

Aardbevingsgevoeligheid WinTrack mast

Aanleg masten voor nieuw tracé in Groningen



Aardbevingsgevoeligheid WinTrack mast

Aanleg masten voor nieuw tracé in Groningen

Hans Landwehr

1210484-000

Titel

Aardbevingsgevoeligheid WinTrack mast

Opdrachtgever

Tennet BV

Project

1210484-000

Kenmerk

1210484-000-GEO-0008-
gbh

Pagina's

59

Trefwoorden

WinTrack mast, aardbeving, aardbevingssignaal, fundering, verweking

Samenvatting

In dit rapport is vastgesteld welke aardbevingsbelasting op een WinTrack mast in rekening dient te worden gebracht. Hierbij is rekening gehouden met het aantal masten in een representatief deel van de verbinding, waarbij rekening wordt gehouden met de veranderende aardbevingsbelasting als functie van de locatie van de masten. Elke mast heeft daardoor een andere bijdrage aan de totale kans op falen.

Daarnaast zijn de effecten van de aardbeving op de fundering vastgesteld, door na te gaan in hoeverre verweking kan optreden en hoe daar mee kan worden omgegaan bij het maken van een ontwerp. Tevens is vastgesteld in welke mate het aardbevingssignaal wordt gedempt bij overdracht van de grond naar de fundering. Met andere woorden; er is een analyse gedaan hoe de in de grond aanwezige constructie het aardbevingssignaal dat resteert aan de onderzijde mast reduceert t.o.v. het aardbevingssignaal aan het vrije maaiveld. Deze reductiefactor c.q. vergrotingsfactor is vastgesteld met behulp van eindige-elementen-berekeningen voor een vast en een minder vast grondprofiel en voor 3 representatief geachte aardbevingssignalen.

De rapportage beschouwd met betrekking tot het optreden van verweking de volgende situaties:

- Situatie tijdens de aardbeving waarbij de aardbevingsversnelling aanwezig is en een deel van de wateroverspanning is gegenereerd.
- Situatie direct na de aardbeving waarbij nog wateroverspanning aanwezig is, maar geen aardbevingsversnelling.
- Situatie voor een periode langere tijd na de aardebeving, waarin verdichtingseffecten zich kunnen manifesteren.

De effecten van de bovenstaande situaties op de fundering worden beschreven. Aangegeven wordt hoe bij het ontwerp ongewenste effecten door deze situaties kunnen worden beschouwd. Tot slot worden in het rapport aansluitend op de conclusies in deze rapportage aanbevelingen gedaan in de vorm van ontwerpaandachtspunten voor het aanbestedingstraject.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
3	juli 2015	Ir. J.C. Landwehr		Dr. H.M.G. Kruse		Ir. J. van Ruijven	

Status

definitief

Titel

Aardbevingsgevoeligheid WinTrack mast

Opdrachtgever

Tennet BV

Project

1210484-000

Kenmerk

1210484-000-GEO-0008-
gbh

Pagina's

59

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond	1
1.2 Doel van de analyse	1
2 Beschikbare informatie	3
3 Uitgangspunten	5
3.1 Tracé	5
3.2 Gegevens masten	5
3.3 Gegevens funderingen	6
3.4 Versnelling aan het maaiveld (PGA)	7
3.5 Grondopbouw	11
3.6 Maatgevende grondprofielen	13
3.7 Optreden van verweking	14
3.8 Bepaling overdracht aardbevingssignaal via fundering naar mast	14
3.9 Impact verweking op palen	15
4 Plaxis schematisatie	17
4.1 Algemeen	17
4.2 Grondopbouw en grondparameters	17
4.2.1 Algemene grondopbouw en grondparameters	17
4.2.2 Parameters HS model	19
4.3 Materiaaldemping parameters	20
4.3.1 Achtergrond	20
4.3.2 Geen demping via de tijdsintegratiemethode	21
4.3.3 Beperkte Rayleigh demping voor alle grondsoorten	21
4.4 2D Schematisatie (Vertaling 3D naar 2D)	22
4.4.1 Inleiding	22
4.4.2 Geometrie van mesh	22
4.4.3 Modelleren onderplaat	23
4.4.4 Modelleren opstort op onderplaat	25
4.4.5 Modelleren mast	28
4.4.6 Modelleren palen	29
4.5 3D schematisatie	30
4.5.1 Mesh	30
4.5.2 Constructie	32
4.6 Verweking	34
4.6.1 Invloed verweking op sterkte ondergrond	34
4.6.2 Schematisatie verweking in eindige elementen berekening	36
4.6.3 Berekening verwekinggraad afhankelijk van hoogte PGA	37
5 Versnellingssignalen	39
5.2.1 Algemeen	39
6 Resultaten berekeningen	43
6.1 2D Vergrotingsfactor grondprofiel zonder constructie (free field)	43
6.2 2D Vergrotingsfactor inclusief constructie	44

6.2.1	Grondopbouw 'stijf'	44
6.2.2	Grondopbouw 'slap'	47
6.2.3	Samenvatting met constructie	49
6.3	2D Vergrotingsfactor bij afwijkende fundering	49
6.3.1	Minder stijve fundering	49
6.3.2	Stijvere fundering	50
6.4	2D vergrotingsfactor en het effect van de versnelling	51
6.5	3D vergrotingsfactor	52
6.6	Samenvatting berekeningsresultaten	52
7	Conclusies	55
7.1	Algemeen	55
7.2	PGA rekenwaarde	55
7.3	Verweking	56
7.4	Invloed constructie op aardbevingssignaal	56
7.5	Aanbevelingen bij de aanbesteding	58
 Bijlage(n)		
A	Standaard mast	A-1
B	Hoekmast	B-1
C	Fundering standaard mast	C-1
D	Fundering hoekmast	D-1
E	Sondering 655 'stijf'	E-1
F	Sondering 670 'slap'	F-1
G	Bepaling herhalingstijd belasting	G-1
G.1	Inleiding	G-1
G.2	Projectomschrijving	G-2
G.2.1	Beschikbare gegevens	G-2
G.2.2	Methode	G-3
G.3	Analyse statistiek voor falen hoogspanningsverbinding	G-3
G.3.1	Inleiding	G-3
G.3.2	Veiligheid	G-3
G.3.3	Bepaling Herhalingstijd	G-5
G.3.4	Bepaling Herhalingstijd mast	G-6
G.4	Conclusie	G-13
H	Rekenmethode verweking en wateroverspanning	H-1
H.1	Inleiding	H-1
H.2	Berekening van de veiligheid tegen volledige verweking	H-1
H.2.1	Definitie van de veiligheidsfactor	H-1
H.2.2	Bepaling van de Cyclic Resistance Ratio <i>CRR</i>	H-2
H.2.3	Bepaling van de Magnitude Scaling Factor <i>MSF</i>	H-2
H.2.4	Bepaling van de diepteafhankelijke reductieratio <i>rd</i>	H-4

H.3	Berekening van wateroverspanning	H-7
H.4	Wateroverspanning als functie van conusweerstand en piekversnelling	H-10
H.5	Bepaling zakking door verdichting	H-11
I	Hardening Soil small strain parameters	I-1
J	Effect verweking – wateroverspanning - zakking	J-1
K	Tijdsignalen	K-1
K.1	Karakteristieken	K-1
K.2	Bodemprofielen voor verschaling	K-6

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

TenneT heeft een analyse laten uitvoeren waarbij de invloed is beoordeeld van een aardbevingsbelasting in Groningen op een gepland hoogspanningstracé 380 kV van Win Trackmasten [1]. De analyse is uitgevoerd door Royal Haskoning DHV.

In deze analyse is voortgeborduurd op eerdere resultaten van eerder uitgevoerde studies op het gebied van aardbevingsbelastingen.

In de analyse van Royal Haskoning DHV is het effect van de ondergrond niet meegenomen in de modellering. De berekeningen die onderdeel uitmaakten van de analyse zijn gebaseerd op een aardbevingsbelasting die direct op de constructie aangreep. Een meer gedetailleerde modellering, waarbij de werkelijke omstandigheden beter worden gesimuleerd door het effect van de ondergrond mee te nemen, kan dan worden toegepast om tot meer realistische resultaten te komen. Bij beschouwing van de ondergrond dient ook het effect van mogelijke verweking te worden beschouwd.

1.2 Doel van de analyse

TenneT heeft aan Deltares gevraagd de fundering en de ondergrond te modelleren om vast te kunnen stellen wat het effect hiervan is op het aardbevingssignaal dat wordt overgedragen op de constructie (belasting). Daarnaast is gevraagd het al dan niet optreden van verweking en de effecten hiervan op de constructie te beoordelen.

Uit de resultaten van de in deze studie uitgevoerde eindige elementen berekeningen zal het in de berekeningen berekende signaal ter plaatse van de constructie (o.k. bovenbouw) worden vergeleken met het signaal zoals in het vrije veld wordt gehanteerd en ook in een eerder uitgevoerd onderzoek [1] is gebruikt. Het gaat hierbij met name om de grootte van de versnelling. Indien blijkt dat deze versnelling is afgenomen (overdrachtsfactor <1) dan kan in een vervolg de analyse van de mast nogmaals worden gedaan maar dan worden aangepast aan deze middels de overdrachtsfactor aangepaste belasting.

Verder zal het effect van de verweking (hetzij een volledige wateroverspanning in de grond, hetzij een zakking door verdichting van de grond) op de palen van de hoogspanningsmasten worden beoordeeld.

Daarnaast zijn door TenneT nog enkele aanvullende vragen gesteld die op basis van de resultaten van de in dit rapport gemaakte berekeningen worden beantwoord (zonder aanvullende analyses). Het betreft hier het effect van het verbinden van de funderingselementen van twee masten en het effect van een diepere of ondiepere funderingsplaat.

2 Beschikbare informatie

Voor de uit te voeren analyses zal gebruik gemaakt worden van de volgende beschikbare informatie:

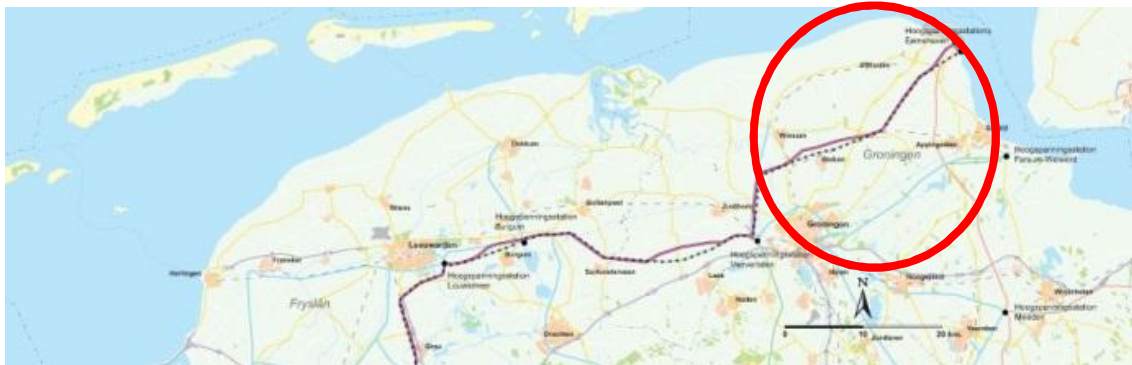
- [1] Onderzoek aardbevingsgevoeligheid Win Trackmasten Rapport Royal Haskoning DHV 'TenneT WinTrack Noord-West 380 kV (N380), 9Y3763-102 d.d. 13 mei 2014
- [2] 74101611-ETD/POL 12-01887 Versie 7.0 Definitief; Engineering verbinding NW380; Project NW 380 WinTrack masten Voorontwerp Fundering speciale NW 380 masten WinTrack 4 x 380 kV; Arnhem, 25 september 2014
- [3] Fugro Grondmechanisch onderzoek project Noord-West 380 kV; masten 647 t/m 764; 2013
- [4] Dinoloket; ondergrondmodellen DGM/REGIS
- [5] NPR 9998, Praktijkrichtlijn "Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen", februari 2015

De documenten [1] t/m [4] bevatten constructiegegevens (mast, funderingsplaat, fundering) en gegevens van de ondergrond.

3 Uitgangspunten

3.1 Tracé

Het tracé van de 380kV verbinding is weergegeven in Figuur 3.1.



Figuur 3.1 Tracé 380 kV verbinding

Het oostelijke deel (globaal Eemshaven –Groningen Vierverlaten) is het deel van het hoogspanningstracé dat gelegen is in het aardbevingsgebied.

3.2 Gegevens masten

Het funderingontwerp is gebaseerd op een betonnen poer, samengesteld uit een ronde onderplaat met daarop een opstort, met een voorgespannen stalen ingestort kooianker of stalen insert-ring. Uitgangspunt is dat zowel de opstort als de onderplaat cirkelvormig is. Voor de opstort is dat om esthetische redenen. Gezien de verschillende richtingen van de belastingen is een cirkelvormige onderplaat vooral bij een hoekmast het meest optimaal.

De breedte van de opstort wordt bepaald door de afmetingen van de erop te plaatsen mast en ruimte nodig voor de wapening.

Per mastlocatie worden twee WinTrack poles opgesteld met een zodanige hart-op-hart afstand dat het uitgangspunt is dat per pole een aparte fundering wordt gebouwd.

Door Haskoning is een standaard steunmast masttype NWW6S350U gekozen als maatgevend met fundatietype NWW635UY. Daarnaast zijn door TenneT gegevens van een hoekmast NWW6HK350UY geleverd.

De tekening van de standaardmast is weergegeven in bijlage A. De mast heeft een hoogte van 53,5 m. De diameter van de mast bedraagt aan de top 0,5 m en aan de voet 2 m waarbij de wanddikte 24 mm bedraagt. De h.o.h. afstand tussen de 2 masten is 22,2 m. Het gewicht van een mast met voorgaande dimensies in staal heeft een gewicht van ca. 1064 kN. In [1] is aangegeven dat aan de mast 6 bundels van 4 geleiders hangen. Dit is een gewicht van 6x 2530 kg ofwel iets meer dan 150 kN. Het totale gewicht van een mast is dan ca. 1220 kN.

Een hoekmast ziet er wat anders uit. Bij deze mast hangen de geleiders niet in het verlengde maar onder een hoek waardoor de mast per definitie een horizontale (rustende) belasting moet opnemen. Een tekening van een hoekmast is weergegeven in bijlage B. De mast heeft

een hoogte van 52,9 m. De diameter van de mast bedraagt aan de top 0,8 m en aan de voet 3,2 m waarbij de wanddikte 28 mm bedraagt. De h.o.h. afstand tussen de 2 masten is 24,2 m. Voor alle NW380 hoek- en eindmasten geldt dat de fundering, naast de geleider belastingen en het daarbij horende mastvoetmoment, ook belast wordt op torsie.

In dit rapport zal voor de analyse van een standaard mast worden uitgegaan.

3.3 Gegevens funderingen

De standaard steunmast staat op een betonnen poer met een diameter van 3,5 m (straal 1,75 m) en een hoogte van ca. 1,5 m welke rust op een ronde funderingsplaat met een diameter van 8 m (straal 4 m) en een dikte van 1 m, gefundeerd op 12 funderingspalen (zie bijlage C).

De hoekmast met een groter gewicht en een hogere horizontale belasting staat op een betonnen poer met een diameter van 5,2 m en een hoogte van ca. 1,5 m welke rust op een ronde funderingsplaat met een diameter van 13 m, gefundeerd op ca. 20 funderingspalen (zie bijlage D).

In [2] zijn oriënterende funderingsberekeningen uitgevoerd om vast te stellen wat een haalbaar funderingsontwerp zou zijn voor deze typische masten. Deze resultaten zijn weergegeven in figuur 3.3 (weergave van tabel 7 uit [2]).

Tabel 7 – Fundatie afmetingen

Type mast	Afmeting opstort [m]	Afmeting fundatieplaat [m]	Dikte fundatieplaat [m]	Aantal palen [per locatie]
NWW6HK350U	5.20	12.0	1.3	40
NWW6HK350U+6	5.47	13.0	1.4	40
NWW6HK350UY	5.20	13.0	1.4	40
NWW6HL350U	5.50	13.0	1.4	40
NWW6HM350U	5.80	14.0	1.5	48
NWW6HM350UY	5.80	15.0	1.6	56
NWW6S350U	3.50	8.0	1.0	20
NWW6S350U+3	3.58	9.0	1.0	24
NWW6S350U+6	3.67	9.0	1.0	28
NWW6S350U+9	3.75	10.0	1.1	24
NWW6S350U+15	3.90	10.0	1.1	24
NWW6S350U+18	4.00	10.0	1.1	24
NWW6S350U+21	4.10	10.0	1.1	24
NWW6S350U+24	4.20	10.0	1.1	24
NWW6S350UY	3.50	8.0	1.0	24
NWW6S350UY+3	3.58	9.0	1.0	20
NWW6S350UY+6	3.67	9.0	1.0	24
NWW6S350UY+9	3.75	10.0	1.1	24
NWW6S350UY+15	3.90	10.0	1.1	24
NWW6S350UY+18	4.00	10.0	1.1	24
NWW6S350UY+21	4.10	10.0	1.1	24
NWW6HK400U	5.20	13.0	1.4	40
NWW6HK400U+6	5.44	14.0	1.5	44
NWW6HK400UY	5.20	14.0	1.5	44

Figuur 3.2 Resultaten funderingsberekeningen

Onder de funderingsplaten staan funderingspalen. Afhankelijk van de bodemgesteldheid is de lengte van de palen tussen de 15 en 35 meter. De palen staan in schoorstand (1:8) naar buiten gericht. Het aantal palen is sterk verschillend bij steun- en hoekmasten. De palen worden gedimensioneerd op de maximaal optredende trekbelasting.

Als principe oplossing is in [2] gekozen voor geheide prefab beton palen. Locaties die zeer harde grondlagen bevatten zijn uitgerekend met vibropalen. Hierbij is extra paallengte meegenomen, van 1 à 2 meter, door eventuele verlagingen van de conusweerstand wanneer de locatie voorgeboord dient te worden. In geval de grond voornamelijk uit klei bestaat zijn er mortelschroefpalen met grotere diameter toegepast gezien de hogere schachtwrijving in dit type grond. Voor 24 locaties zijn in [2] indicatieve berekeningen uitgevoerd ter vaststelling van de meest geschikte paaltipe met bijhorende paallengtes. Een overzicht hiervan wordt in de onderstaande figuur gegeven.

Sondering	Type paal	Diameter paal [mm]	Paalpuntniveau tov MV [m]	Hoogte maaiveld tov NAP [m]
587-2	Vibropaal	406/465	-17	+0,3
609-3	Mortelschroefp.	800	-19	-1,0
634-2	Heipaal	500	-25	-1,1
652-3	Vibropaal	406/465	-23	-0,8
659-2	Mortelschroefp.	800	-19	+0,5
687-4	Mortelschroefp.	800	-25	+0,2
700-1	Mortelschroefp.	800	-26	-0,4
703-02	Vibropaal	406/465	-27	-0,7
709-01	Mortelschroefp.	800	-25	-0,5
724-1	Mortelschroefp.	800	-25	+0,2

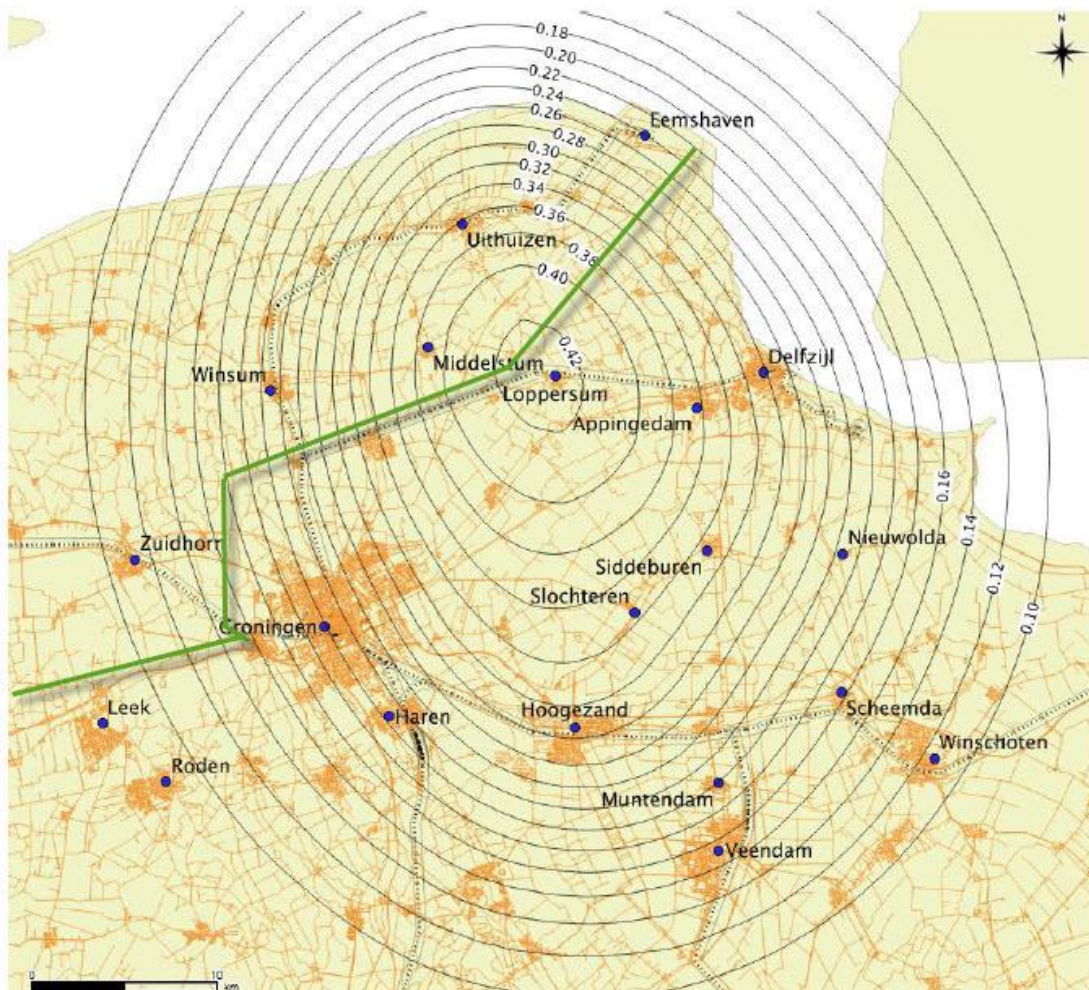
Figuur 3.3 Paaltypen en funderingsniveau 's

Op basis van de gemaakte keuze voor de te analyseren grondopbouw zal in de analyse uitgegaan worden van een heipaal (prefab beton) vierkant 500.

3.4 Versnelling aan het maaiveld (PGA)

Uit figuur 3.5 blijkt dat het tracé Noord Groningen doorkruist. Vanaf Eemshaven gaat het tracé naar Loppersum, het centrum van de PGA contourlijnen, om vervolgens via station Groningen Vierverlaten in westelijke richting het gebied te verlaten. Overigens zijn op dit moment de plannen voor het tracé vanaf Vierverlaten richting Ens (in westelijke richting) gewijzigd.

Het 380 kV tracé van figuur 3.5 is globaal ingetekend in onderstaande topografische kaart waarin ook aangegeven de PGA-waarden zoals beschreven in de NPR 9998 [5] voor een terugkeerperiodes van 475 jaar. De PGA (peak ground acceleration) is de ontwerpbelasting (grondversnelling aan maaiveld) veroorzaakt door de aardbeving en is in deze figuur aangegeven als een waarde t.o.v. de zwaartekrachtversnelling g ($g=10 \text{ m/s}^2$).



Figuur 3.4 Schematisatie tracé 380 kV door het aardbevingsgebied

Het hoogspanning tracé is onderverdeeld in kleinere eenheden of verbindingen. Door TenneT is aangegeven dat het uitgangspunt een faalfrequentie van eens in de 500 jaar per verbinding is (conform de ontwerpisen in NEN-EN 50341).

Voor de bepaling van de herhalingstijd voor een enkele mast is gebruik gemaakt van de resultaten van een analyse die is weergegeven in bijlage G. De faalkans per mast wordt dan bepaald door rekening te houden met het feit dat de sterkte van de aardbeving alleen bij één mast maximaal is en bij naastgelegen masten kleiner is. Op basis van de PGA kaart van KNMI [5], en figuur 3.4, kan worden afgeleid dat opvolgende masten nabij Loppersum een faalkans hebben die steeds 1,7% kleiner is, deze afname neemt iets verderop in het tracé sneller af aangezien de contourlijnen daar dichter op elkaar liggen.

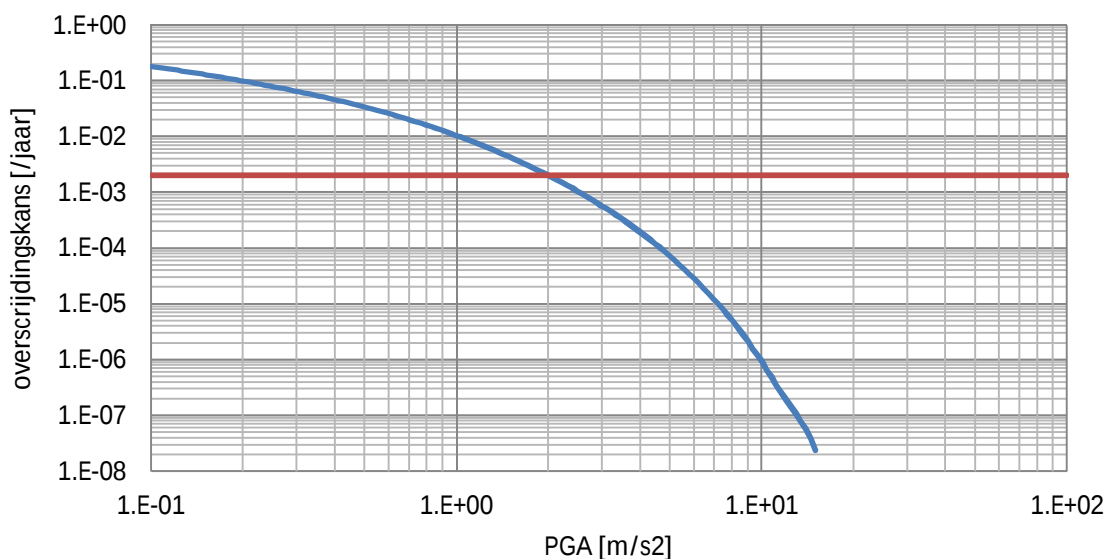
Uit bijlage G blijkt dat voor een enkele mast in een verbinding een waarde voor de herhalingstijd van de in rekening te brengen aardbevingsbelasting wordt gevonden van 1000 jaar. Dit komt overeen met een importance factor van 1,23 op de 'standaard' PGA waarde zoals door KNMI geleverd en beschreven in de NPR 9998 [5].

Ter vergelijking van deze waarde wordt voor bruggen (RWS) in NEN-EN 1998-2 vooralsnog een waarde van 1,3 a 1,4 (afhankelijk van de consequence class) toegepast. In de NPR 9998

feb 2015 wordt voor gebouwen in consequence class 2 (vier of meer woonlagen en openbare gebouwen) een importance factor van 1,5 toegepast.

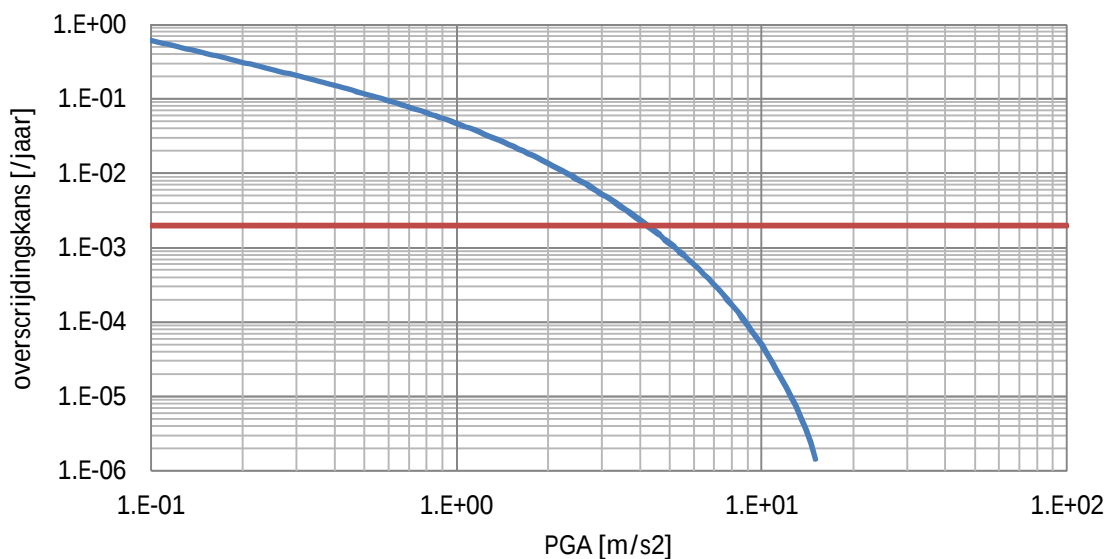
In de onderstaande figuren 3.6 t/m 3.10 zijn de PGA waarden per herhalingstijd weergegeven. Onder de grafieken in de figuren is de PGA waarde bij een herhalingstijd van 475 jaar weergegeven.

Eemshaven RD: 253371, 606341



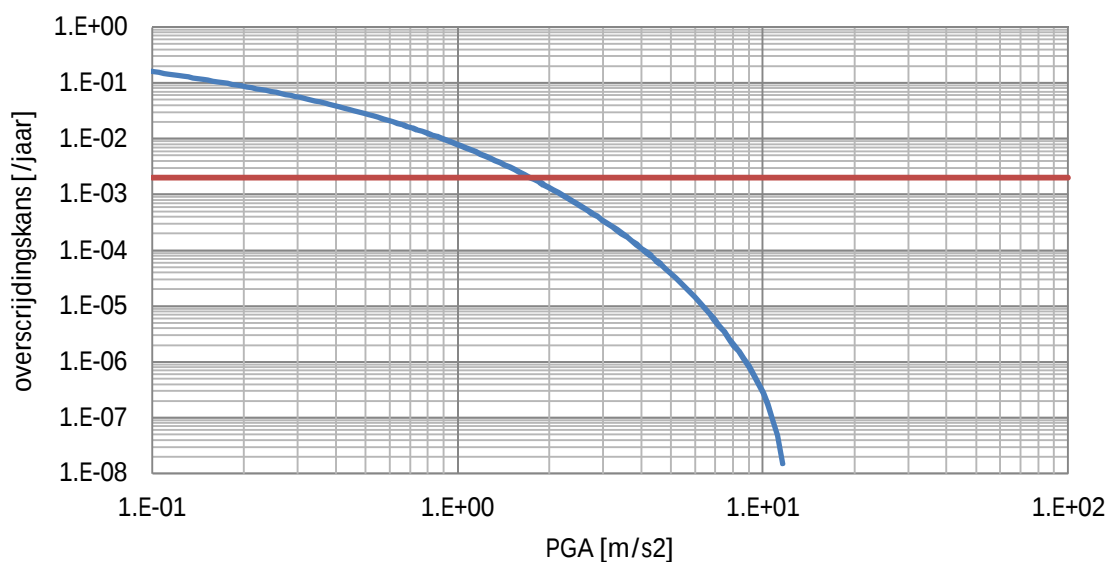
Figuur 3.5 Grafiek PGA nabij Eemshaven; 2,01 m/s²

Loppersum RD: 243735, 595184



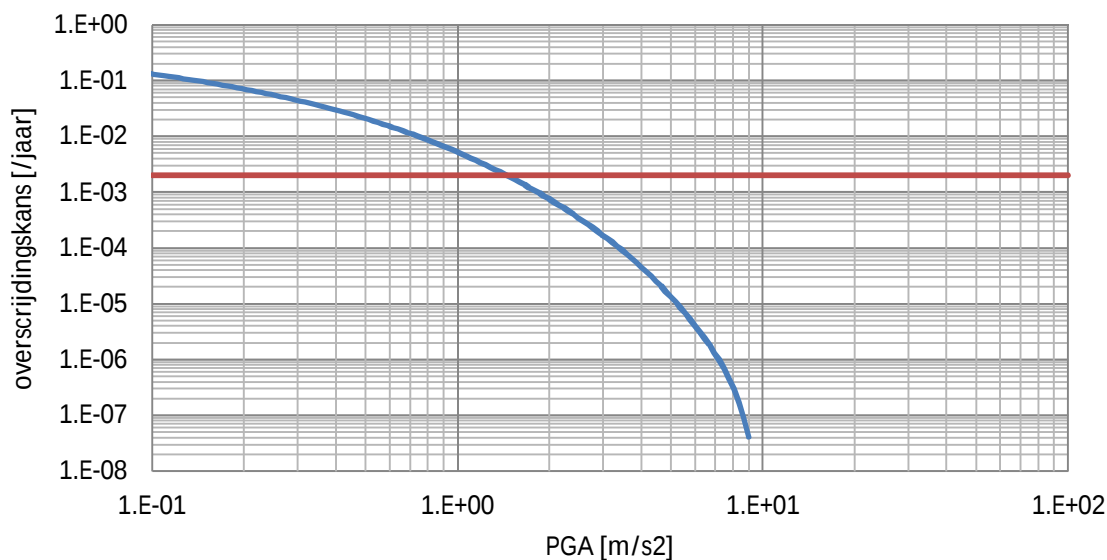
Figuur 3.6 Grafiek PGA nabij knikpunt Loppersum; 4,22 m/s²

Brillerij RD: 228118, 589402



Figuur 3.7 Grafiek PGA nabij knikpunt Brillerij; 1,75 m/s²

Groningen Vierverlaten RD: 227945, 581026



Figuur 3.8 Grafiek PGA nabij Groningen Vierverlaten; 1,46 m/s²

De toe te passen importance factor is 1,23 voor de vereiste herhalingstijd van 1000 jaar. In Tabel 3.1 zijn de resultaten van de toepassing van de importance factor samengevat.

locatie	PGA (T=475j)	PGA (mast; T=1000j)
Eemshaven	2,01	2,47
Knikpunt Loppersum	4,22	5,18
Knikpunt Brillerij	1,75	2,15
Vierverlaten	1,46	1,79

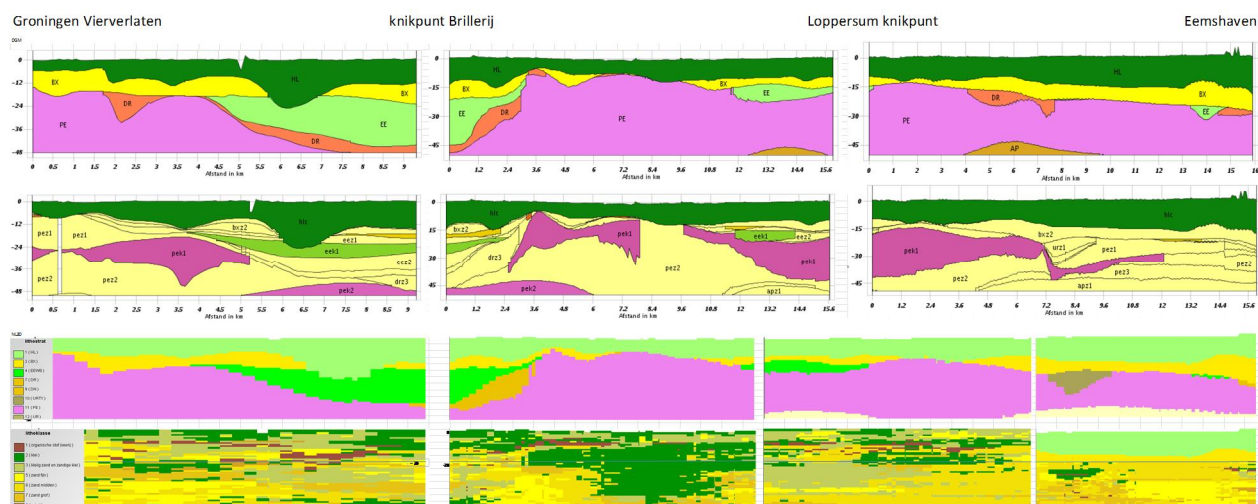
Tabel 3.1 PGA in m/s^2 aan maaiveld op locaties langs tracé

3.5 Grondopbouw

De globale grondopbouw langs het tracé is vastgesteld met de informatie beschikbaar via het DINOloket [4]. Hiermee wordt vastgesteld hoe de grondopbouw in het tracé varieert en waar, op basis van de geologie, maatgevende locaties aanwezig zijn.

Op basis van de beschikbare grondmodellen [4], met name NL3D (het meest nauwkeurige model GeoTop is op het moment van schematiseren nog niet beschikbaar in Groningen) is de ligging van de formaties (stratigrafie) vastgesteld langs het hoogspanningstracé van Groningen Vierverlaten tot aan Eemshaven. Daarnaast is tevens een verwachting van de grondlagen (lithoklasse) langs het tracé gegeven. In figuur 3.10 zijn de resultaten van de grondmodellen in de lengte van het tracé weergegeven.

Het NL3D model is een verbeterde, meer nauwkeuriger, versie van het DGM model. Het RegisII model is een model specifiek voor geohydrologische doeleinden met vooral onderscheid in watervoerende en niet-watervoerende laagpakketten.



Figuur 3.9 Grondprofielen langs hoogspanningsmast tracé (boven DGM model, midden RegisII model, onder NL3D model formaties en lithologie; [2])

Een omschrijving van de aangetroffen grondtypes en gehanteerde kleurcoderingen in figuur 3.10 is weergegeven in tabel 3.2.

Laagcode	Kleurcode in Regis	Kleurcode in NL3D	Naam	Omschrijving
HL c			Holoceen	Combinatie van zand, leem, klei en veen afgezet gedurende het Holoceen (tot circa 11000 jaar geleden). Deze lagen komen met name naast de rug en in mindere mate op de (verhoogde) rug voor.
Bx z			Boxtel	De formatie is dun en onvolledig ontwikkeld in gebieden waar oudere afzettingen relatief dicht aan de oppervlakte liggen. Binnen de Formatie van Boxtel worden de volgende afzettingen aangetroffen: eolische afzettingen (stuifzand, land- en rivierduinen, dekzand, nat-eolische afzettingen, 'desert pavements', löss), kleinschalig fluviale afzettingen, niveo-eolische afzettingen, hellingafzettingen, lacustriene afzettingen en organogene vormen. Op deze locatie vormen m.n. glaciële afzettingen van de Formatie van Drenthe of mariene afzettingen van de Eemformatie de ondergrens.
Bx k			Boxtel klei	Vermoedelijk leem, zwak tot sterk zandig, soms kleiig, soms humeus, grijsbruin tot donkergrijs, kalkloos tot sterk kalkhoudend.
Dr gs			Drenthe, laagpakket Gieten	De Formatie van Drenthe bestaat uit sedimenten die zijn gevormd door of nabij het Saale landijs. De afzettingen van het Laagpakket van Gieten zijn voor het overgrote deel gevormd als 'basal till' ("grondmorene"/keileem).
Dr z			Drenthe	De Formatie van Drenthe bestaat uit sedimenten die zijn gevormd door of nabij het Saale landijs. Het betreft zandige glaciofluviale afzettingen (smeltwater, meren) waarbij zand uiterst grof kan zijn.
Ee z			Eem	Mariene zandafzetting in de bekkens veroorzaakt na terugtrekken ijs in laatste interglaciaal na ijstijd Saalien en voor Wechselien.
Ee k			Eem	Mariene kleiafzetting in de bekkens



				veroorzaakt na terugtrekken ijs in laatste interglaciaal na ijstijd Saalien en voor Wechselien
UR TY			Urk laagpakket van Tynje	Fluviatiele afzettingen van de Rijn, stroomafwaarts in Noord Nederland waarschijnlijk ook afzettingen uit een zoet getijden milieu (deel van de kleiige inschakelingen). Een deel van de kleiige afzettingen is waarschijnlijk in een kustnabij marien milieu afgezet.
Pe z			Peelo	De diep in de ondergrond insnijdende Peelo-geulen worden veelal geïnterpreteerd als door smeltwater gevormde sub-glaciale dalen gedurende Elsterien glaciatie. Deze dalen zijn direct na het ontstaan ervan gevuld met fluvioglaciale afzettingen, tijdens en na het terugtrekken van het ijsfront. Het betreft hier zandige eenheden met hoge conusweerstand.
Pe k			Peelo	Idem als hiervoor, echter dit zijn de klei eenheden (potklei)

Tabel 3.2 Omschrijving grondsoorten

Uit de modellen valt op dat er enige variatie in de ondergrond wordt aangetroffen. In de paars aangegeven Peelo afzettingen wordt het met groen in de lithologie aangegeven potklei aangetroffen. Dit bevindt zich op meerdere delen van het tracé. Alhoewel de aanwezigheid van potklei voor de fundering van de masten een minder goede laag is kan dit voor de aardbevingsbestendigheid een gunstige invloed hebben. De klei zal niet verweken onder invloed van aardbevingstrillingen en mogelijk zal het aardbevingssignaal richting maaiveld dempen. Bij de zandafzettingen valt op dat het zand van verschillende formaties afkomstig kan zijn. Binnen deze formaties worden grote verschillen in pakkingsdichtheid verwacht als gevolg van de verschillende afzettingsregimes.

3.6 Maatgevende grondprofielen

Met behulp van de lokale informatie omtrent de opbouw van de ondergrond bij de mastlocaties [3] zijn twee maatgevende grondprofielen worden vastgesteld. De voor de berekening met een paalfundering van belang zijnde maatgevende grondprofielen hebben een diepte range vanaf het maaiveld tot ca. 25 m diep. Voor de berekening kan zowel een Stijf grondprofiel als een Slap grondprofiel maatgevend zijn.

Stijf grondprofiel

Een stijf grondprofiel wordt gevonden daar waar veel zand aanwezig is (bij voorkeur tot vlakbij maaiveld) met hoge conusweerstand. Op basis van de grondprofielen worden deze verwacht halverwege het tracé van Viervelaten naar knikpunt Brillerij, nabij mast 655 en nabij Loppersum, mast 718. Na een steekproefsgewijze beoordeling rond deze locaties wordt

sondering DKM-655-1 (mast 655) als maatgevend gezien. Een grafiek van deze sondering is weergegeven in bijlage E.

Slap grondprofiel

Een slap grondprofiel wordt gevonden daar waar veel losgepakt zand aanwezig is of op een locatie waar weinig zand aanwezig is en een holocene klei en veen pakket bovenop een pleistoceen zandpakket met lage conusweerstand wordt aangetroffen.

Deze slappe grondopbouw wordt verwacht nabij halverwege het tracé knikpunt Brillerij en knikpunt Loppersum, nabij mast 670, en richting het eindpunt Eemshaven, nabij mast 751.

Rond de locatie Bedum wordt over een tracé lengte van ca. 7 km en iets verder 1,5 km een locatie aangetroffen waar het pleistocene zand afwezig in de beschouwde diepte range en waar potklei aanwezig is, bijv. nabij mast 699. Potklei heeft een veel lagere conusweerstand dan zand. Wel is deze klei zeer stijf t.o.v. de holocene kleien.

Na een steekproefsgewijze beoordeling rond deze locaties wordt sondering DKM-670-1 (mast 670) als maatgevend gezien voor die locaties zonder potklei. Nabij sondering 670 wordt een locatie gevonden met veel losgepakte zanden. Qua stijfheid ontlopen deze zandlagen en de kleiige lagen (potklei) elkaar weinig. Voor de aardbevingsbestendigheid is het effect van het aanwezige zand veel groter dan van een kleilaag. Op basis van de beoordeling van lokale sonderingen is mastlocatie 670 gekozen als maatgevende Slappe ondergrond. Een grafiek van deze sondering is weergegeven in bijlage F.

3.7 Optreden van verweking

Op basis van een reeds bij eerder onderzoek gemaakt rekenmodel (Deltares 2013/2014) zal worden vastgesteld in welke grondlagen verweking kan optreden. Bepaald wordt wat hiervan de consequentie is voor de sterkte-eigenschappen van deze lagen t.b.v. de verdere analyses.

De locatie waar het grootste effect zal optreden wordt gekozen als maatgevende grondopbouw (mastlocatie) voor de verdere analyses waarbij verweking een grote rol speelt.

Voor de methode van het in rekening brengen van verweking wordt verwezen naar bijlage H.

3.8 Bepaling overdracht aardbevingssignaal via fundering naar mast

In een berekening uitgevoerd met het eindige-elementen softwarepakket PLAXIS zal worden vastgesteld in hoeverre de ondergrond en de funderingsconstructie met mast het aardbevingssignaal, dat komt uit de diepe ondergrond, beïnvloedt, en welk signaal dan resteert ten behoeve van een aardbevingsanalyse van de mast. Doel is om na te gaan in hoeverre dit anders is dan nu is toegepast als invoer in de TenneT mast analyse [1] waarin gebruik wordt gemaakt van opgeschaalde gemeten vrije maaiveld signalen.

De situatie is bij uitstek geschikt voor een schematisatie in PLAXIS 3D. Echter met deze complexe modellering moet voor deze dynamische belastingen rekening worden gehouden met zeer lange rekentijden. Deze aanpak is daarmee minder geschikt voor het doorrekenen van verschillende scenario's. Daarom is er voor gekozen te starten met enkele 2D benaderingen en tot slot voor de maatgevende gevallen nog een 3D analyse uit te voeren.

3.9 Impact verweking op palen

In de voorgaande analyses zal rekening worden gehouden met het effect van de verweking (hetzij een volledige wateroverspanning, hetzij een zakking door verdichting) op de palen.

Indien er een substantiële invloed van de verweking is kunnen palen horizontaal of verticaal verplaatsen. Deze berekende verplaatsing zal worden gelegd naast toelaatbare vervormingen die vanuit de mastintegriteit door de opdrachtgever worden opgelegd.

4 Plaxis schematisatie

4.1 Algemeen

De constructie zal in eerste instantie worden geschematiseerd tot een 2D situatie. In de schematisatie worden zowel de mast, de funderingsplaat en de funderingselementen, als de ondergrond gemodelleerd in 1 rekenmodel. Hierop zullen verschillende variatieberekeningen worden uitgevoerd, namelijk:

- Twee grondmodellen; het is op voorhand niet te voorspellen welke van de twee gekozen grondmodellen uit stap 2 maatgevend zal zijn in de overdracht van de aardbevingssignalen.
- Drie aardbevingssignalen: het is vooraf moeilijk te voorspellen welk aardbevingssignaal maatgevend is. Dit is namelijk afhankelijk van de frequenties en de interactie met de constructie. De norm NEN-EN1998 geeft dan ook aan dat minimaal drie aardbevingssignalen gebruikt moeten worden. Uit beschikbare in Groningen gemeten signalen zullen er drie worden gekozen en worden opgeschaald naar de vereiste PGA-waarde. Als basis voor deze selectie worden de signalen gebruikt die in eerdere aardbevingsstudies door Deltares zijn gebruikt.

Dit levert zes berekeningen op. Wanneer duidelijk wordt welke combinatie maatgevend is zullen twee aanvullende berekeningen worden uitgevoerd waarbij de fundering wordt gevarieerd. Dit levert informatie over de gevoeligheid van het resultaat voor de 'stijfheid' van de fundering.

In de berekening zal rekening worden gehouden met het al dan niet optreden van verweking.

