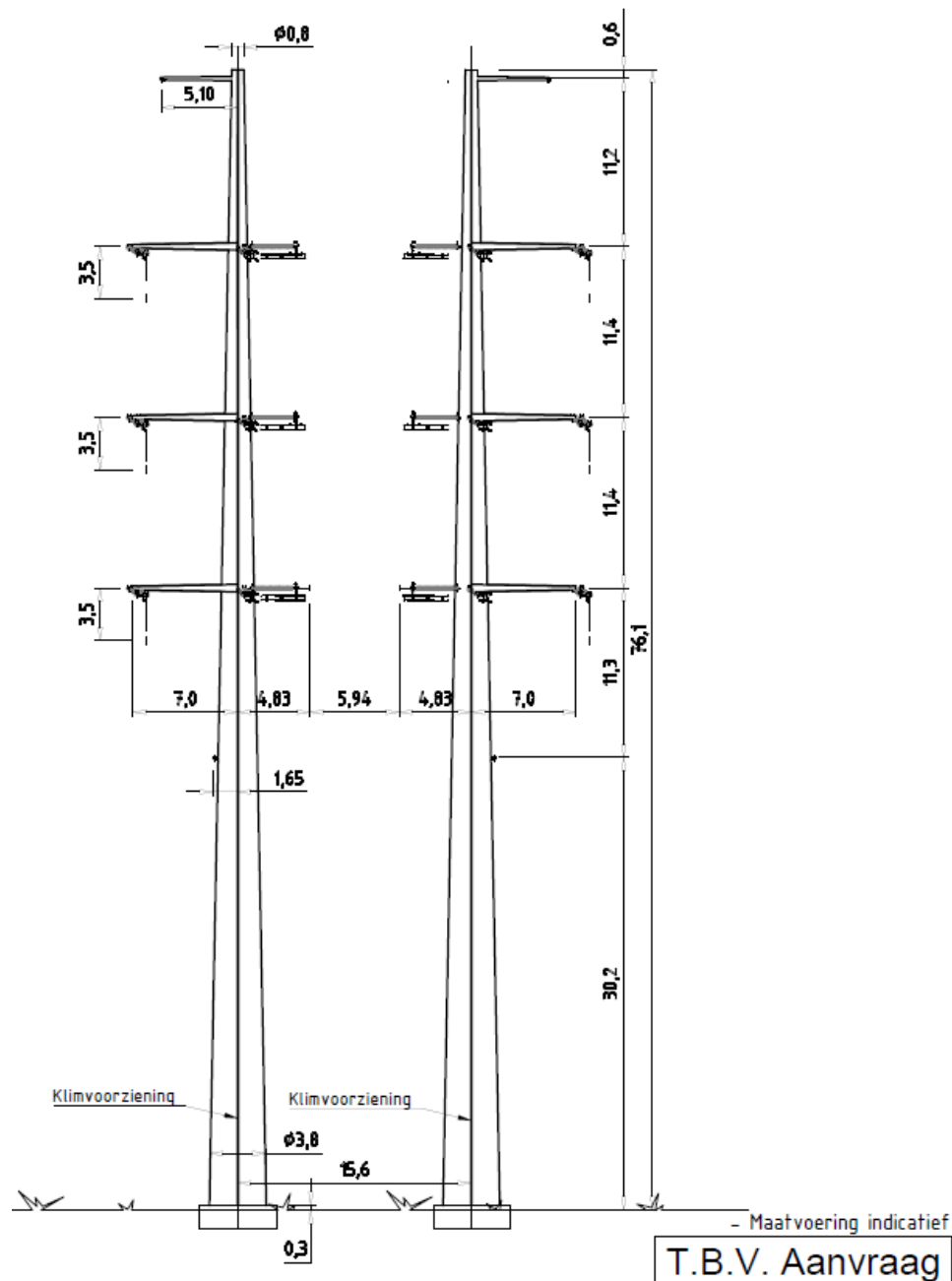
Voor de beoordeling van de waterveiligheid wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende onderdelen:

- Mast en fundatie;
- Permanente gronddam met werkweg rondom het fundament;
- Tijdelijke werkeilanden.

De onderdelen zijn hieronder nader omschreven.

Hoogspanningsmast en fundatie

De mast bestaat uit 2 pylonen met een hoogte circa 76 m en een h.o.h. afstand van circa 15.6 m. De mastconstructie is weergegeven in [Figuur 2-3](#).



Figuur 2-3 Principe Wintrack masttype ZWW4HL450+5 (KEMA tekeningnummer74102194-035-115, 10 maart 2014)

De fundatie bestaat uit een ronde betonnen blok met een diameter van 8 m en een dikte van 3,2 m. Het funderingsblok wordt gefundeerd op een doorgaande oversneden schroefboorpalenwand met een diameter van 7,0 m (hart). Een oversneden palenwand bestaat uit primaire en secundaire verbuisde schroefpalen. De primaire palen worden in fase 1 op enige afstand van elkaar gemaakt. De tussenliggende oversnijdende secundaire palen worden in fase 2 aangebracht. De verbuisde

schroefboorpalen hebben een diameter van 610 mm. De palen worden aangebracht tot een diepte van NAP -28 m. Het paalsysteem is trillingsvrij en geluidsarm.

Opgemerkt wordt dat waarschijnlijk een lichtere mast met een hoogte van 71 m zal worden toegepast. Het voorontwerp van de mast en fundatie kan dus als conservatief worden beschouwd. In het definitief ontwerp zal de fundatie op basis van de lichtere mast en meer geavanceerde ontwerpmodellen (eindige elementen) kunnen worden geoptimaliseerd.

Gronddam met werkweg

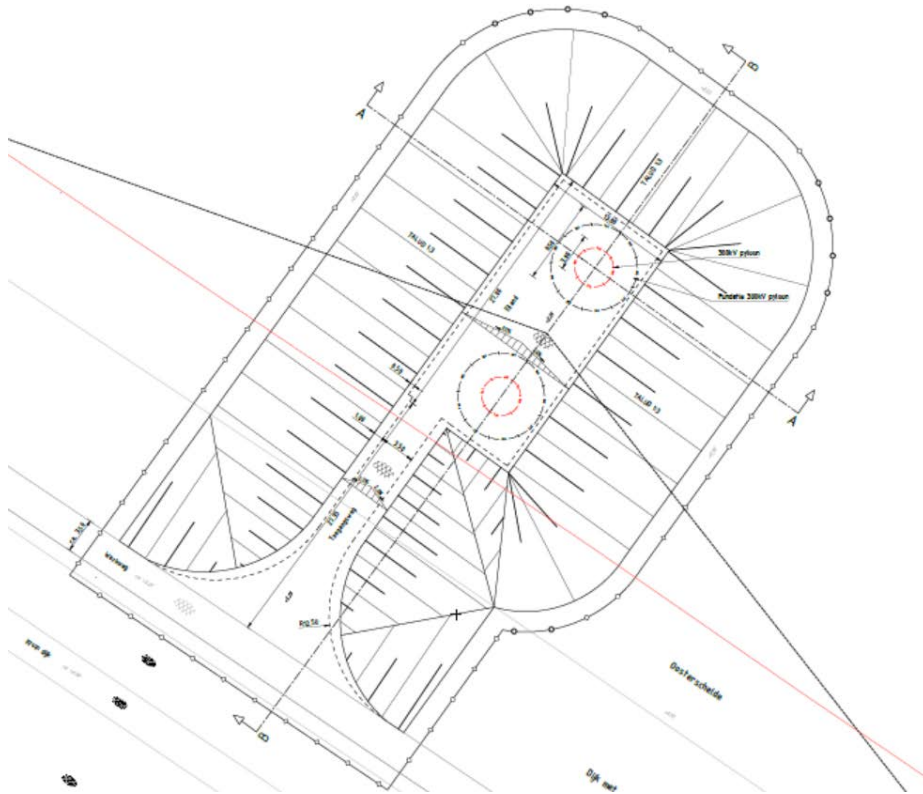
De fundatie van de mast wordt omgeven door een gronddam, zie [Figuur 2-4](#). De uitwendige afmetingen van het plateau aan de bovenzijde van de gronddam bedragen 13,0 m x 27,0 m. De ontwerphoogte bedraagt NAP +5,25 m, gelijk aan de bestaande werkweg op de waterkering. De taluds van de gronddam hebben een helling 1:3 (verticaal:horizontaal). De taluds worden afgewerkt met een bekleding.

De verbinding tussen het plateau en de waterkering wordt gevormd door een werkweg. De taluds van het grondlichaam voor de werkweg zullen eveneens worden bekleed.

Het grondlichaam voor de gronddam en werkweg worden gefaseerd aangebracht tegen het buitentalud van de primaire waterkering. De bekleding van de waterkering blijft aanwezig. Als gevolg van het aanbrengen van de ophoging wordt een zetting verwacht van 0,1 à 0,2 m nabij de aansluiting met de werkweg tot 0,6 à 1,0 m in het midden van de gronddam.

Voorafgaand aan de ophoging zal vanaf de buitenteen verticale drainage worden aangebracht (buiten de kernzone). De verticale drainage is voorzien onder de gehele gronddam. De verticale drainage dient om de zetting (consolidatie) te versnellen. De drains worden aangebracht tot een maximaal niveau van NAP -4,0 m, waarbij hydraulische kortsluiting met het onderliggende watervoerende zandpakket (vanaf NAP -5 à -7 m) wordt voorkomen.

Tijdens de gehele bouwfase zal op de gronddam een granulaatverharding aanwezig zijn. Aan het einde van de bouwtijd zullen het plateau en de werkweg worden voorzien van een elementenverharding.

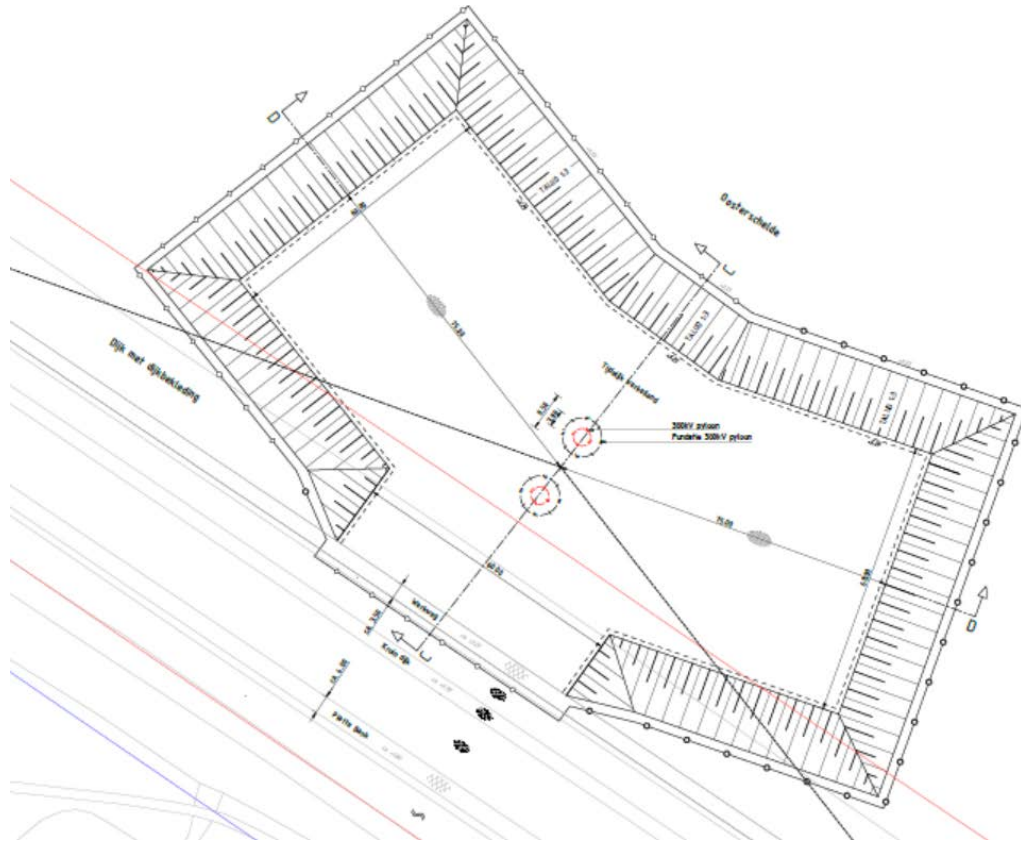


Figuur 2-4 Principe gronddam met werkweg

Werkeilanden

Voor de bouw van de mast zijn twee tijdelijke werkeilanden in de Oosterschelde noodzakelijk, zie [Figuur 2-5](#). De werkeilanden worden aan beide zijden van de mast aangebracht tot 75 m afstand uit het hart van de mast. De breedte van het werkeiland bedraagt 60 m. De werkeilanden worden begrensd door taluds met een helling 1:3. Aan de randen is over een strook van circa 15 m verticale drainage voorzien om afschuiven van het talud tijdens de bouw te voorkomen (afname wateroverspanningen). Het aanlegniveau van de werkeilanden bedraagt NAP +5,25 m, waardoor de bouw niet beperkt is tot buiten het stormseizoen. Indien buiten het stormseizoen wordt gewerkt zou een lagere hoogte kunnen worden aangehouden.

In verband met terreinbelastingen op de werkeilanden is voorzien dat de bovenste ophooglaag van circa 0,5 m bestaat uit menggranulaat. Na plaatsen van de mast en bekabeling zullen de werkeilanden weer worden ontgraven tot het oorspronkelijke maaiveldniveau. De bekleding van de waterkering blijft hierbij intact.



Figuur 2-5 Situatie werkeilanden voor de bouwfase

2.4 Projectfasering

In de beoordeling van de effecten van de mast en grondconstructies op de functionaliteit van de waterkering worden de volgende fasen onderscheiden:

- *Bouwfase*: deze fase betreft de realisatie van alle onderdelen, waaronder het aanbrengen van grondophogingen en verticale drainage, ontgravingen voor het fundament, inbrengen van funderingselementen, plaatsen van de mast en verwijderen van de werkeilanden;
- *Gebruiksfase*: in deze fase is de mast operationeel;
- *Verwijderingsfase*: deze fase betreft het deels of volledig verwijderen van de mast, het fundament en de gronddam.

3 ONTWERPEISEN EN RANDVOORWAARDEN

3.1 Algemene ontwerpisen

Eisen ten aanzien van veiligheid

Het keren van hoogwater is de primaire functie van de waterkering. Voor het vervullen van deze functie zijn de volgende veiligheidseisen van belang:

- Het niveau van de kruin moet voldoende hoog zijn;
- Het dijklichaam moet voldoende waterdicht zijn;
- De standzekerheid moet gewaarborgd blijven;
- De weerstand tegen belastingen moet voldoende zijn;
- De kering dient erosiebestendig te zijn.

De veiligheid dient gewaarborgd zijn bij een maatgevende buitenwaterstand die hoort bij een normfrequentie van 1/4.000 per jaar.

Waterschap Scheldestromen eist gescheiden functies voor de waterkering en de mast. Het waterstaatswerk dient op de huidige locatie in stand te worden gehouden. De mast en de gronddam maken geen onderdeel uit van de waterkering.

Eisen vanuit gebruikerskwaliteit

De doorgaande verharde werkweg op de buitenberm van de waterkering dient aanwezig te blijven. De sterkte van de weg mag aantoonbaar niet worden aangetast.

Eisen ten aanzien van robuustheid

De mast dient conform het vergunningenbeleid van Waterschap Scheldestromen op een afstand van 7 m uit de grens van het waterstaatswerk (kernzone) te blijven om een ongestoorde toekomstige dijkversterking mogelijk te maken.

Om rekening te houden met onzekerheden in de waterstanden gedurende de planperiode van 50 jaar dient conform Leidraad Rivieren rekening te worden gehouden met een robuustheidstoetslag van 0,3 m op de maatgevende hoogwaterstand (MHW), De ontwerpwaterstand is gelijk aan deze MHW+0,3 m. De minimale waakhoogte bedraagt 0,5 m.

Eisen ten aanzien van beheer

Dit rapport dient als onderbouwing voor toekomstige periodieke veiligheidstoetsingen van de waterkering. De hoogspanningsmast zal hierbij worden beoordeeld als Niet Waterkerend Object (NWO). De rapportage dient conform de vigerende normen te zijn uitgevoerd en volledig te zijn om te kunnen dienen als basis voor de toetsingen.

Waterschap Scheldestromen zal in principe het beheer en onderhoud van het gebied rondom de mast niet uitvoeren. TenneT dient hier zelf zorg voor te dragen.

Normen en richtlijnen

Voor de beoordeling van de hoogte en stabiliteit van de waterkering is de Leidraad Rivieren [1] van toepassing. Bij deze leidraad zijn ook de volgende rapporten van toepassing:

- Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, juni 2001.

- Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD), Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, Concept 2003. .
- Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. ENW, Den Haag, juli 2007.

Ontwerplevensduur

De ontwerplevensduur voor de mast is vastgesteld op 50 jaar. Dit betekent dat hoogte en stabiliteit van de kering voor een periode van minimaal 50 jaar gewaarborgd dient te zijn.

Veiligheidsklasse

De primaire waterkering heeft een normfrequentie van 1/4.000 per jaar. Geverifieerd dient te worden dat de kering gedurende de gehele periode van 50 jaar minimaal de bij deze normfrequentie behorende veiligheid biedt.

Partiële veiligheidsfactoren

De binnenwaartse macrostabiliteit STBI en de buitenwaartse macrostabiliteit STBU van de dijk wordt volgens de vigerende richtlijnen bepaald met een semi-probabilistische methode op basis van partiële veiligheidsfactoren. De volgende partiële veiligheidsfactoren worden onderscheiden:

- De materiaalfactor;
- De modelfactor;
- De schadefactor;
- De schematiseringsfactor.

Hieronder wordt aangegeven welke factoren zijn toegepast.

Materiaalfactor

De stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd met rekenwaarden voor de grondparameters. Door Waterschap Scheldestromen is een set grondparameters (DStab invoerfiles) ter beschikking gesteld, welke zijn gebruikt voor de periodieke veiligheidstoetsing. Aangenomen is dat deze rekenwaarden zijn gebaseerd op een regionale parameterset, waarbij materiaalfactoren zijn toegepast conform de Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV). Op basis van deze partiële materiaalfactoren zijn de rekenwaarden teruggerekend naar karakteristieke waarden. Vervolgens zijn rekenwaarden voor het ontwerp afgeleid op basis van de materiaalfactoren conform de Leidraad Rivieren. De gehanteerde materiaalfactoren zijn in onderstaande tabel vermeld.

Tabel 3-1 Partiële materiaalfactoren

Parameter		Veiligheidstoetsing (VTV o.b.v. LOR2)	Ontwerp (Leidraad Rivieren)
<i>Klei</i>			
- Hoek van inwendige wrijving:	$\gamma_{\phi} =$	1,15	1,25
- Effectieve cohesie:	$\gamma_c =$	1,25	1,20
<i>Veen</i>			
- Hoek van inwendige wrijving:	$\gamma_{\phi} =$	1,20	1,50
- Effectieve cohesie:	$\gamma_c =$	1,25	1,25
<i>Zand</i>			
- Hoek van inwendige wrijving:	$\gamma_{\phi} =$	1,10	1,20

Modelfactor

De modelfactor is afhankelijk van het rekenmodel. De stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd met het Bishop-model. Conform het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [3] geldt $\gamma_d = 1,0$ voor het Bishop model.