Opgemerkt wordt dat in de berekeningen uitsluitend de aardbevingsbelasting wordt meegenomen. De gecombineerde belasting door aardbeving en wind wordt niet beschouwd.

Op basis van de uitgevoerde berekeningen zal tot slot het berekende signaal ter plaatse van de onderzijde mast worden vergeleken met het signaal zoals in het vrije veld wordt gehanteerd. Het gaat hierbij met name om de grootte van de versnelling.

Indien blijkt dat het signaal is afgenomen (overdrachtsfactor <1) dan kan in een vervolg de analyse van de mast nogmaals worden gedaan maar dan worden aangepast aan de lagere belasting.

Na de 2D analyse volgt een 3D analyse. In dit rekenmodel zal de constructie (mast op een ronde plaat met daaronder langs de rand de 10 palen) in een 3D-model worden gemodelleerd samen met de omringende grond.

4.2 Grondopbouw en grondparameters

4.2.1 Algemene grondopbouw en grondparameters

Er is gekozen voor 2 typische grondprofielen. Het eerste profiel wordt gekenmerkt door veel stijve zandlagen met hoge conusweerstand, waarvoor sondering 655 als maatgevend dient. Het tweede profiel is een slap profiel met zandlagen met lage conusweerstand, waarvoor

sondering 670 als maatgevend dient. In tabellen 4.1 en 4.2 zijn de grondprofielen weergegeven.

Nr.	beschrijving	b.k. laag [m t.o.v. NAP]	o.k. laag [m t.o.v. NAP]	q _c -gem.
1	Clayey silt	0	-6.2	0.4
2	peat	-6.2	-7	0.6
3	Sand (1a)	-7	-13.0	20
4	Sand (2a)	-13.0	-16.5	10
5	Sand (2b)	-16.5	-23.5	12.5
6	Sand (1b)	-23.5	-27.5	20
7	Sand (1c)	-27.5	-33.5	25
8	Sand (1d)	-33.5	-40	30

Tabel 4.1 Grondprofiel 'stijf' sondering 655

Nr.	beschrijving	b.k. laag [m t.o.v. NAP]	o.k. laag [m t.o.v. NAP]	q _c -gem.
1	Peat	0	-3	0.5
2	Clayey silt	-3	-10	1
3	Sand (3)	-10	-18	3
4	Sand (4)	-18	-22	6
5	Sand (2a)	-22	-27	10
6	Sand (1a)	-27	-33	18
7	Sand (1c)	-33	-40	25

Tabel 4.2 Grondprofiel 'slap' sondering 670

De grondwaterstand wordt aangenomen op 1 m onder maaiveld.

Voor de aangetroffen grondlagen zijn de sterkteparameters vastgesteld gebruik makend van de NEN 9997 (tabel 2). Voor gebruik in de eindige elementen berekening is vanwege de vereiste numerieke stabiliteit de cohesie op minimaal 1 kPa gezet.

naam	Gamma droog	Gamma nat	Cohesie' c	Inw wrijvingshoek ' phi	Dilatantie psi
peat	12	12	5	17	0
Clayey silt	16	18	1	22	0
Sand (1..)	18	20	1	35	5
Sand (2..)	17	19	1	30	0
Sand (3..)	18	20	1	27*	0
Sand (4..)	17	19	1	30*	0

Tabel 4.3 Gebruikte sterkte parameters

4.2.2 Parameters HS model

In de Plaxis berekening wordt het Hardening soil model gebruikt. Voor gebruik van het Hardening Soil small strain model in de eindige elementen berekeningen zijn aanvullende stijfheidsparameters afgeleid. Uit rapport 'Parameterbepaling Plaxis Hardening Soil model', versie 2, feb 2003 (Feddema) zijn de volgende correlaties afgeleid:

zand

$$E_{50} = E_{oed}$$

$$E_{oed} = 4 \cdot q_c$$

$$E_{ur} = 5 \cdot E_{oed}$$

klei

$$E_{50} = 2 \cdot E_{oed}$$

$$E_{oed} = 3 \cdot \sqrt[3]{8 \cdot q_c}$$

$$E_{ur} = 3,5 \cdot E_{oed}$$

De parameter E_{ur} bepaald bij welke rek (beter: stijfheid) het small strain gedrag overgaat in het hardening soil gedrag, m.a.w. bij welke rek de rekafhankelijke stijfheid niet meer gebruikt wordt. Om over een zo groot mogelijk bereik de goede rekafhankelijke stijfheid en demping mee te nemen moet de verhouding G_{ur}/G_0 zo klein mogelijk zijn. Daaruit volgt dat G_{ur} (en dus ook E_{ur}) zo klein mogelijk gekozen moet worden.

Op basis van oriënterende berekeningen blijkt een verhouding $G_{ur}/G_0=1/6$ een goede basis te geven.

Een schatting voor G_0 wordt verkregen met de correlatie:

- Zand: $G_i = 10 \cdot q_c$
- Klei: $G_i = 40 \cdot q_c$

Voor achtergrond rondom correlaties van typische HS small strain parameters wordt verwezen naar bijlage I.

Naam	Gamma 0,7	E50 ref	Hoed ref	Eur ref	M	G0 ref
Peat	0,12e-3	1000	540	3000	0.9	22.3e3
Clayey silt	0.12e-3	1200	750	2400	0.8	10.6e3
Sand (1..)	0.15e-3	48e3	48e3	96e3	0.5	200e3
Sand (2..)	0.15e-3	24e3	24e3	48e3	0.5	100e3
Sand (3..)	0.15e-3	12e3	12e3	24e3	0.5	50e3
Sand (4..)	0.15e-3	24e3	24e3	48e3	0.5	100e3

Tabel 4.4 HS small strain stijfheidsparameters

4.3 Materiaaldamping parameters

4.3.1 Achtergrond

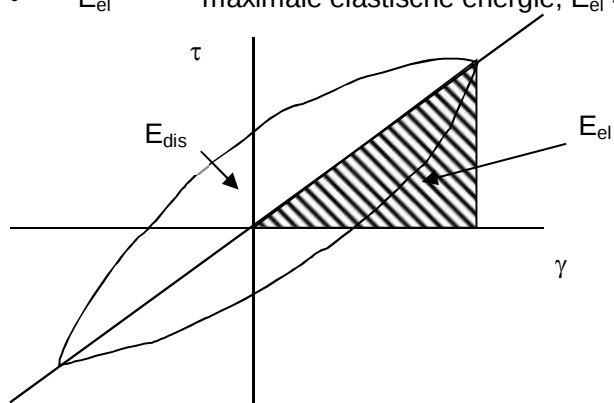
De materiaaldamping reduceert de voortplanting van golven naar het maaiveld, door de arbeid die wordt gedissipeerd tijdens de cyclische schuifspanningswisseling.

De materiaaldamping kan worden bepaald uit laboratoriumproeven als de resonant column test en de VTT (vrij torsie trilling) test. Dit type testen is al door diverse onderzoekers op diverse grondsoorten uitgevoerd. De damping wordt gepresenteerd als een relatieve dempingsmaat D, die is gedefinieerd als:

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{dis}}{E_{el}}$$

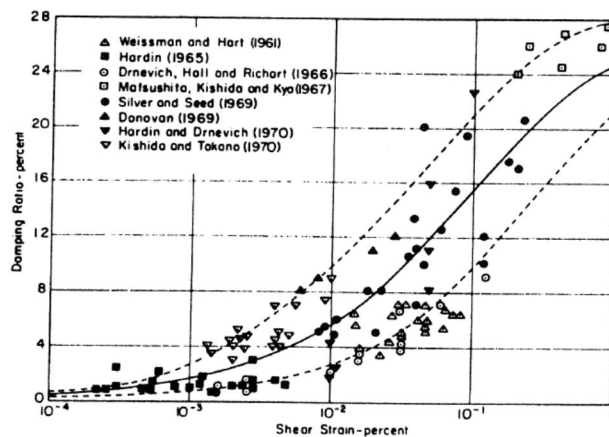
Met:

- D demping ratio
- E_{dis} gedissipeerde energie per wisseling
- E_{el} maximale elastische energie, $E_{el} = 0,5 \cdot \gamma_{max} \cdot \tau_{max}$



Figuur 4.1 Grafische weergave van de definitie van demping

De demping neemt toe bij toenemende schuifrekamplitude. Een typisch verloop van de demping als functie van de schuifrekamplitude is in de volgende figuur gegeven.



Figuur 4.2 Demping in zand, uit [Seed et al 1986]

In de PLAXIS berekening zijn drie bijdragen mogelijk aan de totale demping:

- Numerieke demping via de tijdsintegratiemethode.
- Rayleigh demping per grondsoort.
- Demping in het constitutieve model.

De daarvoor gemaakte keuzes worden hierna beschreven.

4.3.2 Geen demping via de tijdsintegratiemethode

Numerieke demping wordt vaak toegepast in combinatie met uitsluitend elastische materialen, om zo de verstorende hoge frequenties te kunnen uifilteren. Bij elasto-plastische materialen zoals grond zorgt het materiaalgedrag zelf meestal al voor voldoende demping. De default waarde voor de constante $\gamma = 0.5$ in de Newmark-beta tijdsintegratiemethode is daarom gehandhaafd. Bij deze waarde vindt er geen numerieke demping plaats en is de tijdsintegratiemethode het meest nauwkeurig.

4.3.3 Beperkte Rayleigh demping voor alle grondsoorten

Door middel van de Rayleigh demping kan aanvullende materiaaldemping in grond worden beschreven indien dat niet voldoende door het constitutieve model zelf gebeurt. Dat is bijvoorbeeld het geval bij het Mohr-Coulomb model of het klassieke HardeningSoil model. Voor de damwand en het anker wordt uiteraard geen materiaaldemping in rekening gebracht.

Volgens tabel 4.1 van EC8-5 moet de demping bij een piekversnelling van 0,2g gelijk zijn aan 6%. En bij een piekversnelling van 0.3g gelijk aan 10%. Voor de combinatie met het Mohr-Coulomb model of het klassieke HardeningSoil model zijn tijdens de verkennende berekeningen de volgende keuzes gemaakt voor de aanvullende frequentie afhankelijke Rayleigh demping bij de dominante frequenties van 2 Hz en 12 Hz:

- $F = 2 \text{ Hz}$: $D = 3\%$.
- $F = 12 \text{ Hz}$: $D = 3\%$.

Voor de combinatie met het Hardening Soil Small Strain model is de volgende keuzes gemaakt voor de frequentie afhankelijke Rayleigh demping bij de dominante frequenties:

- $F = 2 \text{ Hz}$: $D = 1\%$.
- $F = 12 \text{ Hz}$: $D = 1\%$.

Dit resulteert in de Rayleigh parameters:

- Alpha = 0.2154.
- Beta = 2.274E-04.

Deze minimale damping zorgt voor een voldoende stabiele berekening tijdens een min of meer elastische respons bij kleinere amplitudes.

Uit de eerste berekeningsresultaten bleek dat m.n. in de toplaag het dempende gedrag zoals beschreven in figuren 4.2 en 4.3 niet werd geconstateerd. Hierop is na analyse besloten de damping D te verhogen naar 2%. De alpha en beta worden dan voor deze laag 2x zo hoog.

4.4 2D Schematisatie (Vertaling 3D naar 2D)

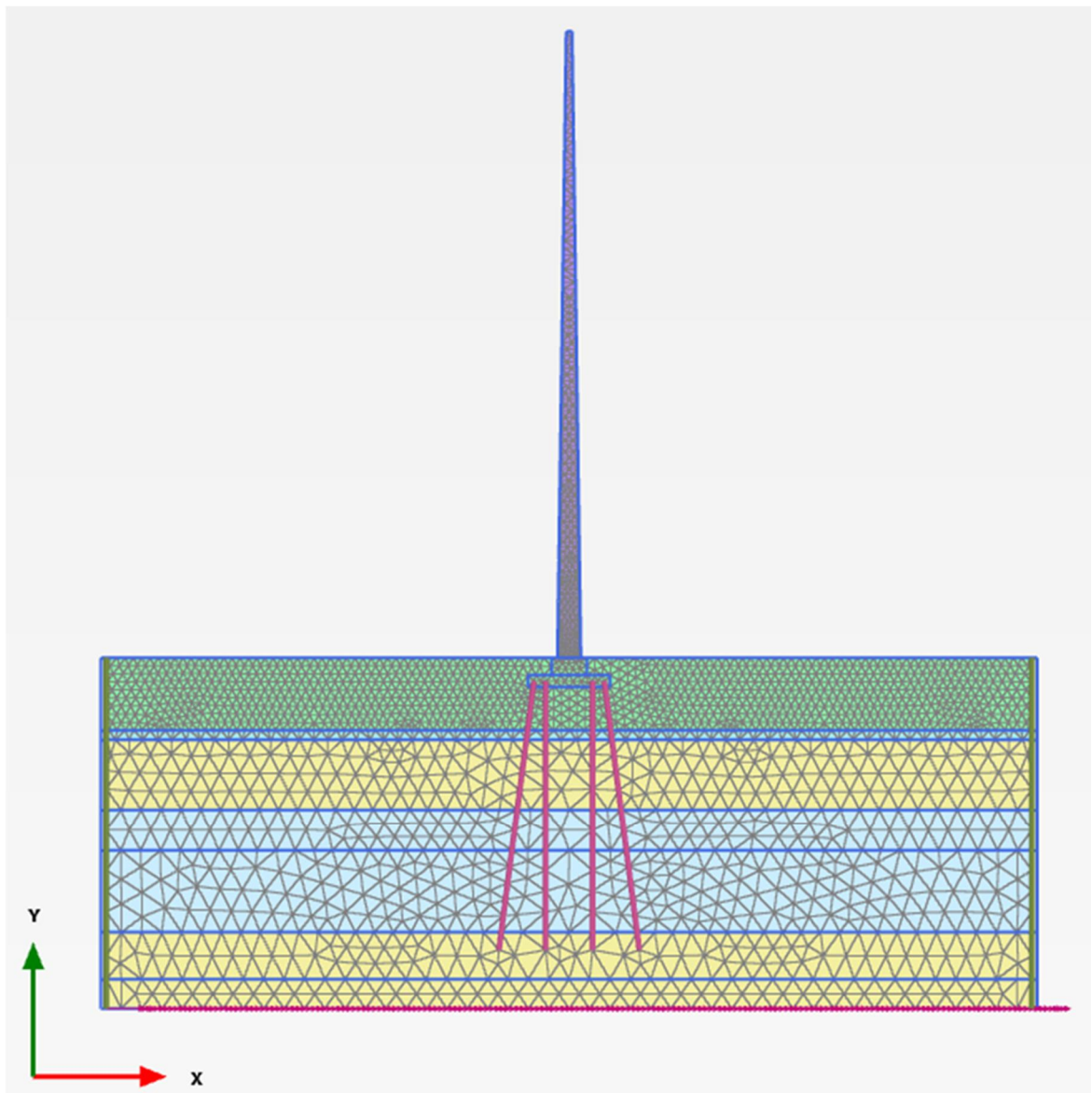
4.4.1 Inleiding

De werkelijke 3D situatie zal in eerste instantie worden gemodelleerd in een 2D omgeving om de rekentijd per geval te beperken en een indruk te krijgen van de aanwezige effecten. Hiervoor zijn omrekenregels vastgesteld voor de constructie en funderingspalen.

4.4.2 Geometrie van mesh

De bovenkant van de mesh loopt in principe door tot het maaiveld dat zich rond NAP bevindt. De onderkant van de mesh wordt gelegd op 30 m onder maaiveld. Dit is een gebruikelijke waarde voor het opleggen van een aardbevingssignaal in internationale literatuur.

De linker en rechterrand van de mesh worden op 2x de diepte gelegd en komen op + 40 en – 40 m. Op deze wijze zullen de randen geen effect hebben op de situatie in het midden van de mesh. Een maaiveldresponsie in het midden van de mesh is exact hetzelfde als halverwege de rechterhelft van de mesh. Hiermee is vastgesteld dat randen geen effect meer hebben in de dynamische berekeningen. In de toplaag met slappe grond is een verfijning van de mesh uitgevoerd.



Figuur 4.3 Mesh voor de Plaxis berekeningen

De mastconstructie is herkenbaar in de mesh. De funderingspalen zijn conform par. 4.5 gemodelleerd waarbij de buitenste palen herkenbaar zijn als de schoor staande palen onder de funderingsplaat. In de dynamische berekeningen wordt de aardbevingsversnelling opgelegd aan de basis van de mesh. De linker- en rechterraand van de symmetrische mesh zijn via tied degrees of freedom aan elkaar gelinked. Dit houdt in dat er geen energie kan verdwijnen via de randen van de mesh.

4.4.3 Modelling onderplaat

De betonnen funderingen bestaat uit een onderplaat waarin de funderingspalen zijn bevestigd en een opstort waarop de mast wordt gemonteerd. Ten behoeve van de vertaling van de afmetingen van de onderplaat naar de 2D afmeting (strip) gebruiken we de volgende uitgangspunten:

- Gelijke afmeting.
- Gelijk traagheidsmoment.

Het oppervlak van de fundering is

$$A = \pi \cdot R^2$$

Het traagheidsmoment van een cirkel is

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4}$$

Voor de afmetingen in de 2D PLAXIS berekeningen wordt een breedte (B) en lengte (L) gekozen zodanig dat dezelfde oppervlakte en traagheidsmoment aanwezig is.

Voor een rechthoek is het oppervlakte

$$A = B \cdot L$$

Het traagheidsmoment is:

$$I = \frac{1}{12} L \cdot B^3$$

Hieruit volgen als vergelijkingen:

$$A = \pi \cdot R^2 = B \cdot L$$

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = \frac{1}{12} L \cdot B^3$$

Uitwerken geeft:

$$L = \frac{3 \cdot \pi \cdot R^4}{B^3}$$

$$A = \pi \cdot R^2 = B \cdot \frac{3 \cdot \pi \cdot R^4}{B^3}$$

$$\pi \cdot R^2 = \frac{3 \cdot \pi \cdot R^4}{B^2}$$

$$B^2 = 3 \cdot R^2$$

$$B = R \cdot \sqrt{3}$$

$$L = \frac{3 \cdot \pi \cdot R^4}{B^3} = \frac{3 \cdot \pi \cdot R^4}{R^3 \cdot 3\sqrt{3}} = \frac{\pi \cdot R}{\sqrt{3}}$$

Met een R van 4 m (zie gegevens par 3.2) volgt:

$$B = 6.92 \text{ m}$$

$$L = 7.2 \text{ m}$$

In de 2D berekening stelt de ingevoerde plaat met breedte B in feite een strip voor die in het vlak loodrecht op de 2D geometrie (dus loodrechte op het scherm) oneindig doorloopt. De eigenschappen die iets zeggen over de strip hebben dus een waarde per m'.

Met de gekozen waarden zijn het traagheidsmoment en de equivalente breedte overeenkomstig de oorspronkelijke cirkelvormige plaat. De EI, die iets zegt over de buigstijfheid is in deze 2D richting derhalve ongeveer gelijk aan die van de oorspronkelijke cirkel.

De equivalente L zal in gebruik worden om de load van de mast goed te kunnen verdelen over de plaat.

4.4.4 Modelling opstort op onderplaat

Op de onderplaat bevindt zich een verhoging (cirkelvormig), de zogenaamde opstort, waarop de uiteindelijke mast is gemonteerd. In de 2D berekening wordt dit een strip. Door de gekozen lengte L van de onderplaat ligt de lengte vast. De massa (volume) ligt ook vast. Hierdoor blijven er twee variabelen over: de breedte en de hoogte.

Stel afmetingen verhoging:

- Straal R_1
- Hoogte h

Volume wordt

$$V = \pi \cdot h \cdot R_1^2$$

In de 2D schematisatie is volume

$$V = L \cdot b_1 \cdot h_1$$

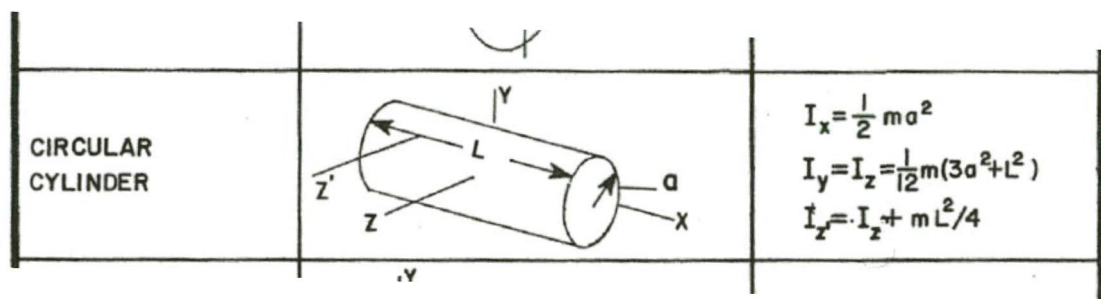
Dit geeft

$$V = \pi \cdot h \cdot R_1^2 = L \cdot b_1 \cdot h_1 = \frac{\pi \cdot R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot h_1 =$$

$$b_1 \cdot h_1 = \frac{\sqrt{3} \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2}{\pi \cdot R} = \frac{\sqrt{3} \cdot h \cdot R_1^2}{R}$$

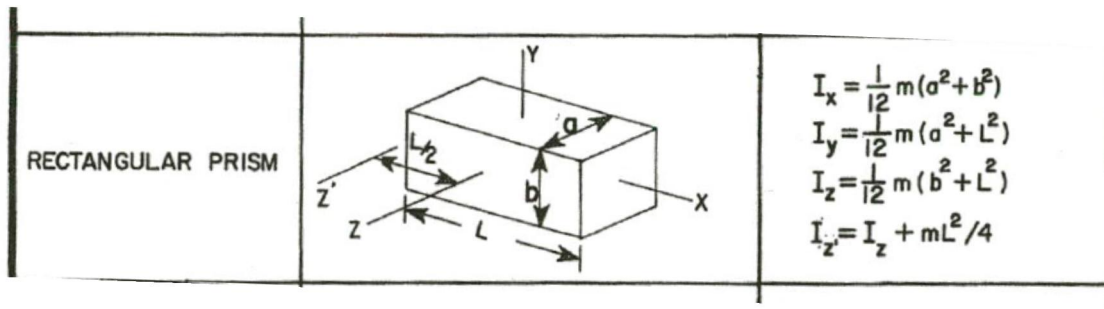
Het rotatietraagheidsmoment van de cirkelvormige opstort bedraagt:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2)$$



Het rotatietraagheidsmoment van een balk bedraagt

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (h_1^2 + b_1^2)$$



Gelijkstellen geeft:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (h_1^2 + b_1^2)$$

$$(3 \cdot R_1^2 + h^2) = (h_1^2 + b_1^2)$$

Vanuit de eis van gelijk volume volgde:

$$b_1 \cdot h_1 = \frac{\sqrt{3} \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2}{\pi \cdot R} = \frac{\sqrt{3} \cdot h \cdot R_1^2}{R}$$

De equivalente afmeting van de stripvormige schematisatie van de opstort kan nu worden bepaald.

Daarbij nemen we aan dat de fysieke hoogte van de strip gelijk is aan de hoogte van de opstort : $h_1 = h$

Massa cirkelvormige opstort

$$m = \rho_1 \cdot V = \rho_1 \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2$$

Massa strip:

$$m = \rho_2 \cdot V = \rho_2 \cdot L \cdot b_1 \cdot h$$

Gelijkstellen geeft:

$$m = \rho_1 \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2 = \rho_2 \cdot L \cdot b_1 \cdot h$$

$$\rho_1 \cdot \pi \cdot R_1^2 = \rho_2 \cdot L \cdot b_1$$

$$\rho_1 = \frac{\rho_2 \cdot L \cdot b_1}{\pi \cdot R_1^2}$$

Dit kan worden herschreven tot:

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = \frac{\pi \cdot R_1^2}{L \cdot b_1}$$

Dit geeft als oplossing:

$$B_1 = 1,3$$

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = 1,007$$

Een andere benadering is te kiezen om de massarotatietraagheid van de oorspronkelijke cirkelvormige opstort en het equivalente strip (met beperkte lengte L) gelijk te houden:

Cirkelvormige opstort

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2)$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot \rho_1 \cdot V \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2)$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot \rho_1 \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2)$$

Strip:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot \rho_2 \cdot L \cdot b_1 \cdot h \cdot (h^2 + b_1^2)$$

Gelijkstellen geeft

$$I = \frac{1}{12} \cdot \rho_1 \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \frac{1}{12} \cdot \rho_2 \cdot L \cdot b_1 \cdot h \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$\rho_1 \cdot \pi \cdot h \cdot R_1^2 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \rho_2 \cdot \frac{\pi \cdot R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot h \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$\rho_1 \cdot R_1^2 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \rho_2 \cdot \frac{R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$\frac{\rho_2 \cdot L \cdot b_1}{\pi \cdot R_1^2} \cdot R_1^2 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \rho_2 \cdot \frac{R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$\frac{\pi \cdot R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \frac{R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$\frac{R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (3 \cdot R_1^2 + h^2) = \frac{R}{\sqrt{3}} \cdot b_1 \cdot (h^2 + b_1^2)$$

$$(3 \cdot R_1^2 + h^2) = (h^2 + b_1^2)$$

Dit geeft:

$$b_1 = R_1 \cdot \sqrt{3}$$

Voor het volumegewicht van de verhoging/opstorting volgt nu:

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = \frac{\pi \cdot R_1^2}{L \cdot b_1}$$

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = \frac{\pi \cdot R_1^2}{\frac{\pi \cdot R}{\sqrt{3}} \cdot R_1 \cdot \sqrt{3}}$$

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = \frac{R_1}{R}$$

In dit laatste geval geeft dit de oplossing:

$$B_1 = 3,0$$

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = 0,4$$

Ofwel volumiek gewicht beton opstort wordt $0,4 \cdot 24 = 9,6 \text{ kN/m}^3$.

Er wordt in de berekening gekozen voor de laatste oplossing omdat hiermee een opstort wordt gemodelleerd die qua breedte lijkt op de oorspronkelijk cirkelvormige opstort.

4.4.5 Modellering mast

De standaardmast heeft een hoogte van 53,5 m. De diameter van de mast bedraagt aan de top 0,5 m en aan de voet 2 m waarbij de wanddikte 24 mm bedraagt. Het gewicht van de mast is ca. $383 \cdot 10^3 \text{ kN}$ en het moment aan de mastvoet bedraagt $19,5 \text{ MNm}$ als gevolg van horizontale belastingen op de mast. De h.o.h. afstand tussen de 2 masten is 22,2 m.

De mast wordt gebruik makend van de zelfde formules als in par. 4.2 geschematiseerd als een load op de opstort.

$$b_1 = R_1 \cdot \sqrt{3}$$

De mast heeft een verlopende diameter van 2 m tot 0,5 m. De gemiddelde diameter is 1,25 m. Aangenomen is dat de mast kan worden geschematiseerd als een balk met een breedte 1,73 m aan de onderzijde. De load van de mast op de breedte van de onderzijde (1,73 m) wordt dan $\text{load} = G_{\text{mast}} / (A_{\text{mast}} / A_{\text{balk}}) / 1,73 = 306 \text{ kN/m}$ over een breedte van 1,73.

De voorgaande benadering heeft als nadeel dat de massa traagheid van de mast dan niet in het systeem zit. Daarom zal de mast ook als een 2D schijf worden geschematiseerd. Het volumegewicht van de schijf wordt zodanig gekozen dat de massa traagheid gelijk blijft.

Conform de modellering in 4.5.3 met diens verstande dat het rotatietraagheidsmoment van de holle cirkelvormige mast bedraagt:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (3 \cdot (R_u^2 + R_i^2) + h^2)$$

Met:

R_u uitwendige straal

R_i inwendige straal (uitwendige straal – wanddikte)

Geldt bij gelijkstellen van dit rotatietraagheidsmoment met dat van een balk

Gelijkstellen geeft:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m_{\text{mast}} \cdot (3 \cdot (R_u^2 + R_i^2) + h^2) = \frac{1}{12} \cdot m_{\text{balk}} \cdot (h_1^2 + b_1^2)$$

Waarbij

B_1 eerder afgeleide breedte balk (1,73 m)

h hoogte mast = hoogte balk = 53,5 m

$$m_{balk} = m_{mast} \cdot \frac{3 \cdot (R_u^2 + R_i^2) + h^2}{h_1^2 + b_1^2}$$

Ofwel

$$m_{balk} \approx m_{mast}$$

De massa van de mast wordt berekend uit een gemiddeld 1,25 m diameter ronde buis met wanddikte 24 mm en hoogte 53,5 m en een volumiek gewicht van 80 kN/m³; die van de balk uit een rechthoekige balk met breedte 1,73 m, fictieve lengte 7,2 m en hoogte 53,5 m. Dit geeft een volumiek gewicht van de balk van 2 kN/m³.

4.4.6 Modelling palen

4.4.6.1 Paalconfiguratie

Voor de palen wordt een gelijksoortige aanpak gevolgd. Uitgangspunt is dat de verticale veerstijfheid en de rotatie veerstijfheid correct worden gemodelleerd.

Stel:

- Aantal palen : N
- Verticale veerstijfheid palen: k_v

De verticale veerstijfheid van de palengroep is:

$$K_v = N \cdot k_v$$

met

- K_v verticale veerstijfheid paalgroep
- N aantal palen

De rotatieveerstijfheid van de paalgroep is:

$$K_{rot} = \frac{1}{2} \cdot R^2 \cdot N \cdot k_v$$

met

- K_{rot} rotatieveerstijfheid paalgroep
- R straal palenrij (NB dit zal iets lager zijn dan de straal van het betonblok)
- N aantal palen
- k_v verticale veerstijfheid enkele paal

Voor een blok op twee rijen palen met een tussenafstand a is de rotatieveerstijfheid (per palenrij is het aantal palen $\frac{1}{2} \cdot N$)

$$K_{rot} = 2 \cdot \left(\frac{1}{2}a\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2}N\right) \cdot k_v$$

$$K_{rot} = \frac{1}{4} \cdot a^2 \cdot N \cdot k_v$$

Gelijkstellen hiervan aan de rotatieveerstijfheid van een cirkel met palen geeft:

$$K_{rot} = \frac{1}{2} \cdot R^2 \cdot N \cdot k_v = \frac{1}{4} \cdot a^2 \cdot N \cdot k_v$$

Hieruit volgt

$$a = R\sqrt{2}$$

Het alternatief is om 4 rijen palen te gebruiken. Het aantal palen per rij is dan $\frac{1}{4} \cdot N$.

De rotatieveerstijfheid wordt dan:

$$K_{rot} = 2 * \left(\frac{1}{2}a\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{4}N\right) \cdot k_v + 2 * \left(\frac{1}{2}b\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{4}N\right) \cdot k_v$$

$$K_{rot} = \frac{1}{8} \cdot N \cdot k_v \cdot (a^2 + b^2)$$

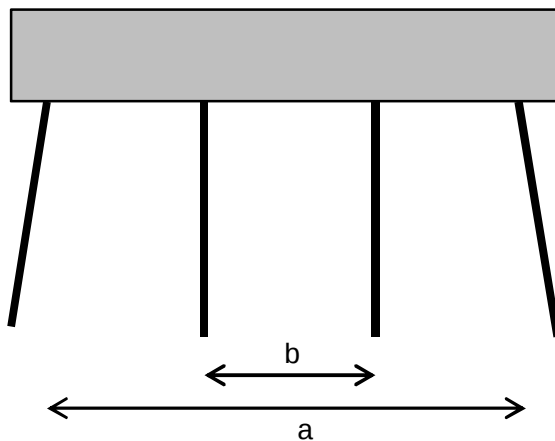
Gelijkstellen hiervan aan de rotatieveerstijfheid van een cirkel met palen geeft:

$$K_{rot} = \frac{1}{2} \cdot R^2 \cdot N \cdot k_v = \frac{1}{8} \cdot N \cdot k_v \cdot (a^2 + b^2)$$

$$R^2 = \frac{1}{4} \cdot (a^2 + b^2)$$

$$(a^2 + b^2) = 4 \cdot R^2$$

Als voor a wordt genomen $a = R\sqrt{3}$ (Overeenkomstig effectieve breedte blok) geeft dit $b = R$.



Figuur 4.4 Afmetingen fundering

4.4.6.2 Scheefstand palen

De palen onder het blok staan schoor. Effectief is deze schoorstand van belang voor de palen die in de richting van de versnelling staan. De palen aan de 'zijkant' van het blok staan voor deze richting effectief niet schoor maar verticaal.

Indien de palen in de 2D schematisatie dezelfde schoorstand krijgen wordt het effect van de schoorstand overschat. Een eerste analyse met behulp van enkele eenvoudige formules in een spreadsheet geeft dat de buitenste rij de schoorstand moet hebben, en de binnenste rij nagenoeg verticaal moet staan.

4.5 3D schematisatie

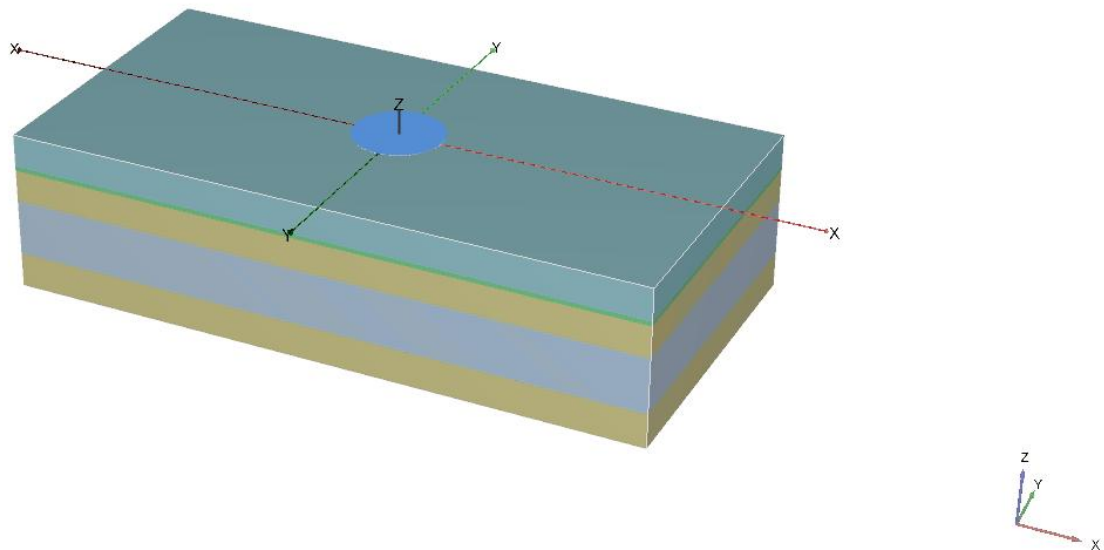
4.5.1 Mesh

De mesh is zoveel mogelijk gelijk gehouden worden aan de 2D schematisatie. De bovenkant van de mesh is het maaiveld dat zich rond NAP bevindt. De onderkant van de mesh is gelegd op 30 m onder maaiveld. Dit is een gebruikelijke waarde voor het opleggen van een aardbevings signaal in internationale literatuur.

De mesh begrenzing in X-richting (de richting van de bewegingen van het aardbevingssignaal) is in eerste instantie op 2x de diepte gelegd t.o.v. het centrum (mastlocatie) en komt op + 40 m en – 40 m. Op deze wijze zullen de randen geen effect hebben op de situatie in het midden van de mesh. De mesh begrenzing in Y-richting (loodrecht op het opgelegde signaal is gekozen op 1x de fundering diepte en komt op + 25 m en – 25 m. De mast is in het centrum geplaatst. In een later stadium zijn de grenzen 2x verder gezet omdat deze te veel demping van het signaal veroorzaakten.

De elementgrootte is het resultaat van een balans tussen acceptabele rekentijd en benodigde nauwkeurigheid van de resultaten. Om deze reden is voor een medium fijnheid van de mesh.

In figuur 4.7 is het 3D model van de grond gegeven (de constructie is hier uitgezet). De verschillende grondlagen zijn als grondvolumes zichtbaar.



Figuur 4.5 3D model voor de berekening van het stijve ondergrondprofiel

In de dynamische berekeningen wordt de aardbevingsversnelling opgelegd aan de basis van de mesh, in de 3D schematisatie is dat het gehele ondervlak. De mesh begrenzingen in X-richting zijn 'viscous' randen. De randen gedragen zich als visceuze dempers. Hiermee wordt het signaal geabsorbeerd waardoor numerieke reflecties worden voorkomen. De bijbehorende relaxation coefficients C1 en C2 kunnen gebruikt worden om het absorptievermogen te vergroten. C1 wordt gebruikt voor de richting loodrecht op het vlak, C2 voor de tangentiële richting. Als de rand alleen wordt onderworpen op golven die loodrecht binnen komen, zoals hier theoretisch het geval, kan worden volstaan met $C1=C2=1$ (bron Plaxis). Wanneer het signaal in een arbitraire richting binnenkomt (praktisch gezien bij aanwezigheid van een constructie het geval) kan C2 worden aangepast om de absorptie te verbeteren. Op dit moment is hiervan afgezien.

De randen in Y-richting zijn gezet op 'none' (de enige andere optie in Plaxis 3D). Dit zal normaal gesproken leiden tot reflecties op de rand. Aangezien er geen signaal gezet wordt in de richting van deze rand wordt verwacht dat het aandeel reflecties (veroorzaakt door numerieke dispersie van de signaal richting beperkt zal blijven).

In de dynamische berekeningsstap zijn de randen niet beperkt in deformaties maar kunnen vrij bewegen.

4.5.2 Constructie

De constructie bestaat uit 3 onderdelen:

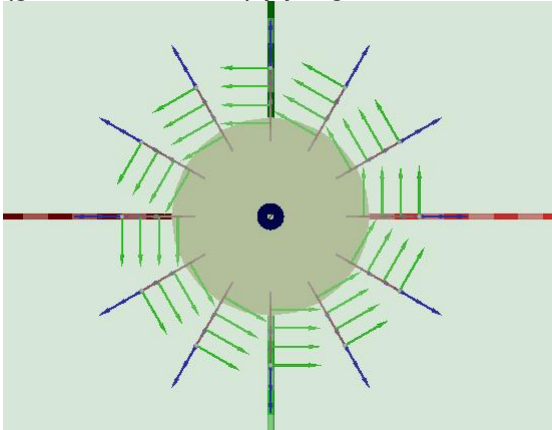
- Palen onder de funderingsplaat.
- De funderingsplaat inclusief opstort.
- De mast.

Palen onder funderingsplaat

Er zijn 12 prefab beton (vierkant 500 mm) geschematiseerd conform bijlage C.

De paalpunt is op basis van de gebruikte sondering aangenomen op NAP – 25 m. De bovenkant paal is in de berekening geschematiseerd als 0,5 m in de funderingsplaat (teneinde een goede inklemming te kunnen realiseren in het model). In Plaxis zijn de palen geschematiseerd met de optie 'embedded pile'.

In figuur 4.6 is een topaanzicht gegeven van de funderingspalen t.o.v. de funderingsplaat (groene en blauwe pijltjes geven de loodrechte richtingen t.o.v. de palen).

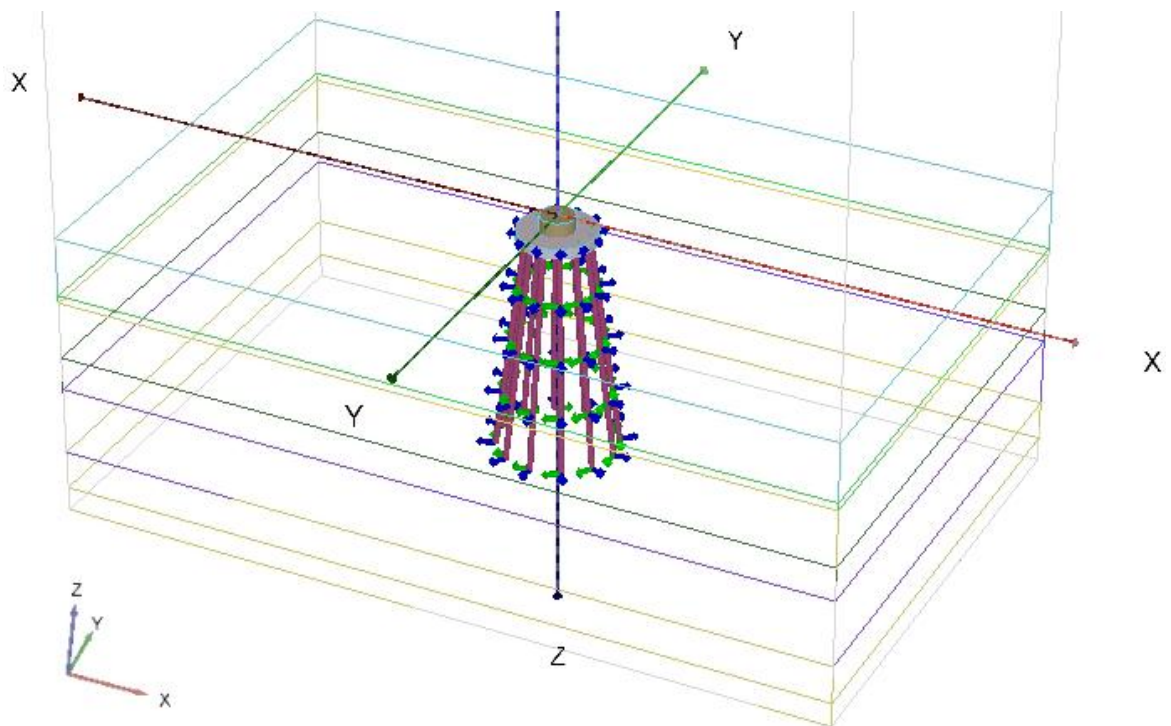


Figuur 4.6 Aanzicht 12 funderingspalen in de funderingsplaat

In figuur 4.7 zijn de funderingspalen in perspectief aanzicht zichtbaar.

Funderingsplaat en opstort

De funderingsplaat en opstort zijn geschematiseerd als 2 cilinders. Deze cilinders krijgen nadat de constructie wordt geactiveerd in de berekening de eigenschappen van beton (gekozen is voor $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ en $E = 20 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$). De afmetingen zijn gelijk als vermeld in paragraaf 3.3. In figuur 4.7 zijn de funderingsplaat en opstort zichtbaar (de grondvolumes zijn doorzichtig gemaakt).

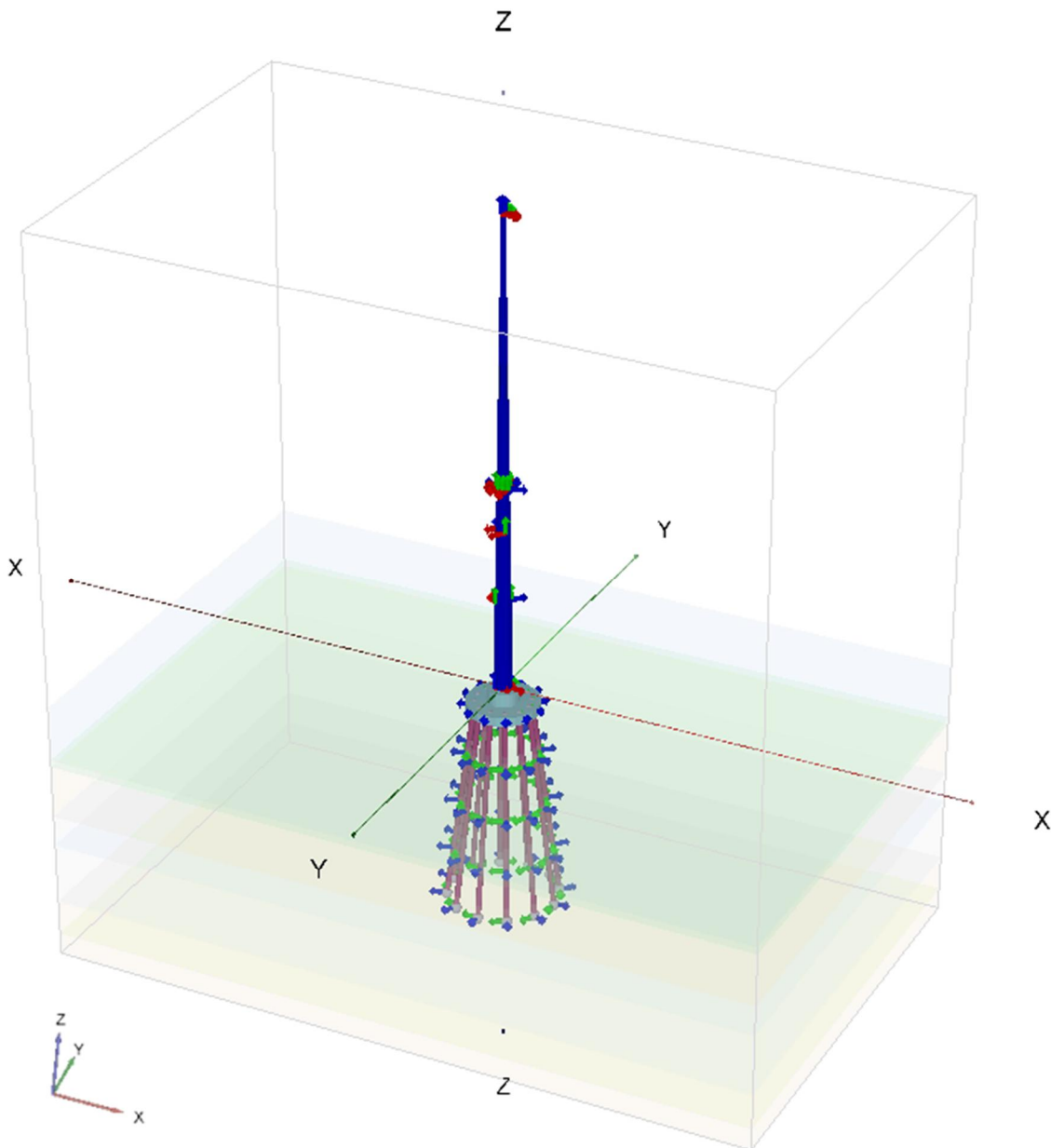


Figuur 4.7 Aanzicht funderingsplaat op de funderingspalen

Mast

De mast is een taps toelopende (in de hoogte versmallende) holle cilinder. Deze geometrische vorm is in Plaxis bij benadering in te voeren. Dit is gedaan door de cilinder te benaderen met 12 platen. Hierbij zijn de afmetingen van de standaardmast en bijbehorende wanddikte als genoemd in paragraaf 3.2 aangehouden. Deze mast is geplaatst op de opstort van de funderingsplaat.

In figuur 4.8 is de gehele constructie in de mesh (grondvolumes zijn doorzichtig) weergegeven.



Figuur 4.8 Aanzicht mast, funderingsplaat en funderingspalen

4.6 Verweking

4.6.1 Invloed verweking op sterkte ondergrond

In de 'normale' situatie is een waterspanning aanwezig in de ondergrond die bepaald wordt door de aanwezige freatische grondwaterstand. Tijdens een aardbeving treden bewegingen op in de ondergrond en zal de wateroverspanning zich tijdens de aardbeving opbouwen. Om de waterspanningsopbouw als gevolg van de cyclische belasting impliciet te kunnen meenemen zou een geavanceerd constitutief model als hypoplasticity of UBCsand nodig zijn. Het nadeel van deze geavanceerde modellen is dat ze ieder hun eigen specifieke materiaalparameters vereisen. De keuze hiervan vereist meestal het uitvoeren van specifiek laboratoriumonderzoek. Dit onderzoek is niet beschikbaar en in de voor deze studie beschikbare tijd ook niet uit te voeren. Correlaties met bijvoorbeeld een conusweerstand zijn

ook niet beschikbaar. Dit betekent dat er een grote onzekerheid blijft bestaan of de uiteindelijk gekozen parameters voldoende representatief zijn voor de lokale ondergrond.