Schadefactor

De schadefactor is bepaald conform het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ENW, 2007]. Uitgangspunt is een dijkkringlengte van 100 km en een veiligheidsnorm van 1/4000 per jaar. Dit resulteert in de volgende schadefactoren (overeenkomstig in de 3^{de} toetsronde aangehouden factoren):

- Macrostabiliteit binnenwaarts STBI: $\gamma_n = 1,12$
- Macrostabiliteit buitenwaarts STBU: $\gamma_n = 1,07$

Schematiseringsfactor

Aangezien de grond dam en hoogspanningsmast zijn voorzien tegen de buitenberm, wordt voor de beoordeling van de buitenwaartse macrostabiliteit een schematiseringsfactor toegepast. Uitgangspunt is een conservatieve waarde van 1,3 voor de schematiseringsfactor, in overeenstemming met het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [3]. De schematiseringsfactor verdisconteert de onzekerheid in diverse ontwerpparameters, zoals laagdikte, geometrie en waterstanden.

Aan de binnenzijde treedt geen verandering van de geometrie op, waardoor geen sprake is van 'ontwerp' van de waterkering. Voor de binnenwaartse macrostabiliteit is de schematiseringsfactor niet van toepassing.

Stabiliteitsfactor buitentalud voor de situatie met hoogspanningsmast

De minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor het buitentalud ter plaatse van de hoogspanningsmast is het product van de modelfactor, de schadefactor en de schematiseringsfactor. De volgende stabiliteitsfactor is gehanteerd.

- Voor buitenwaartse macrostabiliteit geldt een toetswaarde: $1,0 \times 1,07 \times 1,3 = 1,39$

Stabiliteitsfactor ter plaatse van het binnentalud en naastgelegen dijklichaam

Daar waar geen verandering van de geometrie optreedt (huidige geometrie) zijn de toetsfactoren gelijk aan het product van de modelfactor en de schadefactor:

- Voor binnenwaartse macrostabiliteit geldt een toetswaarde: $1,0 \times 1,12 = 1,12$
- Voor buitenwaartse macrostabiliteit geldt een toetswaarde: $1,0 \times 1,07 = 1,07$

3.2 Belastingen

3.2.1 Kruinbelasting

De verkeersbelasting wordt conform [18] alleen bij de buitenwaartse stabiliteit (val van de buitenwaterstand) meegenomen, omdat tijdens het hoogtepunt van de storm (windkracht 12) de kruin en buitenberm niet toegankelijk zullen zijn.

Voor de verkeersbelasting is $13,5 \text{ kN/m}^2$ aangehouden over een strookbreedte van 2,5 m. De belasting is een tijdelijke belasting, waarop de ondergrond ongedraineerd reageert.

3.2.2 Belasting door trillingen

De bouw van de boorpalenwand kan als trillingsarm worden beschouwd. Trillingen worden alleen verwacht tijdens het verwijderen van het fundament.

Voor de verwijdering van het blok van de hoogspanningsmast is aangenomen dat als hoofdmaterieel gebruik wordt gemaakt van een hydraulische graafmachine met een sloophamer. De sloophamer heeft een frequentie van circa 5 à 6 Hz. Bij deze frequentie wordt bij de bron een versnelling verwacht van circa horizontaal 300 mm/s^2 en verticaal 150 mm/s^2 . De versnelling zal snel afnemen bij toenemende afstand tot de bron. Op basis van ervaring met trillingsmetingen bij heipalen wordt verwacht dat op 10 m afstand nog maar 30% van de versnelling merkbaar is. Ter plaatse van de waterkering worden de volgende versnellingen verwacht:

Buitentalud

- $a_h = 100 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,010g;
- $a_v = 50 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,005g.

Binnentalud

- $a_h = 50 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,005g;
- $a_v = 25 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,003g.

3.3 Hydraulische randvoorwaarden

3.3.1 Ontwerppeil

De maatgevende hoogwaterstand bedraagt NAP +3,9 m. In de beoordeling is rekening gehouden met een robuustheidstoeslag van 0,3 m, waardoor het ontwerppeil gelijk is aan NAP +4,2 m.

3.3.2 Gemiddelde hoogwaterstand

De gemiddelde hoogwaterstand is aangenomen op NAP +1,8 m, overeenkomstig de aangehouden waterstand in de derde veiligheidstoetsing.

3.3.3 Slootpeil

Voor het achterland geleden de volgende slootpeilen:

- Zomerpeil: NAP -0,40 m
- Winterpeil: NAP -0,40 m

De slootpeilen zijn conform het peilbesluit Zuid-beveland-Oost (peilgebied GJP516).

3.3.4 Ontwerpwaterstanden

Op basis van de ontwerppeilen en de slootpeilen zijn voor de beoordeling van de stabiliteit de volgende combinaties gehanteerd:

- Binnenwaartse macrostabiliteit:
 - Ontwerppeil NAP +4,2 m en maaiveldniveau NAP +1,40 m (ongunstiger dan slootpeil);
- Buitenwaartse macrostabiliteit:
 - Val van NAP +4,2 m naar een gemiddelde hoogwaterstand van NAP +1,8 m.

4 INVENTARISATIE TERREIN- EN BODEMGESTELDHEID

Voor het beoordelen van de veiligheid van de waterkering ten aanzien van geotechnische faalmechanismen zijn gegevens over de terrein- en bodemgesteldheid noodzakelijk. De benodigde gegevens hebben betrekking op:

- geometrie van de bestaande situatie: maaiveldhoogtes en diepte van sloten en vooroever;
- de bodemopbouw met classificatie van de grondsoorten;
- de geotechnische eigenschappen per grondlaag;
- grondwaterstand en waterspanningen in de ondergrond.

In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de geïnventariseerde gegevens.

4.1 Geometrie

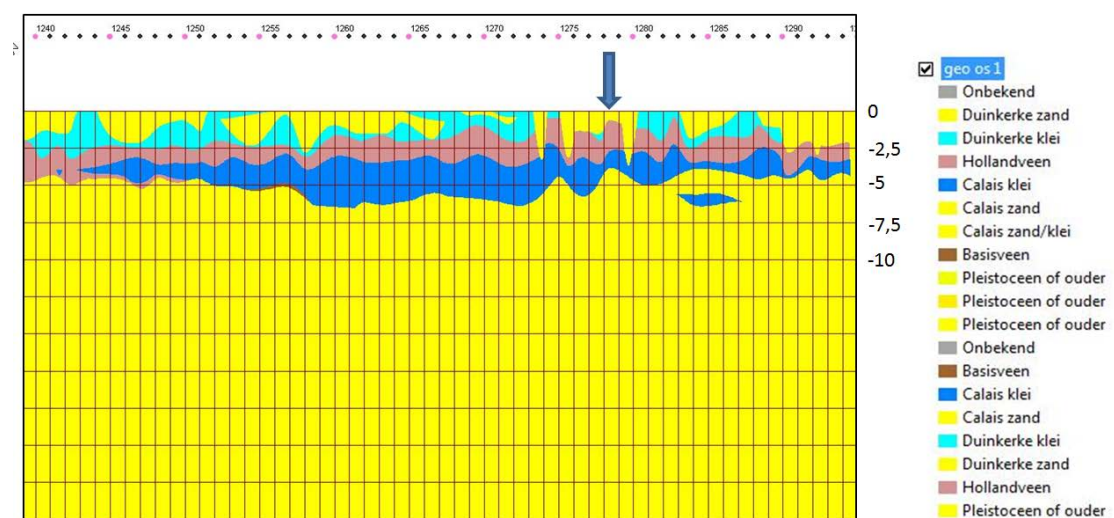
Voor de geometrie van de huidige waterkering is uitgegaan van dwarsdoorsnede DP1279_81, zoals beschikbaar gesteld door Waterschap Scheldestromen. Uit het profiel blijkt dat de geometrie wordt gekenmerkt door:

- Een kruinhoogte van NAP +7,0 m;
- Een buitenberm met een hoogte van circa NAP +5,25 m;
- Een buitenteen en voorland op NAP +0,66 m;
- Een binnenteen op NAP +1,8 m;
- Een kwelsloot met een bodemniveau van NAP -0,2 m.

4.2 Beschikbare onderzoeken

Geotechnisch lengteprofiel Waterschap Scheldestromen

Waterschap Scheldestromen heeft een geotechnisch lengteprofiel ter beschikking gesteld. De feitelijke boringen en sonderingen waarop het profiel is gebaseerd zijn niet beschikbaar. Het profiel geeft duidelijk inzicht in de opbouw van de holocene deklaag. Het profiel is weergegeven in Figuur 4-1.



Figuur 4-1 Geotechnisch lengteprofiel (Waterschap Scheldestromen)

Boringen DinoLoket

In het digitale archief van NITG-TNO (DinoLoket) is een aantal boringen beschikbaar in de nabijheid van de projectlocatie, zie [Figuur 4-2](#). De boringen zijn hoofdzakelijk gelegen nabij de binnenteen en op circa 400 m afstand in het voorland. De boringen zijn uitgevoerd tot een diepte van 5 à 6 m. Boring B49C1311 is gelegen aan de binnenzijde van de dijk ter hoogte van de hoogspanningsmast. De boorstaten zijn opgenomen in bijlage 1.



Figuur 4-2 Locatie boringen DinoLoket (NITG-TNO)

4.3 Aanvullend geotechnisch onderzoek

In maart 2015 is een aanvullend sondeonderzoek uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel Ingenieursbureau in opdracht van TenneT TSO. Het onderzoek heeft bestaan uit:

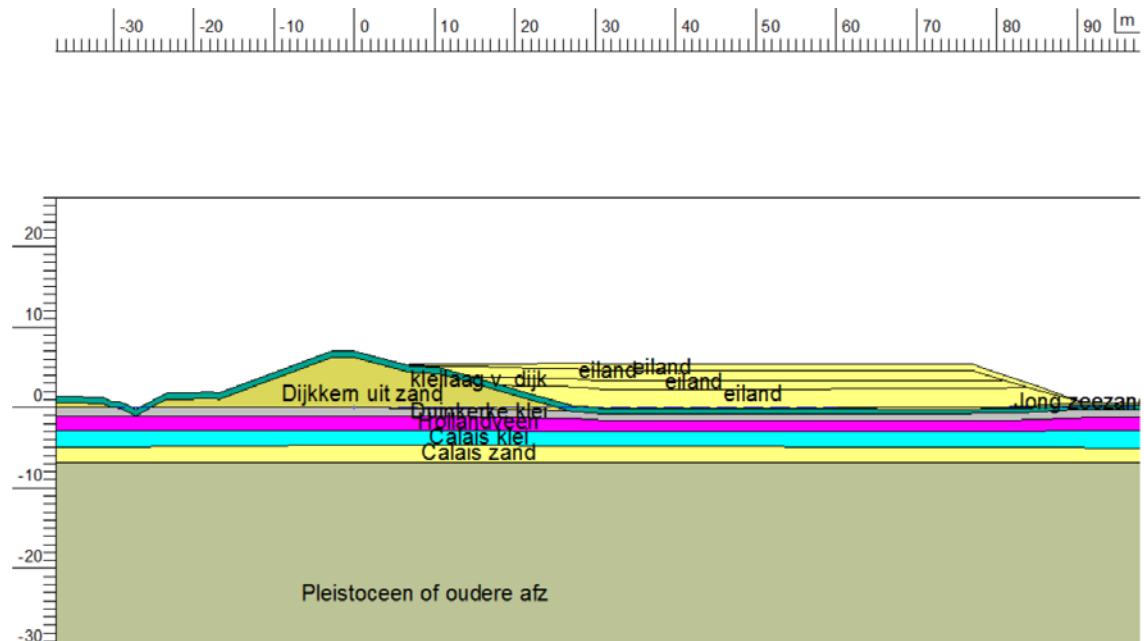
- 2 sonderingen met kleefmeting tot 30 m diepte, waarvan 1 met waterspanningsmeting
- 4 sonderingen met kleefmeting tot 25 m diepte;
- 4 sonderingen met kleefmeting tot 15 m diepte.

Voor de resultaten van het onderzoek wordt verwezen naar bijlage 2 van dit rapport.

4.4 Geotechnisch bodemopbouw en grondparameters

Op basis van de combinatie geometrie-ondergrond is een geotechnisch grondmodel opgezet. De doorsnede ter plaatse van de werkweg en de hoogspanningsmast is weergegeven in [Figuur 4-3](#).

In [Tabel 4-1](#) zijn de eigenschappen van de verschillende grondlagen voor het dijklichaam en de ondergrond aangegeven. De rekenwaarden zijn herleid op basis van de materiaalfactoren, zoals beschreven in [paragraaf 3.1](#).



Figuur 4-3 Doorsnede waterkering en grondnam met laagopbouw

Tabel 4-1 Grondsoorten dijkopbouw en grondparameters

BK laag [m NAP]	grondlaag	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	ϕ'_d [°]	c'_k [kPa]	c'_d [kPa]
dijk	Kleibekleding	17	17	28,0	24,1	6,0	5,0
dijk	Zand (dijkkern)	17	19	32,5	27,9	0,0	0,0
+0,0	Jong zeezand	17	19	27,0	23,0	0,0	0,0
+0,0	Duinkerke klei	15	15	22,5	18,0	0,4	0,3
-1,0 à -1,5	Hollandveen	10	10	25,0	20,5	1,9	1,3
-2,8	Calais klei	17	18	18,0	15,4	3,2	2,6
-5,0 à -6,0	Calais zand	17	19	25,0	21,3	0,0	0,0
-7,0	Pleistoceen zand	17	19	29,0	24,8	0,0	0,0

Waarbij:

- $\gamma_{d/n}$ natuurlijk en verzadigd volumegewicht
- ϕ'_k karakteristieke waarde hoek van inwendige wrijving
- ϕ'_d rekenwaarde hoek van inwendige wrijving
- c'_k karakteristieke waarde cohesie
- c'_d rekenwaarde cohesie

4.5 Verloop freatische waterstand en stijghoogte

Het waterstandsverloop in de dijk en het watervoerend pakket is tijdens de 3^e veiligheidstoetsing gemodelleerd op basis van responsmetingen (zie [18]). Responsmeting zijn uitgevoerd op de buitenberm, op de kruin en nabij de binnenteen in de periode 2006-2010. Hiermee is het mogelijk gebleken om een gebiedsafhankelijke en aanzienlijk minder conservatieve aanname te doen voor het waterspanningsverloop in en onder de dijk, voornamelijk op basis van de metingen op de buitenberm.

Voor de Oosterschelde met een voorland een afsluitende kleilaag is het volgende bepaald:

- Onder de buitenberm is in de Oosterschelde een gemiddelde reductie van de maatgevende waterstand bepaald van 2,0 m (minimaal 1,3 m en maximaal 3,6 m).
- In de dijk zelf is de respons erg gering. Uit metingen en verschillende waarnemingen is gebleken dat bij een waterstand in de dijk van meer dan 1 meter boven de dijkteen het water zal uit treden. Vooralsnog wordt dan ook uitgegaan van 1 meter hogere waterstand in de dijk, omdat bij uit tredend water de beheerder maatregelen zal treffen om dit probleem op te verhelpen.

Freatische lijn

Het verloop van de freatische lijn is gemodelleerd conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [4]:

- Het ontwerppeil NAP +4,2 m tegen het talud van de buitenberm;
- Verval over de bekleding naar NAP +2,4 m;
- Verloop naar NAP +2,4 op het binnentalud;
- Verloop langs het talud naar NAP +1,4 m (maaiveldniveau);
- Verloop over het maaiveldniveau van het achterland.

Stijghoogte watervoerend zandpakket

Huidige situatie

Het verloop van de stijghoogte voor de huidige situatie is overgenomen uit de veiligheidstoetsing, waarbij rekening is gehouden met de lekweerstand aan de binnen- en buitenzijde. De stijghoogte verloopt van NAP +4,2 m (ontwerppeil) op circa 53 m afstand van de buitenkruinlijn, naar NAP +0,7 m op circa 76 m afstand van de buitenkruinlijn.

Toekomstige situatie

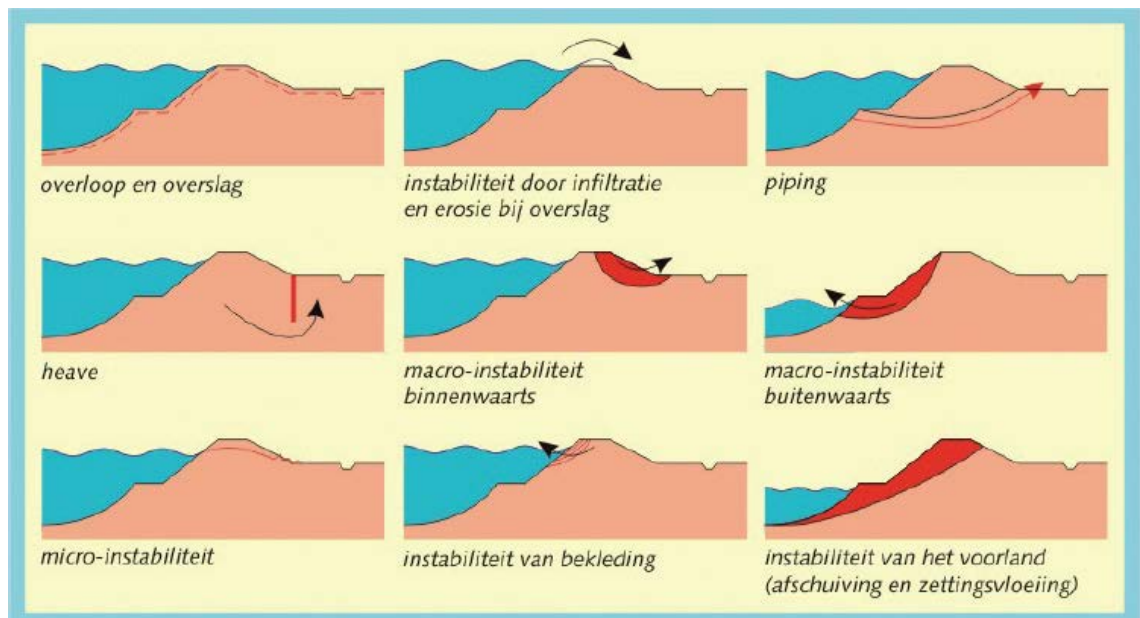
Het aanbrengen van de boorpalenwand zal geen effect hebben het verloop van de stijghoogte. De verbuisde schroefboorpalen zijn als grondneutraal te beschouwen. Dit betekent dat de gronddruk gelijk blijft aan de huidige situatie. Reden hiervoor is dat de stalen hulpbuis ontspanning van de grond voorkomt, waarna onder druk specie wordt aangebracht. Op deze manier wordt een goede verbinding met de omliggende grond verkregen zonder afname van de gronddruk. Aangenomen wordt dan ook dat er geen hydraulische kortsluiting langs de palen kan ontstaan.

5 BEOORDELING VAN EFFECTEN OP DE PRIMAIRE WATERKERING

5.1 Faalmechanismen

De veiligheid tegen falen van de primaire waterkering is beoordeeld ten aanzien van de volgende faalmechanismen (zie ook figuur 5-1):

- Hoogte (HT)
- Piping (STPH)
- Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)
- Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)
- Microstabiliteit (STMI)
- Stabiliteit bekleding (STBK)
- Stabiliteit voorland (STVL)



Figuur 5-1 Toetssporen hoogte en stabiliteit (uit VTV)

5.2 Beoordeling hoogte (HT)

5.2.1 Huidige veiligheid

Het betreffende dijkvak heeft in de derde toetsronde de score 'goed' gekregen, voor zowel het faalmechanisme golfoverslag als het mechanisme overloop. Het overslagdebiet is kleiner dan 1 l/s/m en de kruinhoogtemarge is ruim meer dan de minimaal vereiste 0,5 m (circa 3 m).

5.2.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

De functionaliteit van de primaire waterkering kan nadelig worden beïnvloed indien het overslagdebiet toeneemt als gevolg van zetting van het dijklichaam of verandering van het buitentalud (versteiling). De volgende effecten worden relevant geacht:

Bouw- en gebruiksfase

- HT1.1 – Door ophoging tegen de buitenberm kan de kruinhoogte afnemen als gevolg van consolidatie in de ondergrond.