Daarom is gekozen om de wateroverspanning door de aardbeving indirect via de sterkteparameters in rekening te brengen. De volgende procedure wordt daarbij gevolgd:

- Met de methode EERI MNO 12 wordt de wateroverspanning en de veiligheidsfactor tegen verweking aan het einde van de aardbeving bepaald.
- Er wordt geen belastingfactor op de berekende wateroverspanning in rekening gebracht.
- De (relatieve) wateroverspanning in zand wordt in rekening gebracht als een reductie van de sterkte.
- Conform de huidige praktijk wordt verondersteld dat in de klei- en veenlagen tijdens de aardbeving geen wateroverspanning en/of sterkte reductie ontstaat.

Deze wijze van modelleren veronderstelt dat de maximale wateroverspanning tijdens de gehele duur van de aardbeving aanwezig is. Dit is een conservatieve aanname. Verwacht wordt dat tijdens het moment van de maximale versnelling de (residuele) wateroverspanning lager is dan de waarde aan het einde van de aardbeving. Dit effect kan in rekening worden gebracht door uit te gaan van een gereduceerde wateroverspanning. Aanwijzingen hiervoor zijn gegeven in de NPR 9998 [5] (hoofdstuk10 en bijlagen E en F). Een toetsing van constructies onder een aardbevingsbelasting zou dan moeten plaatsvinden voor 2 situaties, namelijk:

- Moment maximale piekversnelling, gereduceerde wateroverspanning.
- Moment einde aardbeving, geen piekversnelling, maximale wateroverspanning.

De fictieve waarde van de hoek van inwendige wrijving wordt bepaald door te eisen dat de bezwijkschuifspanning goed wordt gemodelleerd.

De bezwijkwaarde voor de schuifspanning op een vlak is:

$$\tau_{max} = (\sigma'_{v0} - u) \cdot \tan(\phi)$$

De relatieve wateroverspanning is gedefinieerd als

$$r_u = \frac{u}{\sigma'_{v0}}$$

Invullen hiervan geeft

$$\tau_{max} = \sigma'_{v0} \cdot (1 - r_u) \cdot \tan(\phi)$$

Vervolgens wordt een fictieve hoek van inwendige wrijving (ϕ_{fic}) bepaald die zonder wateroverspanning dezelfde bezwijkschuifspanning geeft, dus een waarde die voldoet aan:

$$\tau_{max} = \sigma'_{v0} \cdot \tan(\phi_{fic})$$

Hieruit volgt:

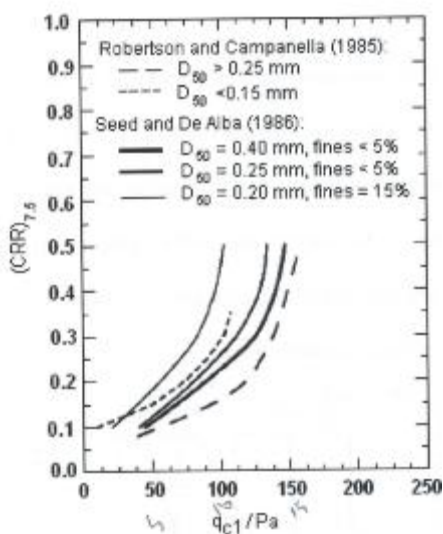
$$\tan(\phi_{fic}) = (1 - r_u) \cdot \tan(\phi)$$

Opmerking: door deze wijze van modelleren wordt de invloed van de wateroverspanning op de stijfheid van de zandlagen niet meegenomen in de berekening.

Als minimum sterkte (reststerkte) van het verweekte zand wordt 3,5° gebruikt.

Een verdere beschrijving van de berekening van r_u is te vinden in Bijlage H.

Grondlagen met een genormaliseerde qc1 waarde van meer dan 15 MPa zullen niet meer verweken (zie figuur 4.5, $qc1/Pa=150$ komt overeen met een qc1 waarde, genormaliseerde qc waarde, van 15 MPa). Bij deze zandlaag op een diepte van ca. 20 m, en een aanwezige korrelspanning van circa 200 kPa zal de werkelijke conusweerstand rond de 20 MPa liggen.

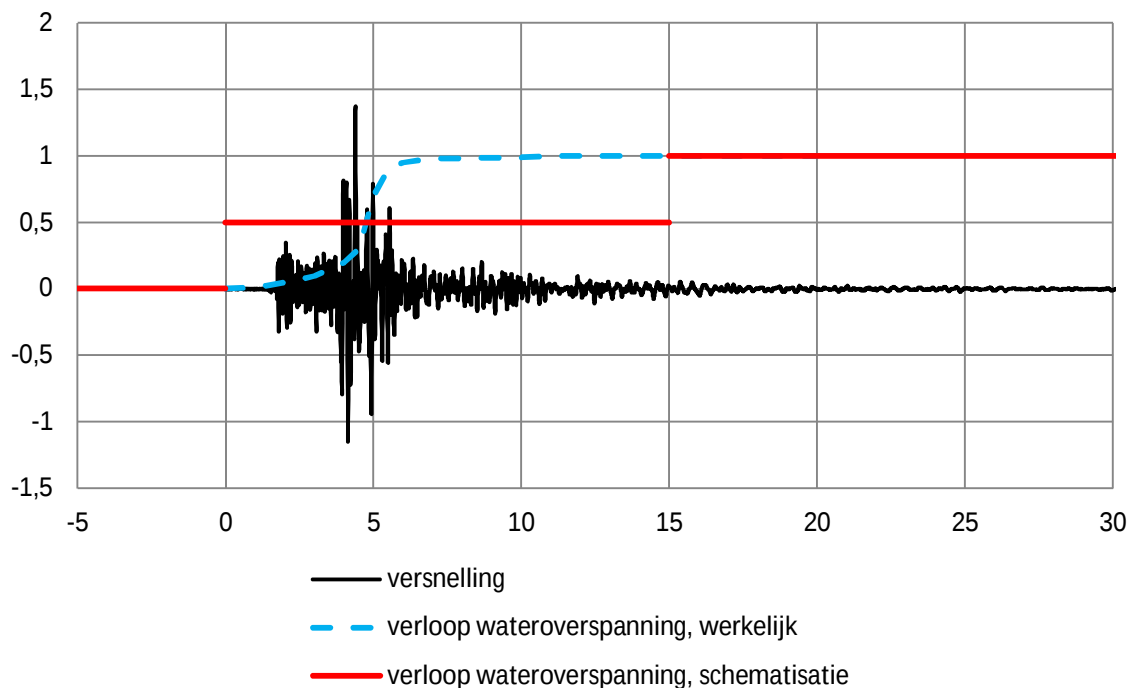


Figuur 4.9 Effect van Genormaliseerde conusweerstand op verweking

4.6.2 Schematisatie verweking in eindige elementen berekening

Tijdens de aardbeving verloopt de wateroverspanning van nul, aan het begin van de aardbeving, tot de maximale waarde aan het einde van de aardbeving. Het exacte verloop tijdens de aardbeving is niet bekend, maar verwacht wordt dat tijdens de grootste versnellingen de meeste wateroverspanning wordt gegenereerd. In Figuur 4.6 is dit schematisch weergegeven.

Voor de berekening, zoals in PLAXIS, kan dit tijdsafhankelijke verloop niet worden ingevoerd en kan slechts één waarde worden opgegeven. Hiervoor is als beste benadering de helft van de uiteindelijke volledige wateroverspanning aan het eind van de aardbeving gebruikt. Uiteindelijk zal de wateroverspanning, na orde 10 minuten, weer verdwijnen (dit is niet in de figuur weergegeven). Binnen enkele uren zal de situatie weer genormaliseerd zijn. Deze schematisatie wordt momenteel in alle berekeningsrichtlijnen voor toepassing in Groningen gehanteerd.



Figuur 4.10 Verloop waterspanning gedurende aardbeving en schematisatie voor berekeningen/toetsingen

De benadering is gekozen omdat dit aansluit met hoe wateroverspanningen zich opbouwen onder een dynamische belasting. Het aantal dynamische bewegingen is hierin een bepalende factor en eveneens de constatering dat de grootste opbouw plaatsvindt na de grootste versnellingen.

4.6.3 Berekening verwekinggraad afhankelijk van hoogte PGA

Voor 5 niveaus van de PGA aan maaiveld zijn voor 4 grondprofielen de effecten van verweking bepaald. Dit om vast te stellen welke r_u optreedt en om een indicatie te krijgen van welke verdichting in het zand kan optreden en wat voor maaiveldzakking dan zou kunnen optreden.

Uitgangspunten

- GWS: 1 m onder mv (hydrostatisch verloop over diepte met $\gamma_{water} = 9,81 \text{ kN/m}^3$).
- Beschouwde pga-niveaus: 0,1g; 0,2g; 0,3g, 0,42g en 0,53g.
- Veiligheidsfactor FoS ; Deze is alleen bepaald voor verwekingsgevoelige lagen, gedefinieerd als $I_c < 2,6$ en $z < gws$. Zie 1208782-000-GEO-0002, versie 03, 5 mei 2014, definitief.
- Verdichting; De relatieve dichtheid is bepaald volgens Slagado/MNO12. De verdichting is bepaald met de formules beschreven in Yoshimine et al. (2006) voor de lagen met $I_c < 2,6$ en een niveau onder de grondwaterspiegel.
- Omdat rondom de laagovergangen de ene laag de metingen in de andere laag verstoren is consequent de eerste en laatste 25 cm van iedere verwekingsgevoelige laag buiten beschouwing gelaten.

Uitkomsten

Maaiveldzakkingen per sondering en PGA-niveau zijn weergegeven in tabel 4.5. De gepresenteerde zakkingen zijn conservatief.

Sondering	$U_{mv;pqa=0.1}$ (m)	$U_{mv;pqa=0.2}$ (m)	$U_{mv;pqa=0.3}$ (m)	$U_{mv;pqa=0.42}$ (m)	$U_{mv;pqa=0.53}$ (m)
'DKM655-1_000'	0.00	0.06	0.20	0.40	0.48
'DKM670-1_000'	0.02	0.35	0.53	0.61	0.66
'DKM718-2_000'	0.00	0.11	0.31	0.38	0.40
'DKMP751-1_000'	0.01	0.12	0.24	0.31	0.33

Tabel 4.5 Conservatieve zakking door verweking voor verschillende sonderingen

Bijlage J presenteert per sondering de conusweerstand, het wrijvingsgetal, de veiligheidsfactor FoS, de wateroverspanning en de zakking over de diepte voor PGA's gelijk aan 0,1; 0,2; 0,3, 0,42g en 0,53g. Invloed verweking op sterkte parameters in eindige elementen berekeningen

Voor de in par 4.6.3 genoemde grondlagen zal als gevolg van een PGA waarde gelijk aan 5,2 een hoge r_u waarde kunnen optreden in de zandlagen. In tabel 4.6 is aangegeven wat de t.b.v. verweking aangepaste phi waarden worden voor de zandlagen. Hierbij wordt voor het geval tijdens de aardbeving aangenomen dat 50% van de wateroverspanning aanwezig is.

	Phi [°]	r_u [-]	phi_50% r_u [°]
Sand 1	35	<0,1	35
Sand 2	30	1	16,1
Sand 3	27*	0	27
Sand 4	30	1	16,1
* Deze zandige laag bevat veel klei/leem , de verwekingsgraad is dan 0 zoals bij kleilagen			

Tabel 4.6 Invloed verweking op sterkte parameters

5 Versnellingssignalen

5.1 Selectie signalen

Door Deltares zijn in 2013 4 signalen gemeten geselecteerd die naar verwachting het spectrum in te verwachten aardbevingssignalen (duur, frequentie, aantal wisselingen) omvatten. Dit zijn de signalen:

- Event 1: Westeremden, opnemer MID3 – $M_w = 3.4$, simpel signaal, 1 piek.
- Event 5: Hoeksmeer, opnemer WSE – $M_w = 3.4$, groter aantal wisselingen.
- Event 6: Huizinge, opnemer WSE – $M_w = 3.6$, complex signaal, meerdere pieken.
- Event 8: Zandweer, opnemer KANT – $M_w = 3.2$, tussenliggend signaal.

Volgens EC8 dient bij berekeningen in het tijdsdomein minimaal 3 signalen gebruikt te worden. Na analyse van de signalen en ervaringen in eerdere projecten is er voor gekozen de signalen 1, 6 en 8 te kiezen.

Er is gekozen uitsluitend uit te gaan van de horizontale versnelling.

De gebeurtenissen zijn geselecteerd op grond van de karakteristieke lengte van de signalen, het aantal effectieve wisselingen en de verwachte waarden van deze karakteristieken bij magnitudes $M_w > 5$. Voor elke gebeurtenis is zowel de radiale, de transversale en de verticale component aanwezig. De signalen zijn weergegeven in bijlage K.

Tabel 5.1 geeft de piekwaarden van de geselecteerde gemeten signalen, uitgedrukt in m/s^2 .

Event	Signaal	Radiaal	Transversaal	Verticaal
1	060808MID3	0,108	0,485	0,154
5	110627WSE	0,075	0,082	0,093
6	120816WSE	0,509	0,407	0,750
8	130207KANT	0,172	0,296	0,256

Tabel 5.1 Piekwaarden van de geselecteerde gemeten tijdsignalen [m/s^2]

5.2 Verschaling signalen

5.2.1 Algemeen

Om de gemeten signalen om te zetten naar representatieve signalen, worden de geregistreerde aardbevingssignalen verschaald voor een maatgevende aardbeving met een hogere magnitude.

Een hogere (moment) magnitude betekent dat er meer energie vrijkomt tijdens de aardbeving. Dit kan alleen als het gemobiliseerde breukvlak groter is en/of dat de verplaatsing in de breuk groter is dan bij de geregistreerde beving. Verwacht wordt dat dit tot gevolg heeft dat niet alleen de versnelling moet worden verschaald, maar dat waarschijnlijk ook de frequentie inhoud moet worden verschaald en dat er meer wisselingen ontstaan.

Methoden om deze verschaling uit te voeren zijn in de literatuur slechts spaarzaam beschreven. Over de wijze van verschalen van aardbevingssignalen is nog geen consensus

bereikt in NEN/NPR verband. Hier zal de aanpak worden gevolgd zoals voorgesteld in 2013 door Deltares.

De aan het maaiveld gemeten signalen worden enerzijds geschaald op basis van de piekversnelling en anderzijds op de tijdsperiode tussen de pieken. De schaling in het tijdsdomein is gebaseerd op een verband tussen de piekperiodes bij verschillende magnitudes [Kalkan & Chopra, 2010] en een relatie tussen magnitude en piekversnelling [Akkar et al. 2013].

5.2.2 Verschaling frequentie

Bekend is dat bij zwaardere aardbevingen het signaal lagere frequenties zal bevatten. Op basis van een literatuurstudie is gekozen om de frequentie te verscalen door aanpassing van de tijdstapgrootte. De magnitude van de ontwerpaardbeving wordt geschat uit de ontwerp piekversnelling. Uiteindelijk geeft dit de volgende relatie voor de verschaling van de tijdstap:

$$\frac{T_{\text{piek}}}{T_{\text{piek.ref}}} = \exp(0.3M - M_{\text{ref}})$$

Met:

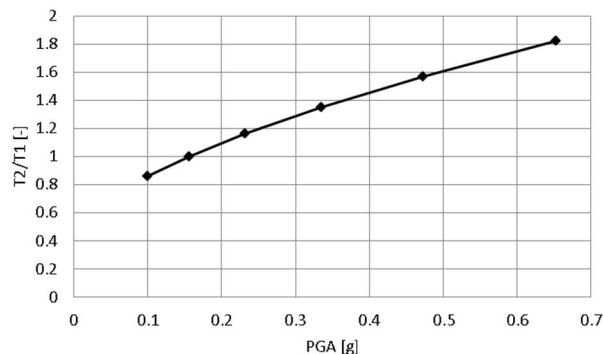
T_{piek}	De periode tussen de pieken bij magnitude M of piekversnelling PGA
$T_{\text{piek.ref}}$	De waarde van T_{piek} voor het ongeschaalde accelerogram
M_{ref}	De waarde van M voor het ongeschaalde accelerogram

Om het verband tussen versnelling en magnitude te bepalen is met de methode (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013) voor diverse magnituden de piekversnelling berekend. Gerekend is met voortplantingssnelheid $C_s = 184$ m/s, diepte 3 km, afstand 0 km en een representatieve waarde van mediaan plus een keer de standaardafwijking.

Magnitude	PGA [g]
3	0,10
3,5	0,156
4	0,232
4,5	0,335
5	0,472
5,5	0,653

Tabel 5.2 Verband magnitude en PG, volgens (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013)

Dit verband is grafisch weergegeven in figuur 5.1.



Figuur 5.1 Verband magnitude en PG, volgens (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013)

Ten behoeve van de berekeningen is door deze punten een lijn gefit.

$$\frac{T_{\text{piek}}}{T_{\text{piek.ref}}} = -1.036 * \left(\frac{PGA}{g}\right)^2 + 2.4963 * \left(\frac{PGA}{g}\right) + 0.63$$

5.2.3 Verschaling piekversnelling

De piekversnelling is als volgt verschaald:

- Voor elk signaal is bekend wat de piekversnelling aan maaiveld van het gemeten signaal aan maaiveld was (PGA_meting).
- De ontwerp versnelling aan maaiveld is een ontwerp randvoorwaarde (PGA_design).
- De versnelling op diepte wordt verschaald met de factor PGA_design/PGA_meting.

5.2.4 Omrekenen naar signalen op onderkant mesh

De gemeten signalen betreffen maaiveldsignalen. Voor de PLAXIS berekeningen dient een signaal aan de onderkant van de mesh ingevoerd te worden.

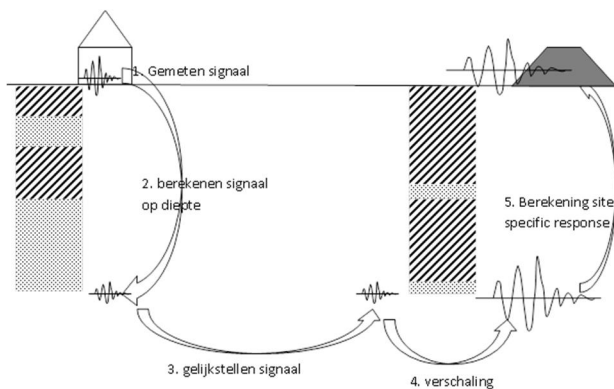
Om deze signalen te bepalen zijn met het programma EERA de signalen teruggerekend naar een diepte van 30 m. Opgemerkt wordt dat deze signalen in 1 richting bekend zijn. Voor de richting loodrecht hierop zijn de signalen niet gedeconvuleerd. Voor de 3D berekeningen is dit een beperking, het betekent dat die deconvolutie alsnog moet plaatsvinden. Ook indien de signalen op een andere diepte dan 30 m nodig zijn moet deze deconvolutie nog plaatsvinden. Een optie is om niet de beschikbare signalen te gebruiken maar met STRATA opnieuw de deconvolutie toe te passen. Voor de verticale versnelling wordt geen deconvolutie toegepast. Het signaal op diepte wordt gelijk gesteld aan het gemeten signaal op maaiveld.

De gevolgde procedure om het accelerogram aan de basis af te leiden uit het door het KNMI gegeven accelerogram aan maaiveld bestaat uit de volgende stappen:

- Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek bij de stations wordt een grondlagenschematisatie ter plaatse vastgesteld.
- Met programma als EERA is vervolgens het versnellingssignaal op 30 m diepte bepaald dat het gemeten versnellingssignaal aan maaiveld geeft.
- Dit signaal op diepte wordt verschaald voor de gewenste magnitude en piekversnelling.
- Met het aldus verschaalde signaal wordt vervolgens de respons op de te onderzoeken locatie (met de daar geldende grondlagenschematisatie) berekend. Daarbij dient de

respons aan het maaiveld overeen te komen met het oorspronkelijke maaiveldsignaal. Indien dit substantieel afwijkt wordt een extra iteratie stap uitgevoerd waarbij het in de vorige stap bepaalde verschaalde signaal op diepte wordt gecorrigeerd.

In Figuur 5.2 is deze procedure schematisch weergegeven.



Figuur 5.2 Procedure voor vertalen signaal naar de basis

6 Resultaten berekeningen

6.1 2D Vergrotingsfactor grondprofiel zonder constructie (free field)

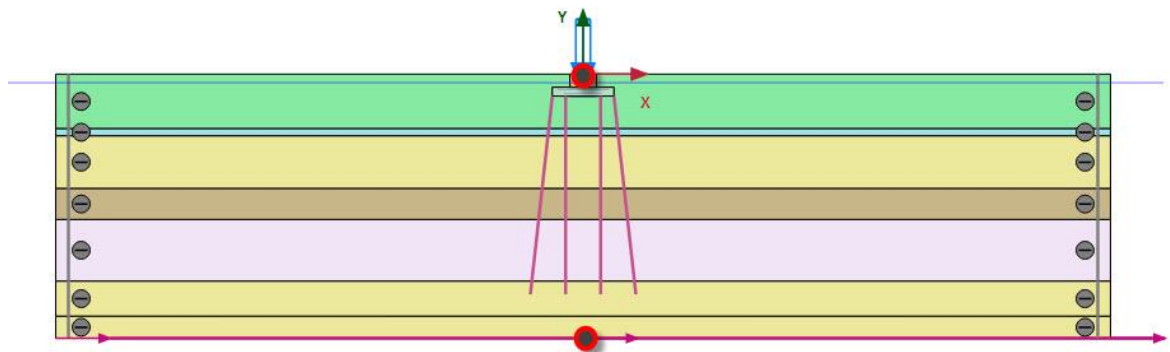
De gebruikte tijdsignalen zijn verschaald naar een basissignaal op 30 m diepte. Daarna heeft een opschaling plaatsgevonden om een PGA aan maaiveld te genereren die ongeveer gelijk is aan de in de uitgangspunten geformuleerde rekenwaarde van de PGA behorende bij de gekozen herhalingsdij van 1000 jaar. Het is niet gelukt om in alle gevallen exact de gewenste waarde van $5,2 \text{ m/s}^2$ aan maaiveld te halen. Berekeningsresultaten zullen derhalve ook in percentages worden beoordeeld.

In tabel 6.1 zijn de toegepaste verschalingsfactoren t.o.v. het originele signaal op de amplitude weergegeven.

Signaal	Max PGA basis origineel signaal	Vergrotingsfactor	Max PGA basis berekening
Event1	0,192	24	4,6
Event6	0,310	10	3,1
Event8	0,083	30	2,5

Tabel 6.1 Vergroting tijdsignaal aan de basis

In de volgende paragrafen zijn de resultaten van de aan maaiveld geregistreerde signalen weergegeven waarna vergrotings/reductiefactoren zijn berekend. De meetpunten die met elkaar worden vergeleken zijn gelegen aan de basis en aan het maaiveld in het midden van de mesh. Uiteindelijk zal de situatie met en zonder constructie met elkaar worden vergeleken. De meetpunten zijn aangegeven in figuur 6.1.



Figuur 6.1 Mesh met de meetpunten aan de basis en aan het maaiveld

Om de aan het maaiveld berekende PGA te kunnen vergelijken met de gewenste PGA (par. 3.4) is de mesh versmalt tot een kolom om de numerieke rekentijd te verkleinen. De mesh heeft dan een breedte van 4 m.

In tabellen 6.2 en 6.3 zijn de berekeningsresultaten voor de situatie zonder constructie samengevat. Het valt op dat bij signalen 6 en 8 voor beide grondprofielen het signaal aan het maaiveld groter wordt en bij signaal 1 minder groot.

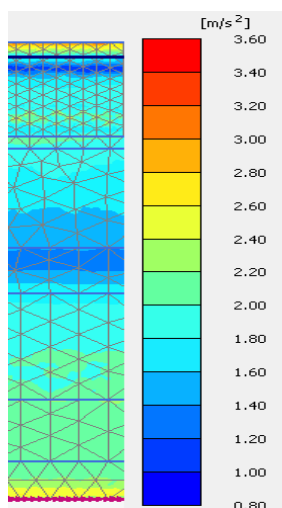
Event	Pga (-30)	Pga (mv)	Vergrotingsfactor
1	4,6	3,5	0,76
6	3,1	3,6	1,16
8	2,5	4,1	1,64

Tabel 6.2 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal naar MV voor vast grondprofiel 655

Event	Pga (-30)	Pga (mv)	Vergrotingsfactor
1	4,6	3,5	0,76
6	3,1	4,0	1,29
8	2,5	3,4	1,36

Tabel 6.3 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal naar MV voor vast grondprofiel 670

Uit een nadere analyse blijkt dat de versnellingen als gevolg van de stijve maar deels verwekende zandlagen afnemen om ten slotte nabij maaiveld weer opgeslingerd te worden. Dat is weergegeven in figuur 6.2 voor event 1 en grondprofiel 'stijf'.



Figuur 6.2 Overzicht maximale versnellingen van maaiveld tot basis (event 1, 'stijf')

6.2 2D Vergrotingsfactor inclusief constructie

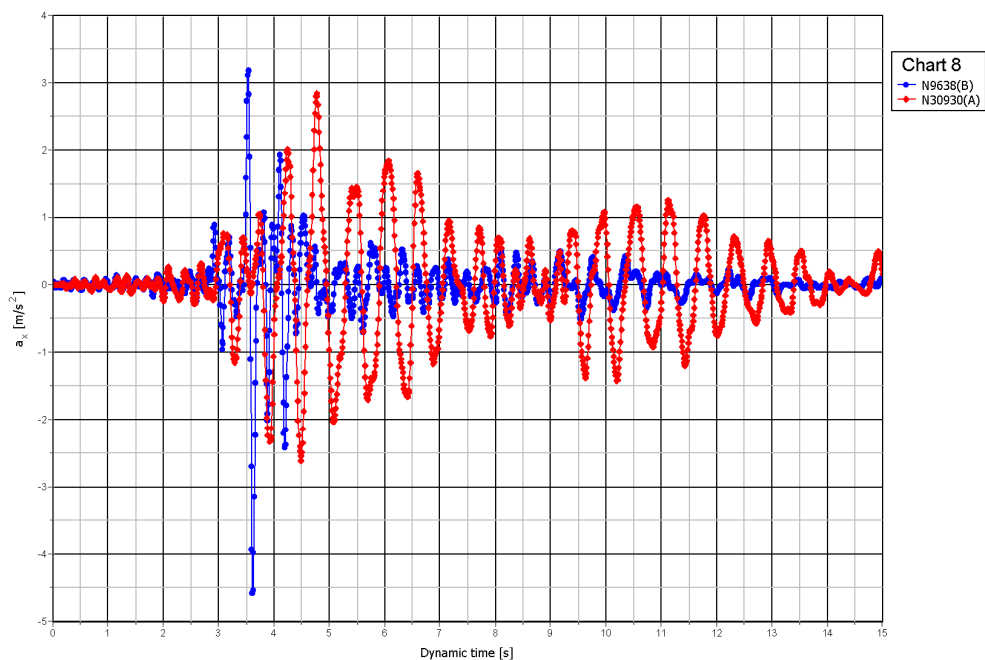
6.2.1 Grondopbouw 'stijf'

Hieronder volgende de resultaten van de berekende respons aan maaiveld t.o.v. het opgelegde signaal aan de basis voor de grondopbouw 'stijf' inclusief constructie.

Event 1

Max amplitude basis 4,6

Max amplitude constructie maaiveld 2,9



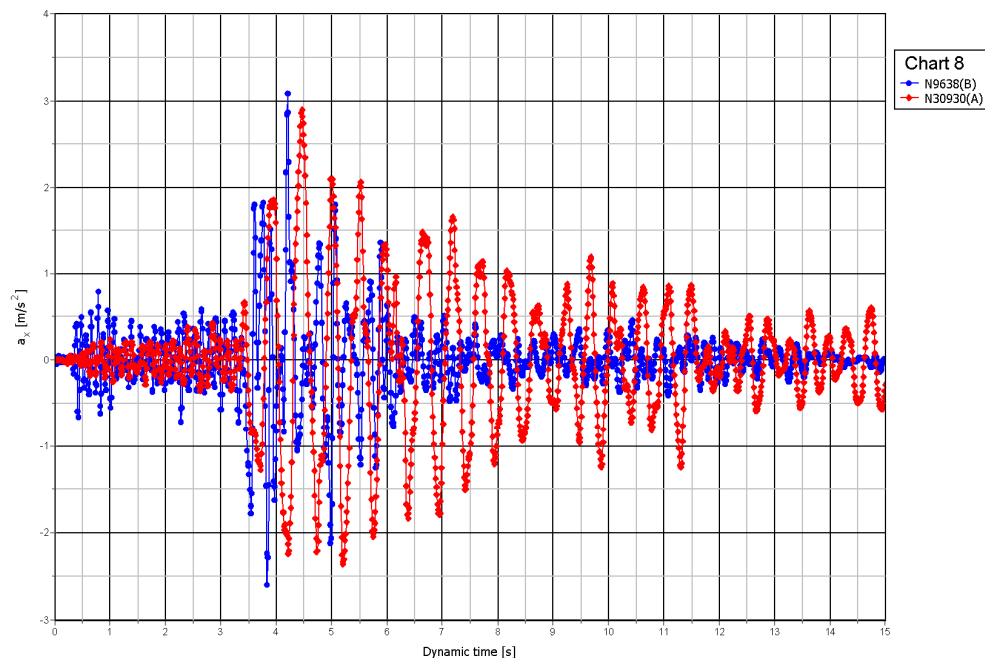
Figuur 6.3 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 1 (grondprofiel 'stijf')

Omdat de waarde aan het maaiveld hier nog niet overeenkomt met de doelwaarde zijn in een 2^e fase extra berekeningen uitgevoerd voor dit signaal en deze grondslag, waarbij de PGA aan de basis is gevarieerd. De resultaten hiervan zijn opgenomen in de resultaten tabel 6.6.

Event 6

Max amplitude basis 3,1

Max amplitude constructie maaiveld 2,9

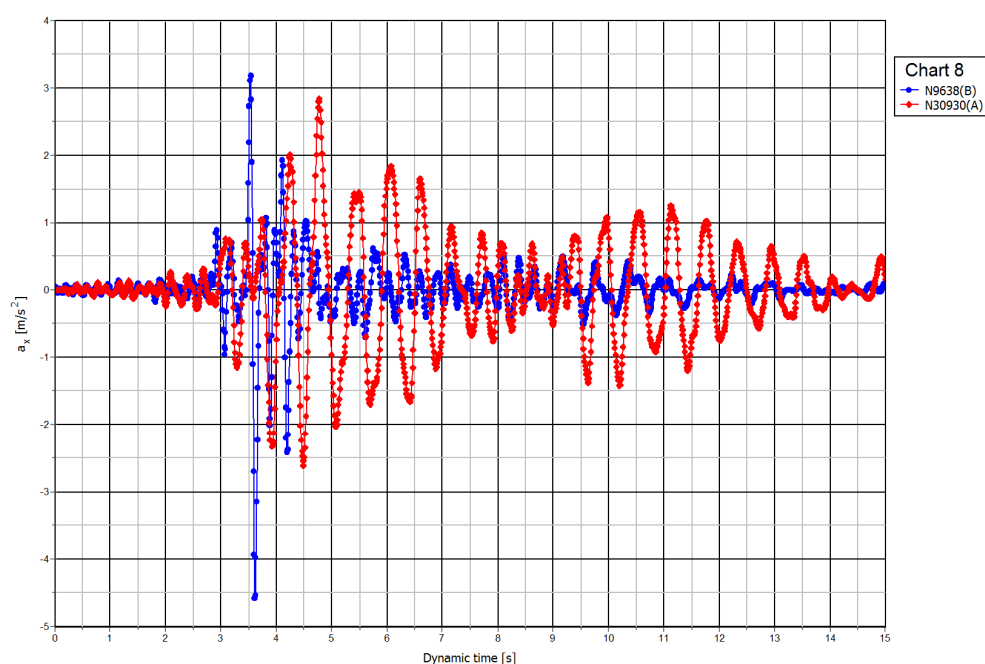


Figuur 6.4 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 6 (grondprofiel 'stijf')

Event 8

Max amplitude basis 4,6

Max amplitude constructie maaiveld 2,9



Figuur 6.5 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 8 (grondprofiel 'stijf')

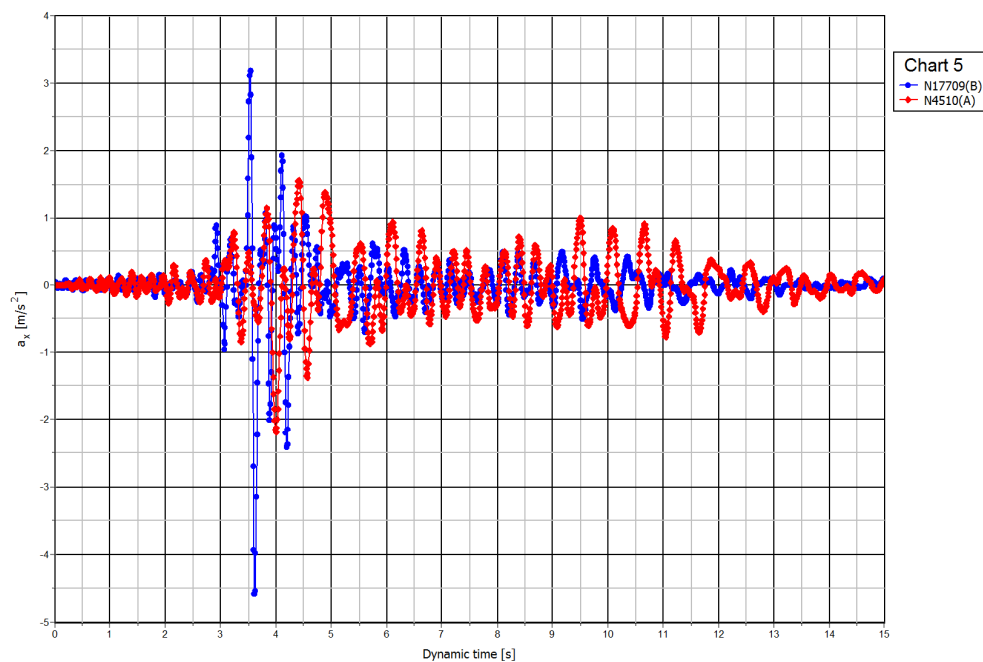
6.2.2 Grondopbouw 'slap'

Hieronder volgende de resultaten van de berekende respons aan maaiveld t.o.v. het opgelegde signaal aan de basis voor de grondopbouw 'slap' inclusief constructie.

Event 1

Max amplitude basis 4,6

Max amplitude constructie maaiveld 2,2

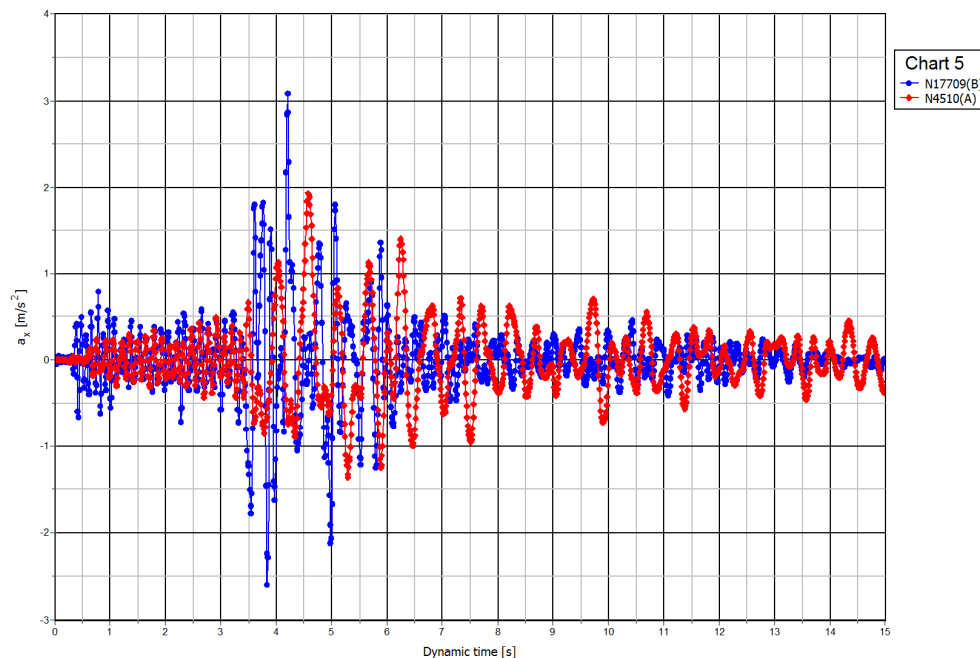


Figuur 6.6 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 1 (grondprofiel 'slap')

Event 6

Max amplitude basis 3,1

Max amplitude maaiveld 2,0

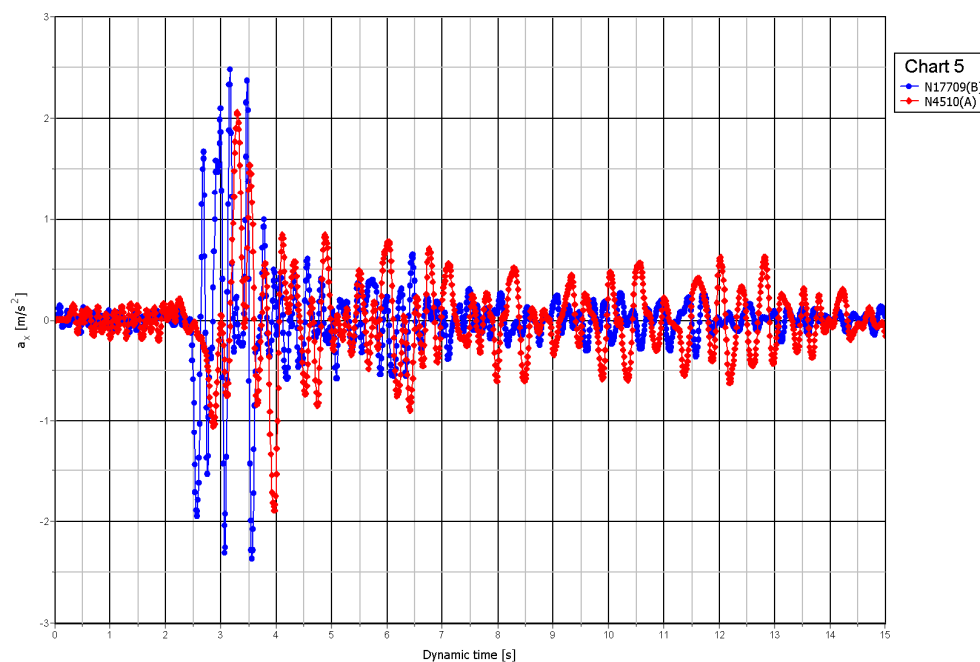


Figuur 6.7 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 6 (grondprofiel 'slap')

Event 8

Max amplitude basis 2,5

Max amplitude maaiveld 2,1



Figuur 6.8 Constructierespons op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 8 (grondprofiel 'slap')

6.2.3 Samenvatting met constructie

In tabellen 6.4 en 6.5 zijn de berekeningsresultaten voor de situatie met de constructie samengevat. Het valt op dat bij alle signalen en voor beide grondprofielen het signaal aan het maaiveld (bovenkant fundering/onderkant mast) lager is geworden dan de waarde berekend in het vrije veld. Bij het grondprofiel 'slap' is de reductie groter dan bij het grondprofiel 'stijf'.

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructive tov free field
1	4,6	3,5	2,9	0,85
6	3,1	3,6	2,9	0,81
8	4,6	4,1	2,9	0,71

Tabel 6.4 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor vast grondprofiel 655

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Reductiefactor
1	4,6	3,5	2,2	0,65
6	3,1	4,0	2,0	0,50
8	2,5	3,4	2,1	0,62

Tabel 6.5 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor slap grondprofiel 670

6.3 2D Vergrotingsfactor bij afwijkende fundering

Om de gevoeligheid van de resultaten nader te beschouwen is de stijfheid van de fundering van de constructie gevarieerd. Uitgegaan is van de situatie bij event 1 voor het vaste profiel. Hier was de verhouding tussen het berekende signaal aan maaiveld bij aanwezig van een constructie t.o.v. het vrije maaiveld het grootst.

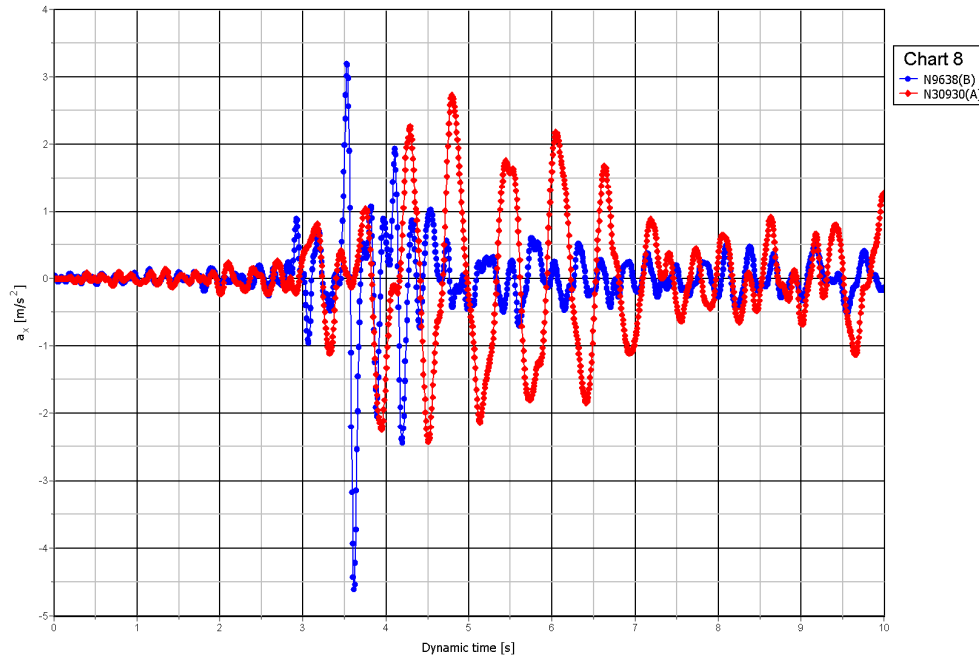
6.3.1 Minder stijve fundering

Deze situatie is gesimuleerd door in de schematisatie te kiezen voor een prefab paal vierkant 400 i.p.v. 500. Het oppervlak van de palen is een factor 1,5 kleiner.

Event 1

Max amplitude basis 4,6

Max amplitude constructie maaiveld 2,8



Figuur 6.9 Constructierespons slappere fundering op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 1 (grondprofiel 'stijf')

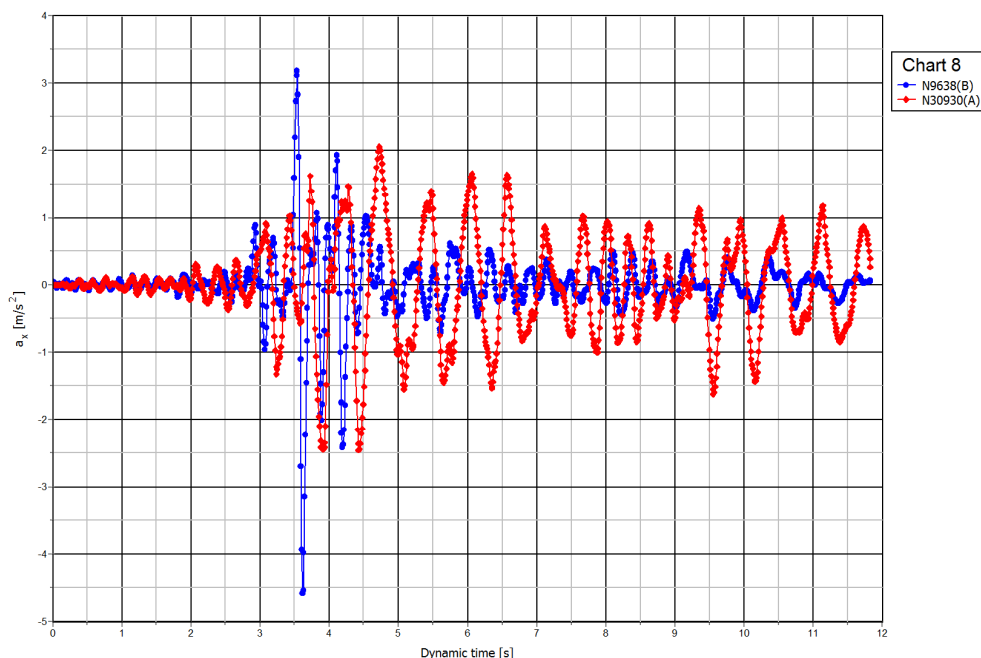
6.3.2 Stijvere fundering

Deze situatie is gesimuleerd door in de schematisatie uit te gaan van de mortelschroefpaal rond 800. Het oppervlak van de palen is een factor 2 groter.

Event 1

Max amplitude basis 4,6

Max amplitude constructie maaiveld 2,5



Figuur 6.10 Constructierespons stijvere fundering op mv (rode lijn) en aardbevingssignaal aan basis (blauwe lijn) event 1 (grondprofiel 'stijf')

6.4 2D vergrotingsfactor en het effect van de versnelling

Om te beoordelen of de waarde van de in de berekening gebruikte versnelling en effect heeft op de overdrachtsfactor c.q. vergrotingsfactor zijn een aantal aanvullende berekeningen gemaakt.

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructieve tov free field
1	1,5	1,9	1,45	0,77
1	3,0	2,8	2,2	0,78
1	4,6	3,5	2,9	0,85
1	6,1	4,0	3,1	0,78

Tabel 6.6 Resultaten berekeningen met verschillende PGA niveaus

Uit de resultaten uit tabel 6.6 volgt dat een gering effect uitgaat van een verandering van de grootte van de versnelling in het in de constructieve berekeningen te gebruiken aardbeving signaal. Er is geen trend gesignaleerd. De maatgevende waarde wordt in dit rapport gebruikt. Wel valt op dat PGA waarde op het maaiveld in het vrije veld minder snel toeneemt dan de onderin aangebrachte PGA waarde. Dit valt te verklaren uit het niet lineair-elastische gedrag van de grond. Door de hogere PGA waarde aan de basis zal meer plasticiteit optreden in bepaalde grondlagen waardoor de ondergrond steeds slechter in staat is het signaal naar het maaiveld over te brengen.

6.5 3D vergrotingsfactor

In deze berekening is 1 situatie berekend, nl. de combinatie van grondprofiel 'stijf' met event 1 (aardbevingssignaal 1). Conform paragraaf 6.1 is op de onderzijde van de mesh een verschaald aardbevingssignaal opgelegd.

In tabel 6.1 zijn de berekeningsresultaten van de respons aan maaiveld weergegeven voor de situatie zonder constructie en met constructie.