Verwijderingsfase

- HT2.1 – De door de sloopwerkzaamheden veroorzaakte trillingen kunnen leiden tot mogelijke verdichting van los gepakte zandlagen in het dijklichaam, waardoor de kruinhoogte kan afnemen.

5.2.3 Beoordeling van effecten

Bouw- en gebruiksfase

In het voorontwerp van de gronddam en werkeilanden is bepaald dat de eindzetting ter plaatse van de werkweg op de buitenberm 0,1 à 0,2 m zal bedragen. De zetting ter plaatse van de kruin is verwaarloosbaar klein. De versteiling van het buitentalud is zo gering dat dit geen noemenswaardig effect zal hebben op de golfoploop. Bovendien zal dit worden gecompenseerd door de golfremmende werking van de gronddam voor de waterkering. Er worden in de bouw- en gebruiksfases dan ook geen negatieve effecten verwacht ten aanzien de hoogte.

Verwijderingsfase

Tijdens sloopwerkzaamheden kunnen trillingen leiden tot verdichting van het zandlichaam in de dijk. De kruinhoogtemarge kan hierdoor afnemen. Op basis van metingen bij heiwerkzaamheden is bekend dat zakkingen van enkel centimeters tot enkele decimeters kunnen optreden nabij de trillingsbron. Vanwege de grotere afstand tussen de mast en de waterkering zal het effect van trillingen op de verdichting van het dijklichaam gering zijn. De zakking zal hooguit enkele centimeters bedragen.

Gezien de zeer ruime kruinhoogtemarge van circa 3 m heeft een zakking van de kruin als gevolg van verdichting geen noemenswaardig effect op de hoogte.

5.2.4 Conclusie beoordeling hoogte

Op basis van de kwalitatieve beoordeling van de mogelijke effecten kan worden geconcludeerd dat de hoogte van de waterkering ruim voldoende is om gedurende de planperiode van de hoogspanningsmast de veiligheid te waarborgen.

5.3 Beoordeling piping en heave (STPH)

5.3.1 Huidige veiligheid

Het dijkvak ter plaatse van de hoogspanningsmast is als veilig beoordeeld in de derde veiligheidstoetsing. In de beoordeling is bij het bepalen van de kwelweglengte uitgegaan van de afstand tussen de buitenberm en de insteek van de sloot aan de binnenzijde van de dijk [18]. Bij het resulterende waterstandverschil is gebruik gemaakt van de responsmetingen en het polderpeil. Voor de Oosterschelde met een voorland is voor de stijghoogte onder de buitenteen uitgegaan van een reductie van 1,50 m (ongunstig) ten opzichte van de MHW.

Het mechanisme 'heave' is niet beschouwd in de veiligheidstoetsing aangezien geen sprake is van een verticale grondwaterstroming. Dit mechanisme wordt in het vervolg van deze beoordeling buiten beschouwing gelaten.

5.3.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

Het mechanisme piping kan nadelig worden beïnvloed door de volgende effecten:

Bouwfase

- STPH1.1 – Verkorten kwelweglengte door doorbreken slecht doorlatende grondlagen. Slecht waterdoorlatende grondlagen zouden kunnen worden doorbroken of opbarsten als gevolg van ontgravingen of inbrengen van palen.

Gebruiksfase

- STPH 2.1 – Verkorten kwelweglengte door verschilvorming. Door verschilvormingen op het grensvlak van een constructie en ondergrond kan de kwelweglengte worden verkort, waardoor de weerstand tegen piping afneemt.

Verwijderingsfase

- STPH 3.1 – Verkorten kwelweglengte door doorbreken slecht doorlatende grondlagen. Slecht waterdoorlatende grondlagen zouden kunnen worden doorbroken of opbarsten als gevolg van ontgravingen of verwijderen van palen.

5.3.3 Beoordeling van effecten

Voor alle projectfasen geldt dat geen verkorting van de kwelweg optreedt, doordat de mast en de paalfundering zijn voorzien op ruime afstand van het theoretische intredepunt (buitenteen). Wel zal door inbrengen van de palen de deklaag worden doorbroken. De paalfundering zal echter bestaan uit verbuisde schroefpalen, waarbij de gronddruk neutraal blijft en waarbij een goede waterremmende aansluiting wordt verkregen met de grondlagen. Door het paalsysteem en de ligging op ruime afstand van de waterkering wordt geen negatief effect op het mechanisme piping verwacht.

Bij verwijdering van de mast wordt geadviseerd het funderingsblok en de palen te verwijderen tot circa 1,5 m onder het huidige maaiveldniveau. De gaten dienen te worden opgevuld met een afdichtend materiaal, zoals bentoniet.

5.3.4 Conclusie beoordeling piping en heave

De aanwezige kwelweglengte blijft in de toekomstige situatie ruim voldoende, waardoor piping niet zal optreden. De aanleg van de hoogspanningsmast heeft geen negatieve invloed op de weerstand tegen piping.

5.4 Beoordeling binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)

5.4.1 Huidige veiligheid

De binnenwaartse macrostabiliteit is in derde veiligheidstoetsing onderzocht door middel van gedetailleerde glijvlakberekeningen. Het waterstandsverloop in en onder de dijk is hierbij gebaseerd op basis van peilbuismetingen. Het toetsoordeel "Goed" is toegekend aan het betreffende dijkvak.

5.4.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

Aan de binnenzijde en op de kruin van de waterkering zijn geen werkzaamheden voorzien. Alle werkzaamheden vinden plaats op en tegen de buitenberm (werkweg) en het voorland. Bij deze werkzaamheden worden de volgende potentieel negatieve effecten verwacht:

Bouwfase

- STBI1.1 – De door bouwwerkzaamheden veroorzaakte trillingen (verdichten van de ophoging) kunnen leiden tot eventueel verweking van het los gepakte zand in de waterkering en daarmee tot instabiliteit van de waterkering;
- STBI1.2 – De dynamische belastingen op de grond ten gevolge van het verdichten kunnen leiden tot afname van de stabiliteit van de waterkering.
- STBI1.3 – Bij betreding van de waterkering met zwaar bouwverkeer op de werkweg neemt de bovenbelasting toe en kan de stabiliteit afnemen.

Gebruiksfase

- STBI2.1 – Trillingen door cyclische windbelastingen tegen de mast zouden mogelijk kunnen leiden tot verhoogde waterspanningen, verweking van zand, verminderde grondeigenschappen en extra belasting op de grond.

Verwijderingsfase

- STBI3.1 – De door de sloopwerkzaamheden veroorzaakte dynamische belastingen (versnelling) kunnen de functionaliteit van de waterkering tijdelijk beïnvloeden.
- STBI3.2 – Bij betreding van de waterkering met zwaar bouwverkeer op de werkweg neemt de bovenbelasting toe en kan de stabiliteit afnemen.

5.4.3 Beoordeling van effecten

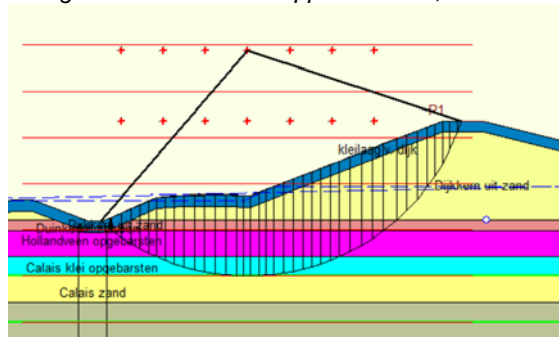
Bouwfase

Gekozen is voor een trillingsvrij paalsysteem, waardoor geen trillingen of dynamische belastingen (versnellingen) optreden. De trillingen en belastingen bij verdichten van de ophoging met bijvoorbeeld een trilwals zijn dusdanig gering (beperkte beïnvloedingsdiepte) en treden op een dusdanig grootte afstand van het binnentalud op, dat deze geen negatief effect zullen hebben op de binnenwaartse macrostabiliteit. Zwaar bouwverkeer rijdt over de werkweg aan de buitenzijde van de waterkering. Vanwege de ligging aan de buitenzijde heeft deze geen negatief effect op de binnenwaartse macrostabiliteit.

Gebruiksfase

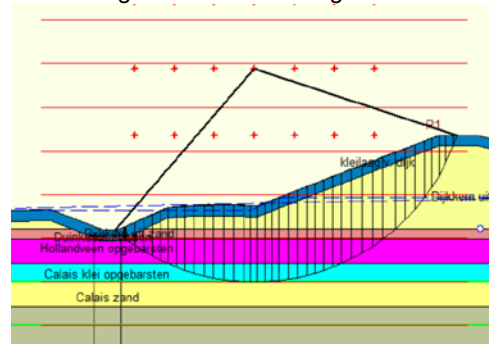
Er zijn geen (meet)gegevens bekend van wateroverspanningen en versnellingen (door trillingen) van Wintrack hoogspanningsmasten als gevolg van cyclische windbelastingen tijdens de gebruiksfase. In vergelijking met windturbines zal een hoogspanningsmast echter veel minder onderhevig zijn aan cyclische windbelastingen. Uit monitoringsgegevens voor 3 megawatt windturbines zijn horizontale versnellingen aan het funderingsblok gemeten van circa 10 - 40 mm/s² en verticale versnellingen van circa 15 - 80 mm/s² [18][19]. Bij een Wintrack hoogspanningsmast wordt verwacht dat de versnellingen veel kleiner zullen zijn. Het effect van een versnelling van 10 mm/s² horizontaal en 10 mm/s² verticaal (ondergrens voor windturbines) is nader onderzocht met glijvlakberekening met het programma D-GeoStability van Deltares. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande figuren.

Huidige situatie met ontwerppeil NAP +4,2 m



F=1,17

Toekomstige situatie met trilling door windbelasting



F=1,17

Figuur 5-2 Glijvlakken voor binnenwaartse macrostabiliteit tijdens de gebruiksfase

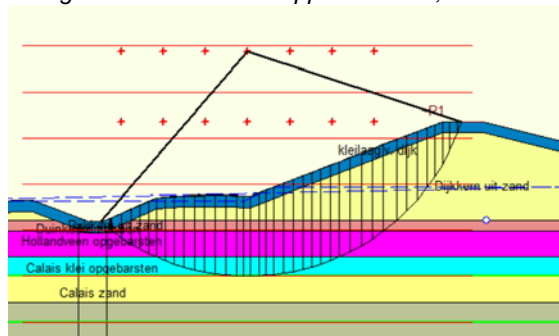
Uit de glijvlakberekeningen blijkt dat trillingen ten gevolge van windbelastingen geen noemenswaardig effect hebben op de stabiliteitsfactor. Bovendien blijft de stabiliteitsfactor boven de ontwerpwaarde van 1,12.

Verwijderingsfase

Sloopwerkzaamheden kunnen leiden tot dynamische belasting op de waterkering, waardoor de stabiliteit afneemt. Om het effect te kwantificeren is een glijvlakberekening uitgevoerd, waarbij een versnelling is opgelegd van (zie paragraaf 3.2.2):

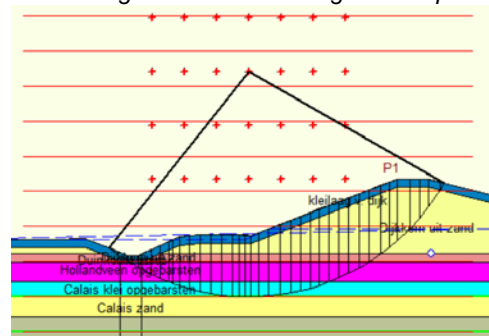
- $a_h = 50 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,005g;
- $a_v = 25 \text{ mm/s}^2$, ofwel 0,003g.

Huidige situatie met ontwerppeil NAP +4,2 m



F=1,17

Toekomstige situatie met trilling door slopen



F= 1,15

Figuur 5-3 Glijvlakken voor binnenwaartse macrostabiliteit tijdens de verwijderingsfase

Door dynamische grondversnellingen als gevolg van sloopwerkzaamheden kan de stabiliteitsfactor met 2% afnemen. Onder maatgevende omstandigheden wordt nog voldaan aan de ontwerpwaarde van 1,12.

Net als voor de bouwfase geldt dat zwaar bouwverkeer over de werkweg aan de buitenzijde van de waterkering rijdt. Vanwege de ligging aan de buitenzijde heeft deze geen negatief effect op de binnenwaartse macrostabiliteit.

5.4.4 Conclusie beoordeling binnenwaartse macrostabiliteit

De afname van de stabiliteitsfactor onder maatgevende omstandigheden door aanwezigheid van de hoogspanningsmast is verwaarloosbaar klein (minder dan 1%) gedurende de bouw- en gebruiksfase. Tijdens de verwijderingsfase neemt de veiligheid af met circa 2%.

De berekende stabiliteitsfactoren zijn voor alle gevallen groter dan de vereiste veiligheidsfactoren. Gedurende de gehele planperiode is de binnenwaartse macrostabiliteit gewaarborgd.

5.5 Beoordeling buitenwaartse macrostabiliteit (STBU)

5.5.1 Huidige veiligheid

De buitenwaartse macrostabiliteit is in derde veiligheidstoetsing onderzocht door middel van gedetailleerde glijvlakberekeningen. Voor het waterstandsverloop in en onder de dijk is gebruik gemaakt van peilbuismetingen. Het toetsoordeel "Goed" is toegekend aan het betreffende dijkvak.

5.5.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

De gronddam is voorzien tegen het talud van de buitenberm. Dit heeft een gunstig effect op de stabiliteit (tegenwerkend). Daarnaast zal de boorpalenwand een puntniveau hebben, ruim onder de ligging van eventuele glijvlakken van de waterkering. De wand heeft hierdoor een 'grondvernagelend' effect, wat gunstig is voor stabiliteit. Ongunstige effecten kunnen vooral worden veroorzaakt door trillingen tijdens aanleg van de gronddam, en gebruik en verwijderen van de mast. Dit resulteert in de volgende mogelijke effecten:

Bouwfase

- STBU1.1 - De door bouwwerkzaamheden veroorzaakte trillingen (verdichten van de ophoging) kunnen leiden tot eventueel verweking van het los gepakte zand in de waterkering en daarmee tot instabiliteit van de waterkering;
- STBU1.2 – De dynamische belastingen op de grond ten gevolge van het verdichten kunnen leiden tot afname van de stabiliteit van de waterkering.
- STBU1.3 - Bij betreding van de waterkering met zwaar bouwverkeer op de werkweg kan de stabiliteit afnemen.

Gebruiksfase

- STBU2.1 - Trillingen door cyclische windbelastingen of extreme piekbelastingen kunnen leiden tot verhoogde waterspanningen, verweking van keileem of zand in de dijk kern, verminderde grondeigenschappen en extra belasting op de grond. Hierdoor kan de stabiliteit van de waterkering door afschuiven nadelig worden beïnvloed en/of kan zetting optreden.

Verwijderingsfase

- STBU3.1 - De door de sloopwerkzaamheden veroorzaakte belastingen kunnen de functionaliteit van de waterkering tijdelijk beïnvloeden. Hierbij wordt gedacht aan beïnvloeding van de stabiliteit van de waterkering door betreding met zwaar materieel en eventueel veroorzaakte trillingen.
- STBU3.2 – Bij betreding van de waterkering met zwaar bouwverkeer op de werkweg neemt de bovenbelasting toe en kan de stabiliteit afnemen.

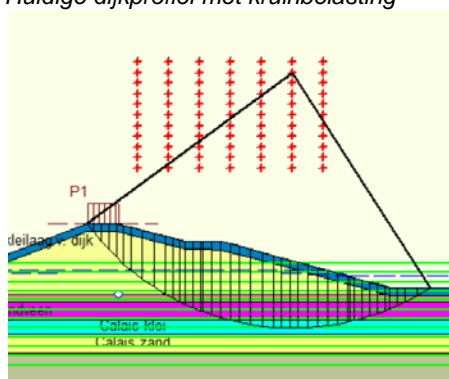
5.5.3 Beoordeling van effecten

Bouwfase

Gekozen is voor een trillingsvrij paalsysteem, waardoor geen trillingen of dynamische belastingen (versnellingen) optreden. De trillingen en belastingen bij verdichten van de ophoging met bijvoorbeeld een trilwals zijn dusdanig gering (beperkte beïnvloedingsdiepte) dat deze niet zullen leiden tot verweking van de dijk kern.

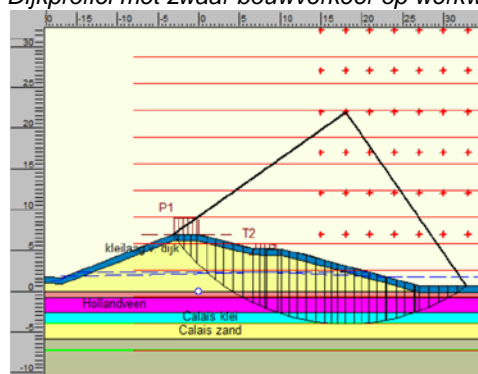
Het zwaar bouwverkeer op de werkweg heeft een ongunstige (aandrijvend) effect op de macrostabiliteit. In onderstaande figuur is voor de waterkering zonder gronddam aangegeven wat het effect is. Opgemerkt wordt dat ook de kruinbelasting van 45 kPa (zoals gehanteerd in de veiligheidstoetsing van het waterschap) aanwezig is. Dit wordt echter beschouwd als een conservatieve aanname.

Huidige dijkprofiel met kruinbelasting



$$F=1,17 (>1,07)$$

Dijkprofiel met zwaar bouwverkeer op werkweg



$$F=1,15 (>1,07)$$

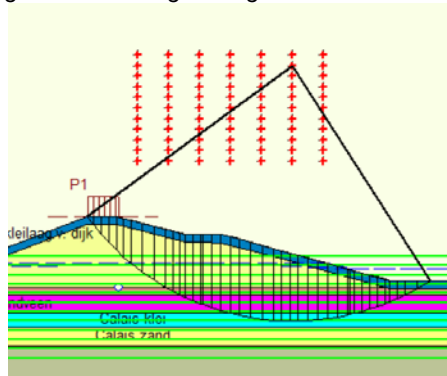
Figuur 5-4 Glijvlakken voor buitenwaartse macrostabiliteit tijdens de bouwfase

Uit de stabiliteitsberekening blijkt dat zwaar bouwverkeer kan leiden tot 2% afname van de stabiliteitsfactor. De stabiliteit blijft echter ruim voldoende om de waterveiligheid te waarborgen.

Gebruiksfase

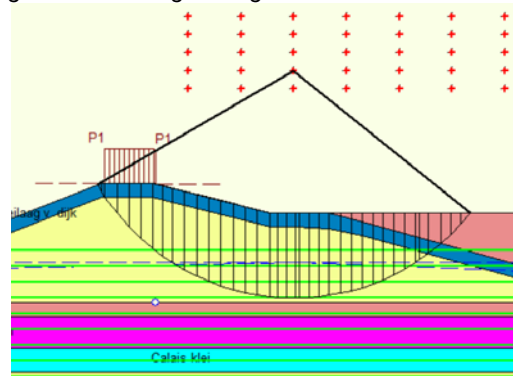
Net als voor de binnenwaartse macrostabiliteit is het effect van een versnelling van 10 mm/s^2 horizontaal en 10 mm/s^2 verticaal onderzocht middels een glijvlakberekening met het programma D-GeoStability van Deltares. Beschouwd is een dijkprofiel ter plaatse van de gronddam en net ernaast. Rekening is gehouden met een kruinbelasting. De maatgevende glijvlakken en berekende stabiliteitsfactoren zijn weergegeven in onderstaande afbeelding.

Dijkprofiel naast de gronddam met grondversnelling in de gebruiksfase



$$F=1,17 (>1,07)$$

met Dijkprofiel plaatse van de gronddam met grondversnelling in de gebruiksfase



$$F=3,71 (>1,39)$$

Figuur 5-5 Glijvlakken voor buitenwaartse macrostabiliteit tijdens de gebruiksfase

Uit de berekening volgt dat de stabiliteitsfactor groter is dan vereist. Er wordt geen afschuiving van het buitentalud verwacht door aanwezigheid van de hoogspanningsmast.