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructieve tov free field
1	4,6	3.62	3.04	0,84

Tabel 6.7 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor vast grondprofiel 655

Uit tabel 6.7 blijkt dat de 3D-analyse leidt tot een vergelijkbare factor als bij de 2D berekeningen hebben. .

6.6 Samenvatting berekeningsresultaten

In de tabellen 6.8 en 6.9 zijn alle 2D-resultaten van de uitgevoerde berekeningen samengevat. In tabel 6.10 is het 3D-resultaat weergegeven.

Event	Pga (-30)	Pga (mv; free field)	Vergrotingsfactor free field	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructieve tov free field
1	4,6	3,5	0,76	2,9	0,85
6	3,1	3,6	1,16	2,9	0,81
8	2,5	4,1	1,64	2,9	0,71

Tabel 6.8 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor grondprofiel 'stijf'

Event	Pga (-30)	Pga (mv)	vergrotingsfactor	PGA (mv; constructie)	Reductiefactor
1	4,6	3,5	0,76	2,2	0,65
6	3,1	4,0	1,29	2,0	0,50
8	2,5	3,4	1,36	2,1	0,62

Tabel 6.9 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor grondprofiel 'slap'

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructieve tov free field
1	4,6	3.6	3.0	0,84

Tabel 6.10 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor vast grondprofiel 655

Uit voorgaande tabellen blijkt dat het 3D resultaat overeenkomt met het ongunstigste 2D resultaat. Geadviseerd wordt deze waarde 0,85 te hanteren.

In de onderstaande tabel 6.11 zijn de resultaten van de berekeningen met een variatie in stijfheid van de fundering weergegeven.

Event	I (traagheid- moment) [m ⁴]	Pga (mv- 30)	Pga (mv;free field)	Vergroting -factor free field	PGA (mv; con- structie)	Vergrotings- factor constructive tov free field	Perc.
1 prefab vk 400	0,00213	4,6	3,5	0,76	2,8	0,80	95%
1 prefab vk 500 (standaard)	0,00521	4,6	3,5	0,76	2,9	0,85	100 %
1 mortelschroef rond 800	0,02011	4,6	3,5	0,76	2,5	0,75	88%

Tabel 6.11 Invloed stijfheid fundering op vergrotingsfactor aardbevingssignaal

Uit tabel 6.11 blijkt dat een verandering van paaltype waarbij de stijfheid groter of lager wordt in dit geval een geringe invloed heeft op het berekeningsresultaat.

7 Conclusies

7.1 Algemeen

In deze rapportage is vastgesteld welke aardbevingsbelasting op een WinTrack mast in rekening dient te worden gebracht. Hierbij is rekening gehouden met het aantal masten in een representatief deel van de verbinding.

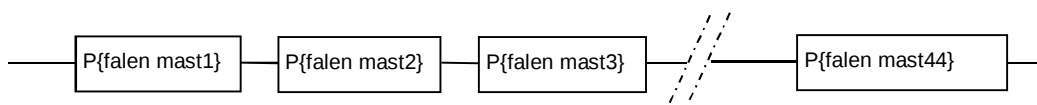
Daarnaast zijn specifieke effecten van de aardbeving vastgesteld, door na te gaan in hoeverre verweking kan optreden en hoe verweking kan worden meegenomen bij het ontwerp van de fundering van de masten. Tevens is vastgesteld in welke mate het aardbevingsignaal wordt gedempt bij overdracht van de grond naar de fundering. Met andere woorden; er is een analyse gedaan hoe de in de grond aanwezige constructie het aardbevingsignaal dat resteert aan de onderzijde mast reduceert t.o.v. het aardbevingsignaal aan het vrije maaiveld. Deze reductiefactor c.q. vergrotingsfactor is vastgesteld met behulp van 2D eindige elementen berekeningen voor een vast en een minder vast grondprofiel en voor 3 representatief geachte aardbevingsignalen. De uitkomst van deze van 2D eindige elementen berekeningen is geverifieerd aan de hand van een 3D eindige elementen berekening.

7.2 PGA rekenwaarde

Het tracé is onderverdeeld in kleinere eenheden of verbindingen. Door TenneT is aangegeven dat het uitgangspunt een faalfrequentie van eens in de 500 jaar per verbinding is (conform de ontwerpeisen in NEN-EN 50341).

Voor de bepaling van de herhalingstijd voor een enkele mast is gebruik gemaakt van de resultaten van een analyse waarbij de bijdrage van het aantal masten is meegenomen.

Er kan worden gesteld dat de verbinding zal falen als één of meer masten bezwijken. Er is dus sprake van een serieel systeem.



De kans op falen van de verbinding wordt bepaald door het product van de kansen dat masten falen ofwel in formule vorm (met n =aantal masten, $n = 44$):

$$P\{\text{falen verbinding}\} = 1 - \prod_{(i=1..44)} (1 - P\{\text{faal } i\}) \text{ of } 1 - \prod_{(i=1..44)} (P\{\text{niet falen mast } i\})$$

De faalkans per mast wordt dan bepaald door rekening te houden met het feit dat de sterkte van de aardbeving alleen bij één mast maximaal is en bij naastgelegen masten kleiner is. Op basis van de PGA kaart van KNMI (NPR 9998) [5] kan worden afgeleid dat opvolgende masten nabij Loppersum een faalkans hebben die steeds 1,7% kleiner is, deze afname neemt iets verderop in het tracé sneller af aangezien de contourlijnen daar dichter op elkaar liggen.

Op basis van deze benadering is vastgesteld dat de toelaatbare faalfrequentie voor een mast gelijk is aan 1/1000 bij een faalfrequentie van eens in de 500 jaar voor de verbinding. Hieruit blijkt dat voor een enkele mast in een verbinding een waarde voor de herhalingstijd van de in rekening te brengen aardbevingsbelasting wordt gevonden van 1000 jaar. Dit komt overeen

met een importance factor van 1,23 op de 'standaard' PGA waarde zoals door KNMI beschreven.

De maximale en daarmee maatgevende PGA wordt $5,2 \text{ m/s}^2$.

7.3 Verweking

Als gevolg van de door de aardbeving veroorzaakte trillingen kan zand verweken. Dat houdt in dat deze verweekte lagen tijdelijk hun sterkte (gedeeltelijk) verliezen. Zandlagen met een conusweerstand hoger dan circa 20 MPa zullen niet meer verweken. Ook kleiige lagen en zandlagen vermengd met klei of kleilaagjes zullen niet verweken.

De verweking uit zich in een (tijdelijk) lagere sterkte. Dit is in de eindige elementen berekeningen meegenomen. De methodiek om de verweking te bepalen is gegeven in bijlage H.

Tevens kan het zand na de verweking verdichten waardoor de korrels daarna dichter op elkaar zitten. Dit zal uiteindelijk leiden tot een zakking van het maaiveld. Voor 4 typische grondprofielen is deze maximale maaiveldzakking tot de maximale PGA van $5,2$ berekend. Dit is weergegeven in tabel 7.1.

Sondering	$U_{mv;pga=0.1}$ (m)	$U_{mv;pga=0.2}$ (m)	$U_{mv;pga=0.3}$ (m)	$U_{mv;pga=0.42}$ (m)	$U_{mv;pga=0.53}$ (m)
'DKM655-1_000'	0,00	0,06	0,20	0,40	0,48
'DKM670-1_000'	0,02	0,35	0,53	0,61	0,66
'DKM718-2_000'	0,00	0,11	0,31	0,38	0,40
'DKMP751-1_000'	0,01	0,12	0,24	0,31	0,33

Tabel 7.1 Berekende maaiveldzakking als gevolg van verdichting door aardbevingstrillingen voor 5 PGA waarden uitgedrukt in (g) en 4 grondopbouwen

Verweking is van korte duur; in die periode is er een verlaagde sterkte in zowel verticale als horizontale richting. Het is te verdedigen dat in die periode (in par. 4.6.2 aangegeven als maximaal een aantal uren) er geen harde wind dus externe horizontale kracht aanwezig is die afdracht naar ondergrond noodzakelijk maakt. Er zijn nog geen regels vastgesteld hoe om te gaan met dit effect. Masten die permanent horizontaal belast worden (zoals hoekmasten) of voor de verticale draagkracht van palen moet bij het ontwerp van de fundering wel degelijk rekening gehouden worden met een tijdelijk verwekingseffect in de zandlagen.

Dit kan door de fundering meer horizontale opnamekracht mee te geven in het ontwerp en palen diep genoeg in de niet verwekbare grond te zetten. Andere maatregelen kunnen zijn het accepteren van een verplaatsing en mogelijk enige schade.

7.4 Invloed constructie op aardbevingssignaal

Met behulp van eindige elementen analyses is bepaald welk effect een funderingsconstructie heeft op de doorgifte van het aardbevingssignaal vanuit de diepte naar het maaiveld (of in dit geval onderkant mast).

In tabel 7.2 is het effect weergegeven voor een stijve ondergrond met een circa 7 m kleiige laag daarbovenop. In tabel 7.3 voor een minder vaste ondergrond met zand met lagere conusweerstand en daarop een kleiige laag van ca. 10 m dikte.

Event	Pga (-30)	Pga (mv; free field)	Vergrotingsfactor free field	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructive tov free field
1	4,6	3,5	0,76	2,9	0,85
6	3,1	3,6	1,16	2,9	0,81
8	2,5	4,1	1,64	2,9	0,71

Tabel 7.2 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor grondprofiel 'stijf'

Event	Pga (-30)	Pga (mv)	vergrotingsfactor	PGA (mv; constructie)	Reductiefactor
1	4,6	3,5	0,76	2,2	0,65
6	3,1	4,0	1,29	2,0	0,50
8	2,5	3,4	1,36	2,1	0,62

Tabel 7.3 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor grondprofiel 'slap'

Voor de maatgevende situatie uit de 2D analyses is een 3D analyse uitgevoerd. Het resultaat is vermeld in tabel 7.4.

Event	Pga (-30)	PGA (mv; free field)	PGA (mv; constructie)	Vergrotingsfactor constructive tov free field
1	4,6	3,62	3,04	0,84

Tabel 7.4 Vergrotingsfactor aardbevingssignaal bovenkant funderingsconstructie voor vast grondprofiel 655

Tevens is voor de vaste ondergrond bekeken wat het effect is van een veranderende stijfheid van de fundering op de resultaten. Dit effect is voor de huidige uitgevoerde berekeningen niet groot gebleken.

Uit de hiervoor beschreven resultaten kunnen de volgende conclusies getrokken worden:

1. De bepaalde reactie nabij het maaiveld is per aardbevingssignaal anders. Daarom moeten volgens de bepaling in de NPR 9998 minimaal 3 aardbevingssignalen worden beschouwd.
2. Een aanwezige fundering reduceert het aardbevingssignaal t.o.v. het signaal dat gemeten zou worden in het vrije maaiveld. In de uitgevoerde berekeningen is het effect minstens 85% van het oorspronkelijk maaiveld signaal.
3. De stijfheid van de paalfundering (andere typen en afmetingen palen) heeft bij de onderzochte combinaties weinig effect op het reducerende effect van de constructie.

Op basis van het voorgaande wordt t.o.v. het in de constructieve berekeningen toe te passen aardbeving signaal het volgende geadviseerd:

- De aardbevingsbelasting dient te worden vastgesteld voor een herhalingsjijd van 1000 jaar.
- Voor het ontwerp van een constructie kan er een reductie worden toegepast op het direct op de constructie te zetten aardbevingsbelasting aan het maaiveld. De mate van reductie varieert en kan per lokaal aanwezige situatie vastgesteld

worden (ondergrond, mastfunderingstype).

- Vanwege de geconstateerde variabiliteit in afgeleide reductiefactoren is de toepassing van een conservatieve waarde in dit geval noodzakelijk. Een reductie waarde van 0,85 is de bovengrens.
- Op basis van de huidige berekeningsresultaten kan worden niet vastgesteld of het gunstiger is om de 2 parallelle funderingen van de in paren geplaatste palen als 1 fundering uit te voren. In het algemeen kan wel worden gesteld dat een zwaardere fundering een gunstig effect zal hebben op het reducerende vermogen op het aardbevingssignaal vanwege de grotere massa. Echter vanwege het niet in alle richtingen symmetrische afmeting van de fundering zal het gunstige effect niet in alle richtingen aanwezig zijn.
- Het verplaatsen van de fundering (onderplaat) tot boven maaiveld in plaats van onder maaiveld lijkt op basis van de berekeningsresultaten minder gunstig te zijn omdat daarmee de hoeveelheid massa (en stijfheid) onder maaiveld wordt verlaagd. Echter dit is niet specifiek onderzocht in de uitgevoerde berekeningen. Het toepassen van een diepere ligging van de funderingsplaat of een dikkere plaat zal naar verwachting een enigszins positief effect hebben, echter het effect zal waarschijnlijk relatief gering zijn.

7.5 Aanbevelingen bij de aanbesteding

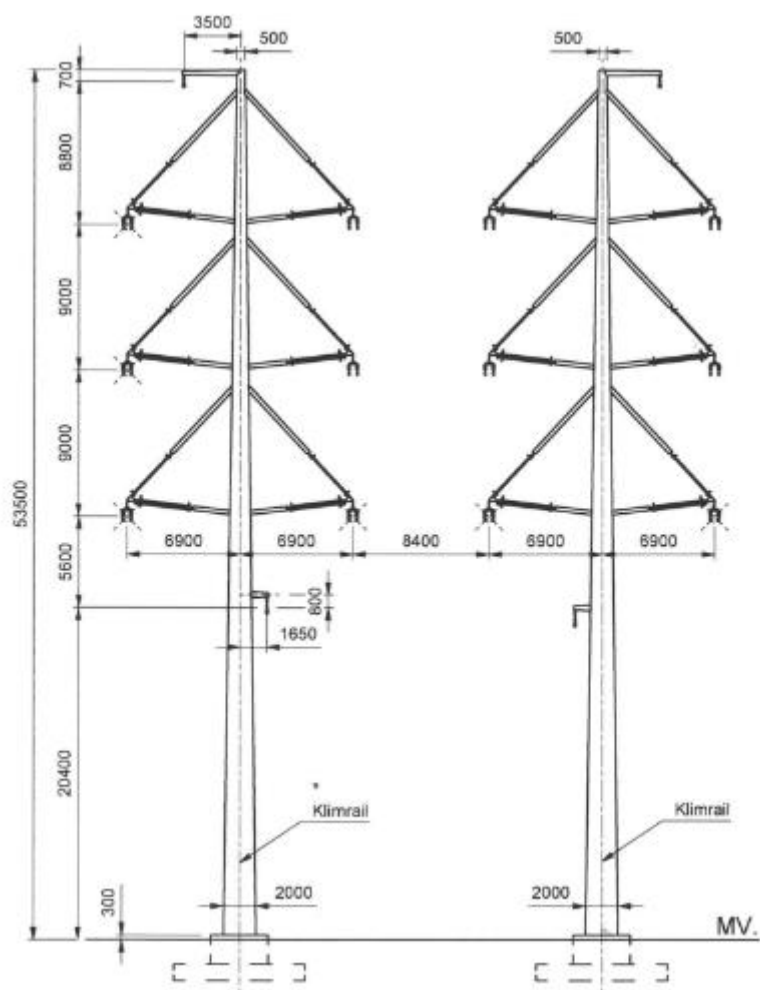
Rekening houdend met de hiervoor genoemde conclusies wordt t.b.v. de aanbesteding het volgende aanbevolen mee te nemen in de bepalingen voor het constructief beoordelen van de mastconstructie, funderingsplaat en fundering.

- De maximale PGA voor de berekeningen met de masten wordt bepaald door een factor 1,23 toe te passen op de door KNMI afgegeven waarden zoals gegeven in de NPR [5]. Dit komt overeen met een herhalingstijd van 1000 jaar.
- De aardbevingsbelasting die wordt overgedragen op de constructie is kleiner dan de aardbevingsbelasting aan het maaiveld, wat inhoudt dat voor de constructieve berekening rekening mag worden gehouden met een factor 0,85 op de aardbevingsbelasting indien dit signaal direct op de constructie wordt gezet. Er zijn aanwijzingen dat voor minder vaste ondergrond (slap) de factor nog lager is. Omdat de resultaten zeer afhankelijk zijn van de omstandigheden wordt geadviseerd alleen lagere waarden toe te staan indien deze voor een specifieke situatie worden aangetoond.
- Naast de normale statische berekeningen dienen als gevolg van een aardbevingsbelasting de volgende extra belastinggevallen te worden getoetst:
 - o Tijdens de aardbeving is de aardbevingsbelasting aanwezig (aangebracht door een aardbevingssignaal) in combinatie met een verweking in die grondlagen die onder deze belasting kunnen verweken, waarvan de mate van verweking 50% is van berekende waarde. Dit effect wordt in rekening gebracht door een fictieve inwendige wrijvingshoek ϕ voor zand te bepalen en die in de berekening toe te passen (verwezen wordt naar bijlage H).
 - o Na de aardbeving is er geen aardbevingsbelasting meer aanwezig maar is de wateroverspanning nog 100% aanwezig. In deze korte duur situatie dienen statische belastingen (verticaal en horizontaal) nog steeds opgenomen te

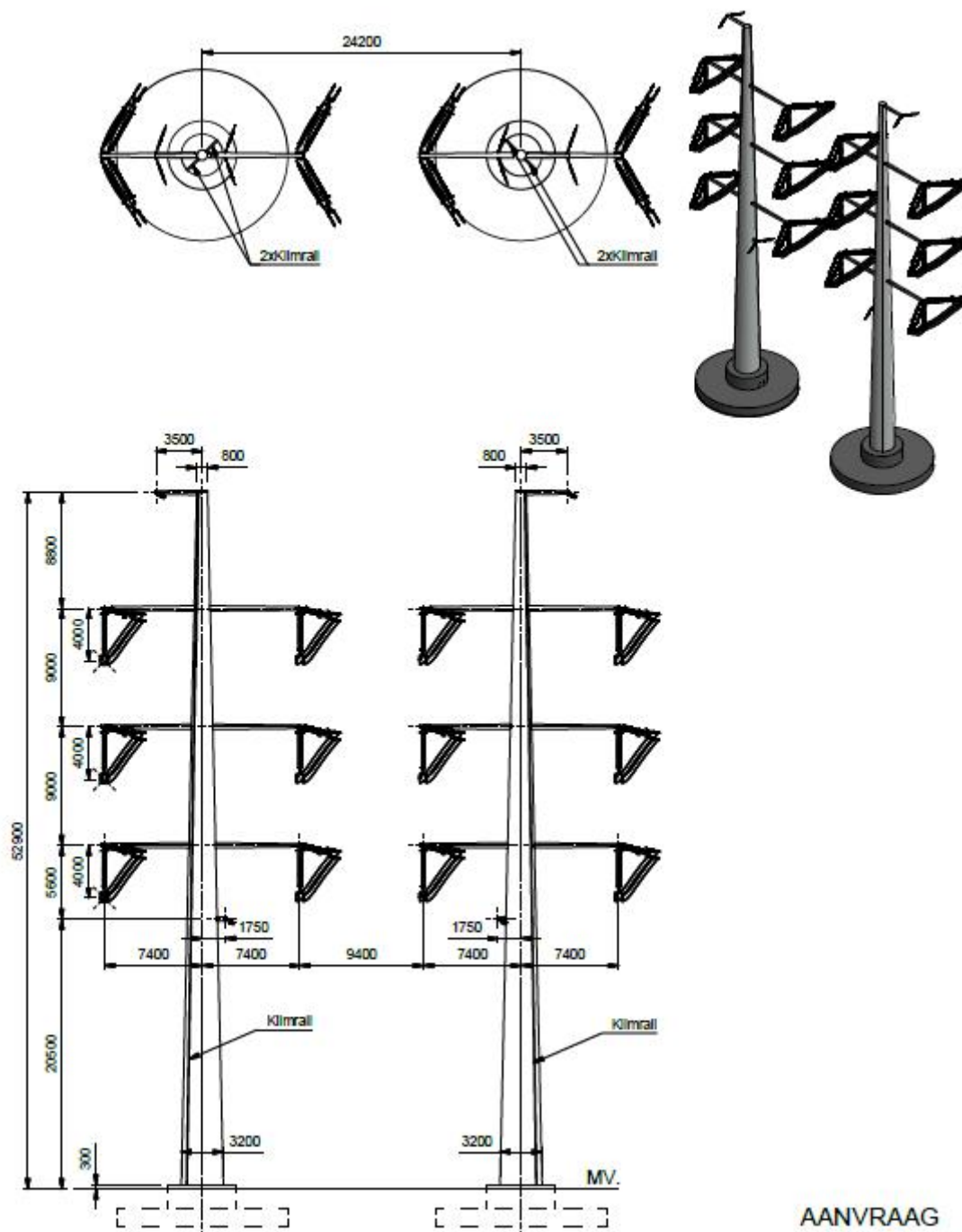
kunnen worden door constructie en fundering conform de eisen van de eurocode 7 (NEN9997). Dit geldt mogelijk niet voor de combinatie met de maatgevende windbelasting. Eventueel kan een karakteristieke windbelasting worden bepaald waarmee in deze korte tijdsperiode (maximaal enkele uren) rekening moet worden gehouden.

- Door verweking zal een verdichting optreden die zal leiden tot een zakking die uiteindelijk tot maaiveld zal doorzetten. Er dient rekening te worden gehouden met het effect van deze zakking. Bij funderingen op staal kan deze zakking direct worden verdisconteerd. Bij funderingen op palen is mogelijk een interactie berekening noodzakelijk om vast te stellen of een paal belast wordt door deze zakking (negatieve kleeft, belasting door zakkende grond bij flauwe schoorstanden of ankers) of dat een paal weerstand kan onttelen aan deze laag (positieve kleeft). De paalpunt dient bij voorkeur in een niet verweekbare laag te staan. De optredende scheefzakking kan worden bepaald door een zakking te berekenen bij de meest en minst maatgevende sondering bij een mast (er wordt vanuit gegaan dat overal minstens 4 sonderingen beschikbaar zijn). Bij geschroefde of grondverwijderende paalsystemen en bij funderingen op staal dient een veiligheidsmarge van 2 op de bepaalde waarde te worden vastgesteld voornamelijk vanwege de onzekerheden in het model dat de zakking bepaald (zie bijlage H). Bij grondverdringende paalsystemen wordt verwacht dat de grond als gevolg van de grondverdringing is verbeterd en de veiligheidsmarge achterwege kan blijven. Wordt voorgaande analyse uitgevoerd op basis van achteraf uitgevoerde sonderingen dan is een veiligheidsmarge van 3 noodzakelijk op het berekende zakkingsverschil.
- Indien bij het ontwerp gebruik gemaakt wordt van aardbeving signalen voor een dynamische berekening dienen minimaal 3 aardbevingssignalen te worden beoordeeld; elk signaal heeft zijn eigen karakteristieken en het is niet vooraf te voorspellen welk signaal maatgevend zal zijn. Het vrije veld aardbevingssignaal dient derhalve zodanig opgeschaald te worden dat de maximale acceleratie overeenkomt met de vastgestelde maximale PGA. In paragraaf 5.2 is aangegeven hoe de signalen kunnen worden verschaald (amplitude, frequentie). Indien het signaal direct op de constructie aangrijpt en er geen grondoverdracht wordt gemodelleerd is een reductie factor op de amplitude van 0,85 van toepassing. Deltares kan de signalen zoals hier als maatgevend geselecteerd ter beschikking stellen.

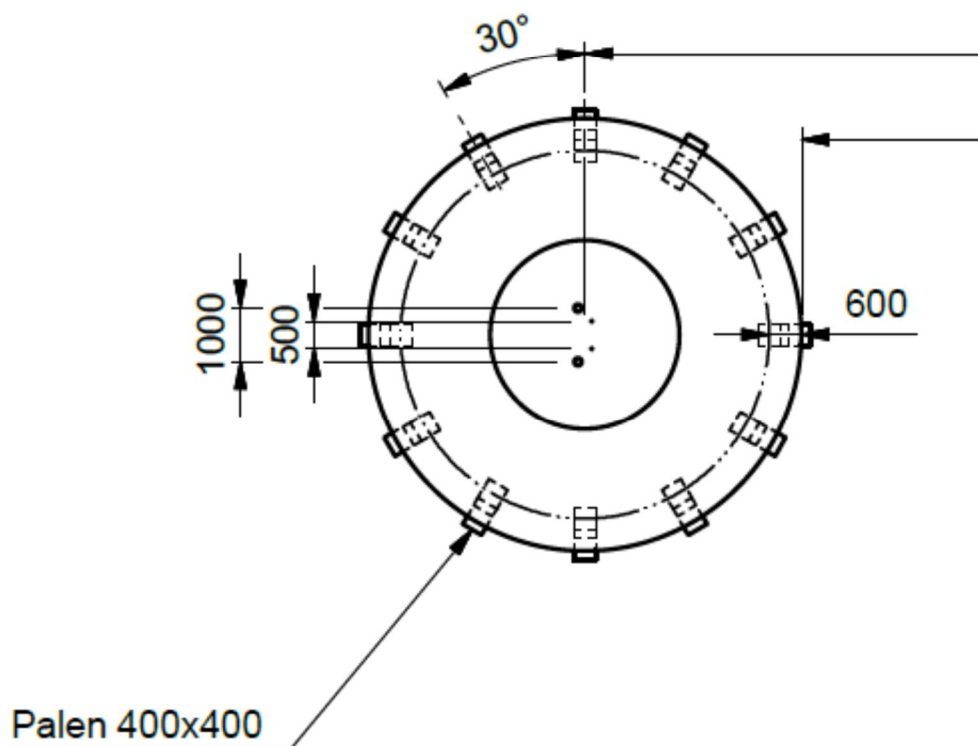
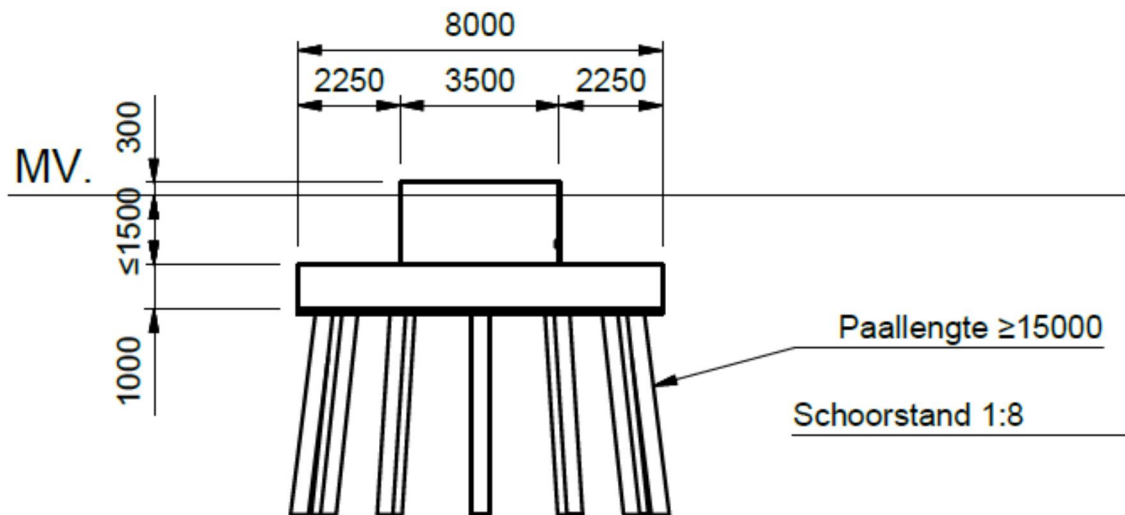
A Standaard mast



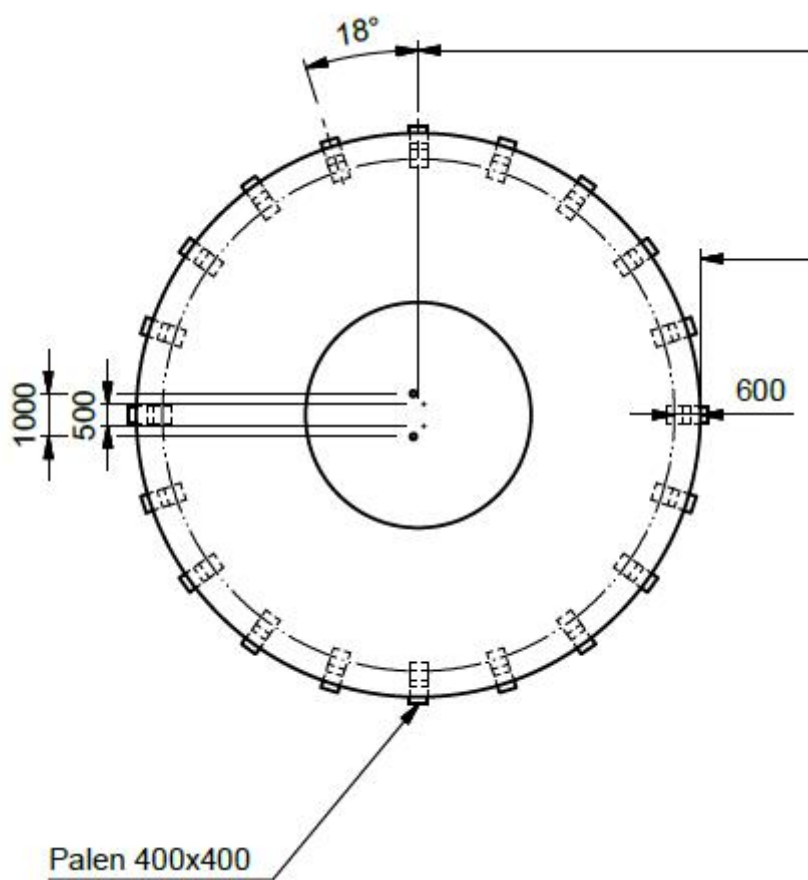
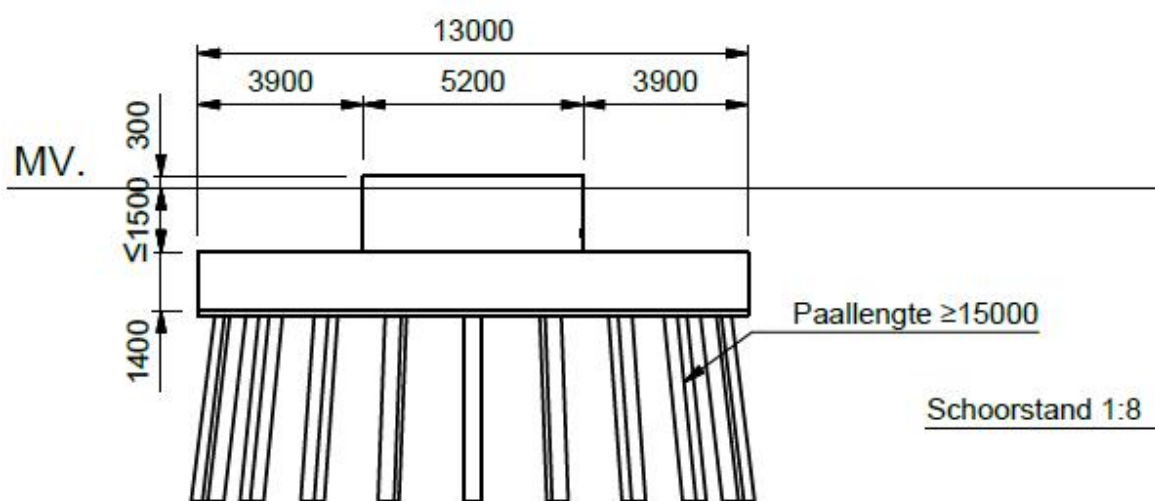
B Hoekmast



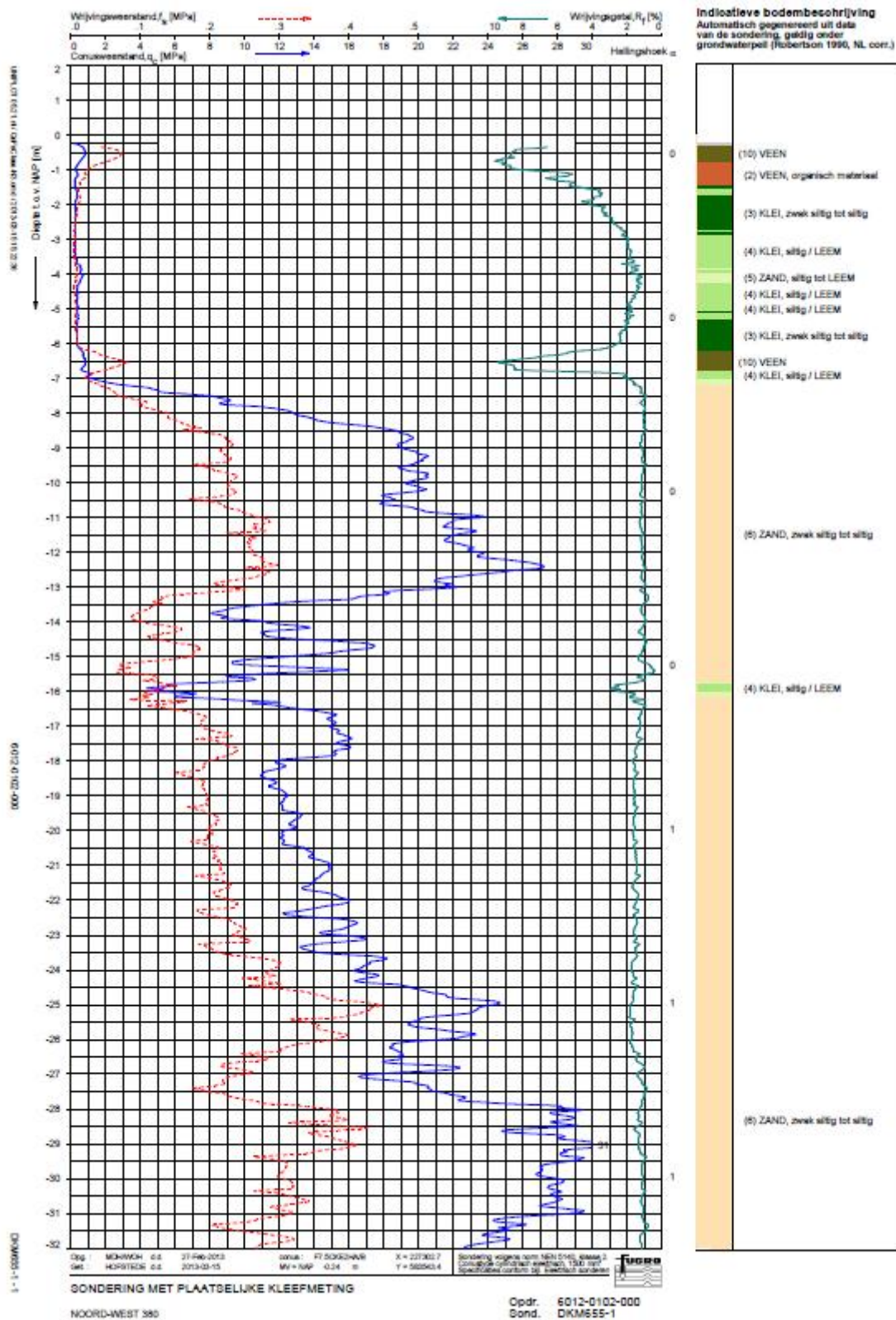
C Fundering standaard mast



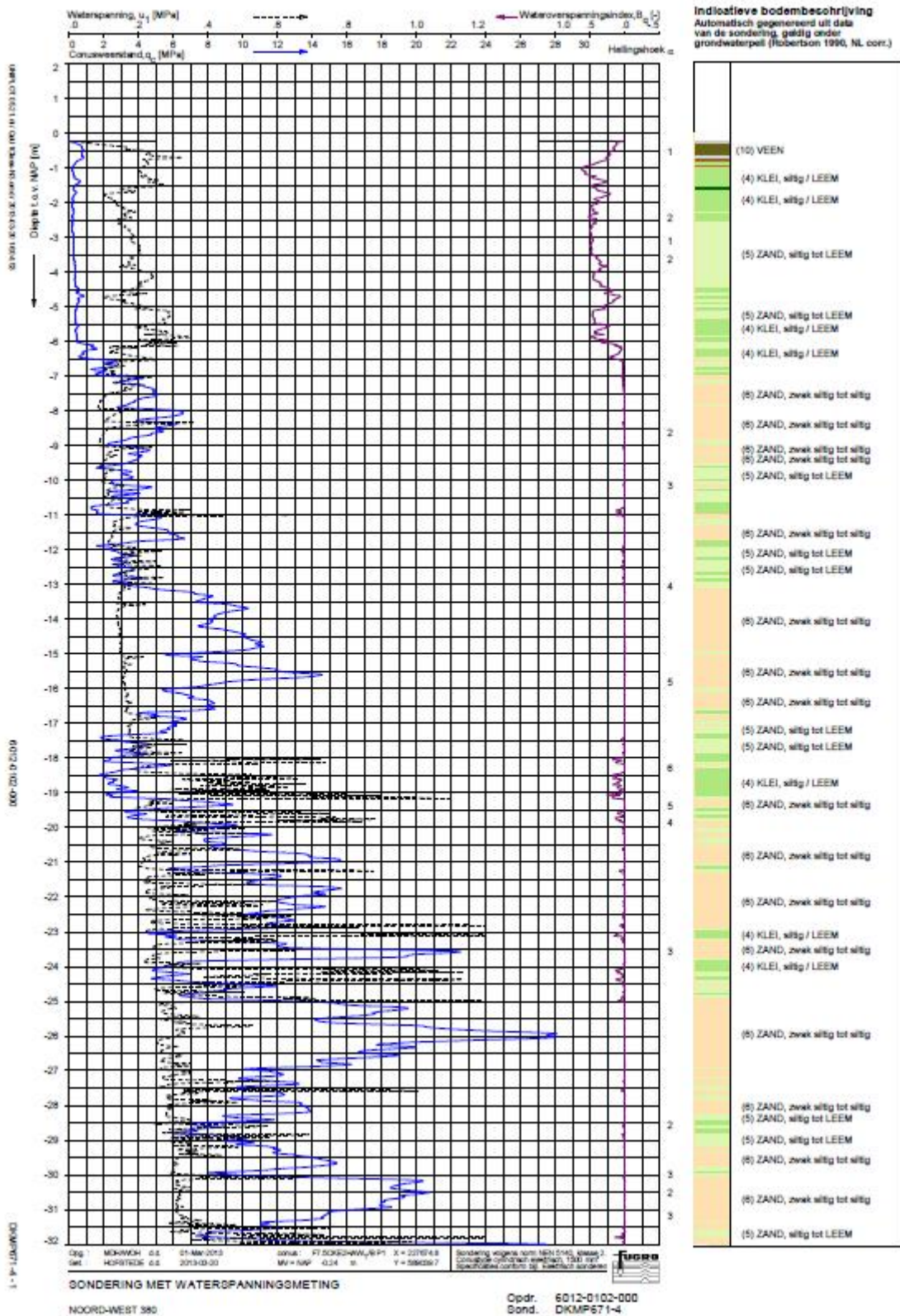
D Fundering hoekmast



E Sondering 655 'stijf'



F Sondering 670 'slap'



G Bepaling herhalingstijd belasting

G.1 Inleiding

TenneT heeft aan Deltares opdracht gegeven (inkooporder T235711 16 oktober 2014, Deltares 1210484-000-GEO-0003-jvm d.d. 4 november 2014) voor onderzoek naar de effecten van aardbevingen op de fundering van masten voor een hoogspanningsverbinding in Noord Nederland.

Dit rapport betreft de vaststelling van de maatgevende aardbevingsbelasting.

De grootte van de aardbevingsbelasting is afhankelijk van de van toepassing zijnde herhalingstijd van een aardbeving met een bepaalde intensiteit. De zwaardere aardbevingen hebben een hogere herhalingstijd. Het verband tussen de intensiteit van de aardbeving en de herhalingstijd is door het KNMI onderzocht door middel van een Probabilistische seismic hazard analysis. Het resultaat van deze studie is een kaart van Groningen waarop op elke locatie is af te lezen van de aardbevingsbelasting is voor een bepaalde herhalingstijd.

Door TenneT is aangegeven wat de toelaatbare faalfrequentie is voor de aan te leggen hoogspanningsverbinding in Noord Nederland. De toelaatbare faalfrequentie bedraagt eens in de 500 jaar voor de gehele verbinding. In de beschikbaar gestelde afleiding van deze faalfrequentie is gebruik gemaakt van een gemiddelde lengte van de verbinding van 13,4 km wat overeenkomt met 44 masten. De vraag is welke herhalingstijd voor de toetsing van een enkele mast gebruikt moet worden, om voor de hoogspanningsverbinding als geheel het gewenste veiligheidsniveau van een faalfrequentie van eens in de 500 jaar te halen.

In dit rapport stelt Deltares de herhalingstijd per mast vast op een manier die voldoet aan de aan de door TenneT gegeven toelaatbare faalkans voor de gehele verbinding. Hiermee kan dan de importance factor worden afgeleid om zo in combinatie met de standaard pga waarde, zoals afgegeven door KNMI, een 'rekenwaarde' van de aardbevingsbelasting (piekgrondversnelling aan maaiveld) af te kunnen leiden t.b.v. de toetsing van een mast onder aardbevingsbelasting.

G.2 Projectomschrijving

G.2.1 Beschikbare gegevens

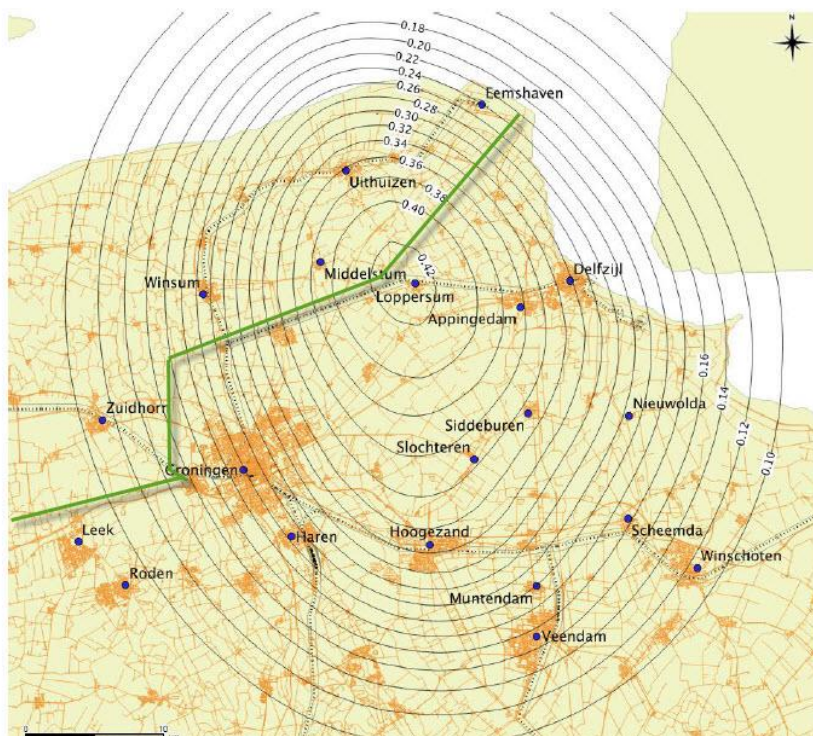
Het tracé van de 380kV verbinding is weergegeven in Figuur G.1.



Figuur G.1 Tracé 380 kV verbinding

Het oostelijke deel (globaal Eemshaven –Groningen Vierverlaten) is gelegen in het aardbevingsgebied.

Het 380 kV tracé van figuur G.1 is globaal ingetekend in de topografische kaart, zie figuur G.2, waarin ook zijn aangegeven de PGA-waarden zoals genoemd in het Interim Advies (NEN, 2014) voor terugkeerperiodes van 475 jaar. De PGA (peak ground acceleration) is de ontwerpbelasting (grondversnelling aan maaiveld) veroorzaakt door de aardbeving en is in deze figuur aangegeven als een waarde t.o.v. de zwaartekrachtversnelling g ($g=10 \text{ m/s}^2$). De cirkel met de maximale waarde 0,42 om Loppersum komt derhalve overeen met een PGA van $4,2 \text{ m/s}^2$.



Figuur G.2 Tracé 380 kV door het aardbevingsgebied met PGA waarden voor terugkeerperiode 475 jaar

Uit figuur G.2 blijkt dat het tracé Noord Groningen doorkruist. Vanaf Eemshaven gaat het tracé naar Loppersum, het centrum van de PGA contourlijnen, om vervolgens via station Groningen Vierverlaten in westelijke richting het gebied te verlaten. Overigens zijn op dit moment de plannen voor het tracé vanaf Vierverlaten richting Ens (in westelijke richting) gewijzigd.

Er wordt uitgegaan van een gemiddelde verbindingslengte van 13,4 km en een gemiddelde veldlengte, de mastafstand, van 300 meter (een hoogspanningsverbinding gesteund met 44 masten). Voor een verbinding wordt een conservatieve faalfrequentie van 1/500 per verbinding per jaar (conform de ontwerpeisen in NEN-EN 50341) toegepast. Voor het falen van de verbinding maakt het niet uit of een mast geheel of gedeeltelijk omvalt.

G.2.2 Methode

In hoofdstuk G.3 zal op basis van statistische afwegingen en de veiligheidsfilosofie een PGA waarde voor een enkele mast afgeleid worden. Om praktische redenen wordt geen volledig probabilistische berekening van de verbinding gemaakt, maar is gekozen voor een pragmatische aanpak. Er wordt van uitgegaan dat de mast-constructie qua veiligheidsfilosofie kan worden gezien als een enkele constructie.

In hoofdstuk 3 wordt gestart met het beschrijven van de veiligheidsfilosofie. Daarna wordt de benadering beschreven om te komen tot een faalkans/herhalingstijd per mast waarbij rekening wordt gehouden met de aanwezigheid van X aantal masten in de te beschouwen verbinding die tesamen bijdragen aan de totale faalfrequentie van de verbinding.

G.3 Analyse statistiek voor falen hoogspanningsverbinding

G.3.1 Inleiding

Het project betreft de beoordeling van een hoogspanningsverbinding onder aardbevingsbelasting. De hoogspanningskabels in deze verbinding worden gesteund door masten van het type WinTrack. De verbinding mag eens in de 500 jaar uitvallen.

Voor het constructief toetsen van de masten is door een aardbevingsbelasting gehanteerd. De materiaal spanningen in de masten veroorzaakt door de aardbevingsbelasting zijn getoetst aan door de norm aangegeven bezwijkwaarden voor druk- en trekspanningen. Uit (Royal Haskoning DHV, 2014) is niet volledig duidelijk hoe gebruik is gemaakt van partiële factoren.

De door TenneT gehanteerde faalfrequentie is vrijwel gelijk aan de door KNMI aangegeven en in de NPR 1998 overeengekomen standaard herhalingstijd. Deze waarde staat niet ter discussie. Een herhalingstijd of terugkeerperiode van gemiddeld eens in de 475 jaar betekent dat er een maximale overschrijdingskans van 10% in 50 jaar (levensduur) is dat deze belasting wordt bereikt. Dit is de basis van de vermelde PGA's in NPR9998 (NEN, 2015), zie figuur G.2. Terugrekenen naar de overschrijdingskans per jaar geeft $0,002105$ ofwel een herhalingstijd van $1/0,002105=475$ jaar (deze waarde wordt soms in publicaties afgerond naar 500 jaar).