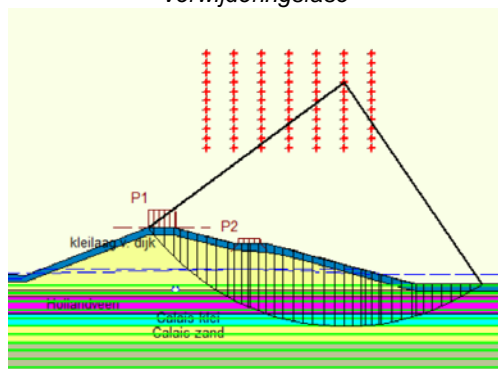
Verwijderingsfase

Om het effect van een grondversnelling als gevolg van het slopen van het funderingsblok te kwantificeren is een glijvlakberekening uitgevoerd, waarbij een versnelling is opgelegd van (zie paragraaf 3.2.2):

- $a_h = 100 \text{ mm/s}^2$, ofwel $0,010g$;
- $a_v = 50 \text{ mm/s}^2$, ofwel $0,005g$.

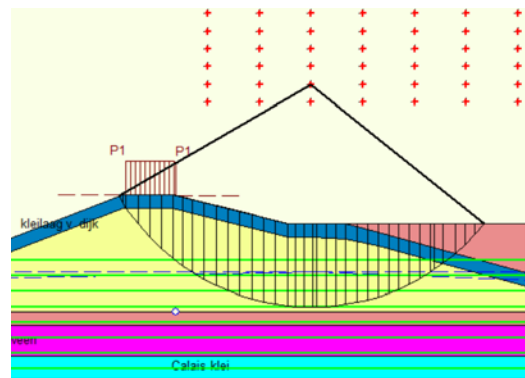
Tevens is een extra belasting op de werkweg in rekening gebracht. De glijvlakken en rekenresultaten zijn weergegeven in de volgende figuren.

Dijkprofiel naast de gronddam met grondversnelling en zwaar transport in de verwijderingsfase



$$F=1,12 (>1,07)$$

Dijkprofiel plaatse van de gronddam met grondversnelling in de verwijderingsfase



$$F=3,54 (>1,39)$$

Figuur 5-6 Glijvlak voor buitenwaartse macrostabiliteit tijdens de verwijderingsfase

Uit de berekening blijkt dat de stabiliteit voor de waterkering naast de gronddam met circa 4% afneemt (van 1,17 naar 1,12) als gevolg van grondversnellingen en zwaar bouwverkeer. De stabiliteitsfactor blijft boven de toetswaarde. De stabiliteit ter plaatse van de gronddam blijft ruimschoots voldoende.

5.5.4 Conclusie beoordeling buitenwaartse macrostabiliteit

De aanwezigheid van de gronddam tegen het talud van de buitenberm heeft een gunstig effect op de macrostabiliteit. De stabiliteitsfactor wordt hierdoor ruim groter dan vereist.

Voor het dijkprofiel naast de gronddam neemt de stabiliteit in de verwijderingsfase met circa 4% af als gevolg van grondversnellingen door sloopwerkzaamheden en door zwaar bouwverkeer. De stabiliteitsfactor blijft echter boven de vereiste toetswaarde.

Geconcludeerd kan worden dat gedurende de gehele planperiode de buitenwaartse macrostabiliteit blijft gewaarborgd.

5.6 Beoordeling microstabiliteit (STMI)

5.6.1 Huidige veiligheid

In derde veiligheidstoetsing is de dijk als veilig beoordeeld ten aanzien van microstabiliteit. De onderbouwing van het technisch oordeel is echter niet bekend. Omdat er geen sprake is van een binnentalud met een helling van 1:5 (of flauwer) en omdat er geen goedwerkende drainageconstructie aanwezig is, kan niet zondermeer het technisch oordeel 'goed' zijn toegekend.

Omdat niet aan de toetsvoorwaarden voor microstabiliteit (zandkern met binnentalud van 1:5 of een kleikern) wordt voldaan, is volgens [18] voor het beheerdersoordeel een praktische insteek gehanteerd. Eventuele problemen met microstabiliteit zullen onder dagelijkse omstandigheden zichtbaar worden en zijn daarmee veelal een beheer- en onderhoudsprobleem. Uit visuele waarnemingen valt op te maken in hoeverre er sprake is van natte begroeiing zoals riet en in het extreme geval van uittredend water op het talud. Als de waterstand in de dijk hoger dan 1 meter boven de binnenteen komt zal het water op het binnentalud uittreden. Dan wordt het tijd om passende beheermaatregelen te treffen: aanbrengen van een drainage, die in de zandkern van de dijk steekt en herprofilering van de toplaag om deze weer waterdicht te maken.

5.6.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

Er wordt door de aanleg van de hoogspanningsmast geen verandering in geometrie van het binnentalud, opbouw of ligging van de freatische lijn verwacht, die effect kunnen hebben op microstabiliteit.

5.6.3 Conclusie beoordeling microstabiliteit

De aanleg van de hoogspanningsmast heeft geen negatieve invloed op de veiligheid van de waterkering ten aanzien van microstabiliteit.

5.7 Beoordeling stabiliteit voorland (STVL)

5.7.1 Huidige veiligheid

In de derde veiligheidstoetsing is de stabiliteit van het voorland als 'stabiel' beoordeeld. De onderbouwing ontbreekt in de beschikbaar gestelde achtergrondinformatie. In [18] is aangegeven dat het beheerdersoordeel 'voldoende' is gegeven als het afschuiven van een bestorting niet leidt tot een inscharing die tot in de dijk kan reiken. Uitgangspunt voor de beoordeling is dat er nu geen veiligheidsprobleem is.

5.7.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

De stabiliteit van het voorland kan negatief beïnvloed worden door de volgende effecten:

Bouwfase

- STVL1.2 – Door het aanbrengen van een grondlichaam in het voorland neemt de bovenbelasting op het voorland toe waardoor afschuiving van het voorland kan optreden.

Gebruiksfase

- STVL2.1 - De door windbelasting veroorzaakte trillingen kunnen bij aanwezigheid van een zettingsvloeiingsgevoelig voorland (aanwezigheid van een los gepakte fijnkorrelige zandlaag met geringe relatieve dichtheid), leiden tot het optreden van zettingsvloeiing in het voorland en daarmee mogelijk tot bezwijken van de waterkering en/of de mast.

Verwijderingsfase

- STVL3.1 - De door sloopwerkzaamheden veroorzaakte trillingen kunnen bij aanwezigheid van een zettingsvloeiingsgevoelige voorland (aanwezigheid van een los gepakte fijnkorrelige zandlaag met geringe relatieve dichtheid), leiden tot het optreden van zettingsvloeiing in het voorland en daarmee mogelijk tot bezwijken van de waterkering;

5.7.3 Beoordeling van effecten

De grondophoging en gebruiks- en slooptrillingen kunnen bij een afschuivings- en zettingsvloeiingsgevoelig voorland een extra belasting op de geulrand veroorzaken, waardoor verweking en/of afschuiving van zand kan worden ingeleid. Uit het grondonderzoek blijkt echter dat het zand in de ondergrond matig tot vast gepakt is met een hoge relatieve dichtheid, waardoor geen zettingsvloeiing wordt verwacht. Daarnaast is het voorland circa 200 m lang, zodat bij afschuiving of zettingsvloeiing deze de waterkering of hoogspanningsmast niet zal beïnvloeden.

5.7.4 Conclusie beoordeling stabiliteit voorland

Op grond van het ontbreken van verwekingsgevoelige zandlagen en de aanwezigheid van een lang voorland (200 m) is bepaald dat afschuiving en zettingsvloeiing niet zullen optreden, dan wel niet schadelijk zullen zijn voor de waterkering.

5.8 Beoordeling bekleding (STBK)

5.8.1 Huidige veiligheid

Uit de veiligheidstoetsing in 2010 is gebleken dat de steenbekleding niet aan de norm voldeed. Als verbetermaatregel is de steenbekleding tegen het buitentalud recent vervangen. De bekleding op het buitentalud van de buitenberm bestaat nu uit gezette hydrostenen. In de teen zijn stortstenen aangebracht. Op basis van foto's is aangenomen dat deze met gietasfalt zijn verstevigd.

5.8.2 Mogelijke effecten op de functionaliteit

Bij de aanleg van de grondconstructies en hoogspanningsmast tegen de waterkering is sprake van gescheiden functies. Dit betekent dat de steenbekleding op het buitentalud gehandhaafd blijft onder de grond dam. Er zijn geen constructieonderdelen voorzien door de bekleding. Eventuele effecten op de bekleding zijn hieronder aangegeven.

Bouwfase

- STBK1.1 - Bij betreding van de waterkering met zwaar bouwverkeer kan schade ontstaan aan de bekleding;
- STBK1.2 - Door het optreden van horizontale en verticale verschilvormingen, kan de aansluiting van de bekleding met de grond dam sterkte verliezen. Als gevolg hiervan kan lokale erosie optreden bij golfaanval.

Gebruiksfase

- STBK2.1 - Door het optreden van horizontale en verticale verschilvormingen, kan de aansluiting van de bekleding met de grond dam sterkte verliezen. Als gevolg hiervan kan lokale erosie optreden bij golfaanval aan de buitenzijde.

Verwijderingsfase

In de verwijderingsfase worden geen nadelige effecten verwacht. Wel dienen in deze fase eventuele effecten uit de eerdere fasen, zoals verzakking of verschuiving, hersteld te worden.

5.8.3 Beoordeling van effecten

Het aantal passages door vrachtverkeer (transport van zand, kranen en lieren) op de werkweg zal toenemen voor de aanleg en verwijdering van de grond constructie en hoogspanningsmast. Schade aan het asfalt van de werkweg en/of de aansluiting met de steenbekleding dient hersteld te worden om schade aan de waterkering erosie/uitspoeling te voorkomen. Inspectie tijdens de uitvoering is hiervoor van belang.

De grondaanvulling tegen het buitentalud zal resulteren in zakking van de steenbekleding. De verwachte eindzakking (tot einde gebruiksfase) is bepaald op 0,1 à 0,2 m ter plaatse van de werkweg tot 0,6 à 1,0 m nabij de buitenteen [11]. Als gevolg van de taluds zal de zakking geleidelijk verlopen.

De gezette hydrostenen zijn flexibel en zullen de zetting volgen zonder dat er scheuren of gaten in de bekleding komen. Voor het stortsteen geldt, dat deze zal kunnen scheuren, indien deze met gietasfalt is vastgelegd. Los gestorte stenen zullen de zakking beter kunnen volgen.

Ondanks de zakking zal de sterkte van de bekleding gedurende de gehele planperiode voldoende zijn. Daarnaast zal de voorliggende grond dam extra veiligheid bieden door afname van de hydraulische belastingen op het buitentalud.

Om effecten ten gevolge van verzakking te compenseren of te herstellen worden de volgende voorwaarden gesteld aan het ontwerp en de uitvoering:

- Tijdens de uitvoering dient de aansluiting van de werkweg op de bekleding regelmatig te worden geïnspecteerd. Bij eventuele schade dient deze direct te worden hersteld.
- Ter plaatse van de harde teenbestorting wordt geadviseerd om een 0,5 m dikke laag steen (gradatie 40-20) onder de grondconstructies aan te brengen ter versterking. De extra laag dient voor het geval het gietasfalt breekt als gevolg van verschilzakking.
- De aansluiting van de nieuwe bekleding op de gronddam met de bekleding op het buitentalud dient te worden uitgevoerd met een flexibele bekleding (gezette stenen, geen beton), om zo de optredende horizontale en verticale deformaties te kunnen volgen.
- Bij verwijdering van de gronddam dient de bekleding minimaal op de oorspronkelijke sterkte te worden teruggebracht.

5.8.4 Conclusie beoordeling bekleding

De huidige steenbekleding blijft gehandhaafd, waardoor sprake is van een gescheiden functie. Nadelige effecten zijn te verwachten door schade als gevolg van zwaar vrachtverkeer over de werkweg en/of verschilzakking van de harde steenbekleding. Voorwaarden dienen te worden gesteld aan herstel van schade en versterking van de teenbestorting, zie de voorgaande paragraaf.

6 ONTWERP TALUDBEKLEDING

Het principe ontwerp voor het tijdelijke werkeiland gaat uit van het aanleggen van een perskade, daarbinnen ophogen met zand en afwerken met losse breuksteen. Na gereedmaking van de 380 kV verbinding worden de werkeilanden verwijderd en wordt de taludbekleding van het permanente eiland afgewerkt.

6.1 Uitgangspunten

De taludbekleding wordt ontworpen met onderstaande uitgangspunten. Deze hebben betrekking op levensduur, belastingen en enkele uitvoeringsaspecten.

- De ontwerplevensduur van het definitieve eiland bedraagt 50 jaar;
- De ontwerplevensduur van de werkeilanden bedraagt 1 jaar;
- Het kruinniveau van het definitieve eiland en de werkeilanden is vastgesteld op NAP+5,25m;
- De taludhelling van de eilanden is 1:3;
- Zettingen tijdens de uitvoeringsfase bedragen naar verwachting ca. 1,0 tot 1,5m;
- Het sluitpeil van de Oosterscheldekering bedraagt NAP+3,0m, nu en over 50 jaar;
- De maatgevende waterstand aan het eind van de ontwerplevensduur is vastgesteld op NAP+3,9m (Toetspeil HR2006);
- Golfploop bedraagt ca. 1,0m;
- Het niveau van het voorland (slikken) bedraagt ca. NAP+0,55m;
- De ontwerpwaterdiepte bedraagt 3,35m (3,9 – 0,55m);
- Significante golfhoogte H_s bedraagt 0,95m;
- De spectrale golfperiode $T_m-1,0$ bedraagt 3,6s;
- Er is uitgegaan van loodrecht invallende golven (conservatief);
- Beta 0°;
- Het eiland wordt geen onderdeel van de primaire waterkering;
- Op basis van de ontwerplevensduur wordt een robuustheidstoeslag van 10% op de golfbrandvoorwaarden toegepast bij het ontwerp van de taludbekleding van het definitieve eiland;
- De significante golfhoogte H_s inclusief 10% robuustheidstoeslag bedraagt 1,1m;
- De spectrale golfperiode $T_m-1,0$ inclusief 10% robuustheidstoeslag bedraagt 4,0s;
- Op basis van het niveau van het voorland, de significante golfhoogte en de maatgevende waterstand is gerekend met vergelijkingen voor diep water;
- Er is gerekend met een schadegetal van 2 (geen schade) voor de stortsteenbekleding;
- Voor de stortsteenbekleding aan de dijkwaarts gerichte zijde van het eiland volstaat een lichtere steensortering;
- De kreukelberm is gebaseerd op het dijkversterkingsontwerp van de primaire waterkering (Projectbureau Zeeweringen, oktober 2011);
- De benodigde steensorteringen zijn afgeleid met de vergelijkingen van Van der Meer.

6.2 Ontwerp taludbekleding

Benodigde steensortering voor een taludbekleding van losse breuksteen permanent eiland

Wanneer bovenstaande uitgangspunten worden toegepast, volgt een taludbekleding van losse breuksteen met een steensortering van 60-300 kg voor het permanente eiland. De berekening is opgenomen in bijlage 3.

De taludbekleding van losse breuksteen dient te zijn aangebracht op een geotextiel met wiepen om uitspoeling van kernmateriaal te voorkomen. Bij steensorteringen groter dan 10-60kg dient ter

bescherming van het geotextiel een filterlaag te zijn aangebracht, omdat deze steensorteringen bij het aanbrengen ervan het geotextiel kunnen beschadigen.

Optimalisatiemogelijkheid talusbekleding permanent eiland door hanteren hoger schadegetal

De steenbekleding voor het permanente eiland kan worden geoptimaliseerd door het hanteren van een iets hoger schadegetal ($S = 3$ i.p.v. $S = 2$). Dan volstaat een talusbekleding van losse breuksteen met een sortering van 40-200kg voor het permanente eiland. Ter indicatie: bij een taludhelling van 1:3 staat een schadegetal van $S = 6$ tot 9 voor gemiddelde schade bij maatgevende omstandigheden en een schadegetal van $S = 12$ voor bezwijken. Een schadegetal van $S = 3$ zou daarmee iets meer schade kunnen geven dan 'begin van schade'. In dit geval kan de talusbekleding van de tijdelijke werkeilanden worden hergebruikt op de taluds van het definitieve eiland. De berekening is opgenomen in bijlage 3.

Benodigde steensortering voor een talusbekleding van losse breuksteen werkeilanden

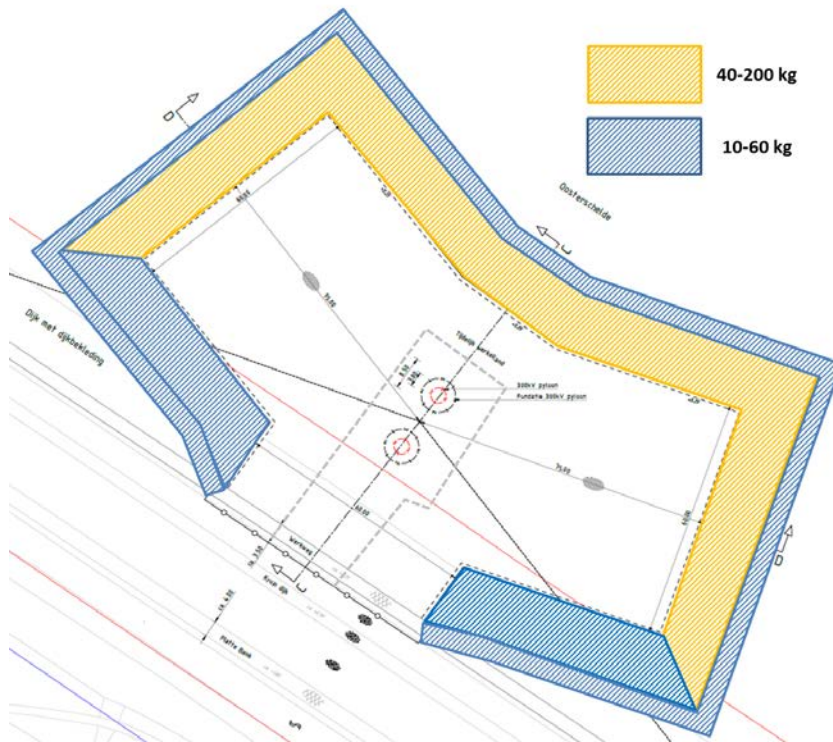
De ontwerp levensduur van de tijdelijke werkeilanden bedraagt ca. 1 jaar. Er is daarom geen rekening gehouden met toekomstig zwaardere golven bij de bepaling van de benodigde steensortering voor een talusbekleding van losse breuksteen. De talusbekleding voor de werkeilanden dient te bestaan uit een steensortering van 40-200kg.

Voor de stortsteenbekleding aan de dijkwaarts gerichte zijde van het eiland volstaat een lichtere steensortering van 10-60kg. De berekening is opgenomen in bijlage 3.

De losse breuksteen dient uit twee lagen te bestaan. De laagdikte bedraagt dan ca. 0,7m, uitgaande van een D_{n50} van 0,36m. De talusbekleding van losse breuksteen dient te zijn aangebracht op een geotextiel met wiepen om uitspoeling van kernmateriaal te voorkomen. Ter bescherming van het geotextiel dient een filterlaag te zijn aangebracht. Deze filterlaag dient te bestaan uit een 40/100mm steensortering van 0,2m dikte, voor een waterdoorlatend, maar korrel dicht filter. De totale dikte van de talusbekleding bedraagt hierdoor 0,9m. Voor het permanente eiland kan dezelfde opbouw worden gehanteerd, mits het schadegetal van $S = 3$ acceptabel is.