G.3.2 Veiligheid

Constructies worden zodanig ontworpen dat de kans dat de (onzekere) belasting S groter is dan de (onzekere) sterkte R , kleiner is dan een bepaalde faalkanseis.

Dit wordt bij (semi) probabilistisch ontwerpen zodanig vertaald dat de rekenwaarde van de belasting (S_d) kleiner is dan de rekenwaarde van de sterkte (R_d). Een rekenwaarde van de belasting kan naast een karakteristieke waarde gecombineerd met een partiële belastingfactor ook bepaald zijn door een waarde die overeenkomt met een toetsnorm bepaald door een gekozen overschrijdingskans.

Het veiligheidsniveau van een constructie kan theoretisch worden vastgelegd in de kans op het bezwijken gedurende een relevante tijdsperiode. In plaats van te werken met de kans op bezwijken (P), wordt bij technische voorschriften zoals de NEN (eurocodes) gebruik gemaakt van de betrouwbaarheidsindex β . Deze betrouwbaarheidsindex staat in directe relatie tot de kans op bezwijken van de constructie door middel van de functie:

$$P\{\text{falen}\} = \Phi(-\beta)$$

waarbij:

Φ de standaard normale verdeling

$P\{\text{falen}\}$ de kans op falen

Een aantal waarden van deze relatie zijn aangegeven in tabel G.1.

Betrouwbaarheidsindex β [-]	Kans op bezwijken $P\{\text{faal}\}$ [-]
0	0,5
1	0,16
2	0,023
3	0,0013
4	0,000032

Tabel G.1 Relatie betrouwbaarheidsindex β en kans op bezwijken $P\{\text{faal}\}$

In principe zijn er 2 overwegingen om een betrouwbaarheidseis aan een constructie op te leggen:

- Economische overweging
- Veiligheidsoverweging (onevenredig grote risico's voor mensen worden niet geaccepteerd).

De eerste overweging leidt tot een economische optimalisering van de totale bouwkosten en het product van schade en kans op falen. De tweede overweging tracht het risico voor verlies aan mensenlevens te beperken tot een niveau dat (significant) lager is dan andere risico's die mensen in het dagelijks leven ondervinden.

Voor een normaal bouwwerk zijn de voor Nederland van toepassing zijnde betrouwbaarheidsindices voor nieuwbouw opgenomen in de NL versies van NEN-EN 1990, hier weergegeven in tabel G.2. Het blijkt dat voor situaties waarbij de windbelasting dominant is, een lagere waarde beter aansluit bij de realiteit. Deze waarden zijn opgenomen in de laatste kolom. Voor bestaande bouw zullen de waardes iets lager liggen.

Gevolg- klasse	Gevolgen van bezwijken		Windbelasting niet maatgevend	Windbelasting maatgevend
	Kans op levensgevaar	Kans op economische schade		
CC1	uitgesloten/klein	klein	$\beta n = 3,3$	$\beta n = 2,3$
CC2	aanzienlijk	aanzienlijk	$\beta n = 3,8$	$\beta n = 2,8$
CC3	zeer groot	zeer groot	$\beta n = 4,3$	$\beta n = 3,3$

Tabel G.2 De betrouwbaarheidsindex voor nieuwbouw voor de ontwerplevensduur (CC =consequence class)

TenneT kiest voor zijn masten standaard voor klasse CC2(a). De waarden in de tabel zijn opgesteld uitgaande van een ontwerplevensduur van 50 jaar. Indien uitsluitend economische motieven in het spel zijn, is het rationeel deze waarden ook te hanteren bij een kortere periode.

In verband met menselijke veiligheid is echter een constante kans per jaar van toepassing, ongeacht de ontwerplevensduur van de constructie. De β wordt daarmee hoger bij kortere ontwerplevensduren. Deze waarden worden echter nooit kleiner dan de waarden aangegeven voor wind door het toepassen van een minimale referentieperiode van 15 jaar.

De algemene veiligheidsfilosofie en rekenmethoden voor aardbevingsbelastingen staan in NEN-EN 1998-1 (NEN, 2005). De veiligheidsfilosofie komt overeen met die van NEN-EN 1990.

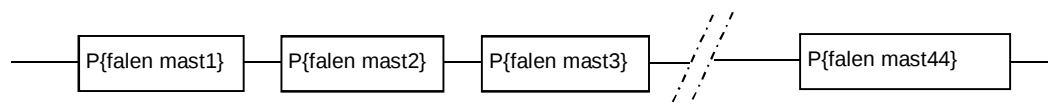
G.3.3 Bepaling Herhalingstijd

G.3.3.1 Algemeen

In de volgende paragrafen zal een benadering worden afgeleid die de aanwezigheid van de masten in het systeem (de verbinding) meeneemt bij de vaststelling van de herhalingstijd per mast. De afgeleide herhalingstijd voor de aardbevingsbelasting zal daarmee van toepassing zijn op een enkele mast, alle masten tezamen zullen dan uiteindelijk voldoen aan de faalfrequentie zoals TenneT hanteert.

G.3.3.2 Systeem (verbinding vs masten)

Er kan worden gesteld dat de verbinding zal falen als één of meer masten bezwijken. Er is dus sprake van een serie systeem.



In eerste instantie kan gesteld worden bij de veronderstelling dat alle masten in principe identiek zijn en dat alle masten min of meer gelijk belast worden. Dan is het een juiste veronderstelling dat de kans op falen voor alle masten gelijk is ofwel $P\{\text{falen mast } i\} = P\{\text{falen mast } 1\}$

Een ondergrens van de herhalingstijd zou worden verkregen door uit te gaan dat alle masten vrijwel identiek zijn en alle masten belast worden bij een aardbeving, ofwel dat de variatie en sterkte en belasting nihil is. Dan is het zo dat als één mast bezwijkt de overige masten ook bezwijken, ofwel dat de faalkans van het hele systeem gelijk is aan de faalkans van een enkele mast. De genoemde ondergrens is de werkelijke waarde bij volledige afhankelijkheid van de masten, d.w.z. falen van de ene mast impliceert falen van de andere masten.

De bovengrens van de herhalingstijd is van toepassing als de faalmechanismen elkaar uitsluiten en het falen van de ene mast het falen van de andere masten uitsluit.

Een snelle aanscherping van de bovengrens wordt verkregen door af te stappen van het hiervoor beschreven onderling uitsluiten van falen. De bovengrens van de kans op falen wordt dan bepaald door het product van de kansen dat mast i niet faalt ofwel in formule vorm (met n =aantal masten, $n = 44$):

$$P\{\text{falen verbinding}\} < 1 - \prod_{(i=1..44)} (1 - P\{\text{faal } i\}) \text{ of } 1 - \prod_{(i=1..44)} (P\{\text{niet falen mast } i\})$$

Ofwel bij gelijke kansen per mast:

$$P\{\text{falen verbinding}\} < 1 - (1 - P\{\text{faal mast } i\})^n \text{ of } 1 - (P\{\text{niet falen mast } i\})^n$$

De faalkans is verder aan te scherpen door rekening te houden met het feit dat de sterkte van de aardbeving alleen bij één mast maximaal is en bij naastgelegen masten kleiner is. Hiervoor is afgeleid dat opvolgende masten een faalkans hebben die steeds 1,7% kleiner is. Deze waarde is afgeleid uit de afname van de maximale PGA vanuit het centrum naar diverse knikpunten in het tracé van de hoogspanningsverbinding. Door de afstanden tussen de masten en de in NPR9998 aangegeven verspreiding van de maximale PGA's over Groningen kan vastgesteld worden dat er per mast een circa 1,7% afname van de PGA aanwezig is. Aangenomen wordt dat de faalkans ook ongeveer met deze waarde per mast afneemt. Overigens kan dezelfde benadering worden toegepast door te kijken naar losse aardbeving events. De omvang van een aardbeving is ca. 20 km, de afname t.o.v. het middelpunt is iets groter dan de nu aangehouden 1,7%. Deze benadering leidt tot ongeveer dezelfde resultaten als hier verder uitgewerkt.

G.3.4 Bepaling Herhalingstijd mast

G.3.4.1 Relatie faalkans verbinding en faalkans mast

In deze paragraaf wordt aangegeven hoe met de in de voorgaande paragraaf aangegeven ruimtelijke afname van de PGA (belasting) een relatie gelegd kan worden tussen de faalkans van een verbinding en de faalkans van een mast.

In de constructieve toetsing wordt gebruik gemaakt van een aardbevingsbelasting beschreven met een PGA met een bepaalde herhalingsperiode. Als de toetsing op sterkte net voldoet is er sprake van UC (Unity Check) =1 of FOS (Factor Of Safety = 1/UC)=1.

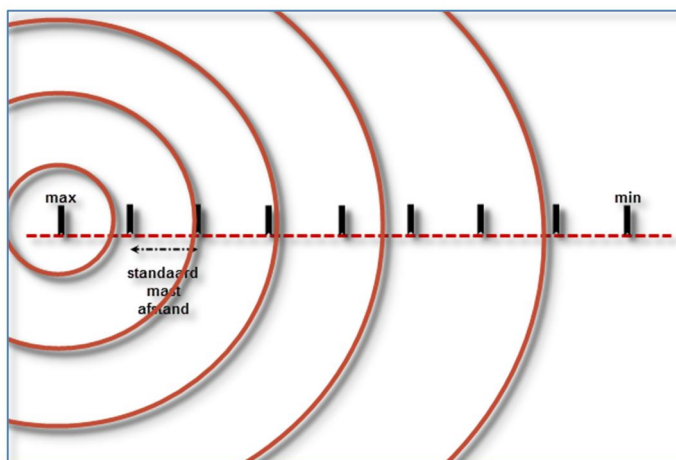
Om te bepalen welke bijdrage elke mast heeft aan de faalkans voor een verbinding wordt aangenomen dat het systeem een faalkans 0,5 heeft ofwel de constructie heeft evenveel kans om te falen als om niet te falen.

Dus stel nu dat voor het complete systeem moet gelden: $P\{\text{falen verbinding}\} = 0,5$

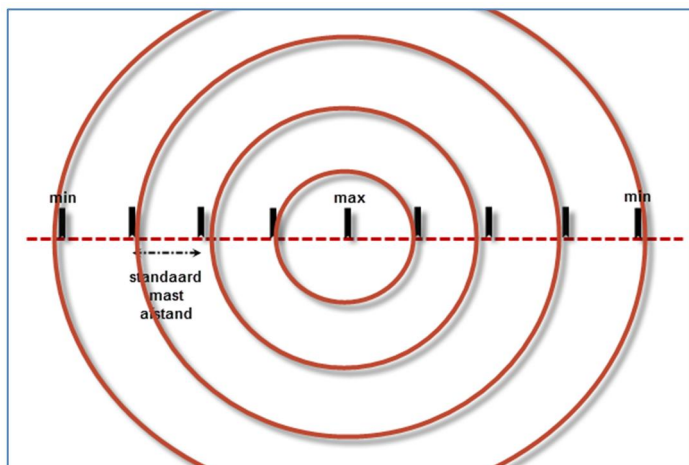
In bijlage A is een uitwerking gegeven van hoe elke mast een bijdrage levert aan de totale faalkans van een verbinding met in dit geval 44 masten.. Dit is in eerste instantie gedaan voor een constante belasting (spreiding 0%), alle masten ondervinden dezelfde belasting (kans op falen per mast is gelijk). In de uitwerking is gezocht naar de faalkans van 1 mast die in een serie van 44 masten leidt tot een totale kans op falen van een verbinding van 0,5. Dit leidt tot:

spreiding 0% & $P\{\text{falen verbinding}\} = 0,5 \quad \rightarrow P\{\text{falen mast } i\} = 0,016.$

Vervolgens is dit gedaan door rekening te houden met een afname van de belasting per mast van 1,7% (spreiding 1,7%). Deze afname kan zijn vanaf een maximum aan 1 zijde van de verbinding tot een minimum aan een andere zijde van een verbinding. Dit is weergegeven in figuur G.3. In dit geval zal aan het uiteinde van de verbinding de grootste afname zijn bereikt. Een andere aanname is een maximum exact in het midden en een afname in beide richtingen. Dit is weergegeven in G.4. In dit geval wordt de uiteindelijke afname minder groot dan is bereikt in het voorgaande geval met eenzijdige afname. Deze laatste benadering zal worden toegepast, omdat die tot een minder snelle afname van de faalkans zal leiden (conservatief).



Figuur G.3 Afname aardbevingsbelasting in 1 richting



Figuur G.4 Afname aardbevingsbelasting in 2 richtingen

Voor dit geval, rekening houdend met een 2-zijdige afname van 1,7% van de faalkans per mast is gezocht naar de faalkans van 1 mast die in een serie van 44 masten leidt tot een totale kans op falen van een verbinding van 0,5. Dit leidt tot:

$$\text{spreiding } 1,7\% \text{ \& } P\{\text{falen verbinding}\} = 0,5 \quad \rightarrow \quad P\{\text{falen mast } i\} = 0,019$$

Door rekening te houden met de geometrische spreiding van de aardbevingsbelasting neemt de totale faalkans per mast dus toe van 0,016 naar 0,019.

Uit voorgaande blijkt dat de minimale faalkans van een enkele mast ongeveer een factor $0,5/0,019 = 25$ lager ligt dan de faalkans van een verbinding,

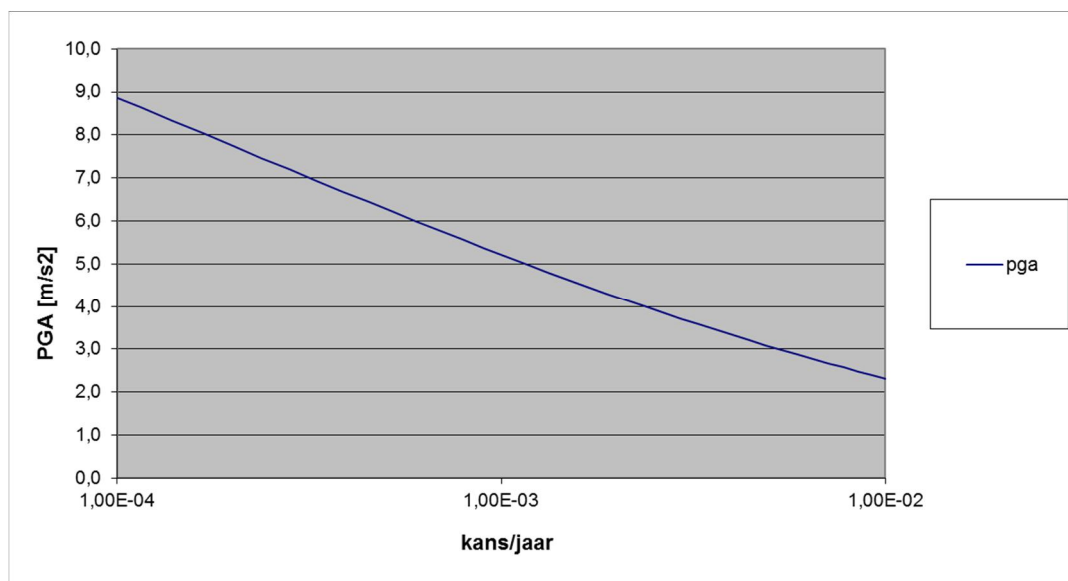
Hiervoor is rekening gehouden met de afname van de faalkans voor opvolgende masten (welke een reële aanname is in een aardbevingsgebied). En er is aangenomen dat de faalkans naar rato van de grootte van de PGA mate afneemt. De conclusie is dat de betrouwbaarheidsindex behorende bij de volledige verbinding moet dusdanig verhoogd worden tot een betrouwbaarheidsindex voor een enkele mast, dat de faalkans een factor 25 lager wordt.

G.3.4.2 Verhoging betrouwbaarheidsindex mast t.o.v. betrouwbaarheidsindex verbinding

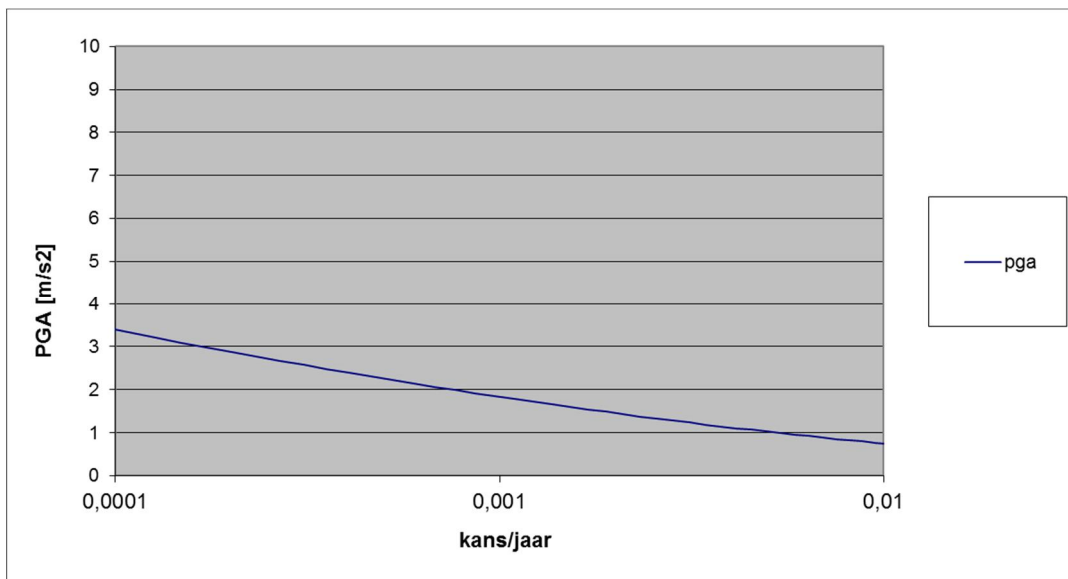
Voor het uitvoeren van de toetsing van de belasting ten opzichte van de sterkte, is de beste oplossing het kiezen van een volledig probabilistische aanpak. Praktisch heeft het gebruik van een conventionele toetsing de voorkeur. Dit is eenvoudiger, inzichtelijker en sluit aan op de adviespraktijk. De invloed van een vereiste lagere faalkans door een aardbevingsbelasting voor een mast moet dan vertaald worden naar:

- een extra partiële factor bij de toetsing
- of een aangepaste toets FoS of toets UC.

Er wordt gekozen voor de simpeler laatste optie. De volledige verbinding wordt getoetst op een PGA behorend bij een herhalingsstijd van 475 jaar. Als een enkele mast op conventionele wijze wordt getoetst moet nu een corresponderende PGA /herhalingsstijd combinatie worden bepaald bij een aangepaste betrouwbaarheidsindex van een enkele mast of een aangepast toetscriterium (welke leidt tot een aangepaste FOS of UC) voor een enkele mast. De relatie tussen de herhalingsstijd en de PGA is in figuur G.5 (locatie Loppersum) en figuur G.6 (locatie Vierverlaten) weergegeven.



Figuur G.5 Afhankelijkheid PGA van de herhalingsperiode (kans/jaar) voor locatie Loppersum

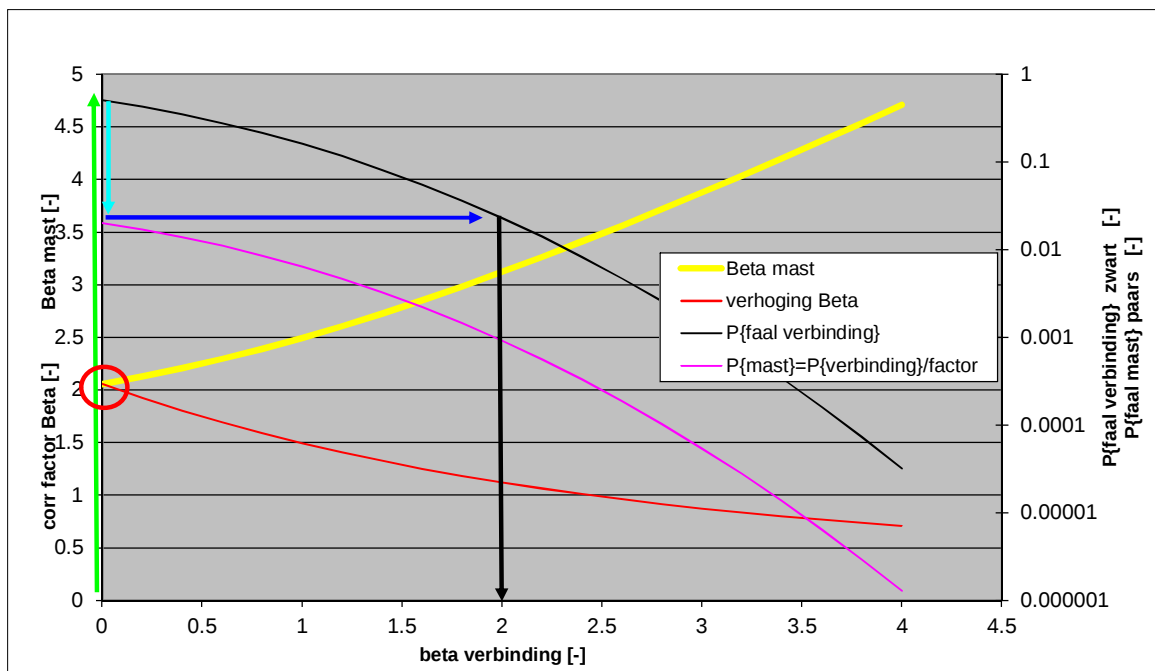


Figuur G.6 Afhankelijkheid PGA van de herhalingsperiode (kans/jaar) voor locatie Vierverlaten

De kans/jaar (faalkans) is afhankelijk van de β (betrouwbaarheidsindex). Deze waarde veranderde voor een mast t.o.v. de waarde voor een verbinding.

Op basis van de waarde β (betrouwbaarheidsindex) is met een standaard normale verdeling een faalkans te bepalen. Voor de verbinding is de relatie tussen faalkans (verticale as – rechts) en β (horizontale as) in figuur G.7 aangegeven met de zwarte lijn ($P\{\text{faal verbinding}\}$). Voor een waarde $\beta = 0$ is af te lezen $P\{\text{faal verbinding}\} = 0,5$. (groene pijl).

De statistische analyse hiervoor resulteerde in een gewenste faalkans voor een enkele mast die een factor 25 kleiner is dan de faalkans van de verbinding. Met de paarse lijn in Figuur G.7 is dat weergegeven. Op de rechter verticale as is af te lezen dat de afstand tussen de zwarte en paarse lijn een factor 25 is. Van de waarde $P\{\text{faal verbinding}\} = 0,5$ gaat de licht blauwe pijl naar $P\{\text{faal mast}\} = 0,5/25 = 0,02$.



Figuur G.7 verloop β_{mast} met $\beta_{verbinding}$ voor een geometrische afname per mast van 1,7%

Vervolgens wordt nu bepaald welke betrouwbaarheidsindex β hoort bij deze faalkans. Dat is in figuur G.7 grafisch weergegeven met de donkerblauwe pijl die horizontaal terug gaat naar de zwarte lijn. De gevonden waarde β_{mast} is gelijk aan 2,05. Er is dus een verhoging van de β met 2,05 nodig ten opzichte van de oorspronkelijke β waarde van 0.

In de vorige paragrafen is t.b.v. de rekenexercitie uitgegaan van een betrouwbaarheidsindex $\beta_{verbinding} = 0$ (faalkans 0,5). Afhankelijk van de veiligheidsfilosofie zal de werkelijke betrouwbaarheidsindex β voor de verbinding een andere waarde hebben (zie Tabel G.2). De berekening van de verhoging van de β voor andere waarden is in Figuur G.7 weergegeven met een dunne rode lijn. Bij de waarde $\beta_{verbinding} = 0$ geeft de rode lijn een waarde $\beta_{verhoging} = 2,05$ (rode cirkel). Te zien is dat de rode lijn daalt voor hogere waarden. Dus voor grotere waarden $\beta_{verbinding}$ is een kleinere $\beta_{verhoging}$ nodig om te komen tot de toe te passen β_{mast} . De waarde $\beta_{verhoging} = 2,05$ is dus een conservatieve waarde.

Ten slotte is in Figuur G.7 met een dikke gele lijn de waarde β_{mast} weergegeven.

Voor gangbare waarden $\beta_{verbinding} = 3$ à 4 wordt dus toename van de β met 0,7 à 0,9 gevonden.

G.3.4.3 Aangepaste toetswaarde (UC/FOS) mast

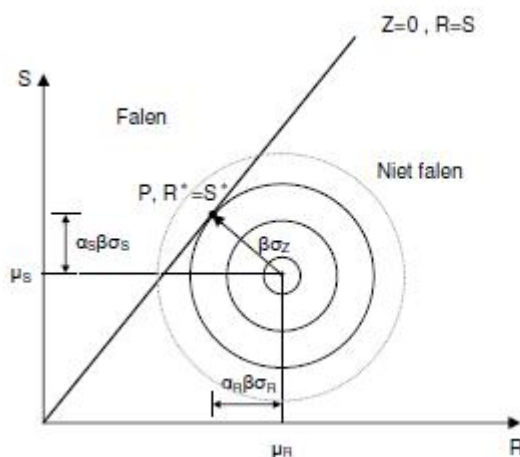
Op basis van een vereenvoudigde traditionele benadering wordt nu afgeleid in hoeverre de Factor of Safety (of UC) aangepast moet worden om de correctie van de betrouwbaarheidsfactor mogelijk te maken. Dat wordt gedaan op basis van een toetsing met een overall veiligheidsfactor, waarbij de overall factor een waarde vertegenwoordigt die met de normale toetsing bereikt wordt met partiële factoren. Verwacht wordt dat dit ongeveer dezelfde resultaten oplevert als bij een toetsing met partiële factoren aangezien die partiële factoren in het algemeen zijn bepaald rekening houdend met de 'overall' factor zoals die altijd werd gebruikt.

De grenstoestandsfunctie kan uitgedrukt worden in de variabelen voor sterkte R en belasting S als volgt:

$$Z = R - S$$

De grenswaarde voor deze functie is $Z=0$. Er van uitgaande dat de sterkte en de belasting normaal verdeeld zijn kan deze functie geschematiseerd worden zoals aangegeven in figuur G.8.

De betrouwbaarheidsindex (β) is de afstand van het gemiddelde van een verdeling tot de hoogste kansdichtheid op de grenswaarde. Er zijn meer waarden die liggen op deze grens, maar β geeft de waarden waarvan de kans het grootst is dat deze zullen optreden wanneer falen optreedt. De betrouwbaarheidsindex zegt dus iets over de afstand tussen de optredende belasting en de sterkte, zoals met een FoS of UC wordt bewerkstelligd.



Figuur G.8 Ontwerppunt en betrouwbaarheidsindex uitgezet in sterkte (R) en belasting (S)

In het verleden was er voor berekeningen waarbij de spanning in het materiaal staal werd getoetst van een overall veiligheidsfactor van 1,5. De eis voor toetsing van de buigende momenten (of eigenlijk de daardoor veroorzaakte spanningen) was dan:

$$M_{\text{actueel}} * 1,5 < M_{\text{plastisch}}$$

Met een gebruikelijke waarde conform de NEN voor de betrouwbaarheidsindex $\beta=3,8$ voor de mast wordt een variatiecoëfficiënt van $V = (1-1/1,5)/3,8 = 0,09$ bepaald. Bij deze waarde hoort dan een UC van 1,0 in huidige normtoetsing met partiële factoren. Deze getallen bepalen dan de afstand tussen het ontwerppunt en de Z functie in figuur G.8. Eerder is een maximale correctie van β met een waarde 2,05 bepaald. De werkelijke correctie of aangepaste afstand tussen het ontwerppunt en de Z functie wordt dan $\Delta\beta \cdot V$, ofwel 2,05 maal de variatiecoëfficiënt $= 2,05 * 0,09 = 0,19$. Derhalve is toetsing aan een UC $= 1 - 0,19 = 0,81$ een conservatieve schatting.

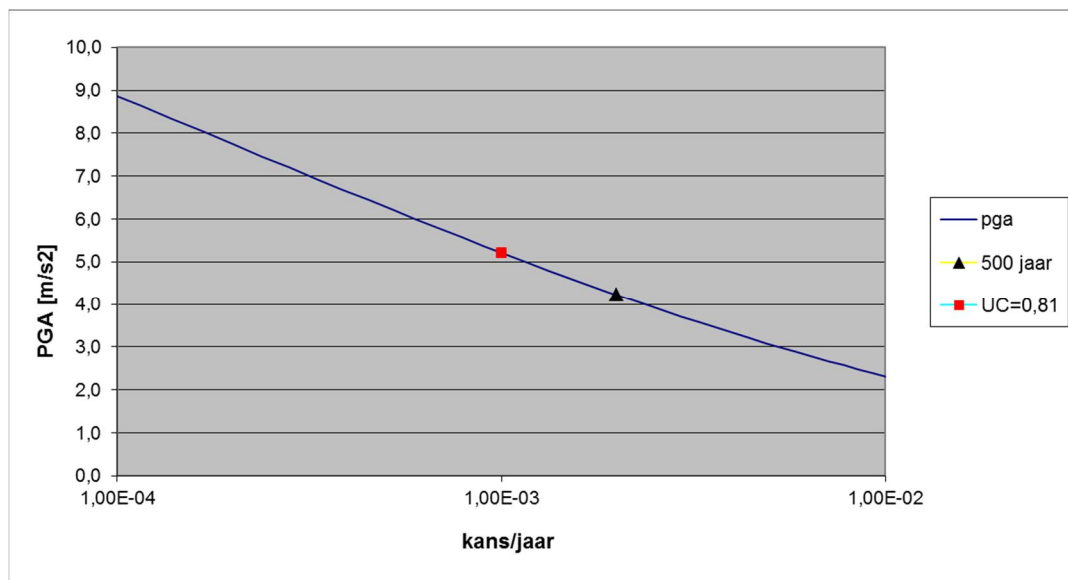
Met voorgaande is op basis van de eerder berekende verschuiving van de betrouwbaarheidsindex van een verbinding naar een mast bepaald welke andere UC op de

verhouding tussen optredende belasting en sterkte moet worden toegepast. Hiervoor is een $UC = 0,81$ afgeleid, ofwel een FoS van 1,23.

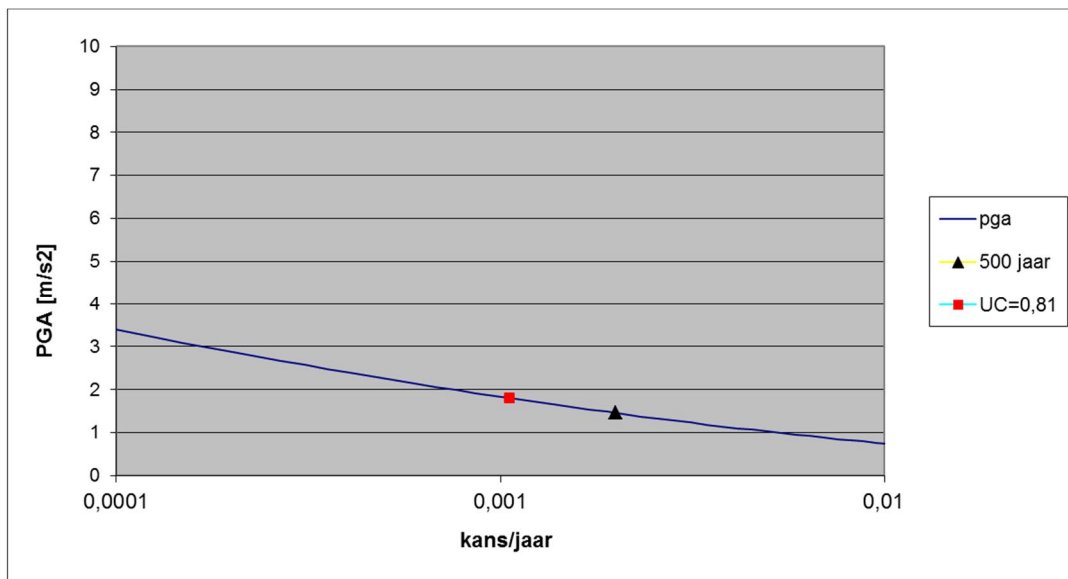
G.3.4.4 Aangepaste herhalingstijd en belastingfactor aardbevingsbelasting

Onder de veronderstelling dat de toename van de staalspanning door de aardbeving lineair verloopt met de grootte van de PGA is een herhalingstijd voor de toetsing van een mast te bepalen. In figuur G.9 zijn beide ontwerppunten (standaardwaarde 500 jaar en aangepaste waarde) voor locatie Loppersum weergegeven met een zwarte driehoek (de waarde bij een herhalingstijd 500 jaar), met een PGA van $4,22 \text{ [m/s}^2\text{]}$, en een rood vierkant (de waarde behorende bij de aangepaste toets $UC=0,81$).

In figuur G.10 is hetzelfde weergegeven voor locatie Viervelaten, waarbij de zwarte driehoek een PGA van $1,46 \text{ [m/s}^2\text{]}$ heeft bij de standaard herhalingstijd van 500 jaar. De waarde behorende bij het rode vierkant, ofwel de aangepaste toets rekening houdend met het voorgaande betreffende de 44 masten, hoort een overschrijdingskans van resp. 0,0010 à 0,0011 ofwel een herhalingstijd van ca. 930 a 990 jaar.



Figuur G.9 PGA en overschrijdingskans voor de standaard herhalingstijd en de aangepaste waarde (Loppersum)



Figuur G.10 PGA en overschrijdingskans voor de standaard herhalingsstijd en de aangepaste waarde (Vierverlaten)

Resumerend kan worden gesteld dat, rekening houdend met de aanwezigheid van een groot aantal masten in een verbinding waarbij de faalkans per mast iets afneemt in dezelfde orde als de afname van de aardbevingsbelasting (PGA), gekozen kan worden voor een herhalingsstijd van de aardbevingsbelasting van 1000 jaar. De PGA neemt dan een factor $1/0,81 = 1,23$ toe ten opzichte van de waarde behorende bij een standaard herhalingsstijd.

G.4 Conclusie

De kans dat een verbinding met 44 masten faalt, is groter dan de kans dat een enkele mast faalt. Dat is in rekening te brengen door een enkele mast te toetsen op een aardbevingsbelasting behorende bij een herhalingsstijd van 1000 jaar.

Er dient dan gekozen te worden voor een PGA behorende bij een overschrijdingskans van $0,001 \text{ jr}^{-1}$. Dit zal leiden tot een waarde van de aardbevingsbelasting (PGA) die een factor 1,23 hoger ligt dan de waarde behorende bij de herhalingsstijdstijd van 475 jaar.

H Rekenmethode verweking en wateroverspanning

H.1 Inleiding

Cyclische belasting door bijvoorbeeld een aardbeving leidt tot tijdelijke wateroverspanningen in een zandlaag onder de waterkering, die daardoor uiteindelijk volledig kan verweken. De daarvoor in de onderhavige studie gehanteerde methodiek is identiek aan de methodiek die eerder is gehanteerd in de voorafgaande onderzoeken (Deltares, 2014a) (Deltares, 2014b). Voor de overzichtelijkheid wordt de beschrijving van de methodiek in deze bijlage nog eens herhaald.

In § H.2 wordt beschreven hoe de veiligheid tegen volledig verweken in dit onderzoek is berekend. De tijdelijke wateroverspanning voorafgaand aan verweken leidt tot een sterktereductie in de zandlaag. Deze sterktereductie wordt in een stabiliteitsberekening meegenomen. In § H.3 wordt beschreven hoe deze wateroverspanning wordt bepaald uit de veiligheid tegen volledig verweken.

H.2 Berekening van de veiligheid tegen volledige verweking

H.2.1 Definitie van de veiligheidsfactor

De veiligheidsfactor tegen volledige verweking over de diepte wordt, net zoals in de voorafgaande Quick-Scan (Deltares, 2013a) berekend met de internationaal gangbare methode die is beschreven in de EERI MNO-12 monograph (Idriss & Boulanger, 2008).

Deze veiligheidsfactor is als volgt gedefinieerd:

$$FoS = \frac{CRR_{7.5} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}}{CSR}, \quad CSR = 0,65 \frac{PGA}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

met:

- FoS : veiligheidsfactor tegen verweking (*Factor of Safety*).
- CSR : Cyclic Stress Ratio. Dit is de verhouding tussen de cyclische schuifspanning en de initiële effectieve verticale spanning
- $CRR_{7.5}$: Cyclic Resistance Ratio. Dit is de kritieke waarde van de CSR bij een magnitude van 7.5. Boven deze kritieke waarde treedt verweking op.
- MSF : Magnitude Scaling Factor, die een vertaling geeft van de magnitude 7.5 naar de beschouwde magnitude
- K_{σ} : correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand.
- K_{α} : correctiefactor voor statische schuifspanning.

De formule voor de CSR volgt uit een eenvoudige beschouwing van het krachterevenwicht bij versnelling van een kolom grond. Uitgangspunt daarbij is de situatie van een horizontaal maaiveld en een schuifgolf die van onderen naar boven loopt. In de formule worden de volgende constanten en parameters gebruikt.

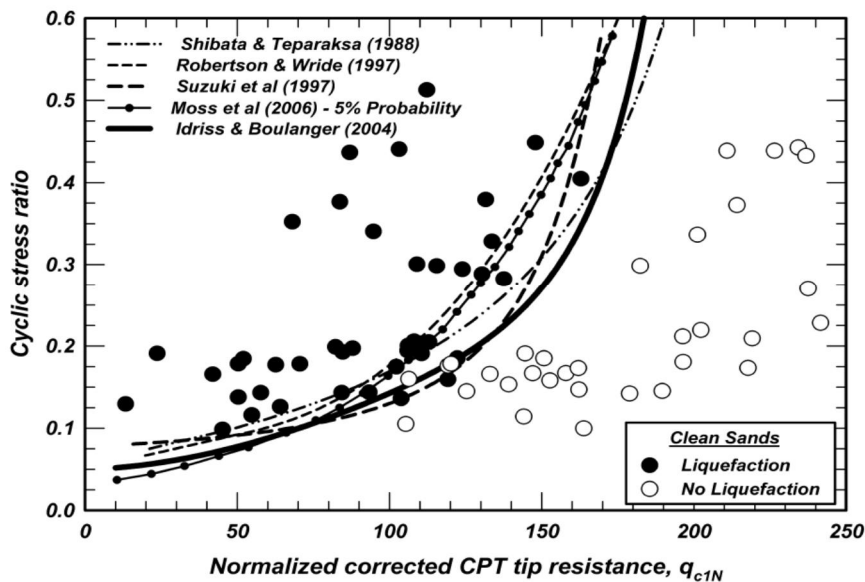
- 0,65: een factor die de verhouding tussen een representatieve amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft.
- r_d : een diepte-reductiefactor.
- PGA : de piekgrondversnelling.

- σ_{v0} : de totale verticale spanning.
- σ'_{v0} : de effectieve verticale spanning.
- g : de versnelling van de zwaartekracht.

De bepaling van de meest relevante parameters voor de berekening van de FoS wordt besproken in de volgende subparagrafen.

H.2.2 Bepaling van de Cyclic Resistance Ratio CRR

De *Cyclic Resistance Ratio* $CRR_{7.5}$ volgt uit een empirische correlatie met de (genormaliseerde) conusweerstand volgens de EERI MNO-12 monograph. Deze correlatie is bepaald als de conservatief gekozen grenslijn in de grafiek van CSR tegen genormaliseerde conusweerstand, q_{c1N} waarboven in praktijkgevallen verweking is geconstateerd.

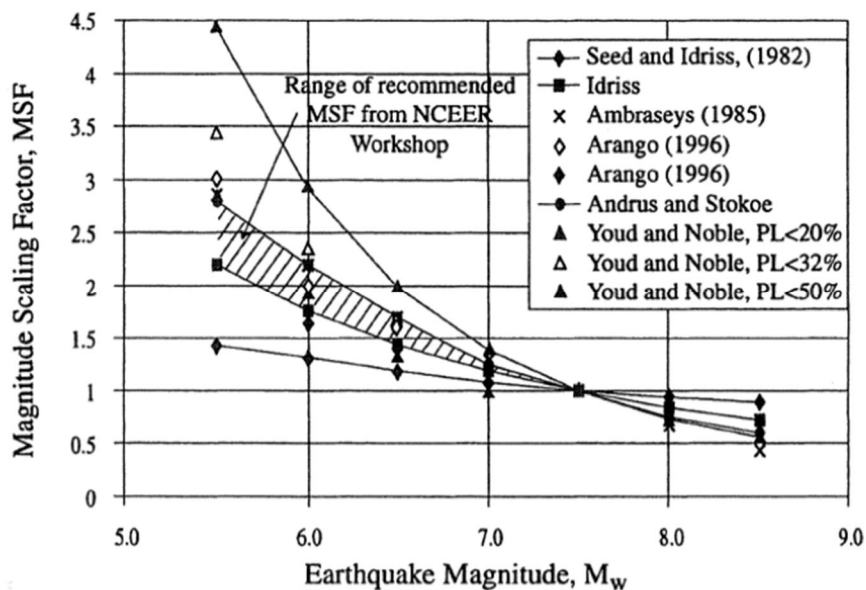


Figuur H.1 Bepaling CRR uit correlatie met genormaliseerde CPT waarde (Idriss & Boulanger, 2008)

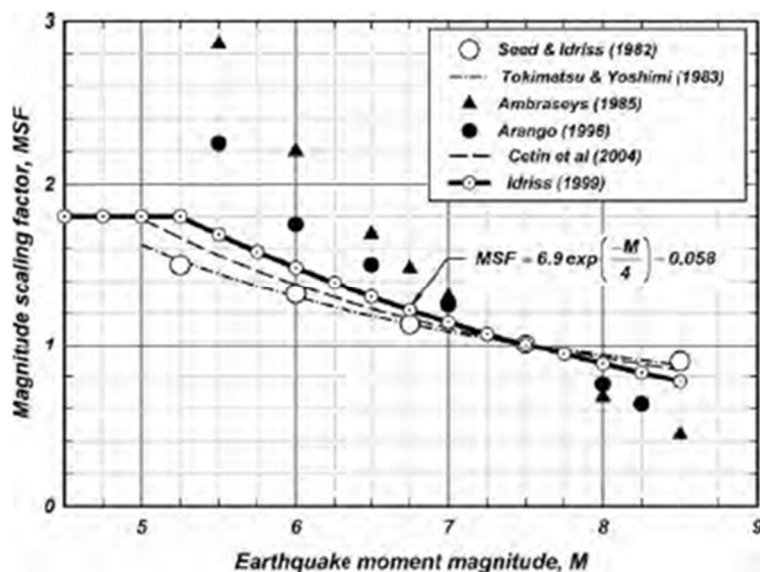
H.2.3 Bepaling van de Magnitude Scaling Factor MSF

De grootte van de Magnitude Scaling Factor MSF wordt bepaald uit de moment magnitude van de beschouwde aardbeving volgens de EERI MNO-12 monograph. In feite wordt hiermee niet zozeer de zwaarte van de aardbeving, maar de lengte van het aardbevingssignaal in rekening gebracht. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving ook een langer aardbevingssignaal genereren, waarmee een relatie met de magnitude voor de hand ligt.

Een hogere waarde voor MSF betekent een hogere veiligheid tegen verweken. Voor de grootte van MSF is er een opvallend verschil in de waarden volgens de NCEER workshops (Youd, et al., 2001) en die volgens EERI MNO-12. Idriss en Boulanger tonen de grootte van MSF als functie van de magnitude (Idriss & Boulanger, 2008).



Figuur H.2 MSF volgens NCEER workshop 1996/1998 (Youd, et al., 2001)



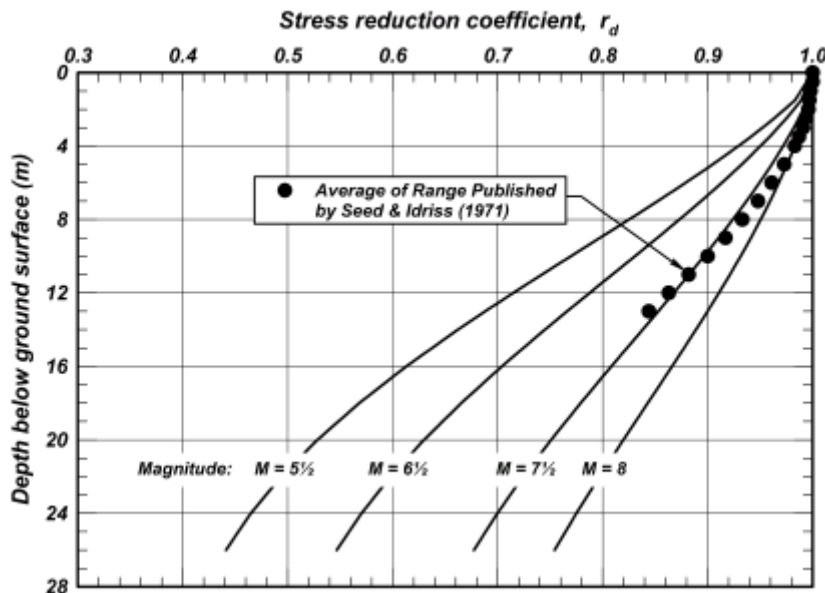
Figuur H.3 MSF volgens EERI monograph MNO-12 (Idriss & Boulanger, 2008)

De grafiek uit de NCEER workshop toont geen waarden voor magnituden lager dan $M_w = 5.5$. Toepassing van deze grafiek voor een magnitude van bijvoorbeeld $M_w = 4$ vereist dus een eigen interpretatie. Meestal zal dat neerkomen op extrapolatie.

In de grafiek van EERI MNO-12 wordt de waarde van MSF begrensd op $MSF = 1.8$. Hiervoor wordt als motivatie gegeven dat een aardbeving, hoe klein de magnitude ook mag zijn, minimaal 1 piek bevat. Gebruik makend van een empirische relatie tussen CSR en het aantal cycli tot verweking komt EERI MNO-12 vervolgens tot de conclusie dat de maximale waarde 1,8 moet zijn. Dit is echter een theoretische beschouwing, waarvoor geen empirisch bewijs wordt gegeven. De redenering is echter plausibel.

H.2.4 Bepaling van de diepteafhankelijke reductieratio r_d

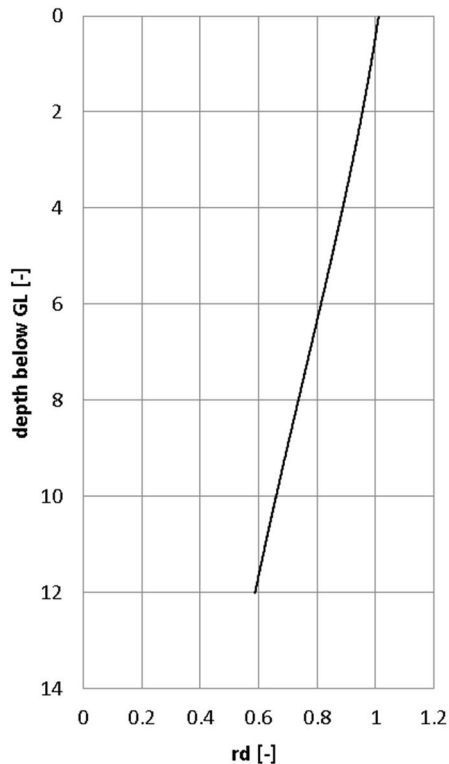
De factor r_d brengt in rekening dat met het toenemen van de diepte de kolom grond boven het beschouwde niveau niet meer als een star lichaam kan worden beschouwd. Figuur H.4 geeft de grootte van deze parameter als functie van de diepte en de magnitude.



Figuur H.4 r_d -factor volgens EERI MNO-12 (Idriss & Boulanger, 2008)

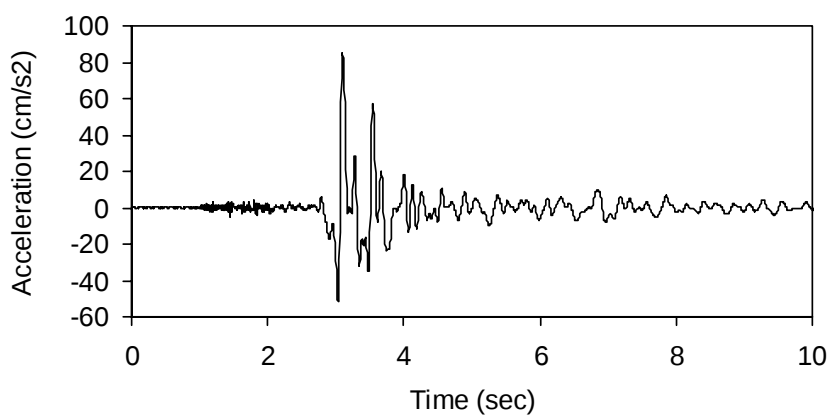
Figuur H.4 suggereert dat de grootte van deze parameter goed bepaald kan worden. In werkelijkheid is er sprake van een bandbreedte en hangt de waarde af van het specifieke aardbevingsignaal en de lokale grondopbouw.

Voor een $M_w = 3.5$ aardbeving is het verloop van r_d met de diepte volgens de formules van EERI MNO-12 gegeven in Figuur H.5.



Figuur H.5 r_d factor voor $M = 3,5$; volgens methode EERI MNO-12

Om een idee te krijgen of de afname van r_d met de diepte volgens deze formules realistisch is voor de geïnduceerde bevingen door gaswinning zijn al tijdens de Quick Scan (Deltares, 2013a) een aantal responsberekeningen gemaakt met het EERA programma. Als invoer voor de aardbeving is het gemeten signaal in Middelstum gebruikt.



Figuur H.6 Invoer signaal (N.B. t.b.v. de berekening is het begin deel met versnelling nul weggelaten)

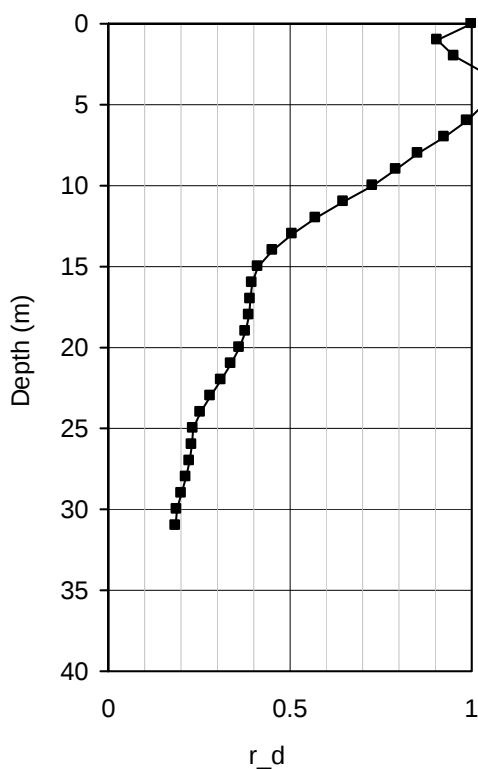
Dit signaal wordt opgelegd aan maaiveld. Als piekversnelling is $PGA = 0,2$ g gebruikt. Uit de berekening volgt het verloop van de maximale schuifrekamplitude met de diepte. Uit deze

waarde is vervolgens het verloop van r_d met de diepte bepaald. Hiervoor is de volgende uitdrukking gebruikt:

$$r_d = \frac{(\Delta\tau/\sigma')}{(\Delta\tau/\sigma')_{z=0}}$$

Met

- $(\Delta\tau/\sigma')$ relatieve schuifspanning op beschouwde diepte
- $(\Delta\tau/\sigma')_{z=0}$ relatieve schuifspanningsamplitude op maaiveld



Figuur H.7 Voorbeeld van het berekende verloop van de r_d over de diepte.

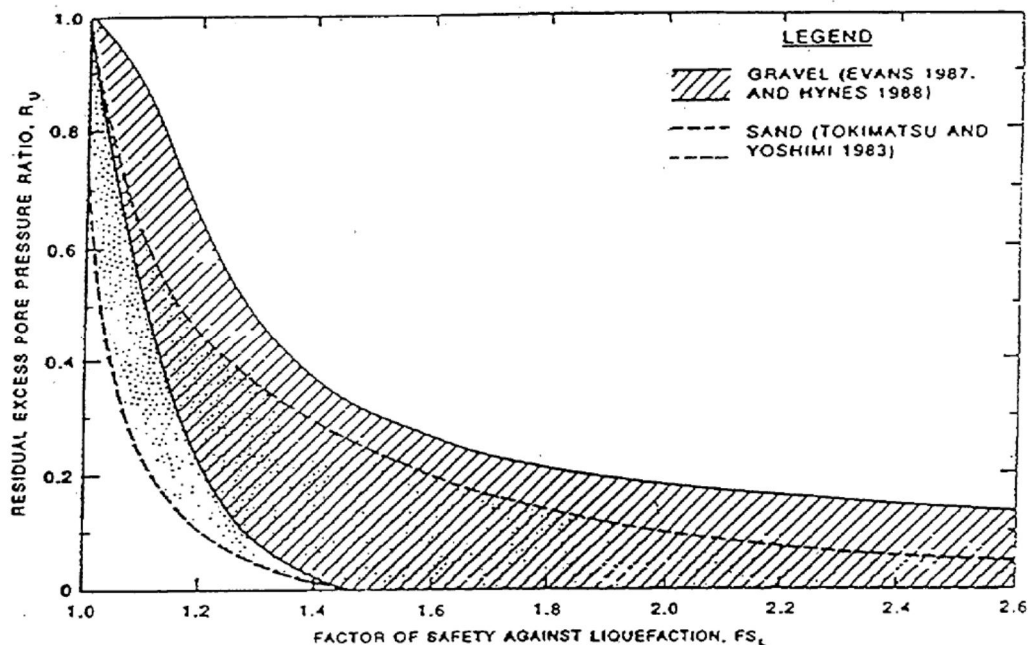
Figuur H.7 geeft het verloop van r_d met de diepte voor het beschouwde grondprofiel. Hieruit blijkt dat er in de bovenste 6 m geen reductie optreedt. Op 10 m diepte is de waarde van r_d ongeveer 0,7. Deze waarden liggen hoger dan die volgens EERI MNO-12.

Op basis van deze beperkte analyse lijkt er geen reden te zijn om de r_d -factor sterk naar beneden aan te passen. Integendeel, de aanpak volgens EERI MNO-12 lijkt voor de situatie in Groningen aan de optimistische kant te zijn. Er is daarom besloten om in de berekeningen uit te gaan van een meer conservatieve benadering met:

$$\begin{aligned} \text{diepte} < 5 \text{ m} & \quad r_d = 1 \\ 5 \text{ m} < \text{diepte} < 20 \text{ m} & \quad r_d = 1 - 0.03 \cdot (\text{diepte} - 5) \end{aligned}$$

H.3 Berekening van wateroverspanning

De methode die hiervoor is beschreven geeft alleen aan of er sprake is van volledige verweking. Als de veiligheid tegen verweking groter dan 1 is, kan er nog wel sprake zijn van de opbouw van enige wateroverspanning. In (Marcuson, Hynes, & Franklin, 1991) wordt Figuur H.8 gegeven voor het schatten van de wateroverspanning bij een FoS (Factor of Safety) tegen verweking van meer dan 1.



Figuur H.8 Grafiek voor wateroverspanning als functie van FoS verweking uit Marcuson et al (1990)

Een andere aanpak is om empirische relaties te gebruiken om de geïnduceerde wateroverspanningen te bepalen. Uit uitgevoerde cyclische triaxiaalproeven wordt de volgende relatie tussen de schuifspanningsamplitude en het aantal belastingcycli dat leidt tot verweking afgeleid:

$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

met:

- $\Delta\sigma_d$: Amplitude van de schuifspanning.
- σ_c : Initiële effectieve verticale spanning.
- I_D : Relatieve dichtheid.
- N_{liq} : Aantal cycli dat leidt tot verweking bij ongedraineerde condities.
- a, b : empirische constanten.

De constanten a en b zijn bepaald bij $I_D = 0.4$ en zijn: $a = 0.65$ en $b = 0.15$.

Herschrijven van de vergelijking geeft:

$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

$$N_{liq} = \left(\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}$$

De *cyclic shear stress ratio* (CSR) waarbij verweking optreedt in de CPT analyse, waarbij FOS = 1, geeft de bijbehorende N_{liq} gedurende de aardbeving. Dit is een schatting van het equivalente aantal belastingcycli N gedurende de ontwerpaardbeving. Voor een hogere veiligheidsfactor FOS wordt de CSR lager. Met deze gereduceerde CSR kan het aantal belastingcycli nodig voor verweking voor het betreffende zand en relatieve schuifspanningsniveau worden berekend. De ratio N/N_{liq} volgt uit:

$$\frac{N}{N_{liq}} = \frac{\left(\frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FOS=1}}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}}{\left(\frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FS=1} / FOS}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}} = (FOS)^{(-1/b)}$$

De (relatieve) wateroverspanning r_u wordt geschat met de volgende empirische relatie:

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_{liq}} \right)^{(1/2\theta)}$$

waarin:

- r_u : Relatieve wateroverspanning (verhouding tussen wateroverspanning en initiële verticale spanning).
- N : Het aantal belastingcycli.
- N_{liq} : Het benodigd aantal cycli tot verweking bij ongedraineerde condities.
- θ : Empirische constante.

Combinatie van de vergelijkingen voor r_u en N/N_{liq} geeft:

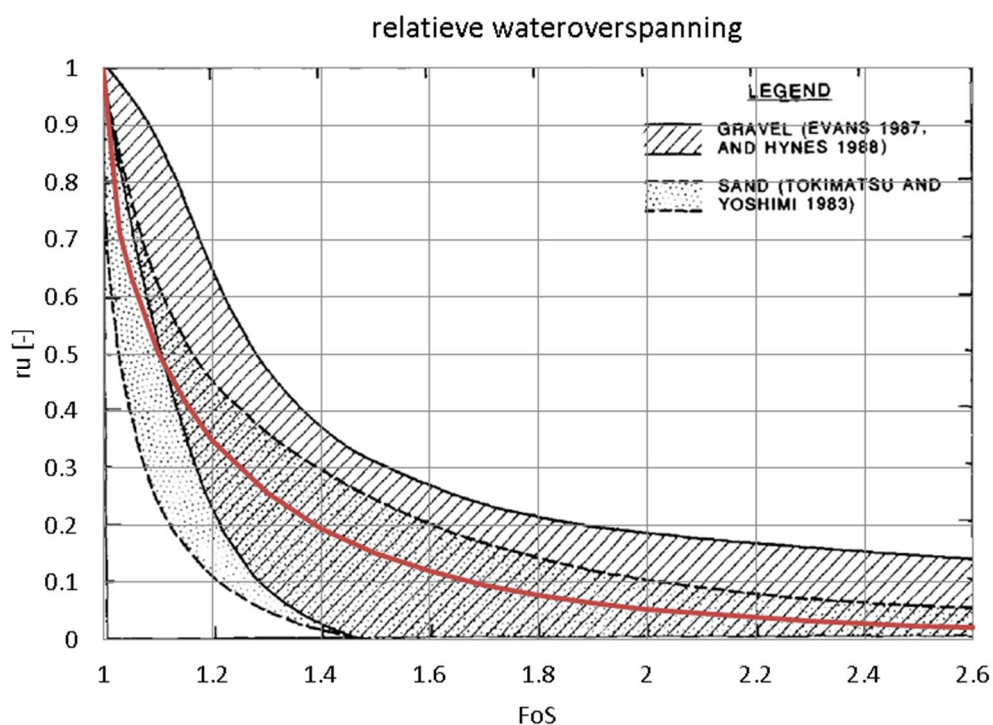
$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(FOS^{(-1/b)} \right)^{(1/2\theta)} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(FOS^{(-1/(b2\theta))} \right)$$

De volgende tabel toont de geschatte wateroverspanningsratio r_u als een functie van de veiligheidsfactor tegen verweking FOS . De gebruikte empirische constanten zijn $b = 0.2$ en $\theta = 0.7$.

FOS [-]	N/N_{liq} [-]	r_u [-]
1.1	0.62	0.50
1.2	0.40	0.35
1.3	0.27	0.26
1.4	0.19	0.19
1.5	0.13	0.15
1.6	0.10	0.12
1.7	0.07	0.10
1.8	0.05	0.08

Tabel H.1 Geschatte wateroverspanning als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking

Figuur H.9 vergelijkt de verkregen waarden volgens deze aanpak met de data zoals gepresenteerd in Marcuson et al. (1990).



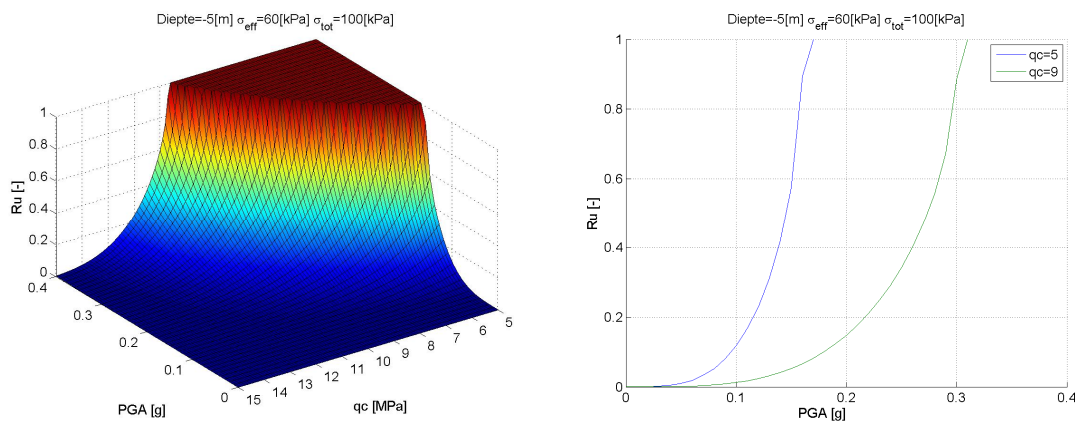
Figuur H.9 Relatieve wateroverspanning bij $FoS > 1$, de rode lijn is het hiervoor afgeleide theoretische verband

De gevonden waarden zijn goed in lijn met elkaar. Het hiervoor afgeleide theoretische verband wordt daarom gebruikt.

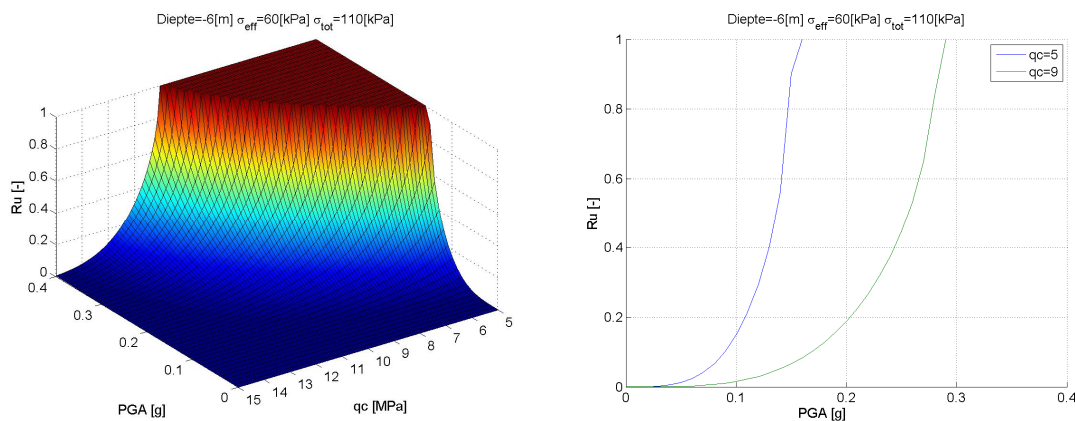
H.4 Wateroverspanning als functie van conusweerstand en piekversnelling

Gebruik van de in de vorige paragrafen gepresenteerde vergelijkingen leidt tot een verband tussen de relatieve wateroverspanning r_u aan de ene kant en de piekversnelling PGA en conusweerstand q_c aan de andere kant.

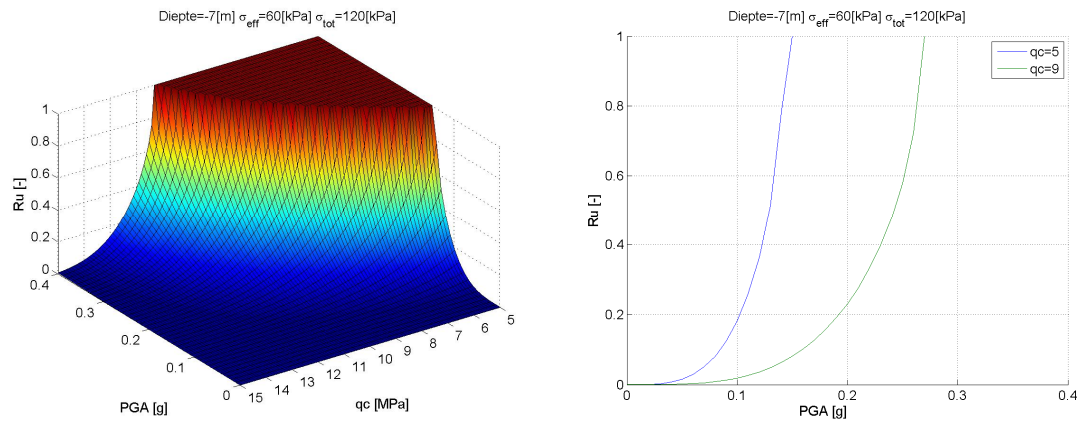
In de volgende figuren worden de relatieve wateroverspanningen ter illustratie gegeven als functie van piekversnelling en sondeerweerstand, voor een zandlaag met de onderkant op 10m onder maaiveld en de bovenkant tussen 0 en 6 meter onder maaiveld. In de grafiek wordt steeds de diepteligging van het laagmidden gegeven. De grafieken maken inzichtelijk welke combinaties van sondeerweerstand en piekversnelling veilig en onveilig zijn.



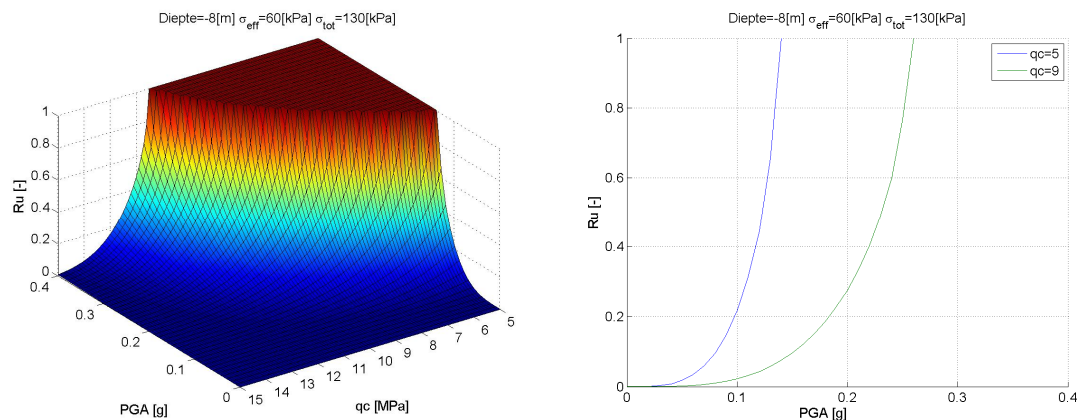
Figuur H.10 De verwekingsgraad r_u als functie van sondeerweerstand q_c en piekversnelling PGA , voor een zandlaag met de bodem op 10 meter onder het maaiveld en de top aan het maaiveld



Figuur H.11 De verwekingsgraad r_u als functie van sondeerweerstand q_c en piekversnelling PGA , voor een zandlaag met de bodem op 10 meter onder het maaiveld en de top op 2 meter onder het maaiveld



Figuur H.12 De verwekingsgraad r_u als functie van sondeerweerstand q_c en piekversnelling PGA, voor een zandlaag met de bodem op 10 meter onder het maaiveld en de top op 4 meter onder het maaiveld



Figuur H.13 De verwekingsgraad r_u als functie van sondeerweerstand q_c en piekversnelling PGA, voor een zandlaag met de bodem op 10 meter onder het maaiveld en de top op 6 meter onder het maaiveld

H.5 Bepaling zakking door verdichting

De verdichting wordt bepaald met de formules in [Yoshimine et al 2006]. Hier wordt de aldaar beschreven procedure herhaald.

Invoer voor de bepaling van de volumerek zijn:

- Veiligheid tegen verweking (FS), zie voor de bepaling daarvan in B.3.
- Relatieve dichtheid van het zand (R_e), te bepalen uit bijvoorbeeld een correlatie met de conusweerstand.

De bepaling van de volumerek gaat via de volgende stappen:

1. Bepaal F_{ult}

- Als $R_e < 39,2\%$

$$F_{ult} = 0.9524$$

- Als $R_e \geq 39,2\%$

$$F_{ult} = -0.0006 \cdot R_e^2 + 0.047 \cdot R_e + 0.032$$

Met R_e in [%]

2. Bepaal schuifrekamplitude

- als $F_{ult} \leq FS \leq 2.0$

$$\gamma_{c,max} = 3.5 \cdot (2 - FS) \cdot \frac{(1 - F_{ult})}{(FS - F_{ult})}$$

- als $FS \geq 2.0$

$$\gamma_{c,max} = 0$$

- als $FS \leq F_{ult}$

$$\gamma_{c,max} = \infty$$

3. bepaal de volumerek ($\varepsilon_{vc,max}$)

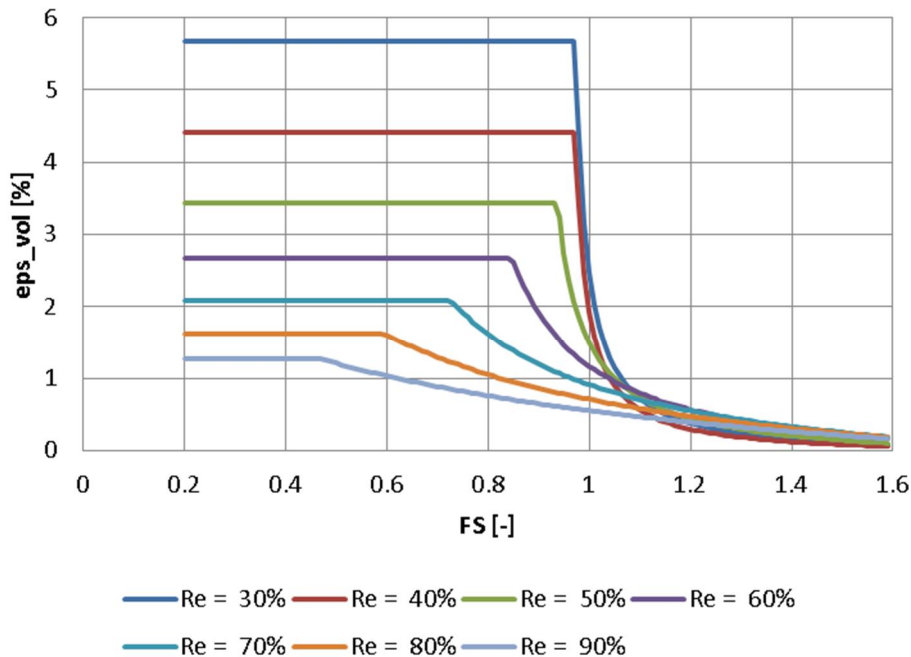
- als $\gamma_{c,max} \leq 8\%$

$$\varepsilon_{vc,max} = 1.5 \cdot \exp(-0.025 \cdot R_e) \cdot \gamma_{c,max}$$

- als $\gamma_{c,max} \geq 8\%$

$$\varepsilon_{vc,max} = 12 \cdot \exp(-0.025 \cdot R_e)$$

Figuur B.7 toont de met bovenstaande uitdrukkingen berekende volumerek als functie van de veiligheid tegen verweking en de relatieve dichtheid.



Figuur H.14 Verdichting (volumerek) als functie relatieve dichtheid en veiligheidsfactor tegen verweking

De maaiveldzakking door verdichting volgt uit de integratie van de verticale rekken over de verticale as. Hierbij mag de verticale rek gelijk gesteld worden aan de volumerek.

Het model zal een overschatting geven van berekende zakkingen als gevolg van verdichting.

Bij de overgang van klei naar zand en omgekeerd wordt de conusweerstand beïnvloed door de kleilaag. Daardoor wordt er direct onder of boven de kleilaag een lagere conusweerstand gemeten dan overeenkomt met de dichtheid van het zand.

Voor de beoordeling van de gevoeligheid voor verweking kan daarom het resultaat van het zand date minder dan 0,25 m van de laagscheiding ligt worden verwaarloosd. Als met een gemiddelde waarde van de conusweerstand wordt gerekend, is het effect van de laagscheiding kleiner en mag deze laagcorrectie niet in rekening worden gebracht.

In Pleistoceen zand is de weerstand tegen verweking, door de hogere leeftijd en daardoor sterkere bijdrage van aging aan de weerstand tegen verweking, waarschijnlijk groter dan op basis van alleen de conusweerstand wordt voorspeld. Er is geen gevalideerde methode beschikbaar om dat effect in rekening te brengen, zodat dit mogelijk positieve effect nog niet in rekening gebracht kan worden.

I Hardening Soil small strain parameters

Bepaling gamma_{0.7}

Uit:

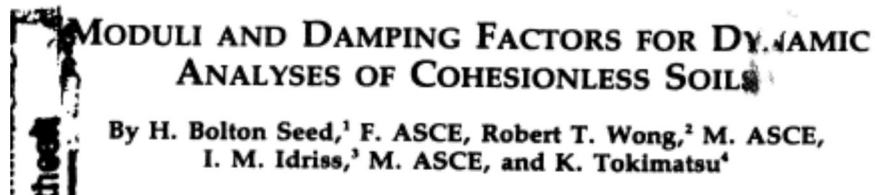


FIG. 2.—Variation of Shear Modulus with Shear Strain for Sands (after Seed and Idriss, 1970)

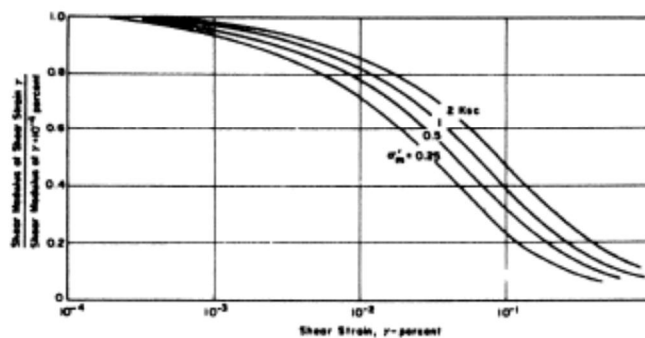


FIG. 3.—Variation of Shear Modulus with Shear Strain for Sands (after Iwasaki et al., 1976)

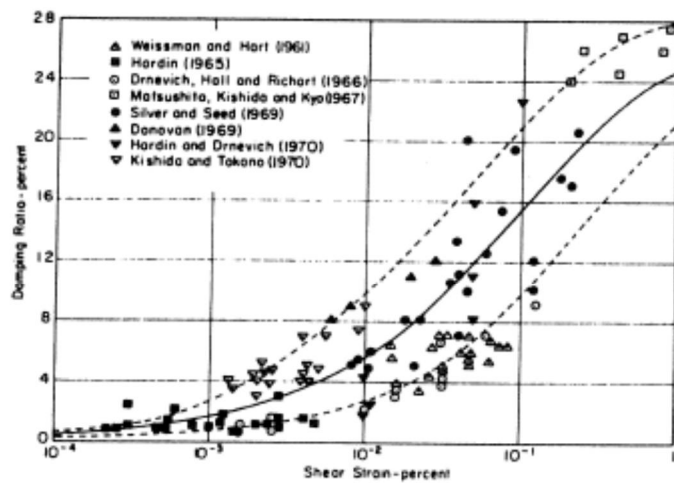


FIG. 6.—Damping Ratios for Sands

DE volgende figuren komen uit EERC-70-10

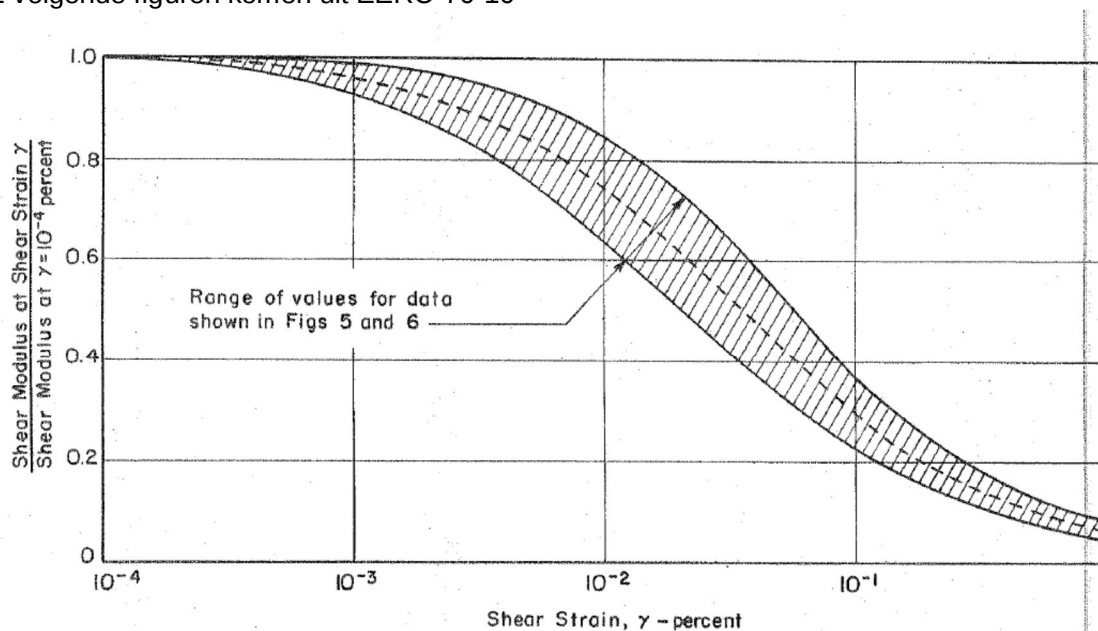


Fig. 7 VARIATION OF SHEAR MODULUS WITH SHEAR STRAIN FOR SANDS.

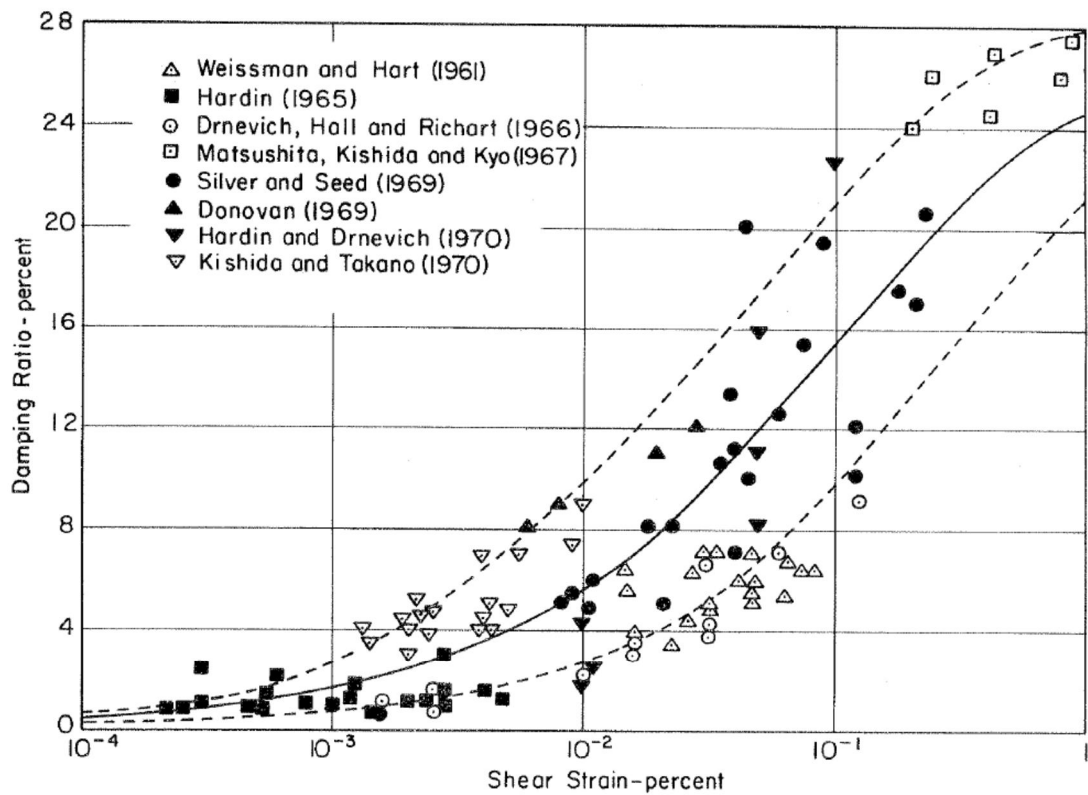


Fig.10 DAMPING RATIOS FOR SANDS.

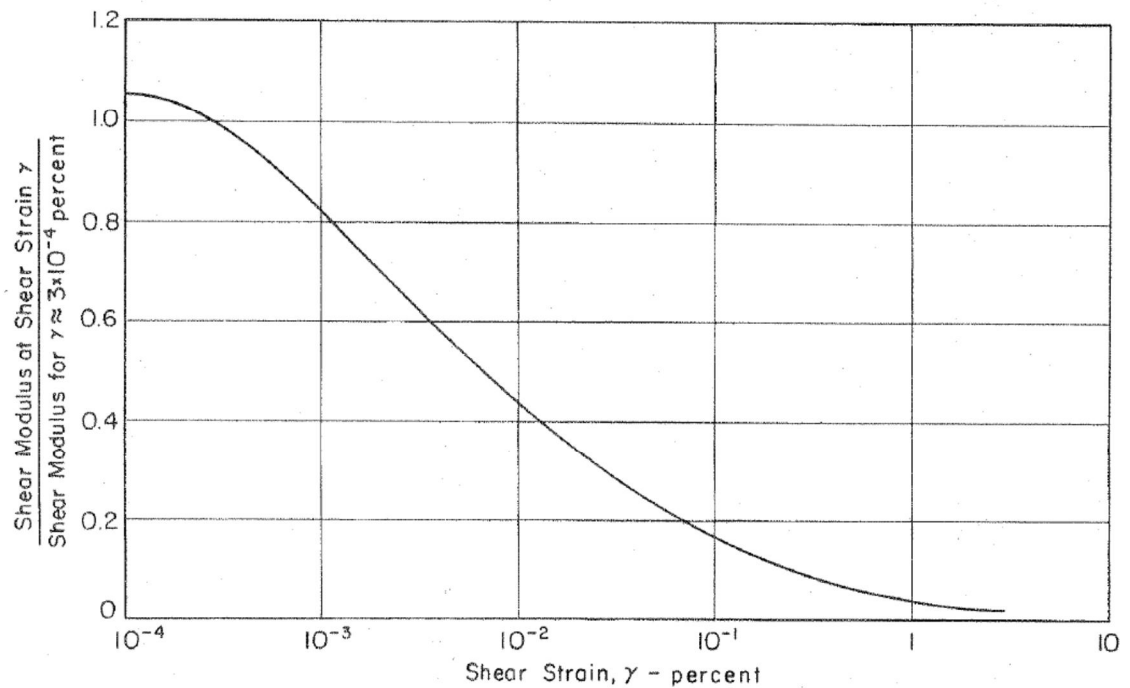


Fig.14 TYPICAL REDUCTION OF SHEAR MODULUS WITH SHEAR STRAIN FOR SATURATED CLAYS.

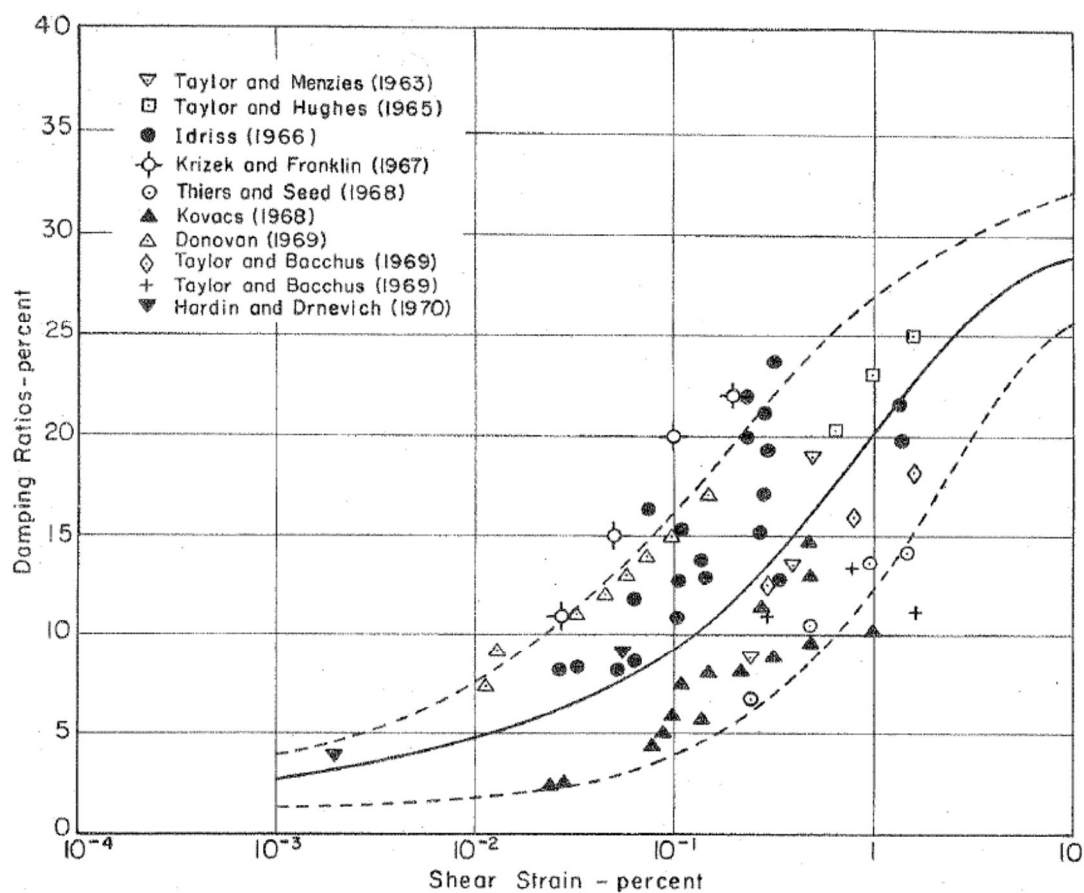
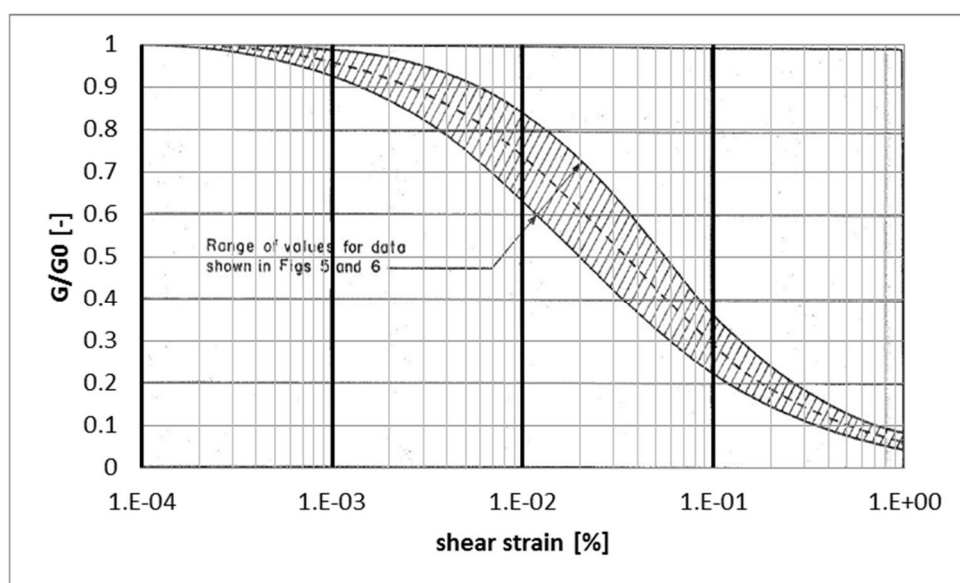
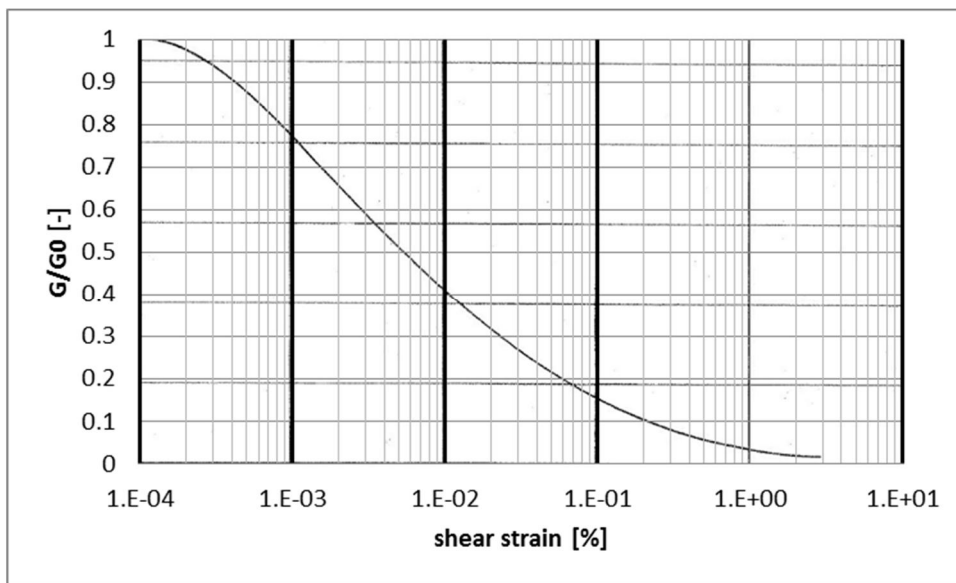
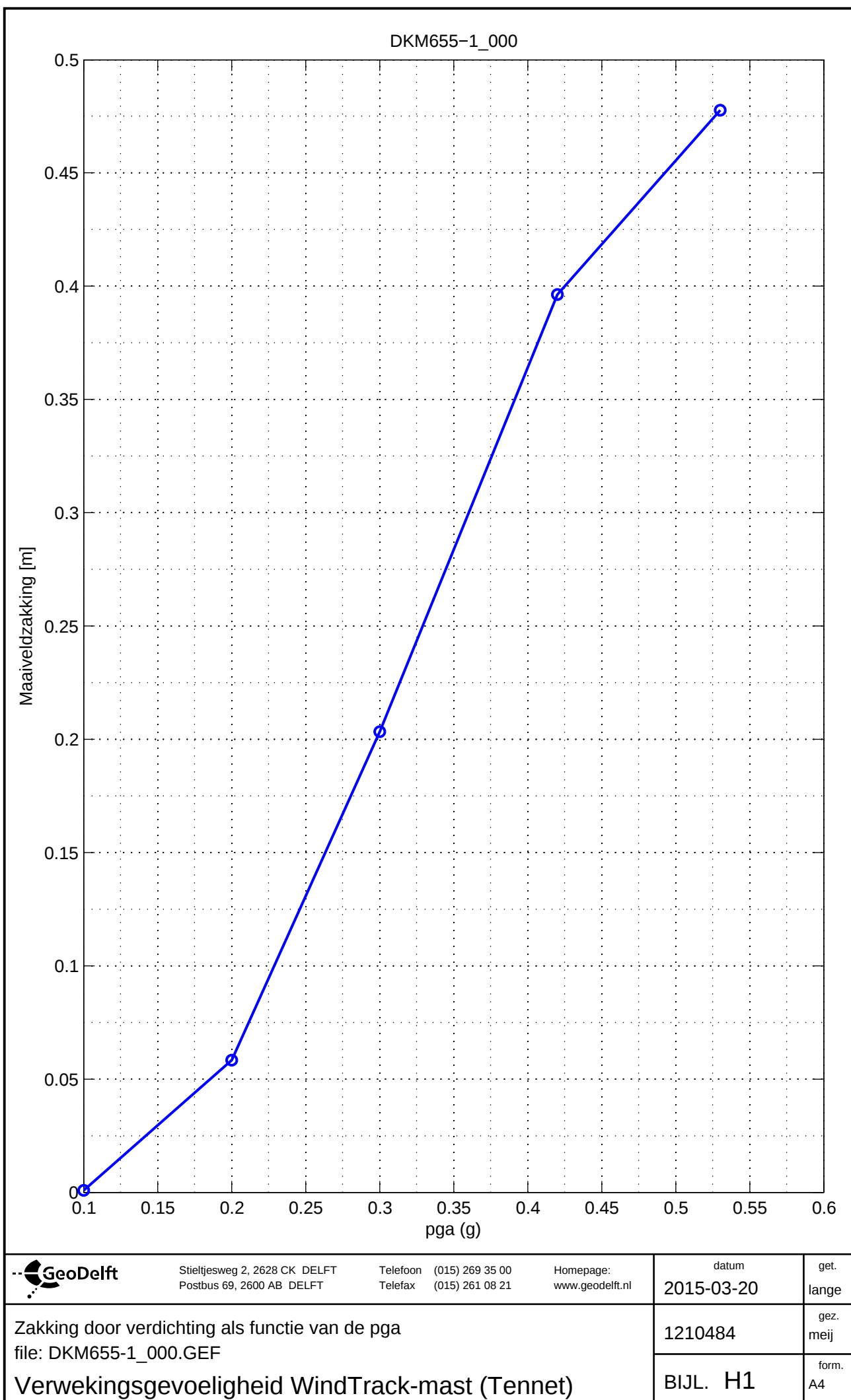


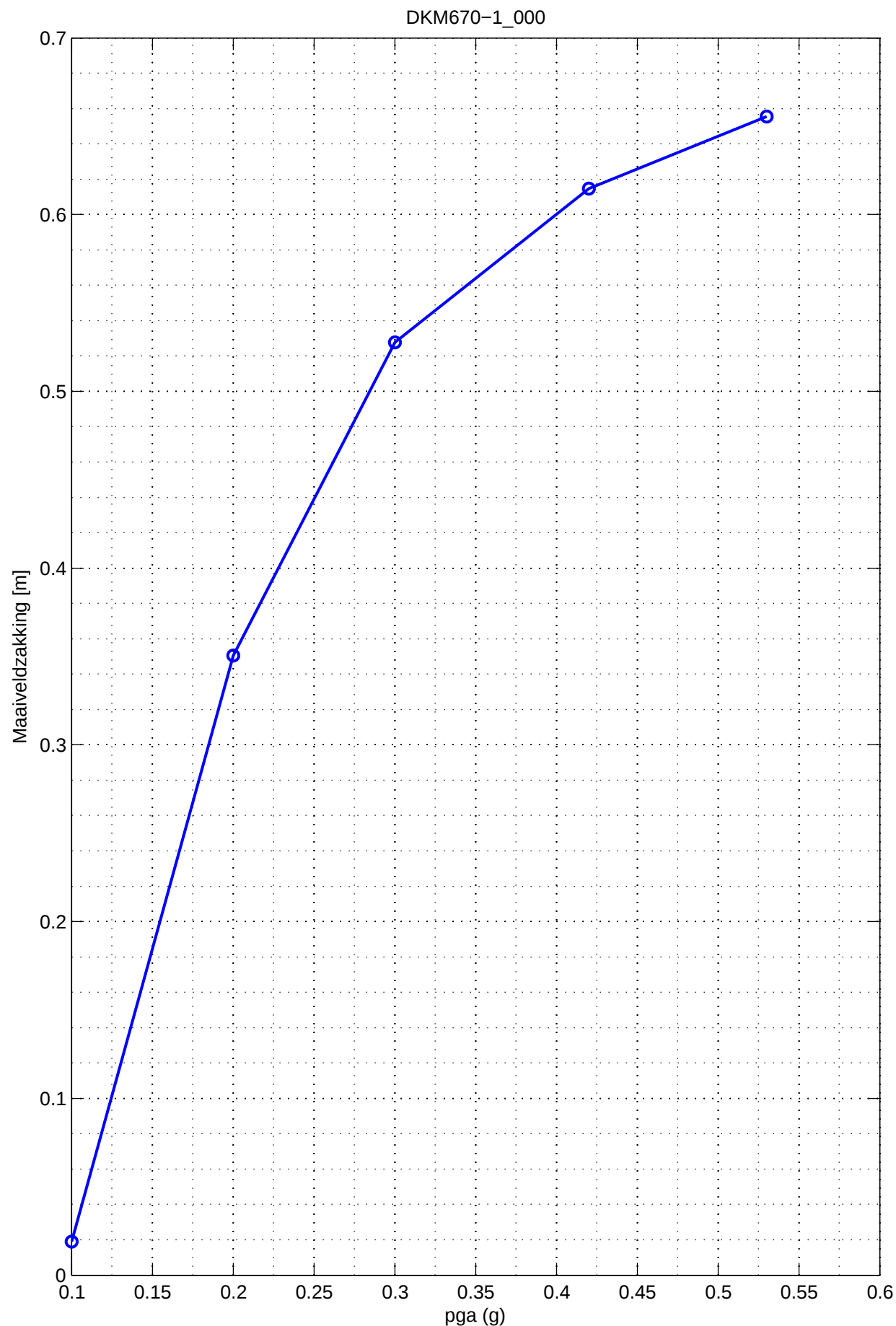
Fig.15 DAMPING RATIOS FOR SATURATED CLAYS.