Ontwerp kreukelberm

De kreukelberm dient te bestaan uit een tweelaags stortsteenbekleding met een sortering van 10-60 kg, laagdikte 0,5m. De stortsteenbekleding dient te zijn aangebracht op een geotextiel met een beschermend vlies. De breedte van de kreukelberm bedraagt 5,0m. Figuur 6-1 geeft het principe ontwerp met de benodigde steensorteringen voor de talusbekleding en de kreukelberm.



Figuur 6-1: Principe ontwerp benodigde steensorteringen talusbekleding en kreukelberm

6.3 Golfoverslagberekening

TenneT heeft de wens om rondom de mast een eenvoudig verwijderbare verharding aan te brengen. Deze wens is vertaald in een elementenverharding. Ter controle of dit een geschikte oplossing en op welke wijze deze uitgevoerd kan worden, is een golfoverslagberekening uitgevoerd met behulp van PC-Overslag.

Onder maatgevende (extreme) omstandigheden is het golfplooppniveau van NAP+5,42 m. Dat is 0,18m hoger dan de kruin van het eiland. Uit de overslagberekening volgt dat in dit geval het overslagdebiet ca. 0,8 l/s/m bedraagt. Bij een overslagdebiet $>0,1$ l/s/m worden aanvullende eisen gesteld aan de bekleding van het binnentalud en de kruin. Deze eisen zijn niet heel vastomlijnd beschreven. Het komt erop neer dat er een samenhangende bekleding van gras, steen of asfalt dient te zijn. Formeel voldoet een klinkerverharding niet aan waterbouwkundige eisen, omdat klinkers simpelweg niet voorkomen als bekleding. Vooral het materiaal onder de klinkers kan wegspoelen.

Om te komen tot een eenvoudig verwijderbare verharding is de volgende praktische oplossing uitgewerkt:

- Op de kruin worden klinkers toegepast. Omdat het overslagdebiet niet bijzonder groot is, kunnen klinkers toepast worden.
- De klinkers blijven opgesloten liggen door zware betonbanden.
- De talusbekleding van losse breuksteen wordt 1,5m doorgezet op de kruin. Dit wordt ook goed opgesloten (met de zelfde betonbanden).
- Na een maatgevende storm kan er mogelijk wat onderhoud nodig zijn aan de klinkerbestrating.

In bijlage 4 is de overslagberekening opgenomen.

7 BEREIKBAARHEID MAST TIJDENS DE BEHEERFASE

Zoals eerder aangegeven zal tijdens de bouwfase de aanvoer van materialen en materieel via de weg plaats vinden. Reden hiervoor is de hoogteligging van het schor ten opzichte van de optredende waterstanden. Het schor bevindt zich op een hoogte van circa NAP + 0,5 tot 0,6 m. De gemiddelde hoogwaterstand is eerder aangehouden op NAP + 1,8 m (paragraaf 3.3.2).

Ook tijdens de beheerfase geldt bovenstaande beschouwing, zodat de mast in de beheerfase permanent via de weg bereikbaar is. De aangelegde toegangsweg voorziet in een goede bereikbaarheid van het schiereiland.

Bij calamiteiten tijdens de beheersfase kan geleidermontage nodig zijn. In dat geval zullen pontons tijdens het tweedagelijks hoogwater ingevaren moeten worden. De werkbare aan- en afvoertijden, het zogenaamde getijvenster, is afhankelijk van de waterstanden, de stroomsnelheden en de diepgang. De gemiddelde hoogwaterstand bedraagt NAP +1,8 m. Rond de top van het hoogwater duurt de bovenste 10cm ongeveer een uur. De bovenste 20 cm duurt ongeveer anderhalf uur. De maximale diepgang (belast) bedraagt dan 1,0 à 1,1 m. Tijdens de kentering (hoogste punt) zijn de stroomsnelheden gering. Afhankelijk van het gewicht van het benodigde materieel (o.a. de kraan voor geleidermontage) moet het drijfvermogen (en aantal pontons) worden aangepast.

8 CONCLUSIES

Op basis van de uitgevoerde beoordeling van mogelijke effecten van de hoogspanningsmast op de waterkering, kan worden gesteld dat tijdens het realiseren, gebruik en verwijderen van de constructieonderdelen (mast en fundatie, gronddam, werkeiland), de standzekerheid van de primaire waterkering blijft voldoen en de waterveiligheid gewaarborgd blijft.

De grootste effecten die worden verwacht betreffen:

- de macrostabiliteit tijdens de verwijderingsfase, waarbij de stabiliteitsfactor met 2 à 4% afneemt als gevolg van grondversnellingen door sloopwerkzaamheden en door zwaar bouwverkeer. De stabiliteitsfactor blijft echter boven de vereiste toetswaarde.
- de sterkte van de bekleding, waarbij schade kan optreden aan de werkweg als gevolg van zwaar vrachtverkeer. Daarnaast kan schade optreden aan de harde steenbekleding als gevolg van verschilzakking.

Om effecten aan de bekleding ten gevolge van verzakking te compenseren of te herstellen worden de volgende voorwaarden gesteld aan het ontwerp en de uitvoering:

- Tijdens de uitvoering dient de aansluiting van de werkweg op de bekleding regelmatig te worden geïnspecteerd. Bij eventuele schade dient deze direct te worden hersteld.
- Ter plaatse van de harde teenbestorting wordt geadviseerd om een 0,5 m dikke laag steen (gradatie 40/20) onder de grondconstructies aan te brengen ter versterking. De extra laag dient voor het geval het gietasfalt breekt als gevolg van verschilzakking.
- De aansluiting van de nieuwe bekleding op de gronddam met de bekleding op het buitentalud dient te worden uitgevoerd met een flexibele bekleding (gezette stenen, geen beton), om zo de optredende horizontale en verticale deformaties te kunnen volgen.
- Bij verwijdering van de gronddam dient de bekleding minimaal op de oorspronkelijke sterkte te worden teruggebracht.

9 REFERENTIES

- [1] Leidraad Rivieren (inclusief addenda). ENW, Den Haag, juli 2007.
- [2] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, juni 2001.
- [3] Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. ENW, Den Haag, juli 2007.
- [4] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD), Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, Concept 2003. .
- [5] DNV KEMA, Tekening Principe ontwerp fundatie hoekmast ZWW4HL450+5 masten familie. Tekeningnummer 74102194-032-115, revisie 2.0. Arnhem, 6 juni 2014.
- [6] DNV KEMA, Fundatieberekening ZWW4HL450+5 (bijlage CBV). Arnhem, 16 juni 2014.
- [7] DNV KEMA, Belastingen ZWW4HL450+5 (bijlage BBV). Arnhem, 2 juni 2014.
- [8] Royal HaskoningDHV, notitie Onderzoek haalbaarheid 380 kV Borssele – Tilburg nabij Krabbendijkje. Kenmerk BD5948-101-100/N001/NL18010/905253. Goes, 20 januari 2015
- [9] Royal HaskoningDHV, Situatietekening Terrein t.b.v. 380kV mast 1084 met werkeilanden (in bewerking). Tekeningnummer BD5948-101-100-1323-101. Goes, 9 maart 2015.
- [10] Royal HaskoningDHV, Situatietekening Terrein t.b.v. 380kV mast 1084, Eindsituatie met locatie sonderingen (in bewerking). Tekeningnummer BD5948-101-100-1323-701. Goes, 9 maart 2015.
- [11] Royal HaskoningDHV, Ontwerpproport '380 kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde, Voorontwerp mastfundatie en grondconstructies'. Kenmerk MW-AF2015106. Amersfoort, april 2015.
- [12] TenneT, Notitie Uitgangspunten werkwegen en werkterreinen. Referentie LP-ZW 14-xxx. 13 maart 2014.
- [13] TenneT, Tekening Alternatief 4 t.h.v. Krabbendijkje. Kenmerk 41110_Krabbendijkje_Alt4_waterkeringen_en_RWS_A0I. 10 november 2014.
- [14] TenneT, Situatietekeningen en dwarsprofielen A-A' en B-B' Krabbendijkje.
- [15] Waterschap Scheldestromen, Autocad tekening met vastgestelde keurgrenzen (2012).
- [16] Waterschap Scheldestromen, Excel bestand met resultaten veiligheidstoetsing en geotechnisch lengteprofiel.
- [17] Waterschap Scheldestromen, DGeoStability in- en uitvoerbestanden voor berekening macrostabiliteit van dwarsprofielen tussen dp1270 en 1280.
- [18] Waterschap Zeeuwse Eilanden, De waterkering getoetst - De veiligheid van Zeeland 2010. Versie 0.5, 9 mei 2011.
- [19] Invloed van windturbines op primaire waterkeringen, kansen en belemmeringen. Artikel Geotechniek, nummer 4, oktober 2012, pp. 30-34.

10 COLOFON

Opdrachtgever	: TenneT TSO B.V.
Project	: 380kV Hoogspanningsmast in de Oosterschelde
Dossier	: BD5948
Omvang rapport	: 41 pagina's
Auteur	: Jurgen Cools
Interne controle	: Ilse Hergarden
Projectleider	: Geert van Es
Projectmanager	: Jerry van den Dries
Datum	: 28 april 2015
Naam/Paraaf	: <i>Ja G. v. d. Dries</i> 

HaskoningDHV Nederland B.V.

Maritime & Waterways

Laan 1914 nr. 35

3818 EX Amersfoort

Postbus 1132

3800 BC Amersfoort

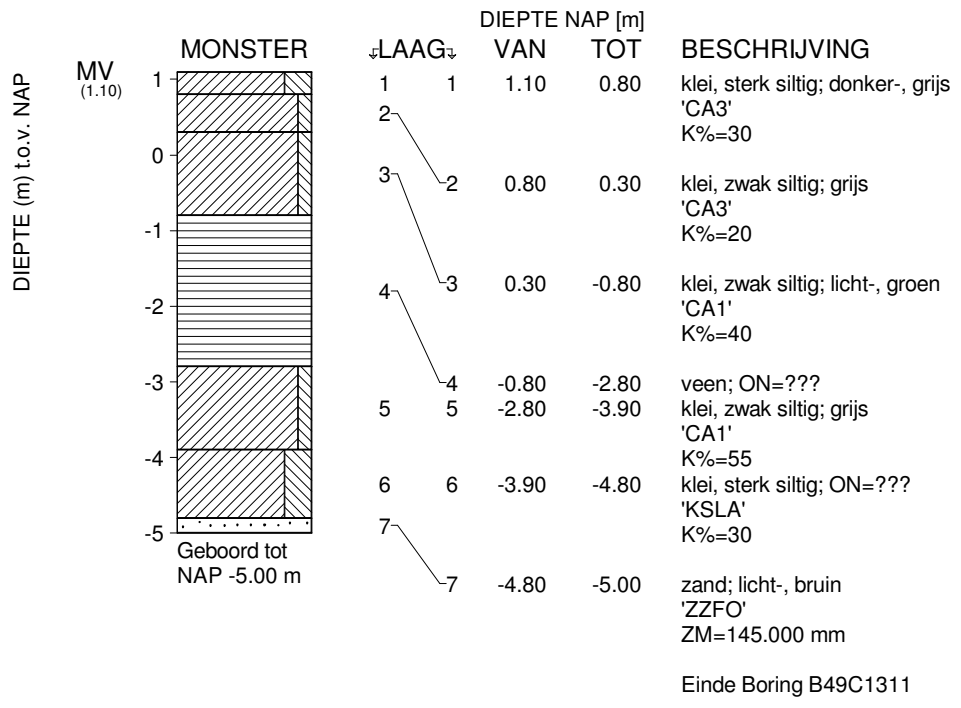
T (088) 348 20 00

F (088) 348 28 01

E info@rhdhv.com

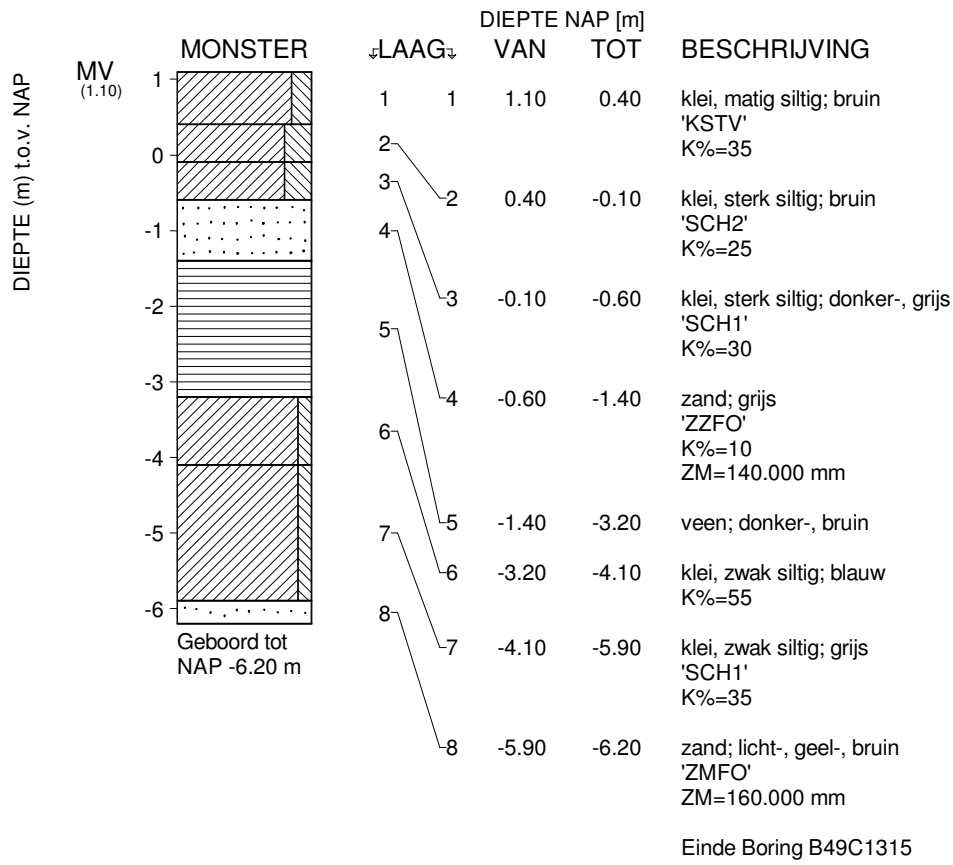
W www.royalhaskoningdhv.com

BIJLAGE 1 GRONDONDERZOEK UIT DINOLOKET



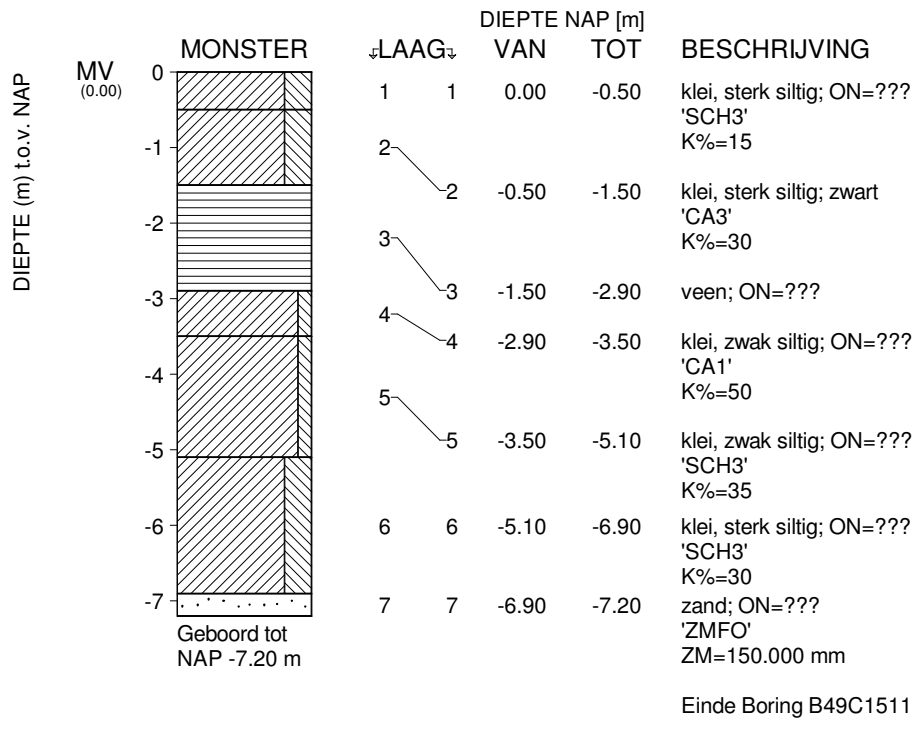
maaiveld: NAP 1.10 m
X = 66748 m Y = 383947 m (RD)

	Telefoon Telefax	datum	get.
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4



maaiveld: NAP 1.10 m
X = 66880 m Y = 383820 m (RD)

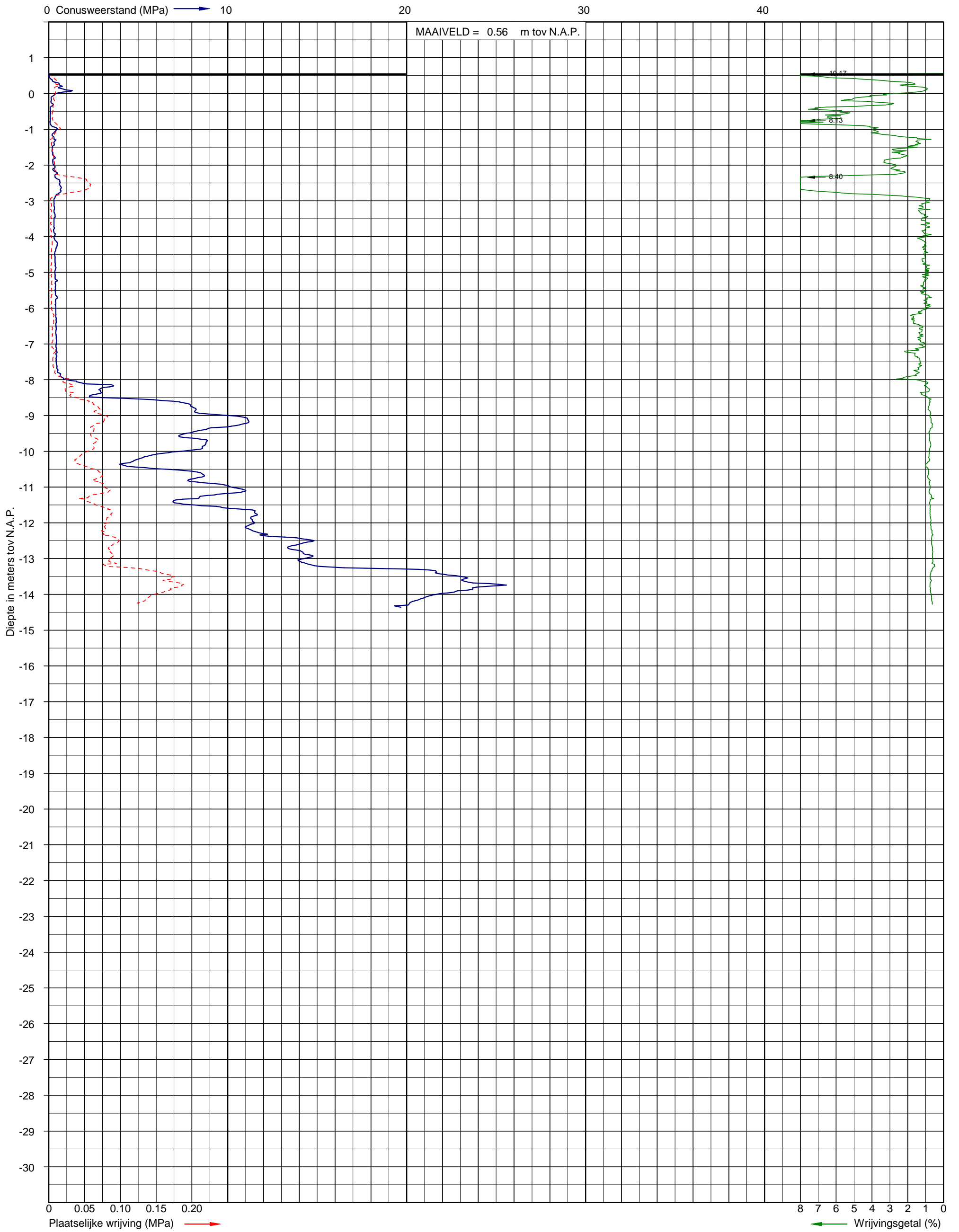
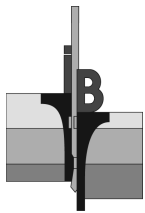
	Telefoon Telefax	datum 1986-07-01	get. Lant
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4