J Effect verweking – wateroverspanning - zakking





Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Zakking door verdichting als functie van de pga
file: DKM670-1_000.GEF

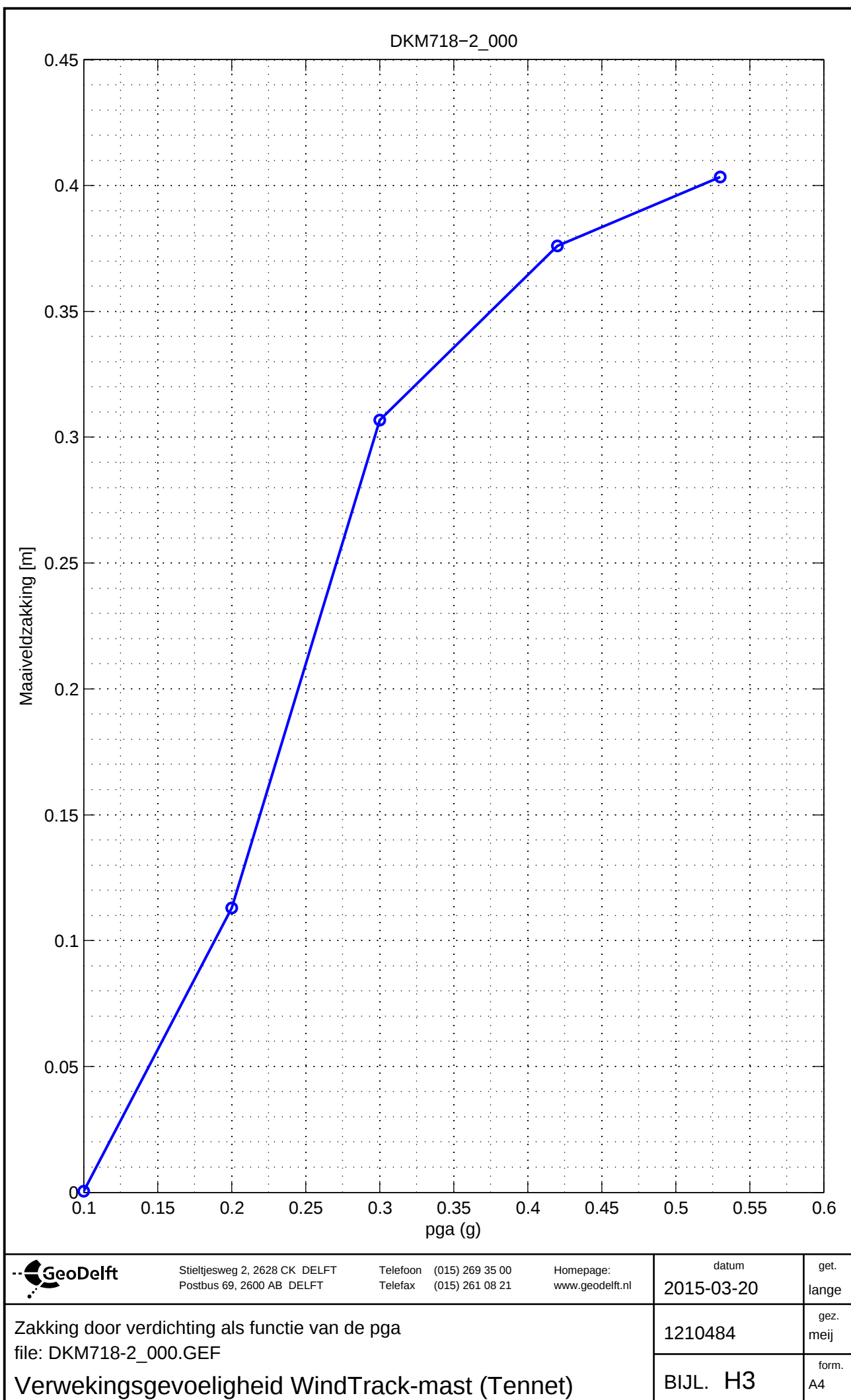
1210484

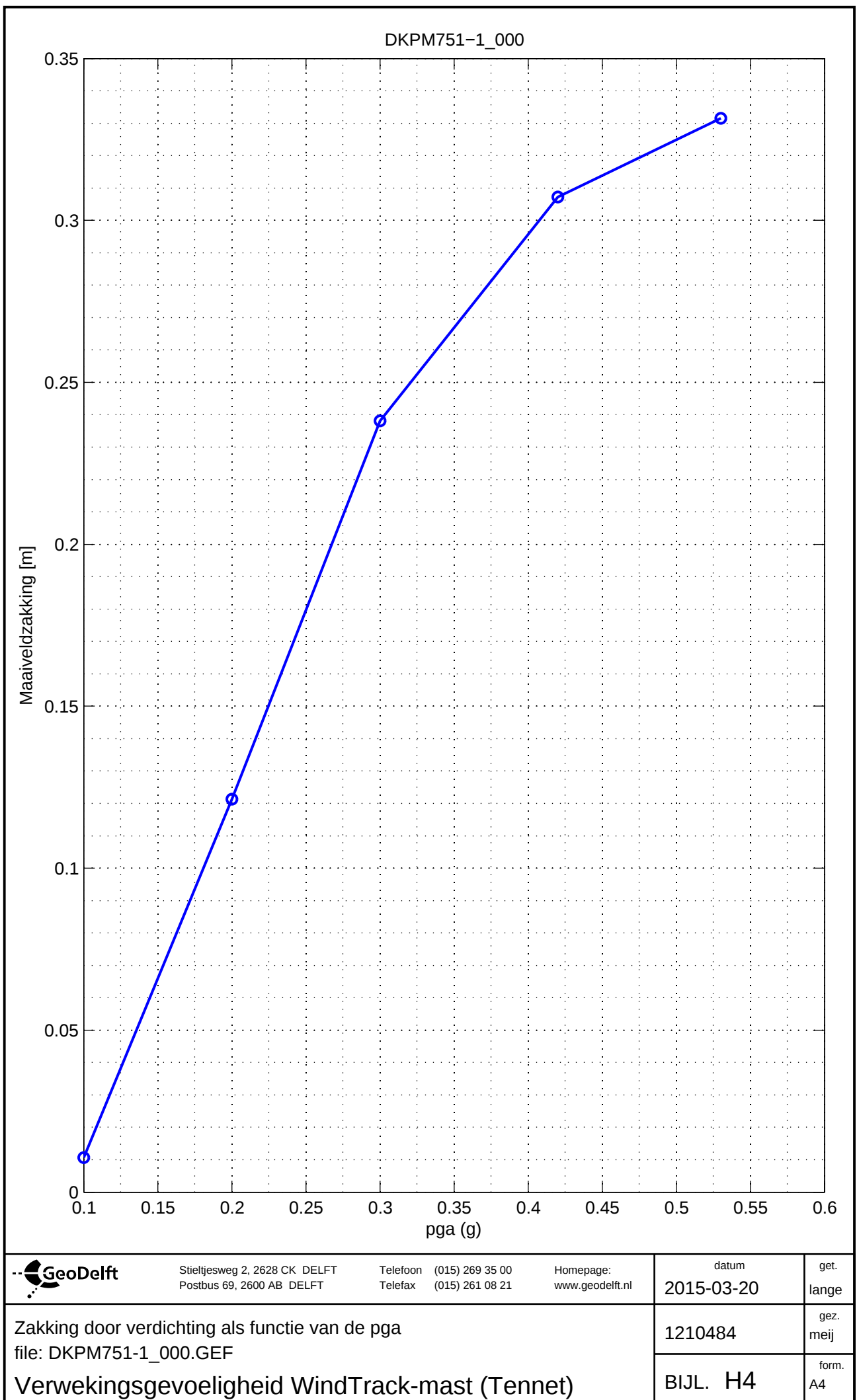
gez.
meij

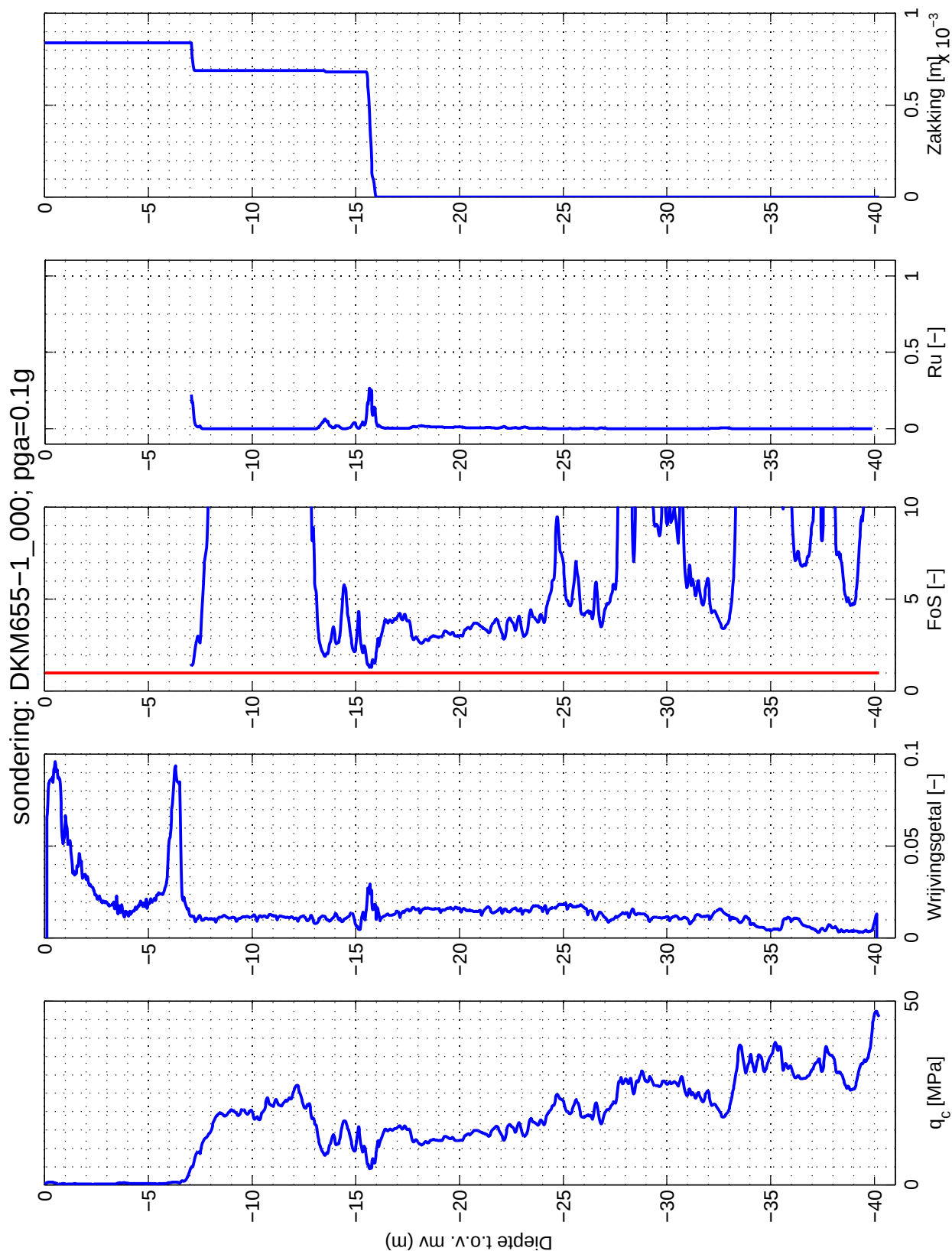
Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. H2

form.
A4







Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM655-1_000.GEF

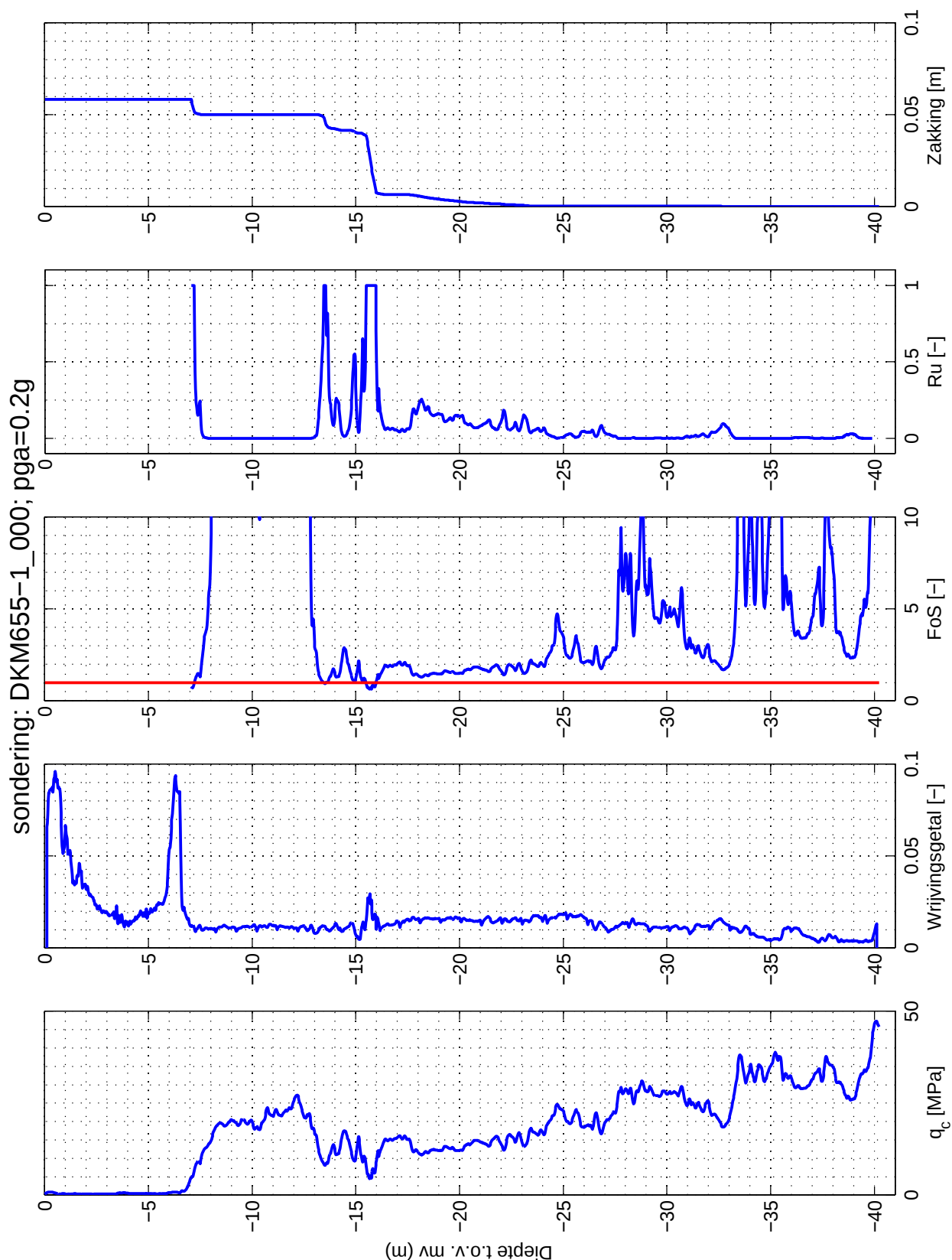
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G01

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM655-1_000.GEF

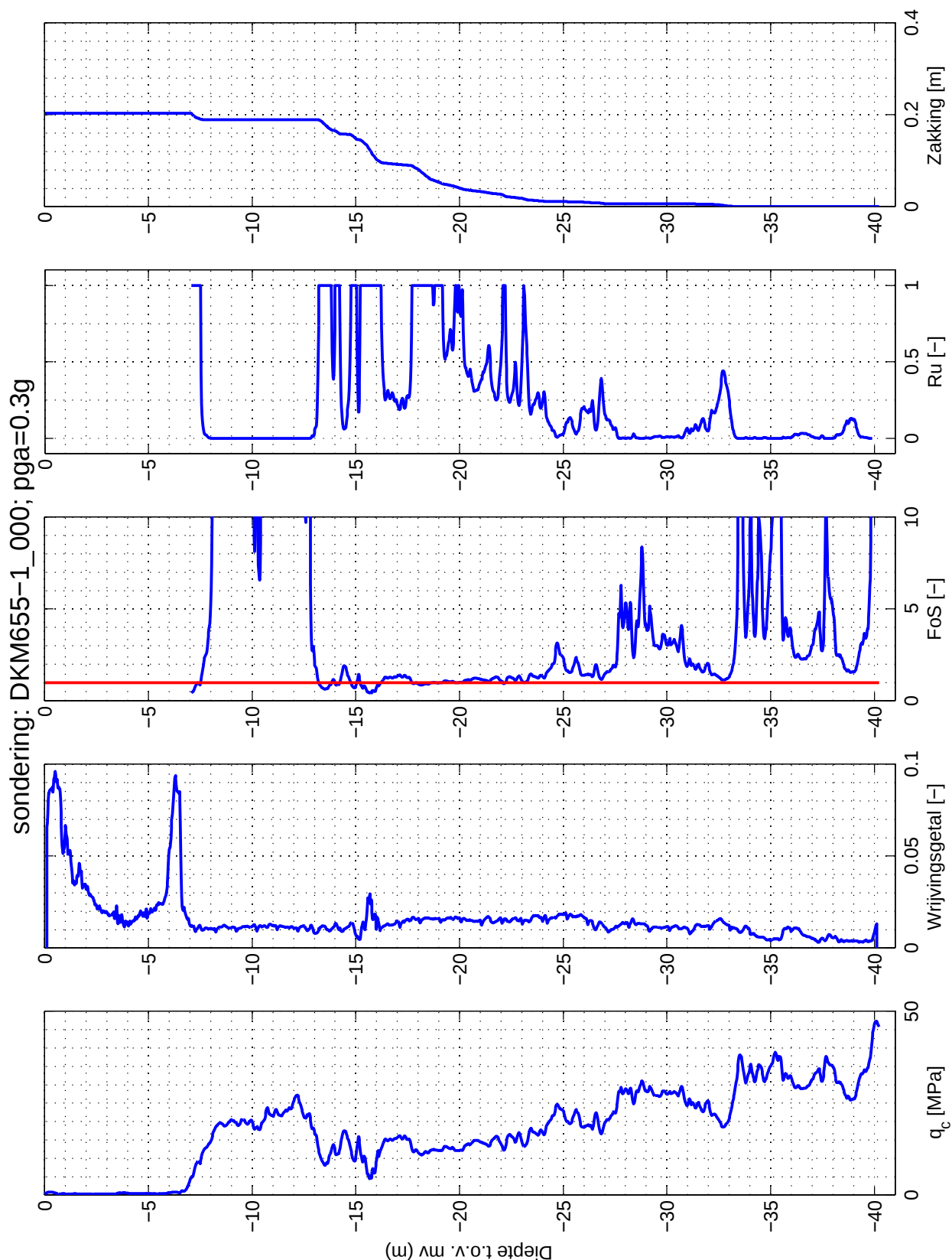
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G02

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM655-1_000.GEF

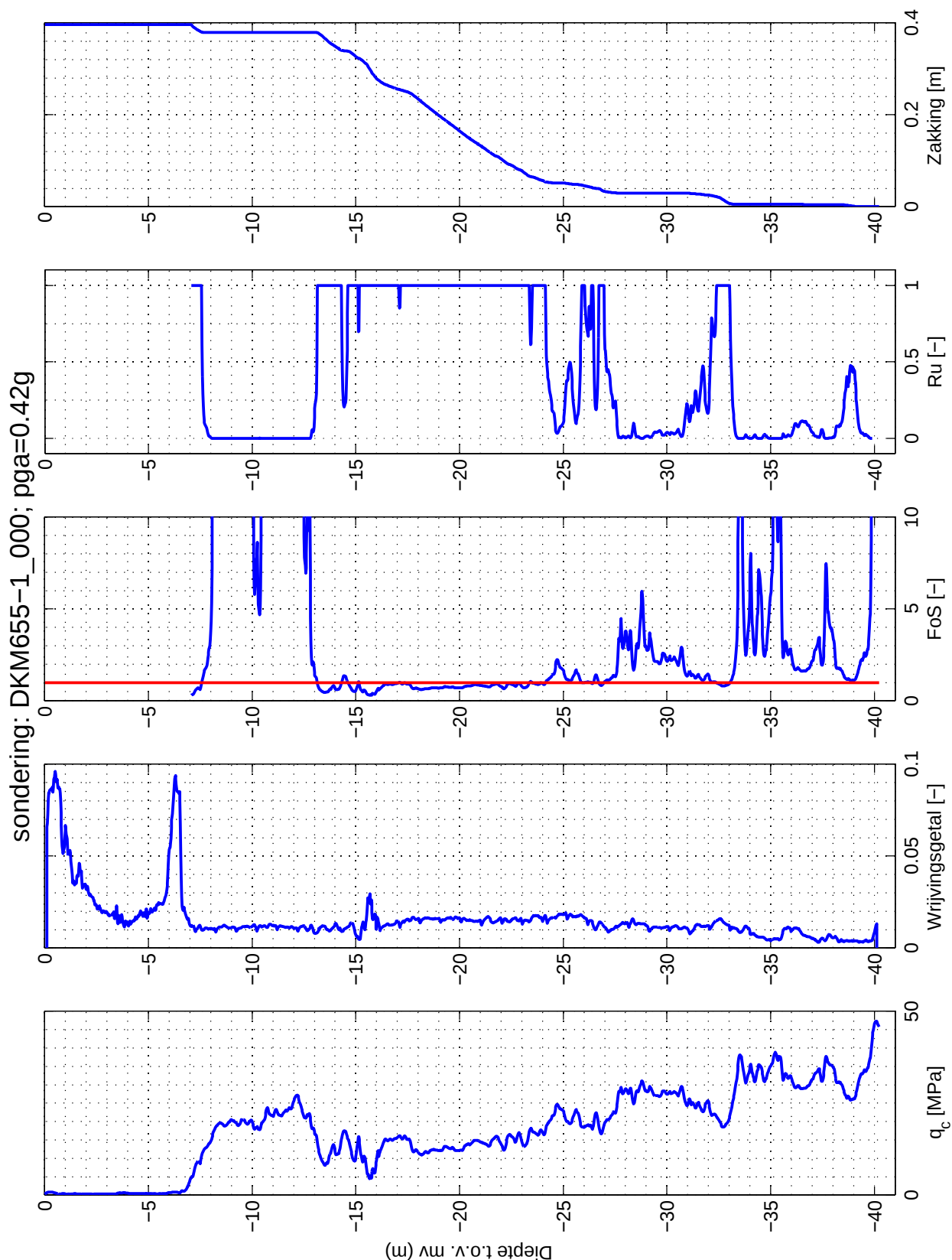
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G03

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM655-1_000.GEF

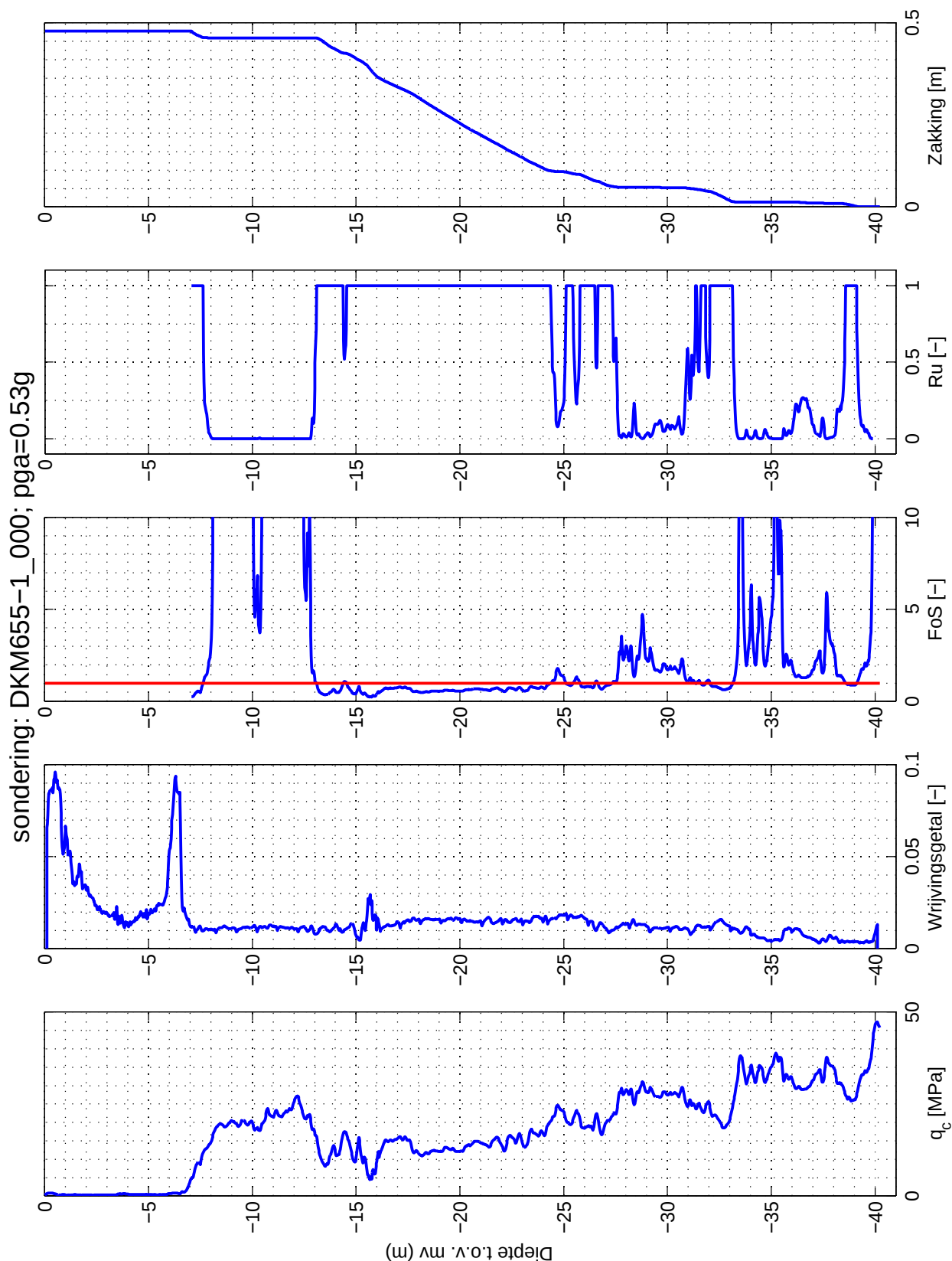
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G04

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM655-1_000.GEF

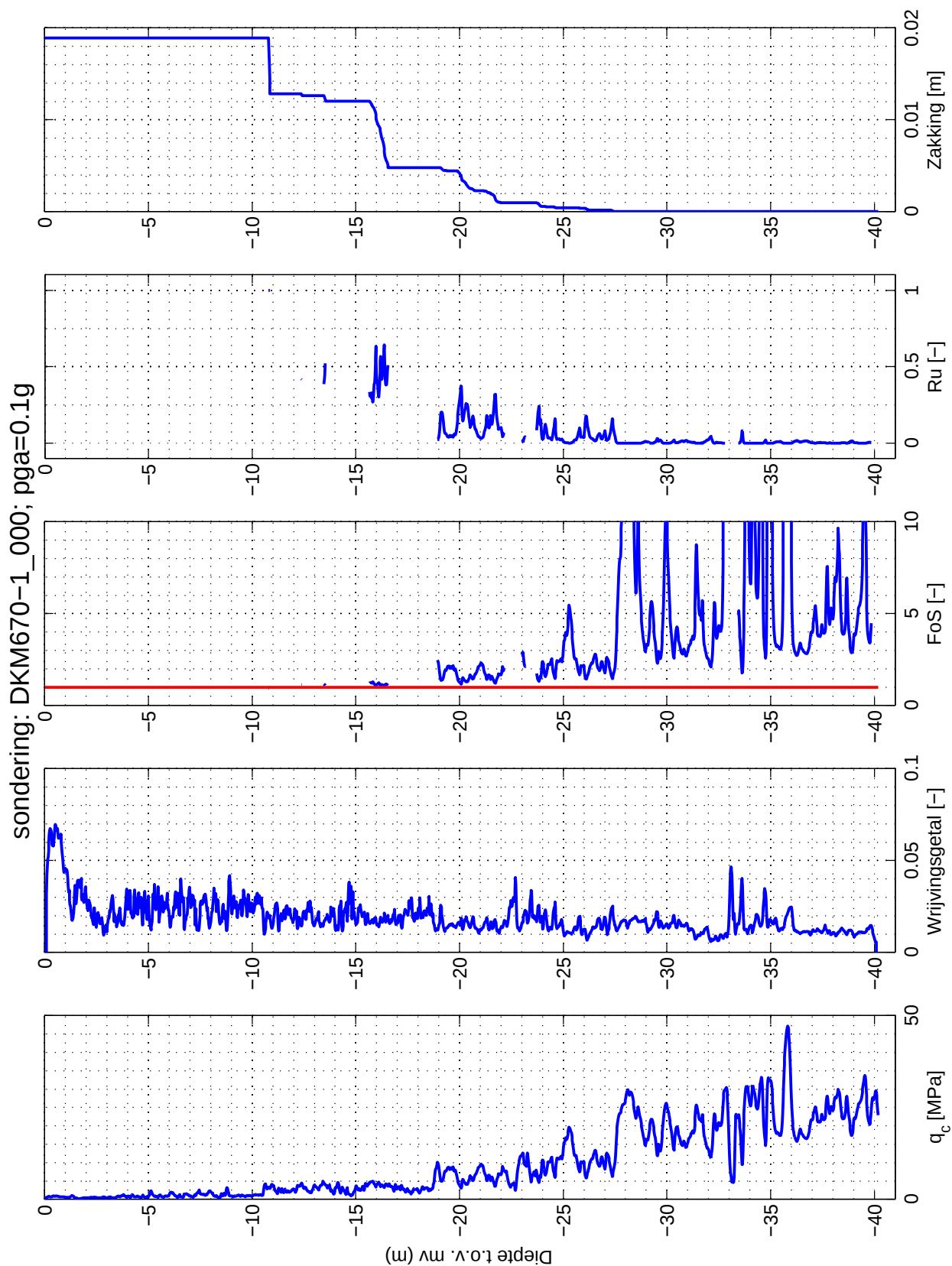
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G05

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM670-1_000.GEF

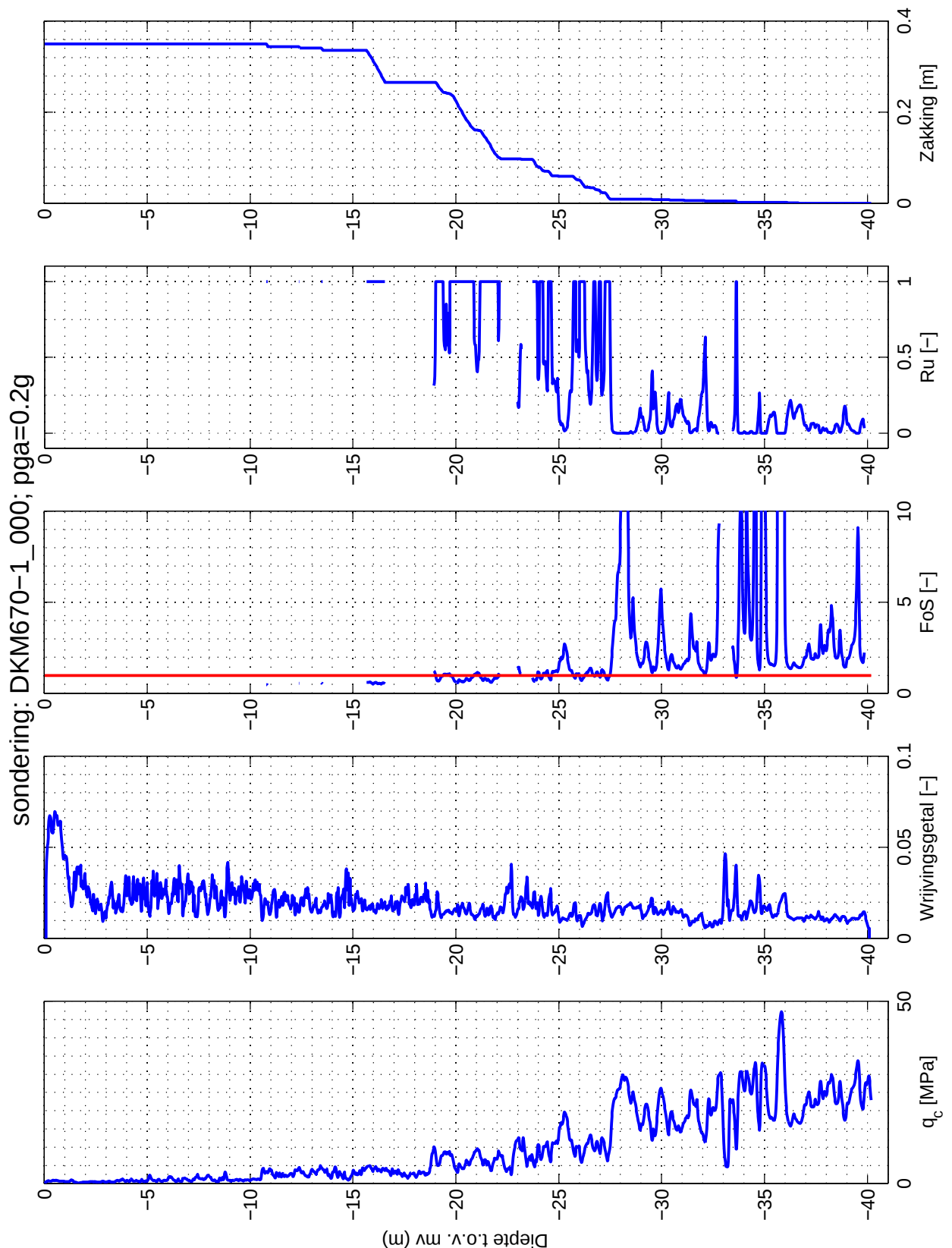
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G06

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM670-1_000.GEF

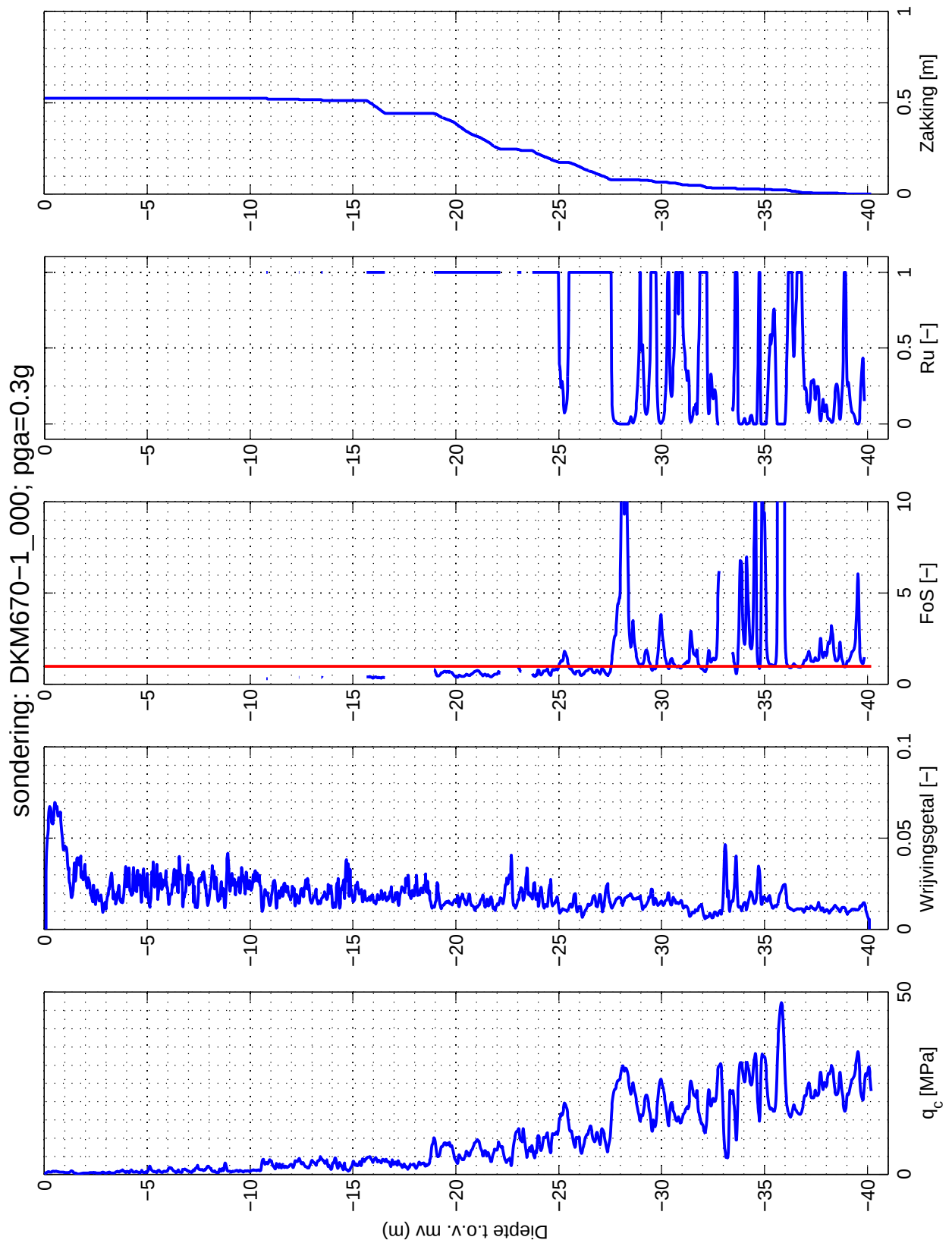
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G07