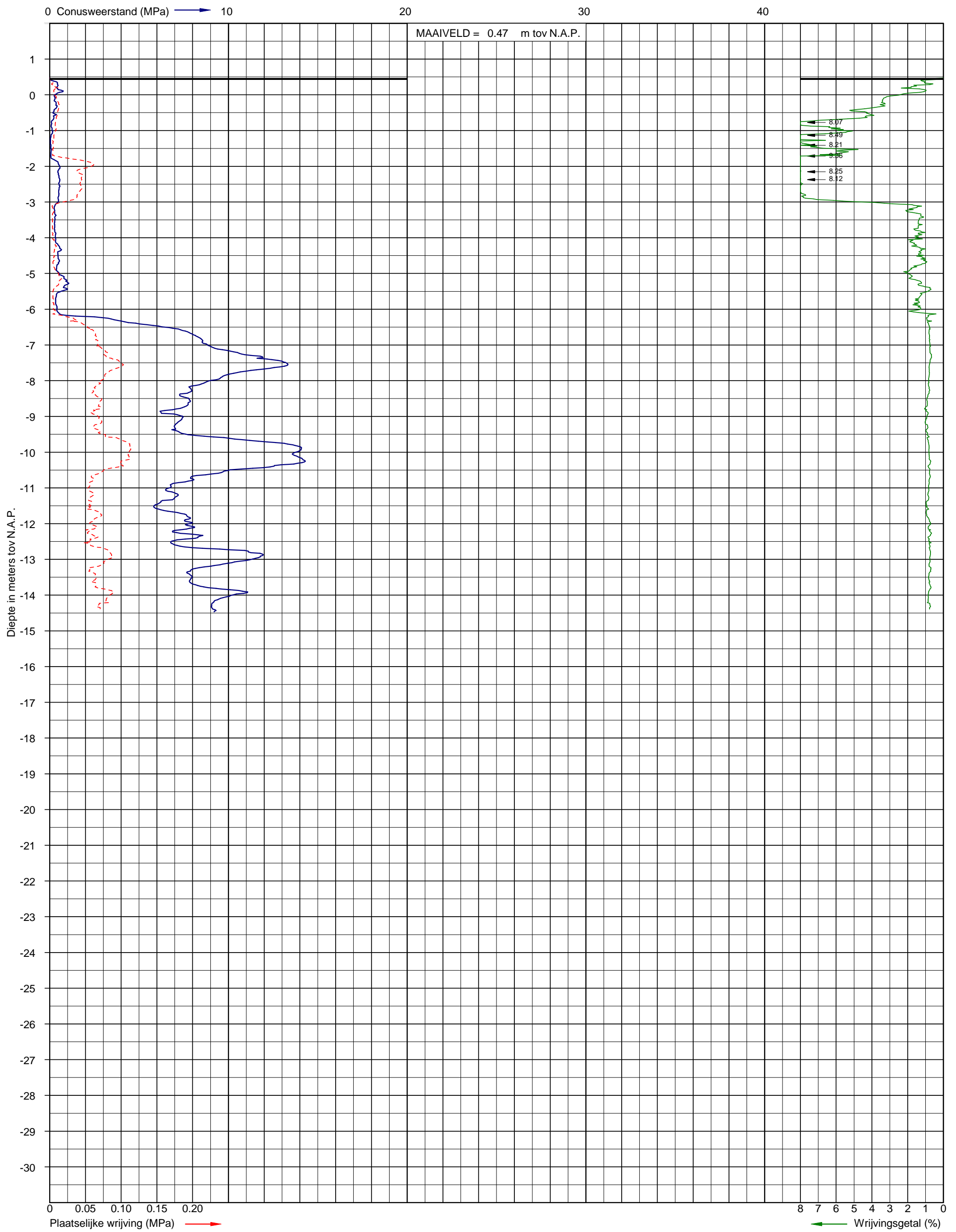
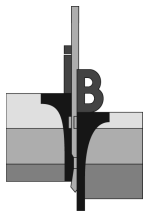


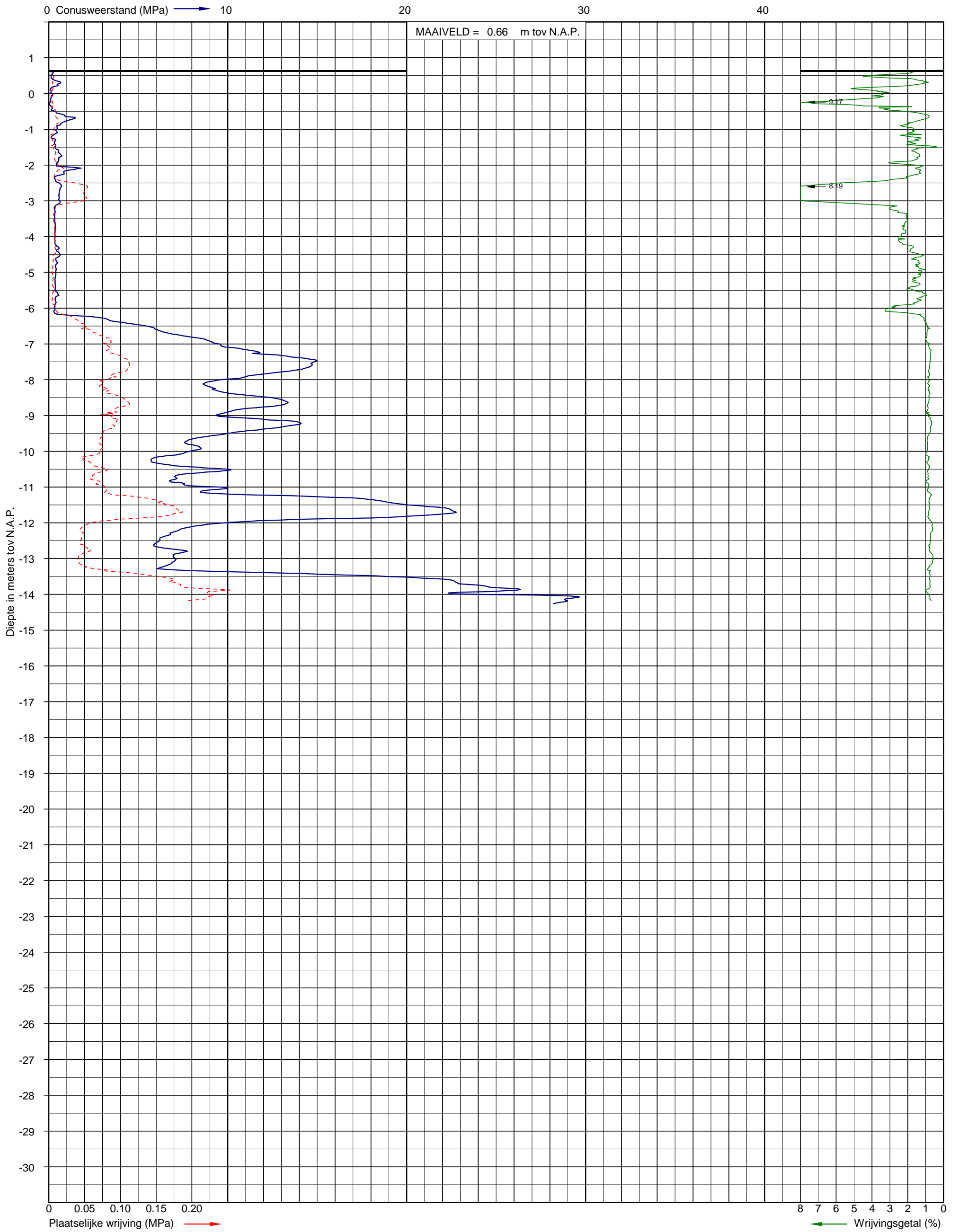
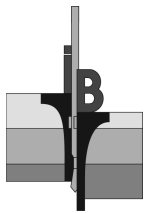
maaiveld: NAP 0.00 m
X = 66903 m Y = 384491 m (RD)

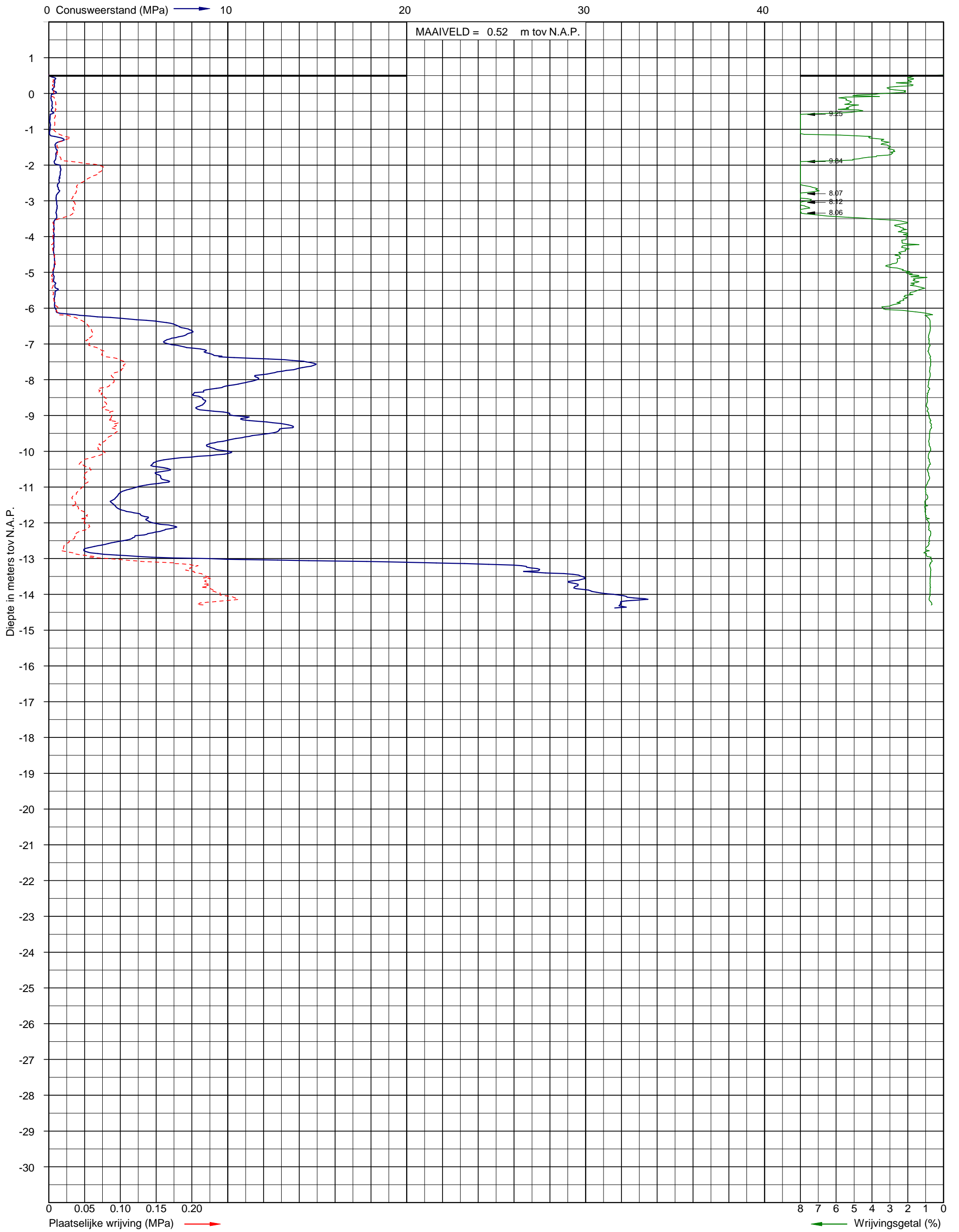
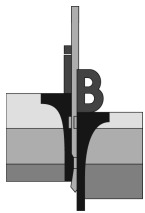
	Telefoon Telefax	datum	get.
-		DINO-BOR	gez.
-		BIJL.	form. A4

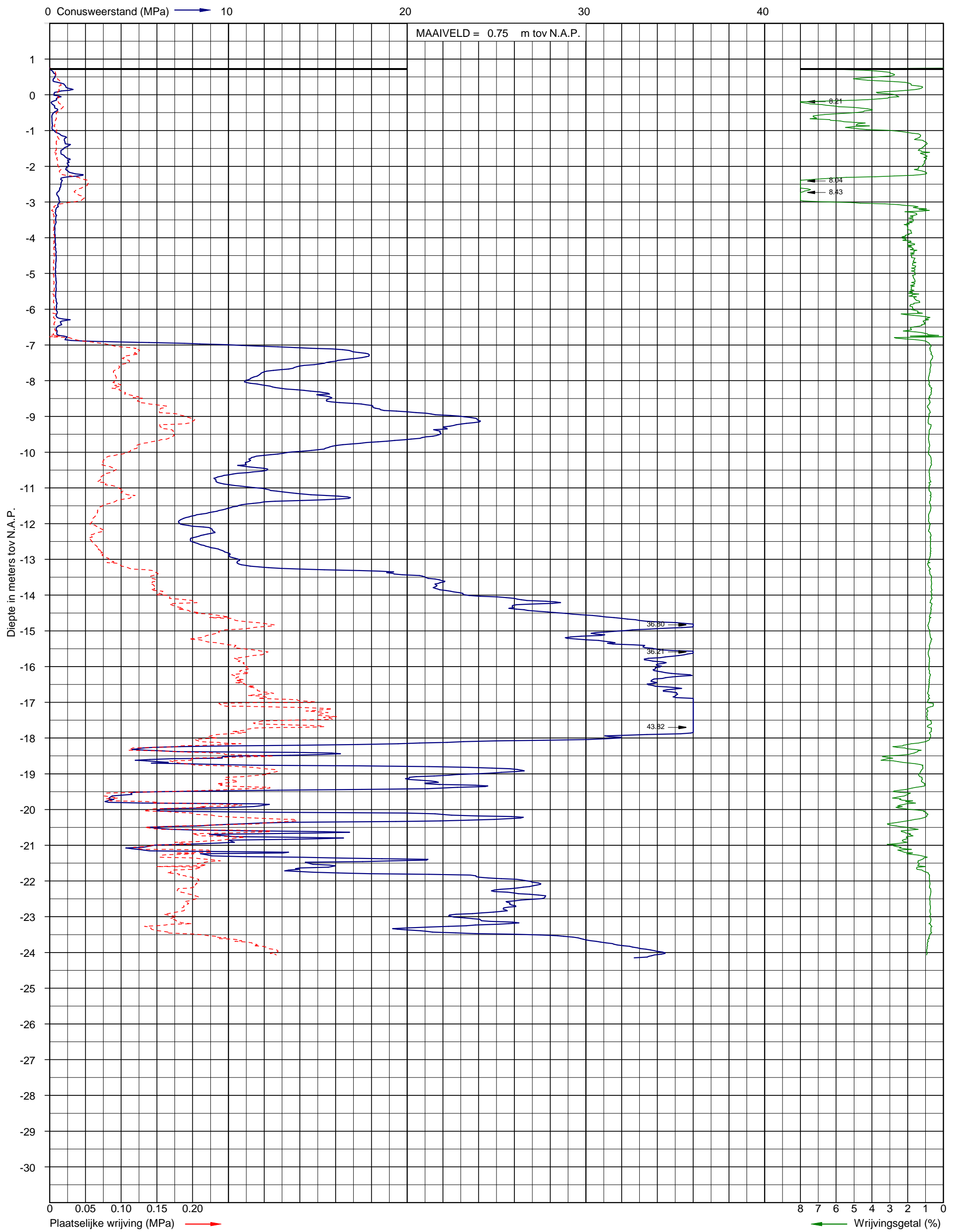
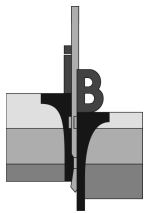
BIJLAGE 2 AANVULLEND GRONDONDERZOEK

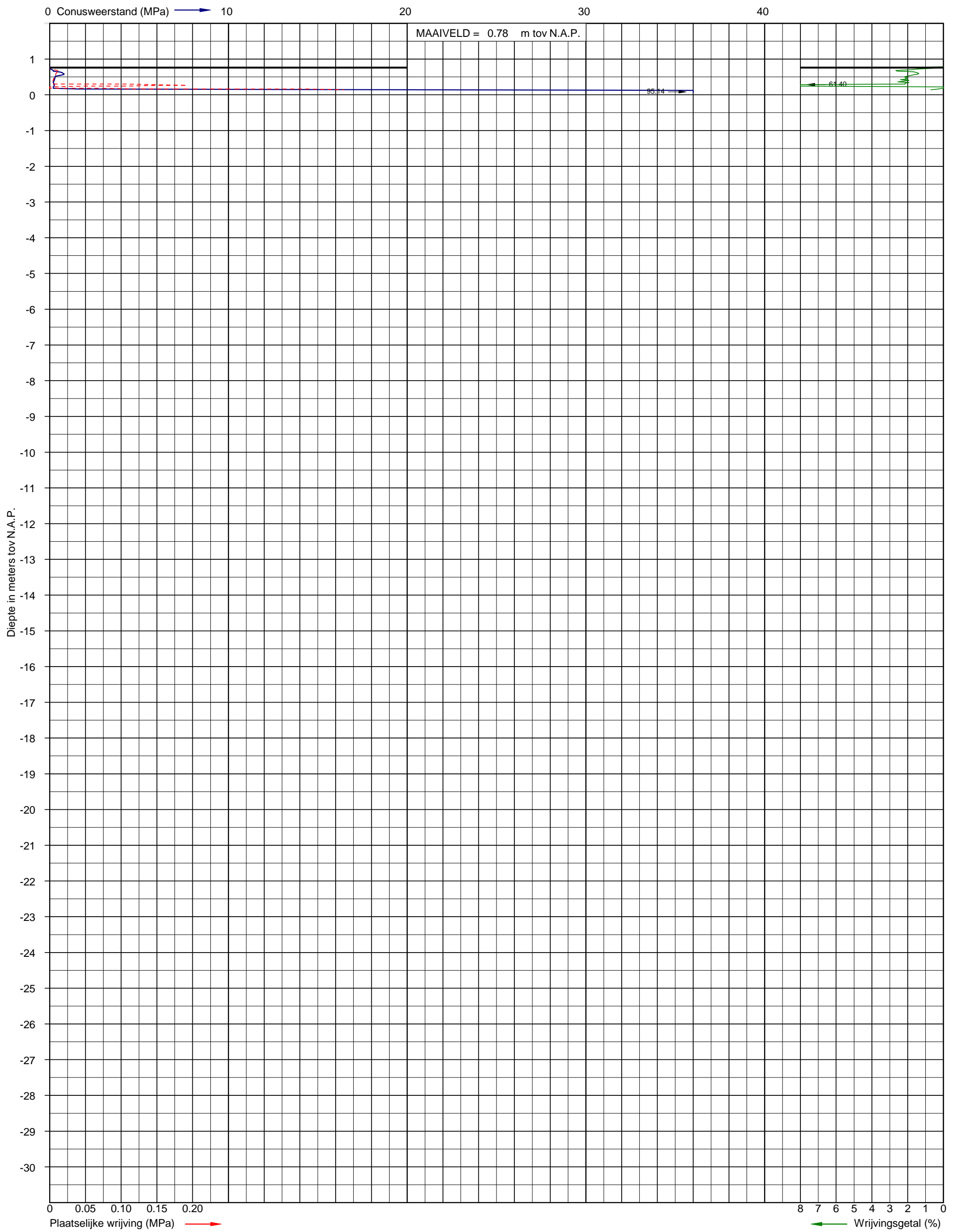
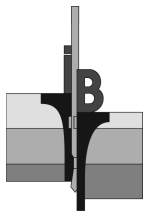


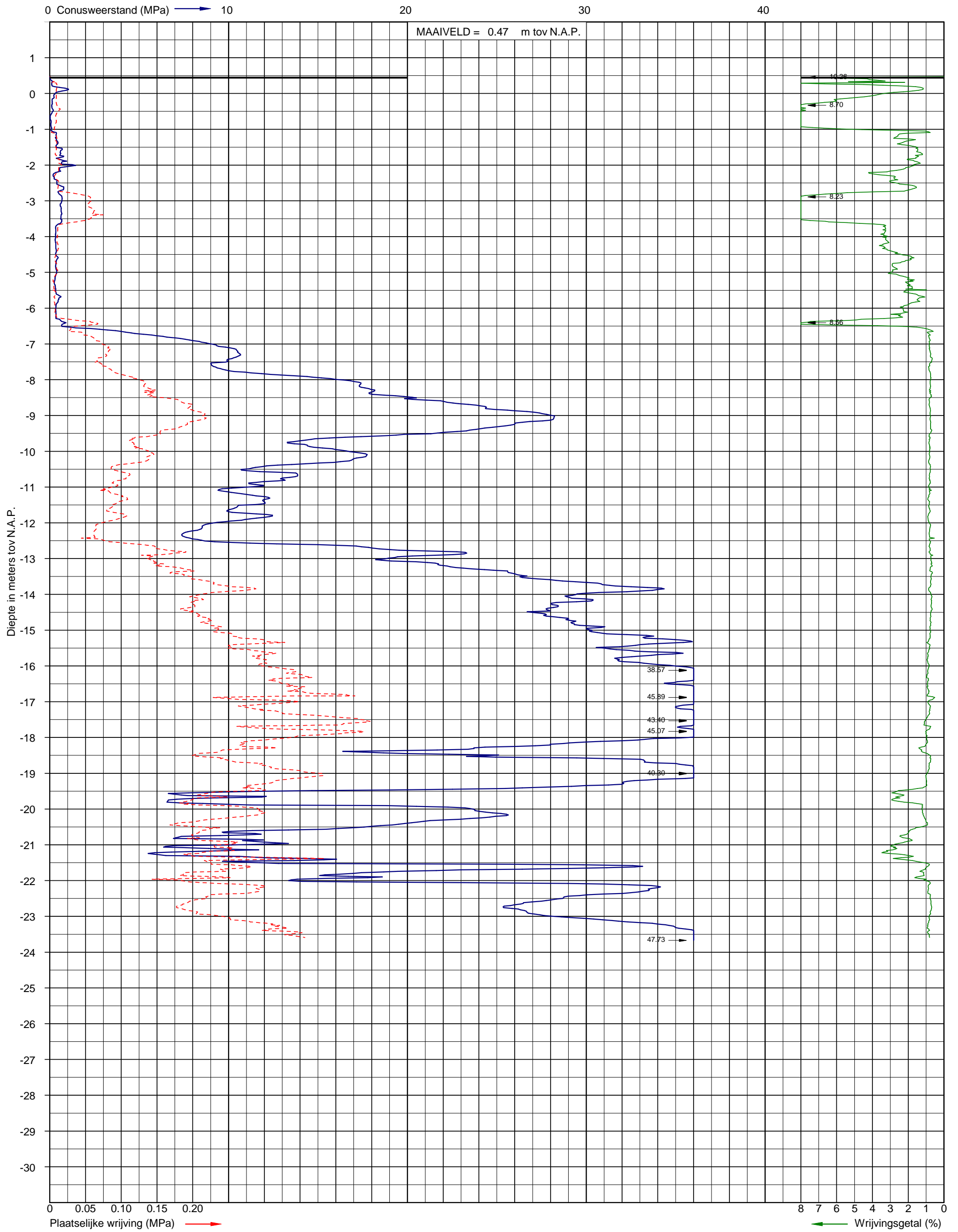
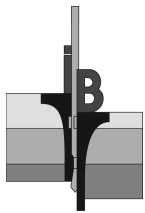


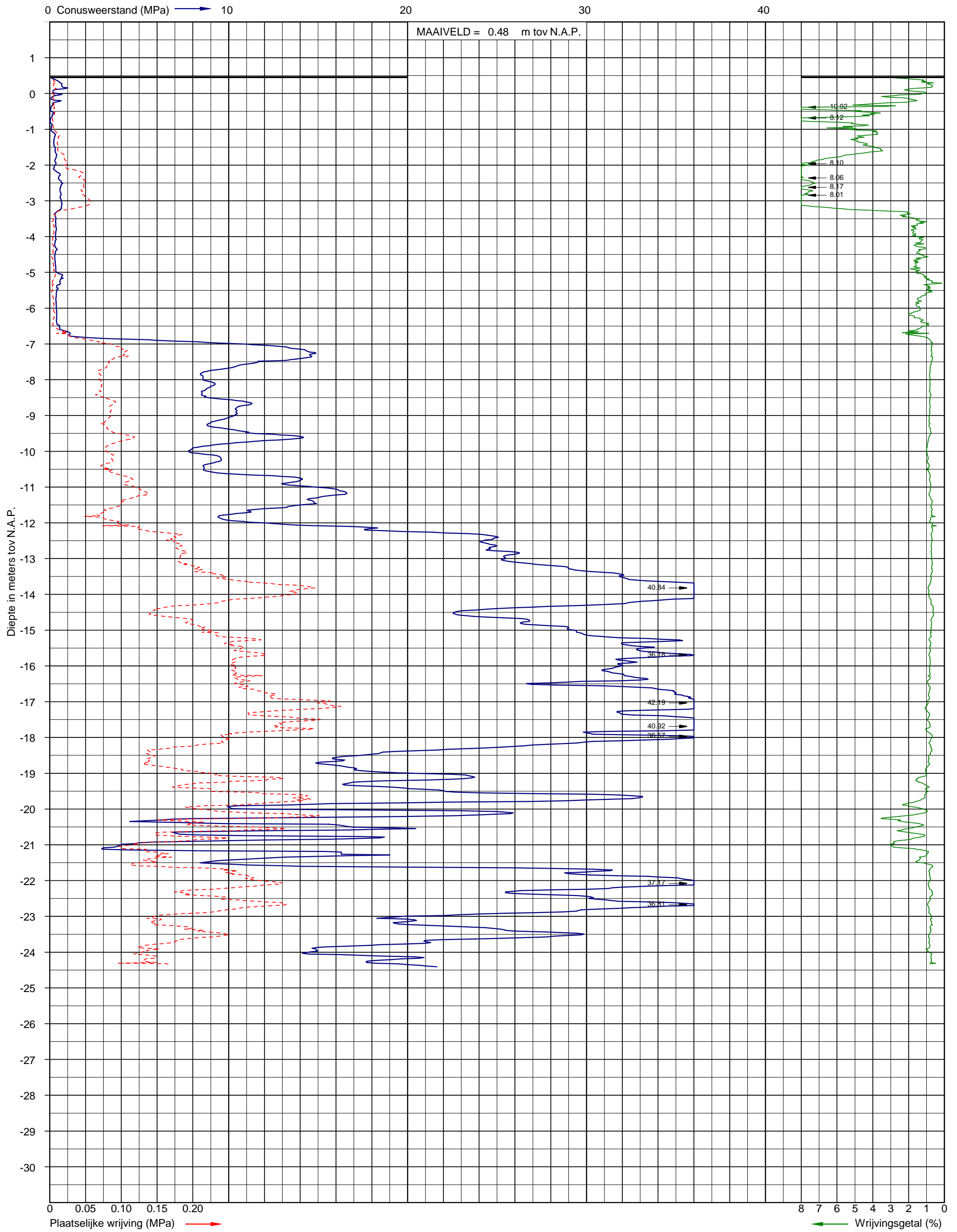
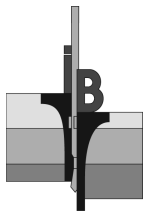


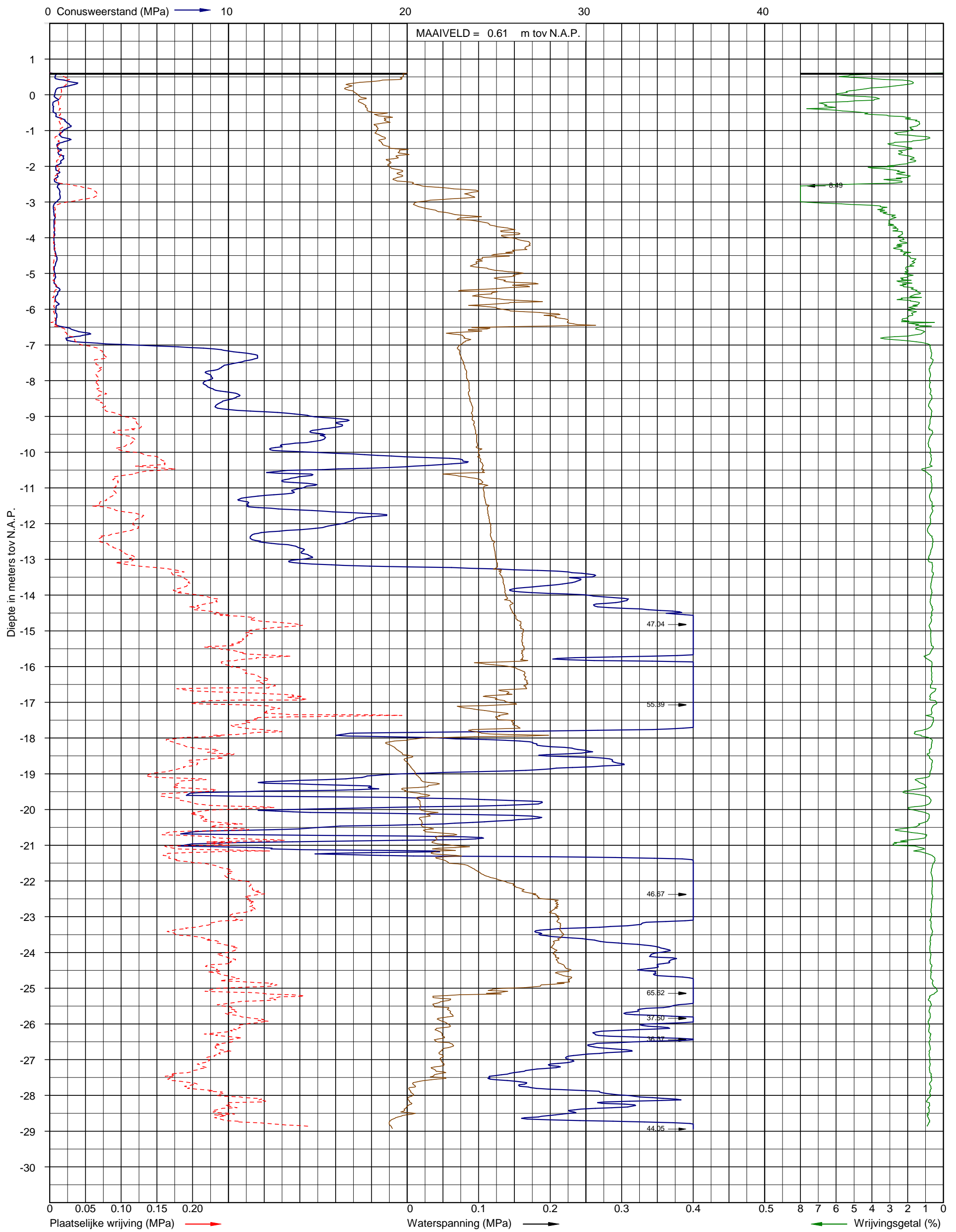
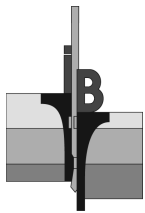


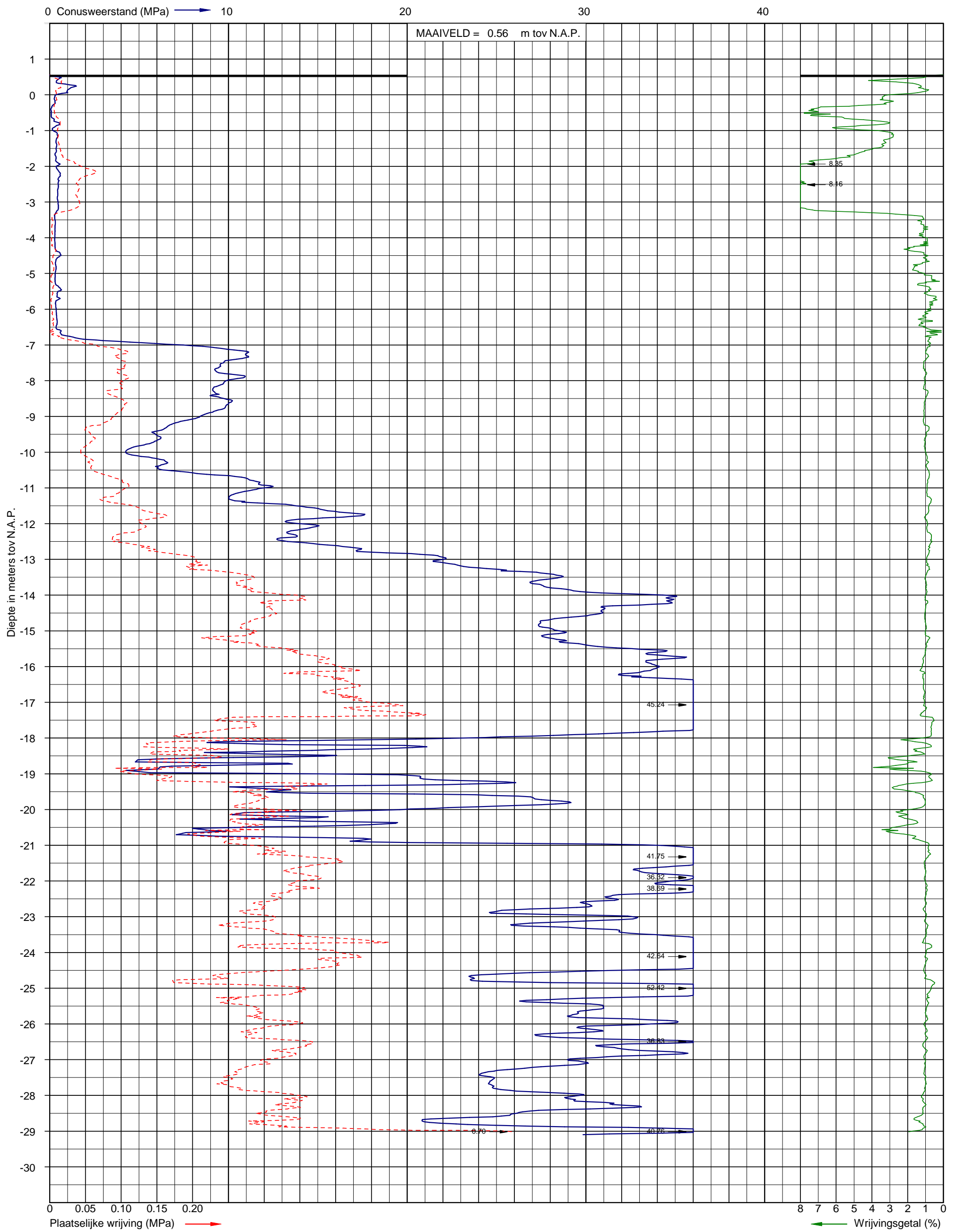
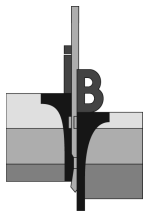


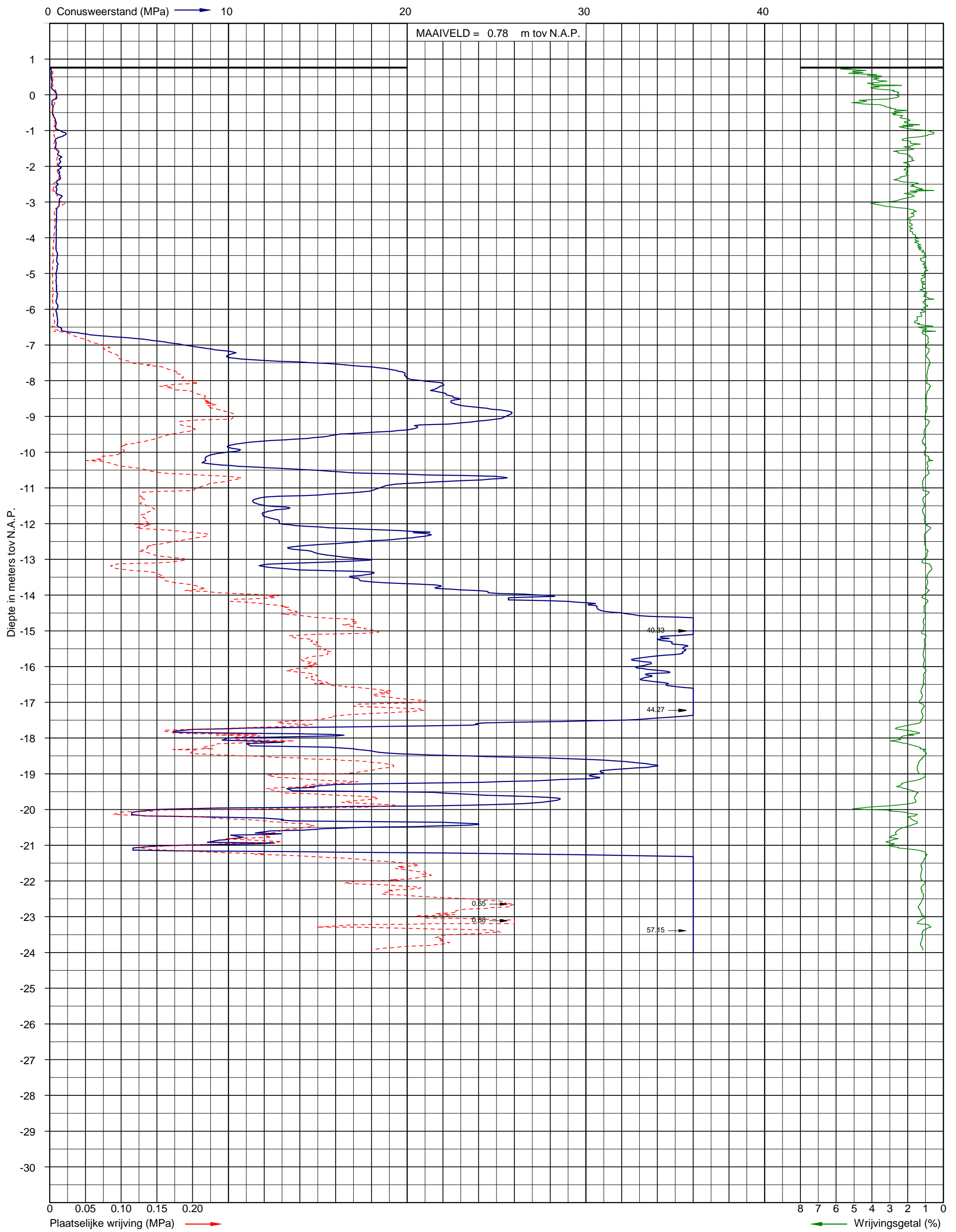
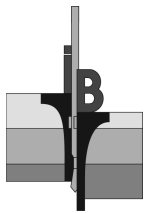












BIJLAGE 3 BEREKENINGEN STEENSTABILITEIT

BEREKENING STEENSTABILITEIT TOPLAAG PERMANENTE EILAND

Stortsteen stabiliteit onder golfaanvallen



Project: The Rock Manual 2007-C683-section 5.2.2.2 / BS6349 / CEM2002
 Standards: 1-4-2015
 Date: Ton van der Plas adapted by J.W. Nell
 By: _____

Hydraulic parameters		
Hs-toe	1,05	[m]
Hs0	unknown	[m]
Depth toe	3,35	[m]
Tp	4,36	[s]
Angle of wave	0,00	[°]
Number waves	7500	[-]
Tm-1.0 = Tp/1,1	3,96	[s]
Tm = Tp/1,15	3,79	[s]

Structural parameters		
Slope cot (a) 1:	3,00	[-]
Slope/foorland cot (a) 1:	20,00	[-]
Porosity P	0,10	[-]
ρ-stone	2650	[kg/m³]
ρ-water	1025	[kg/m³]

Required weight of primary armour		
Damage S _d	2,00	[-]
C _{pi}	6,30	[-]
C _s	1,00	[-]

Wavespectrum parameters		
Hm0 = Hs	1,05	[m]
Hm0 based upon H1/3	0,92	[m]
Htr	2,14	[m]
Hrms	0,77	[m]
Htr/Hrms	2,79	[m]
H2%/Hms	2,01	[m]
H2%	1,55	[m]

Hydraulic parameters		
Deep or shallow:	deep water	[-]
Type of wave (Deep)	plunging	[-]
Type of wave (Shallow)	plunging	[-]
Wave length L _w	22,40	[m]
Relative buoyancy Δ	1,59	[-]
Surf similarity ξ _{st}	1,54	[-]
Surf similarity ξ _{s-1,0}	1,61	[-]
Critical surf sim. ξ _{cr}	2,62	[-]
Surf similarity ξ _s	1,77	[-]

Validiteit v/d Meer Deep			
tan a	3,00	1,5	6 OK
N	7500	1	7500 OK
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,54	1	5 OK
delta	1,59	1	2,1 OK
h/Hs-toe	3,21	3	30 OK
P	0,10	0,1	0,6 OK
Dn85/Dn15	1,50	1,5	2,5 OK
Sd/Sqrt(N)	0,02	0	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,58	0,5	4,5 OK
Sd	2	1	20 OK

Validiteit Vd Meer Shallow			
tan a	3,00	2	4 OK
N	7500	1	2000 NOT VERIFIED
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,54	1	5 OK
ξs-1,0	1,61	1,3	6,5 OK
Hs _{cr} /Hs	1,48	1,2	1,4 NOT VERIFIED
Hs0/h	0,31	0,25	1,5 OK
Dn85/Dn15	1,50	1,4	2 OK
Dn50-core/Dn50	0,00	0,00	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,04	0,5	4,5 OK
Sd	2	1	30 OK

Van der Meer formulas

Deep water

$$\text{Plunging: } \frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = c_{\mu} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_{st}^{0,5}$$

9,08 u
32670

$$\text{Surging: } \frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = c_{\mu} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_{st}^p$$

1,58

1,15

$$\left. \begin{aligned} D_{r50} &= 0,42 \text{ [m]} \\ W_{50} &= 194 \text{ [kg]} \end{aligned} \right\}$$

Gradation based upon EN13383
60 - 300 kg

Shallow water

$$\text{Plunging: } \frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = c_{\mu} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{0,5}$$

1,04

0,78

$$\left. \begin{aligned} D_{r50} &= 0,63 \text{ [m]} \\ W_{50} &= 672 \text{ [kg]} \end{aligned} \right\}$$

Gradation based upon EN13383
300 - 1000 kg

Surging:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = c_{\mu} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^p$$

Alternative methods

Van Gent (shallow)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = 1,75 \sqrt{\cot \alpha} (1 + D_{r50\text{-core}} / D_{r50})^{2/3} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2}$$

1,43

Dn50-core 0,00
Dn50 0,42

$$\left. \begin{aligned} D_{r50} &= 0,46 \text{ [m]} \\ W_{50} &= 261 \text{ [kg]} \end{aligned} \right\}$$

Gradation based upon EN13383
300 - 1000 kg

Hudson (deep)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{1/3}}{1,27}$$

Kd 3,00 [-]

1,64

$$\left. \begin{aligned} D_{r50} &= 0,40 \text{ [m]} \\ W_{50} &= 173 \text{ [kg]} \end{aligned} \right\}$$

Gradation based upon EN13383
60 - 300 kg

$$\frac{H_s}{\Delta D_{r50}} = 0,7 (K_D \cot \alpha)^{1/3} S_d^{0,15}$$

1,62

$$\left. \begin{aligned} D_{r50} &= 0,41 \text{ [m]} \\ W_{50} &= 180 \text{ [kg]} \end{aligned} \right\}$$

Gradation based upon EN13383
60 - 300 kg

BEREKENING STEENSTABILITEIT TOPLAAG PERMANENTE EILAND SCHADEGETAL S = 3 IPV S = 2



Stortsteen stabiliteit onder golfaanvallen

Project: The Rock Manual 2007-C683-section 5.2.2.2 / BS6349 / CEM2002
 Standards: 1-4-2015
 Date: Ton van der Plas adapted by J.W. Neill
 By:

Hydraulic parameters		
Hs-toe	1,05	[m]
Hs0	unknown	[m]
Depth toe	3,35	[m]
Tp	4,36	[s]
Angle of wave	0,00	[°]
Number waves	7500	[-]
Tm-1,0 = Tp/1,1	3,96	[s]
Tm = Tp / 1,15	3,79	[s]

Structural parameters		
Slope cot (a)	3,00	[-]
Slope/steand cot (a) 1:	20,00	[-]
Porosity P	0,10	[-]
Pi-stone	2650	[kg/m ³]
Du-stone	1025	[kg/m ³]

Required weight of primary armour		
Damage S _d	3,00	[-]
C _{pi}	6,30	[-]
C _s	1,00	[-]

Wavespectrum parameters		
Hm0 = Hs Conservatief	1,05	[m]
Hm0 based upon H1/3	0,92	[m]
Htr	2,14	[m]
Hrms	0,77	[m]
Htr/Hrms	2,79	[m]
H2%/Hrms	2,01	[m]
H2%	1,55	[m]

Hydraulic parameters		
Deep or shallow:	deep water	[-]
Type of wave (Deep)	plunging	[-]
Type of wave (Shallow)	plunging	[-]
Wave length L _{0m}	22,40	[m]
Relative buoyancy Δ	1,59	[-]
Surf similarity ξ _m =	1,54	[-]
Surf similarity ξ _s -1,0 =	1,61	[-]
Critical surf sim. ξ _{cc} =	2,62	[-]
Surf similarity ξ =	1,77	[-]

Validiteit vd Meer Deep			
tan a	3,00	1,5	6 OK
N	7500	1	7500 OK
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,54	1	5 OK
delta	1,59	1	2,1 OK
h/Hs-toe	3,21	3	30 OK
P	0,10	0,1	0,6 OK
Dn85/Dn15	1,50	1,5	2,5 OK
Sd/Sqrt(N)	0,03	0	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,71	0,5	4,5 OK
Sd	3	1	20 OK

Validiteit Vd Meer Shallow			
tan a	3,00	2	4 OK
N	7500	1	2000 NOT VERIFIED
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,54	1	5 OK
ξs-1,0	1,61	1,3	6,5 OK
H2s/Hs	1,48	1,2	1,4 NOT VERIFIED
Hs0/h	0,31	0,25	1,5 OK
Dn85/Dn15	1,50	1,4	2 OK
Dn50-core/Dn50	0,00	0,00	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,13	0,5	4,5 OK
Sd	3	1	30 OK

Van der Meer formulas

Deep water:

Plunging: $\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = c_{p1} P^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} S_d^{-0,5}$ 1,71 } $D_{s50} = 0,39$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 152$ [kg] **40 - 200 kg**

Surging: $\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = c_{s1} P^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} S_d^P$ 1,25

Shallow water:

Plunging: $\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = c_{p2} P^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) (\xi_{s-1,0})^{-0,5}$ 1,13 } $D_{s50} = 0,58$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 527$ [kg] **300 - 1000 kg**

Surging: $\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = c_{s2} P^{-0,13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$ 0,84

Alternative methods

Van Gent (shallow)

$\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = 1,75 \sqrt{\cot \alpha} (1 + D_{s50-core} / D_{s50})^{2/3} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2}$ 1,55 } $D_{s50} = 0,43$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 205$ [kg] **60 - 300 kg**

Dn50-core **0,00**
 Dn50 **0,42**

Hudson (deep)

$\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = \left(\frac{K_D \cot \alpha}{1,27}\right)^{1/3}$ 1,64 } $K_D = 3,00$ [-] Gradation based upon EN13383
 $D_{s50} = 0,40$ [m] **60 - 300 kg**
 $W_{50} = 173$ [kg]

$\frac{H_s}{\Delta D_{s50}} = 0,7 (K_D \cot \alpha)^{1/3} S_d^{0,15}$ 1,72 } $D_{s50} = 0,38$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 150$ [kg] **40 - 200 kg**

BEREKENING STEENSTABILITEIT TOPLAAG WERKEILANDEN



Stortsteen stabiliteit onder golfaanvallen

Project: The Rock Manual 2007-C683-section 5.2.2.2 / BS6349 / CEM2002
 Standards: 1-4-2015
 Date: Ton van der Plas, adapted by J.W. Neill
 By: _____

Hydraulic parameters		
Hs-toe	0,95	[m]
Hs0	unknown	[m]
Depth toe	3,35	[m]
Tp	3,96	[s]
Angle of wave	0,00	[°]
Number waves	7500	[-]
Tm-1,0 = Tp/1,1	3,60	[s]
Tm = Tp / 1,15	3,44	[s]

Structural parameters		
Slope cot (a) 1:	3,00	[-]
Slope/crest cot (a) 1:	20,00	[-]
Porosity P	0,10	[-]
Pi-stone	2650	[kg/m³]
D _{water}	1025	[kg/m³]

Required weight of primary armour		
Darrage S _d	2,00	[-]
C _{pit}	6,30	[-]
C _s	1,00	[-]

Wavespectrum parameters		
Hm0 = Hs Conservatief	0,95	[m]
Hm0 based upon H1/3	0,84	[m]
Htr	2,14	[m]
Hrms	0,69	[m]
Htr/Hrms	3,09	[m]
H2%/Hms	1,93	[m]
H2%	1,34	[m]

Hydraulic parameters		
Deep or shallow:	deep water	[-]
Type of wave (Deep)	plunging	[-]
Type of wave (Shallow)	plunging	[-]
Wave length L _w	18,51	[m]
Relative buoyancy Δ	1,59	[-]
Surf similarity ξ _m	1,47	[-]
Surf similarity ξ _{s-1,0}	1,54	[-]
Critical surf sim. ξ _{cr}	2,62	[-]
Surf similarity ξ	1,69	[-]

Validiteit vd Meer Deep			
tan a	3,00	1,5	6 OK
N	7500	1	7500 OK
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,47	1	5 OK
delta	1,59	1	2,1 OK
h/Hs-toe	3,53	3	30 OK
P	0,10	0,1	0,6 OK
Dn85/Dn15	1,50	1,5	2,5 OK
Sd/Sqrt(N)	0,02	0	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,61	0,5	4,5 OK
Sd	2	1	20 OK

Validiteit Vd Meer Shallow			
tan a	3,00	2	4 OK
N	7500	1	2000 NOT VERIFIED
s0	0,05	0,001	0,06 OK
ξm	1,47	1	5 OK
ξs-1,0	1,54	1,3	6,5 OK
Hs0/h	0,26	1,2	1,4 NOT VERIFIED
Dn85/Dn15	1,50	1,4	2 OK
Dn50-core/Dn50	0,00	0,00	0,3 OK
Hs/(delta Dn50)	1,12	0,5	4,5 OK
Sd	2	1	30 OK

Van der Meer formulas

Deep water:

Plunging: $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{p1} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \xi_m^{0,5}$ 1,61 } $D_{n50} = 0,37$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 135$ [kg] 40 - 200 kg

Surging: $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{p2} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^p$ 1,14 } $D_{n50} = 0,37$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 135$ [kg] 40 - 200 kg

Shallow water:

Plunging: $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{p1} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) (\xi_{s-1,0})^{0,5}$ 1,12 } $D_{n50} = 0,54$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 407$ [kg] 300 - 1000 kg

Surging: $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{p2} \rho^{0,18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^p$ 0,81 } $D_{n50} = 0,54$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 407$ [kg] 300 - 1000 kg

Alternative methods

Van Gent (shallow)

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,75 \sqrt{\cot \alpha} (1 + D_{n50-core} / D_{n50})^{2/3} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2}$ 1,43 } $D_{n50} = 0,42$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 196$ [kg] 60 - 300 kg

Dn50-core 0,00
 Dn50 0,42

Hudson (deep)

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{1/3}}{1,27}$ 1,64 } $K_D = 3,00$ [-] Gradation based upon EN13383
 $D_{n50} = 0,37$ [m] 40 - 200 kg
 $W_{50} = 130$ [kg]

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0,7 (K_D \cot \alpha)^{1/3} S_d^{0,15}$ 1,62 } $D_{n50} = 0,37$ [m] Gradation based upon EN13383
 $W_{50} = 135$ [kg] 40 - 200 kg

BIJLAGE 4 BEREKENING PC-OVERSLAG

PC-Overslag - [TenneT]

Bestand Opties... Bereken Help

Gegevens Visualisatie Resultaten

Dwarsprofiel informatie

Dijkprofiel naam

Hydraulische parameters

Significante golfhoogte Hmo [m] Golfrichting β [°] Maatgevende stormduur tsm [s]

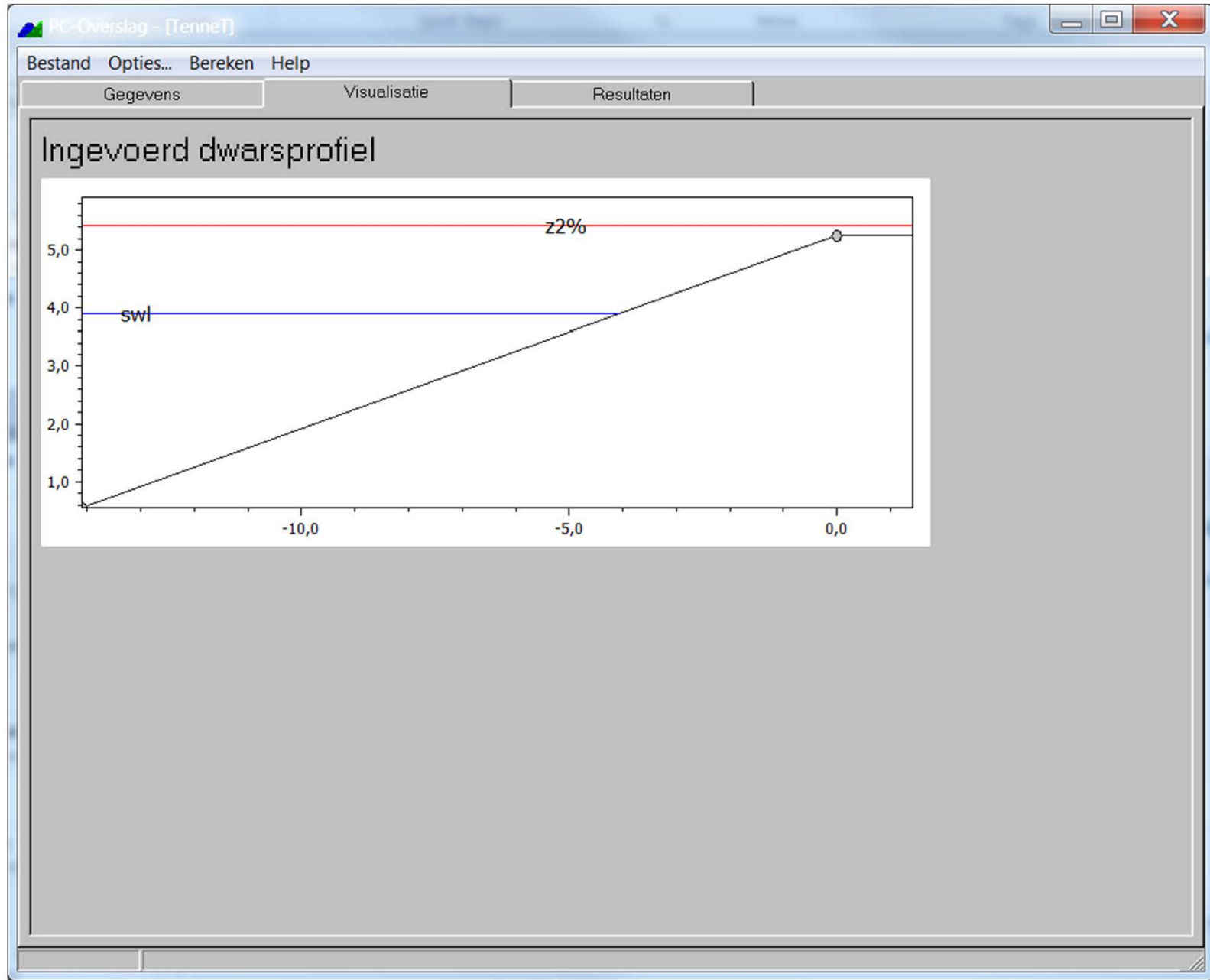
Spectrale golfperiode Tm-1.0 [s] Waterstand SWL [m] Gemiddelde golfperiode Tm [s]

Spectrale piekperiode Tp [s]

Dwarsprofielsegmenten

Segment	X begin	Y begin	X eind	Y eind	Helling (tan)	Materiaal	Ruwheidsfactor
1	-14,1	0,55	0	5,25	0,333	Bestorting	0,55

Transformeer naar standaard



PC-Overslag - [TenneT]

Bestand Opties... Bereken Help

Gegevens Visualisatie Resultaten

Berekende parameters ontwerpwaarden

2%-golfoploophoogte [m]

gemiddeld overslagdebiet [l/s/m]

percentage golfoverslag [%]

Benodigde kruinhoogte

Overslag l/s	Kruinhoogte fm + NA
0,1	5,6691
1	5,2013
10	4,7335
50	4,4066

Overslaghoeveelheden per golf

Percentage	Hoeveelheid l/m
Vmax	383,73
1 %	0
10 %	152,92

Tussenuitkomsten berekening

Datum berekening : 9-4-2015 13:30:57

Uitkomst berekeningen:

Z2Perc : 1,529 [m]
 Z2Perc+SWL : 5,429 [m + NAP]
 Overslag : 0,787 [l/s/m]
 V max : 383,733 [l/golf/m]
 Commentaar : De 2%-golfoploop is hoger dan de dijk

Dwarsprofiel berekening

Z2perc : 1,529 [m]
 Ksio : 1,444 [-]
 LO : 20,638 [m]
 GammaB : 1,000 [-]
 GammaF : 0,550 [-]
 GBeta oploop : 1,000 [-]
 GBeta overslag : 1,000 [-]
 Waterstand : 3,900 [m]
 TanAlpha : 0,333
 Iteraties : 3

BIJLAGE 5 REKENBESTANDEN DGEO-STABILITY (ALLEEN DIGITAAL)

De rekenbestanden zijn alleen digitaal beschikbaar.