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM670-1_000.GEF

1210484

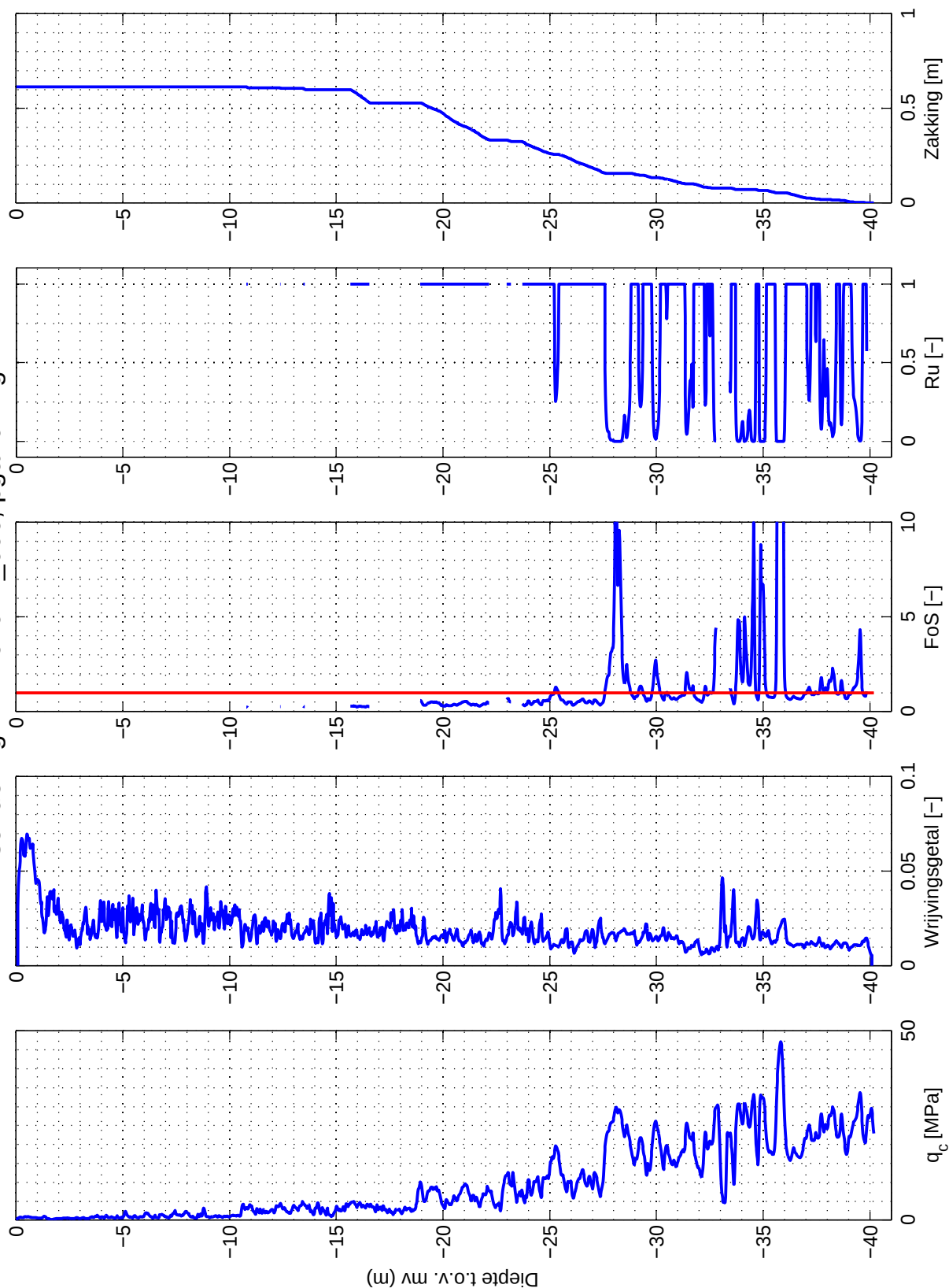
gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G08

form.
A4

sondering: DKM670-1_000; pga=0.42g



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM670-1_000.GEF

1210484

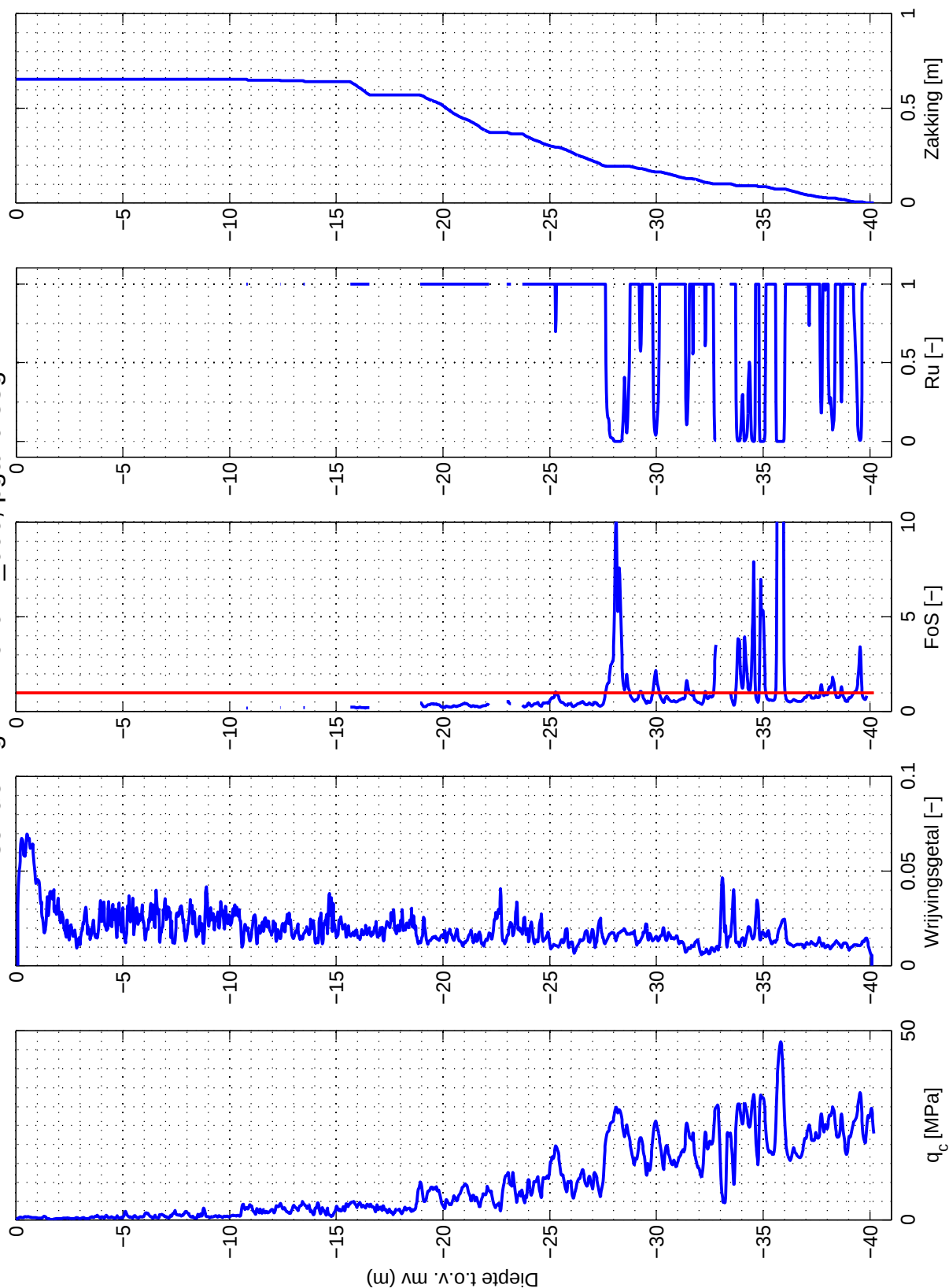
gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G09

form.
A4

sondering: DKM670-1_000; pga=0.53g



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM670-1_000.GEF

1210484

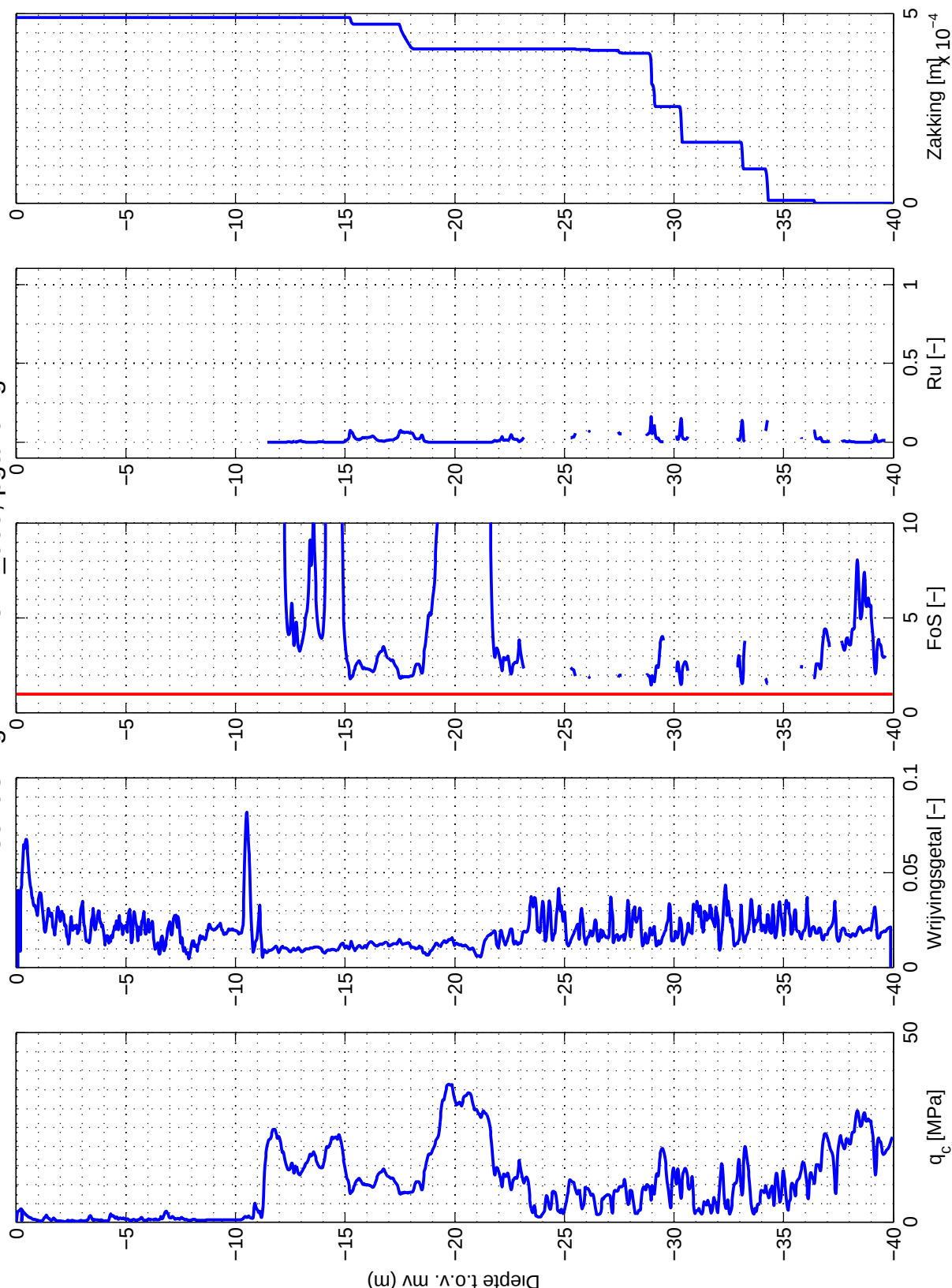
gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G10

form.
A4

sondering: DKM718-2_000; pga=0.1g



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM718-2_000.GEF

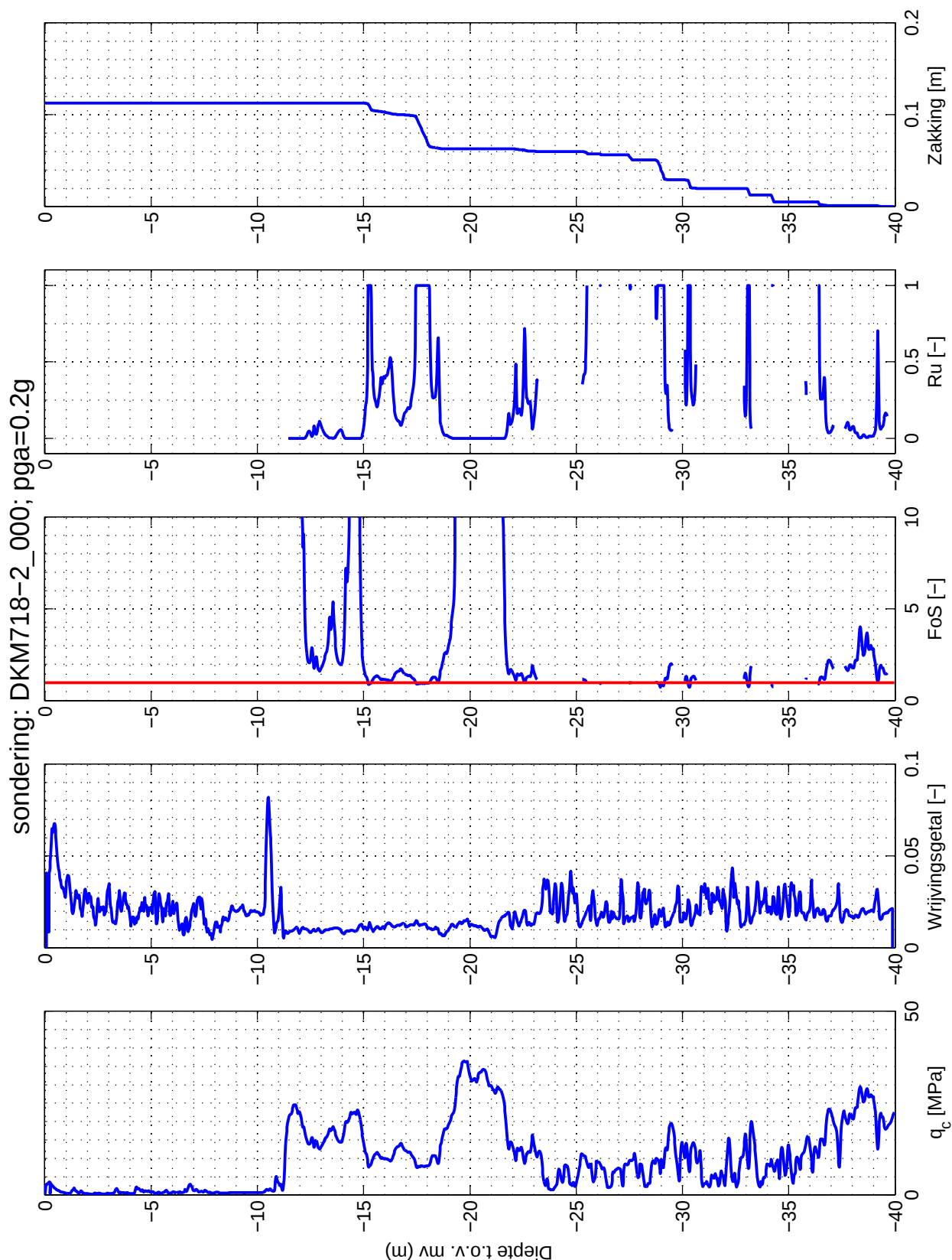
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G11

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM718-2_000.GEF

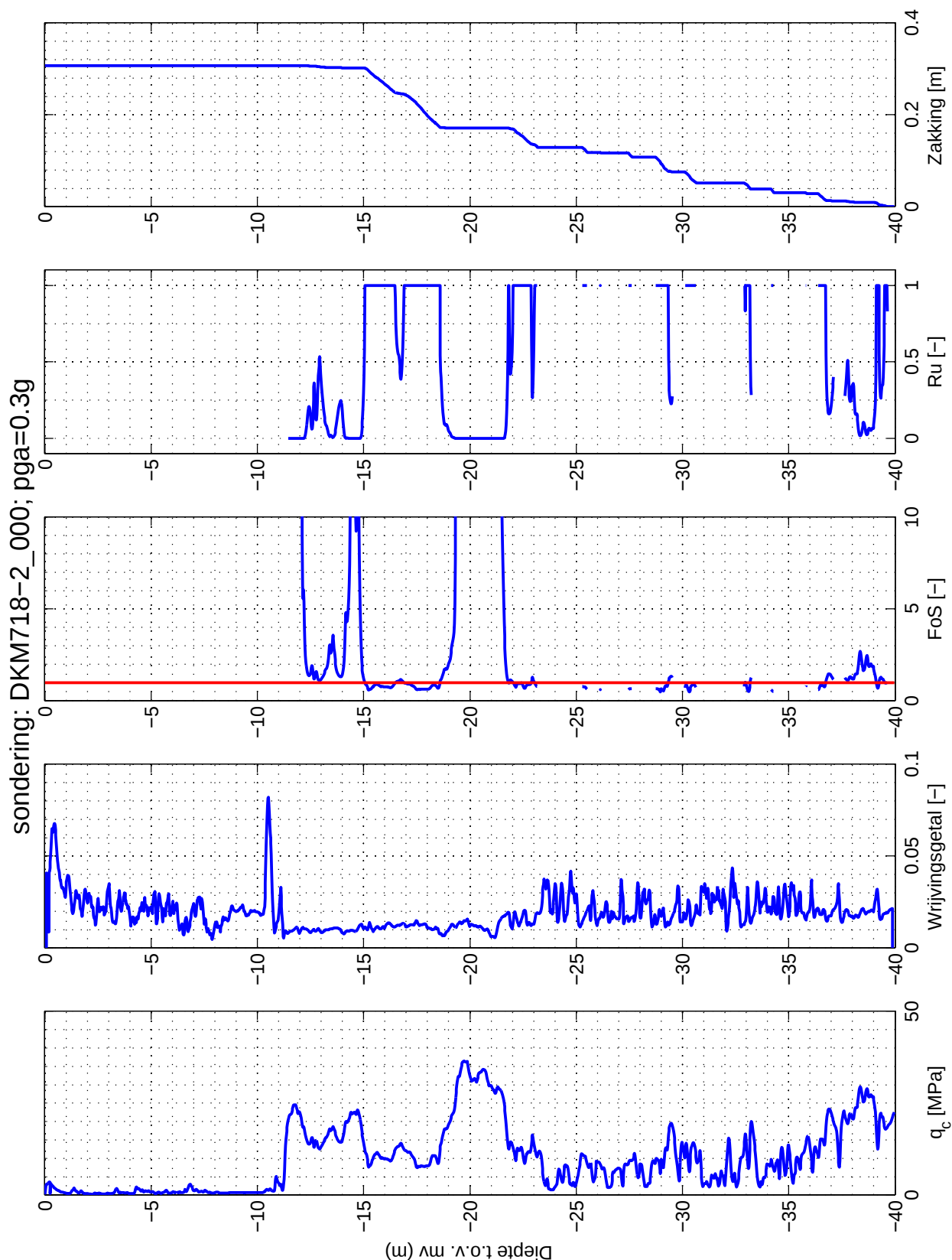
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G12

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM718-2_000.GEF

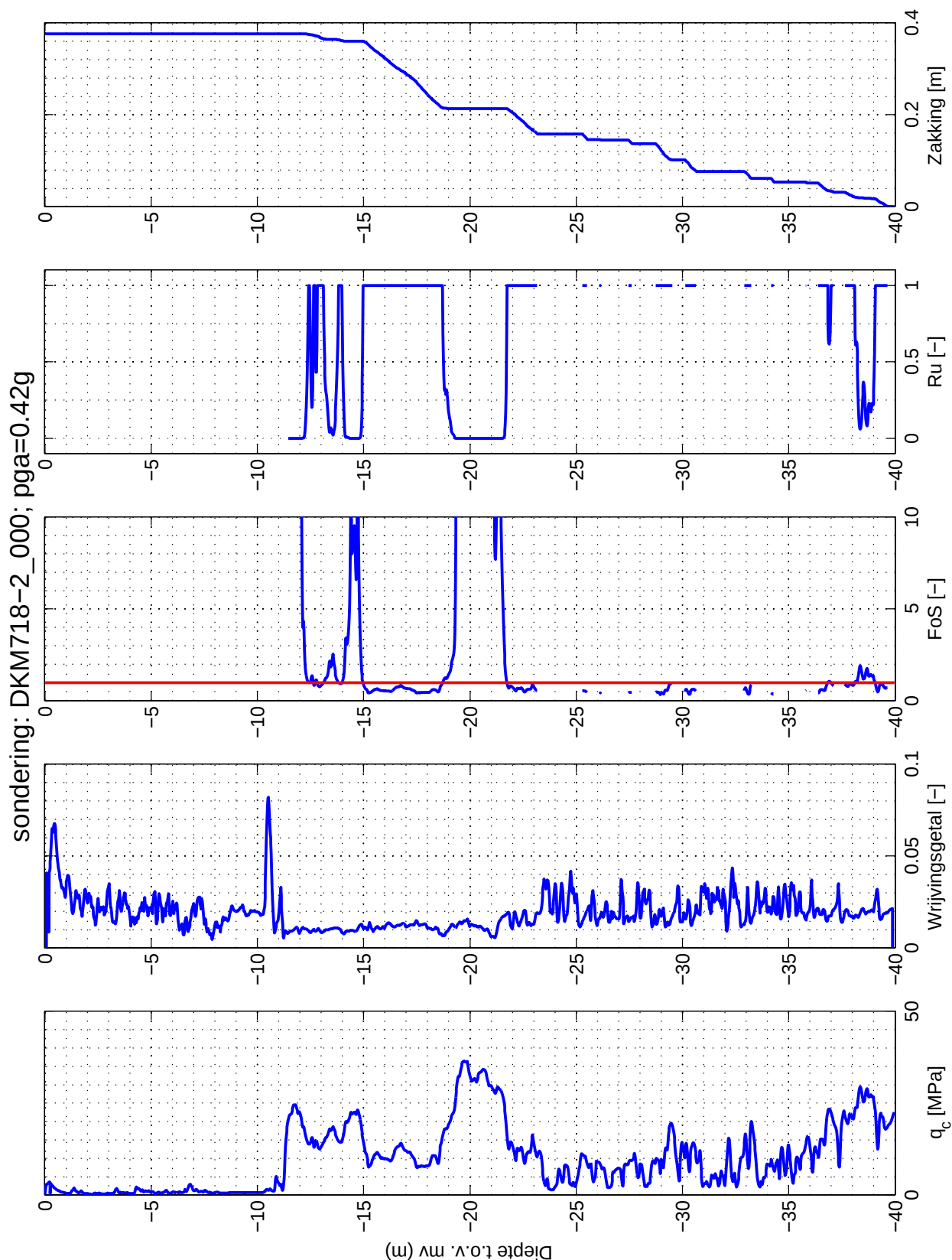
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G13

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM718-2_000.GEF

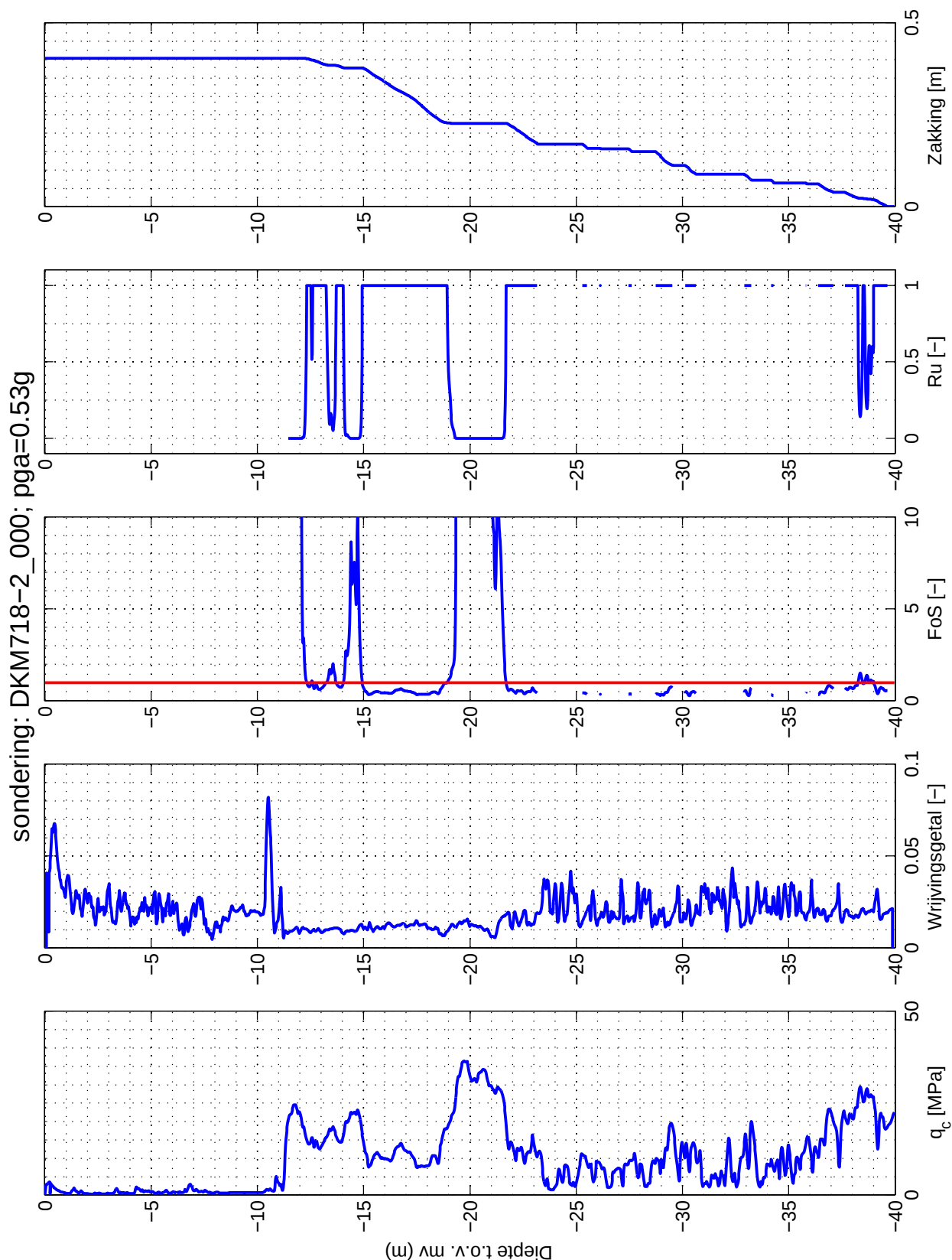
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G14

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKM718-2_000.GEF

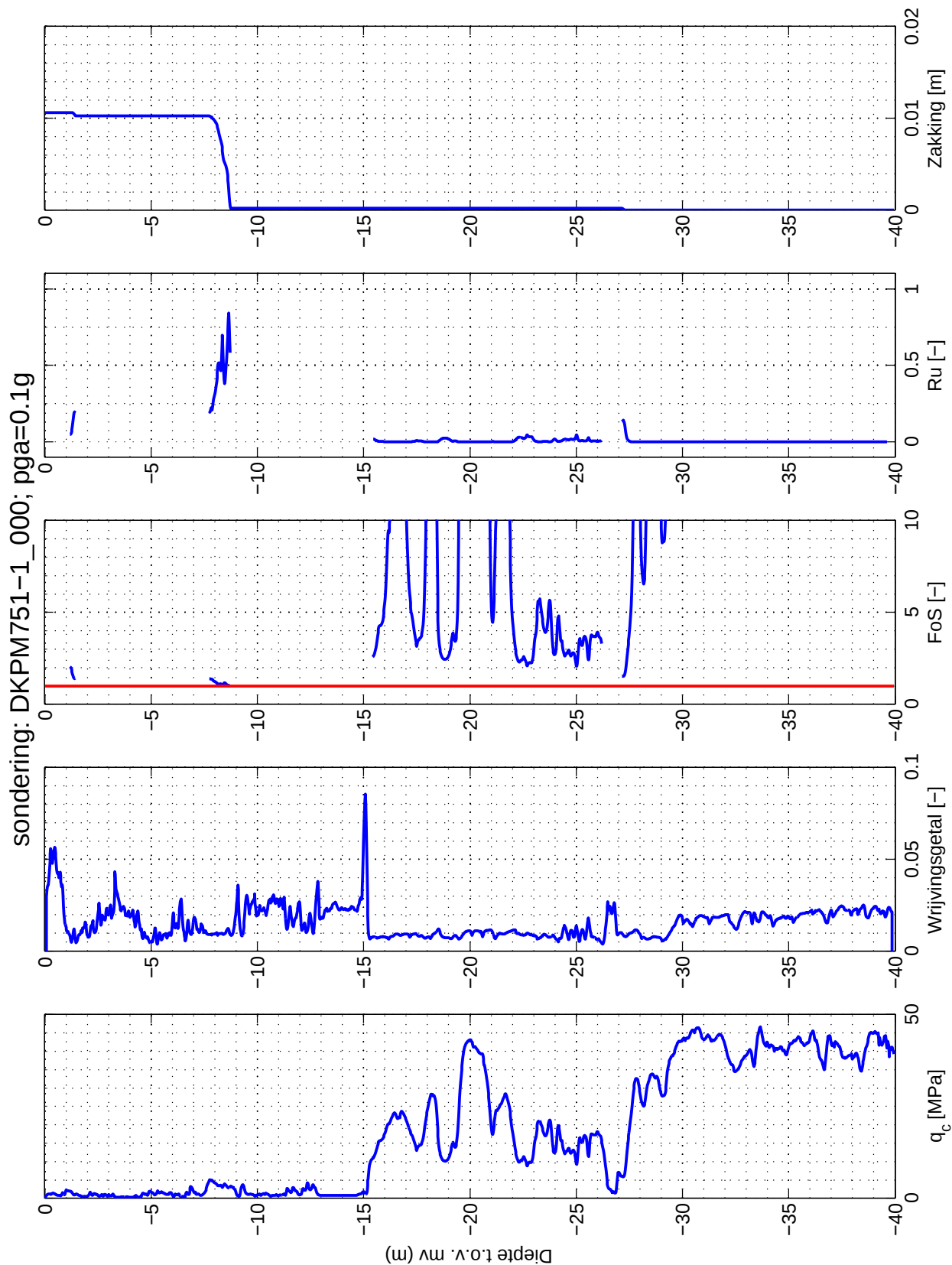
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G15

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKPM751-1_000.GEF

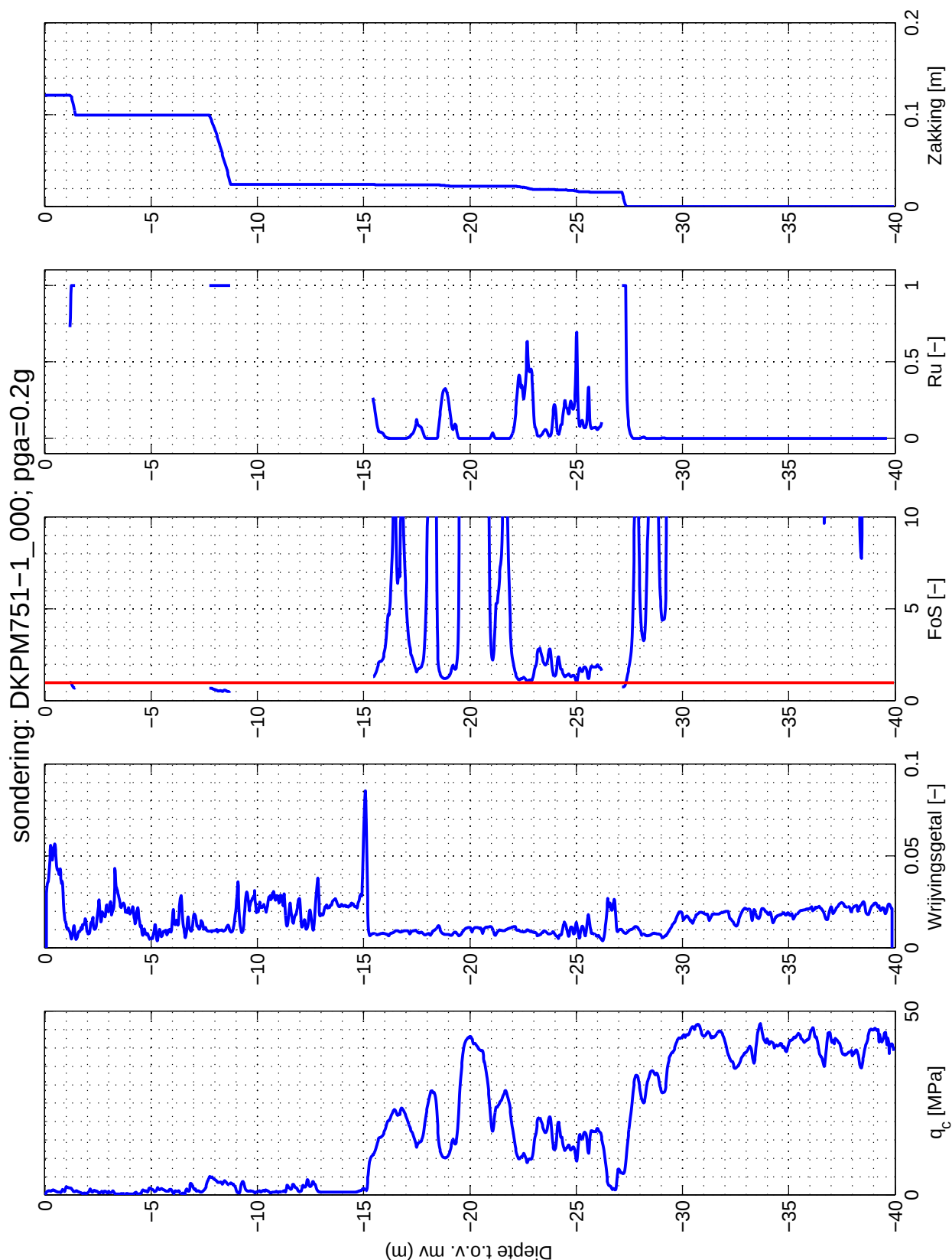
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G16

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKPM751-1_000.GEF

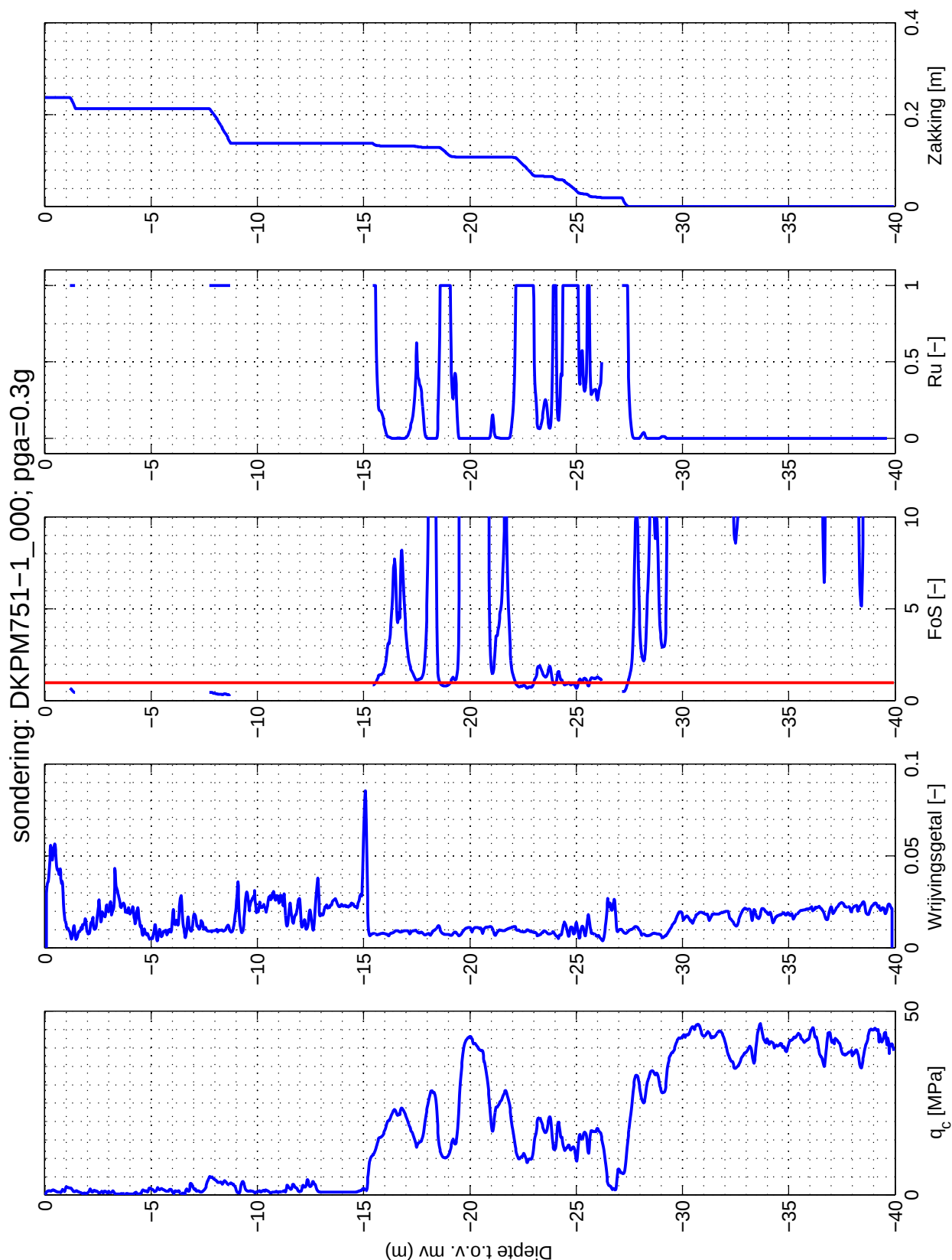
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G17

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKPM751-1_000.GEF

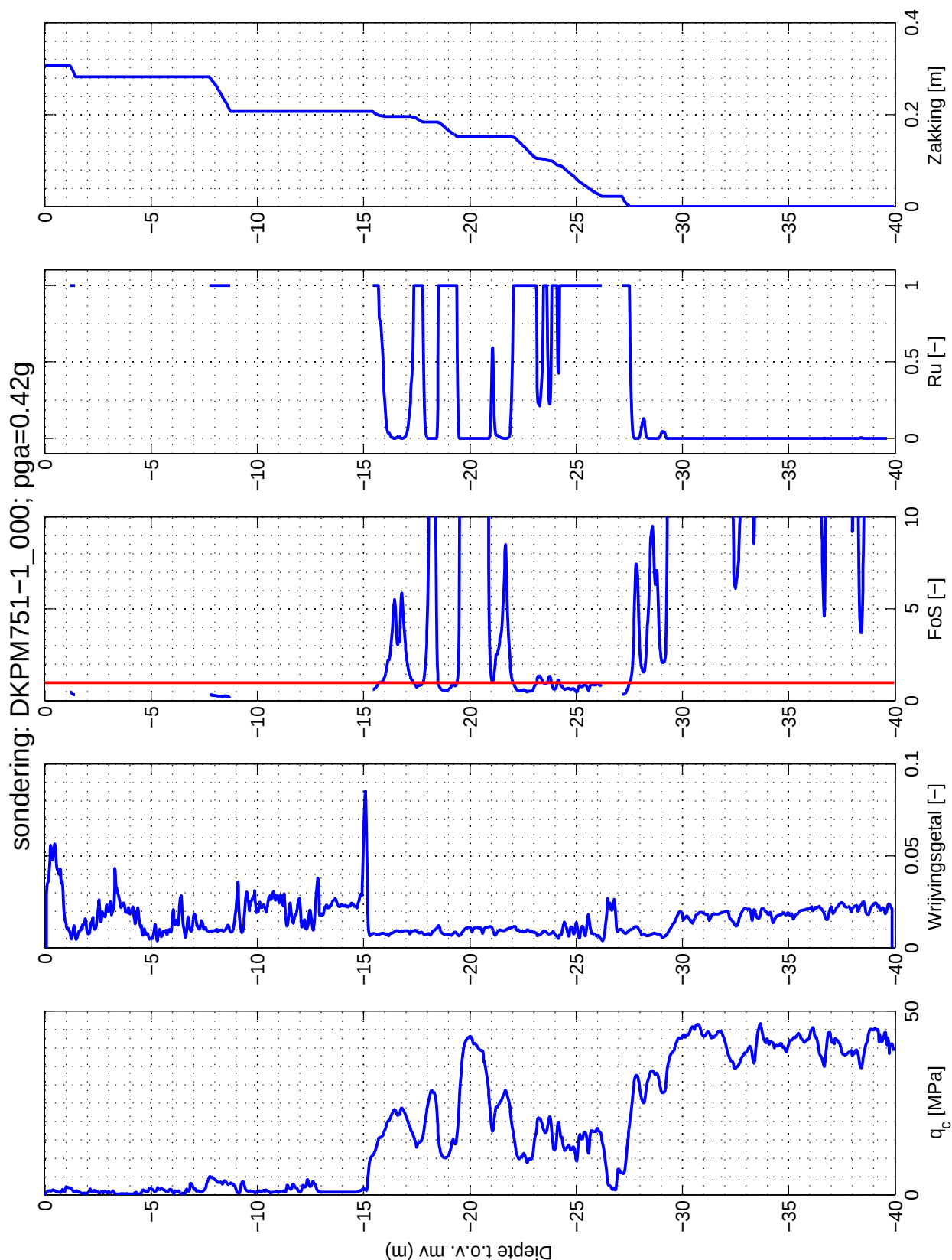
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G18

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKPM751-1_000.GEF

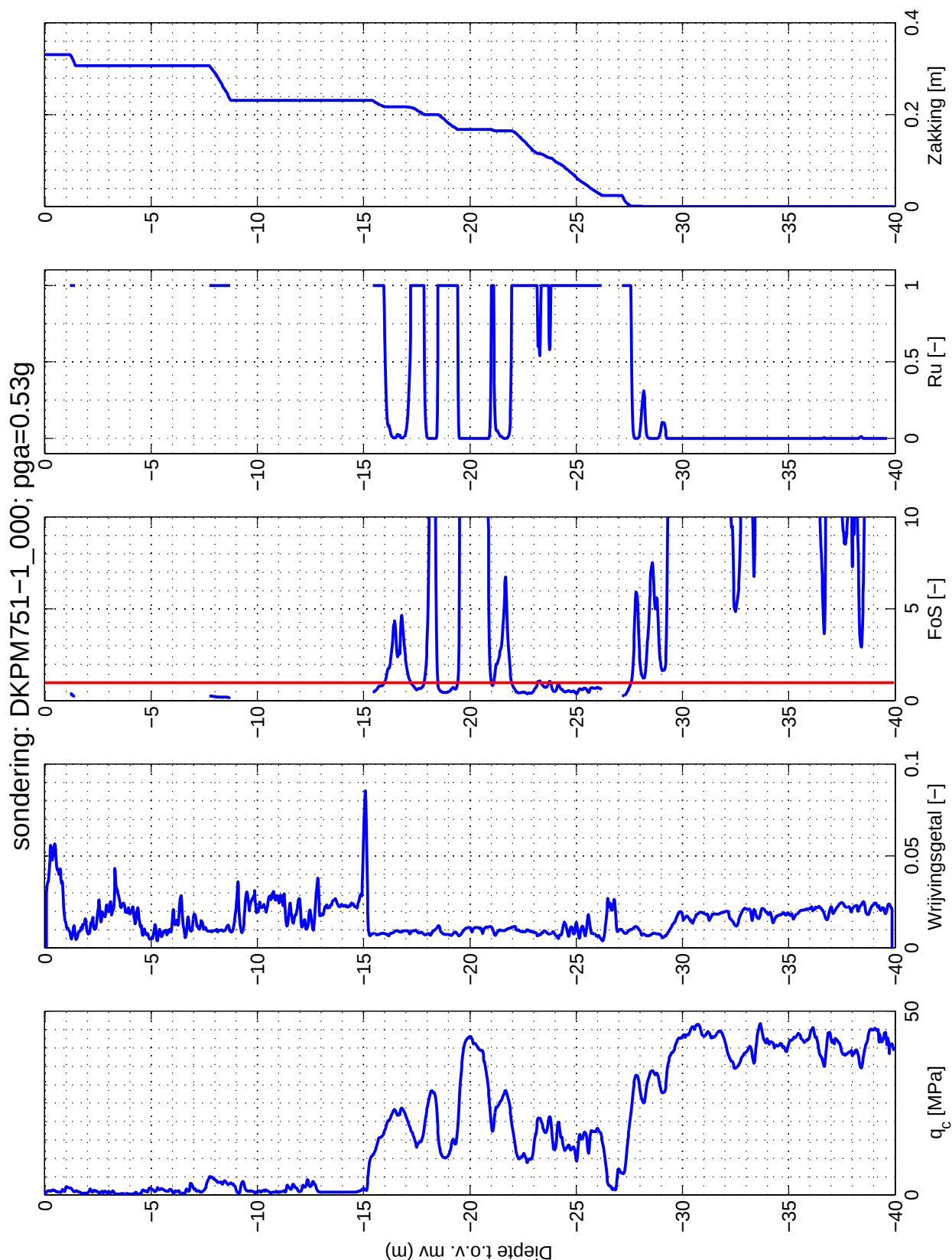
1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G19

form.
A4



Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.geodelft.nl

datum
2015-03-20

get.
lange

Veiligheid tegen verweking en zakking door verdichting
file: DKPM751-1_000.GEF

1210484

gez.
meij

Verwekingsgevoeligheid WindTrack-mast (Tennet)

BIJL. G20

form.
A4

K Tijdsignalen

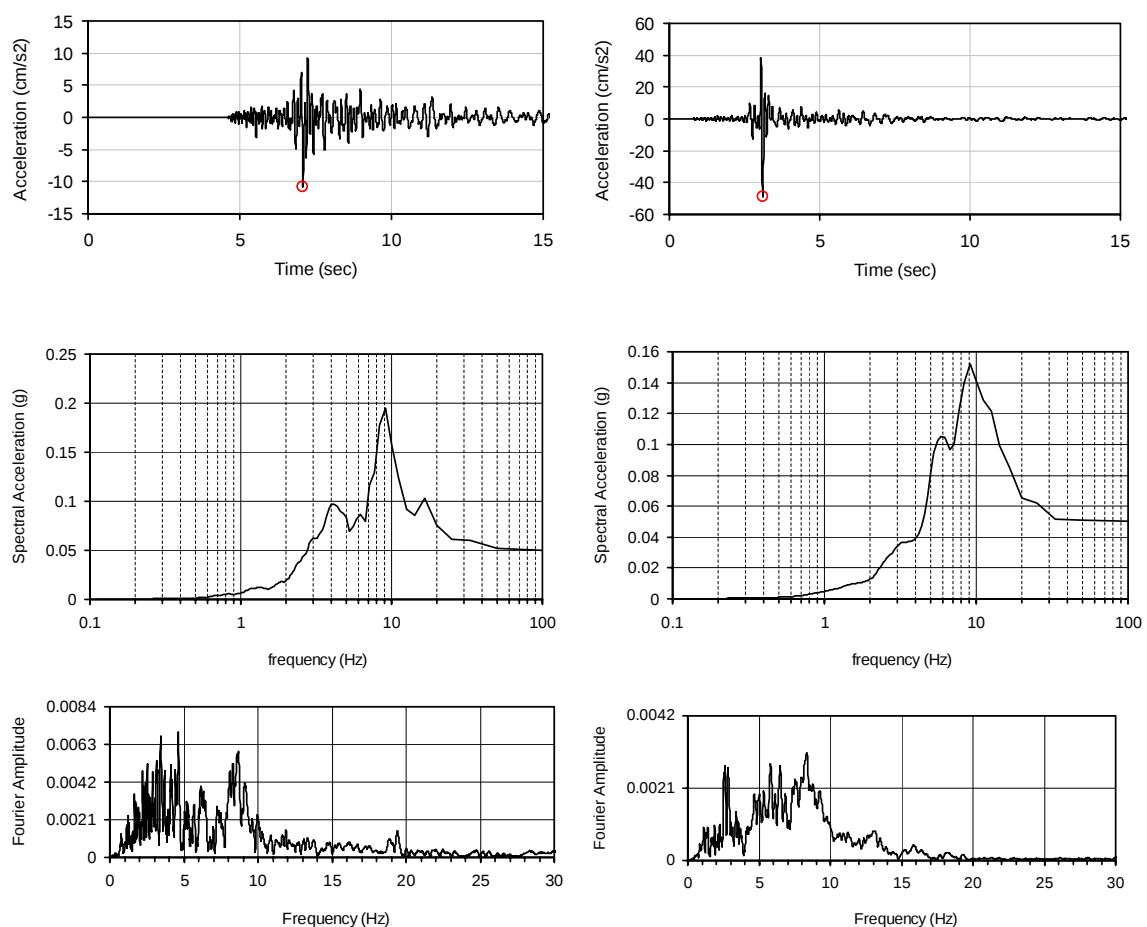
K.1 Karakteristieken

In de berekeningen is gekozen voor 3 tijdsignalen. Dit betreft de volgende signalen:

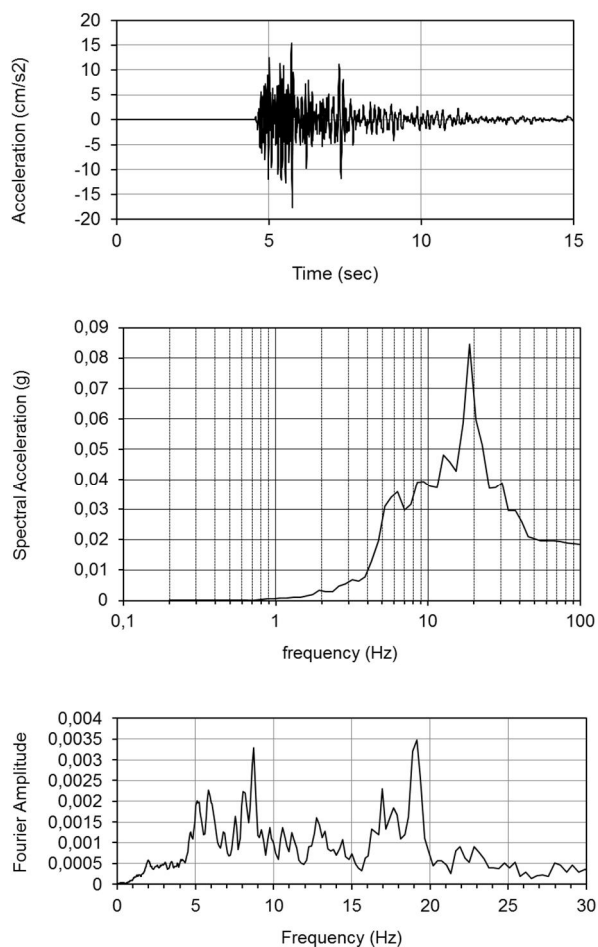
- Event 1: Westeremden, opnemer MID3 – $\square\square = 3.4$, simpel signaal, 1 piek.
- Event 6: Huizinge, opnemer WSE – $\square\square = 3.6$, complex signaal, meerdere pieken.
- Event 8: Zandweer, opnemer KANT – $\square\square = 3.2$, tussenliggend signaal.

Na analyse van de signalen en ervaringen in eerdere projecten is er voor gekozen de signalen 1, 6 en 8 te kiezen.

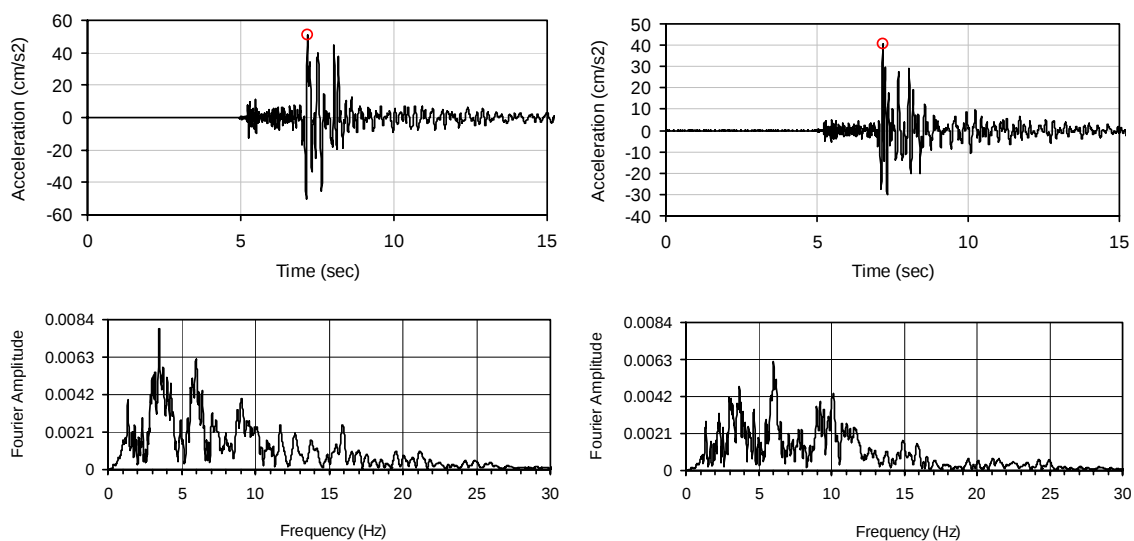
Voor elke event (tijdsignaal) is zowel de radiale, de transversale en de verticale component aanwezig. De karakteristieken van de radiale en transversale en verticale componenten zijn hieronder aangegeven.

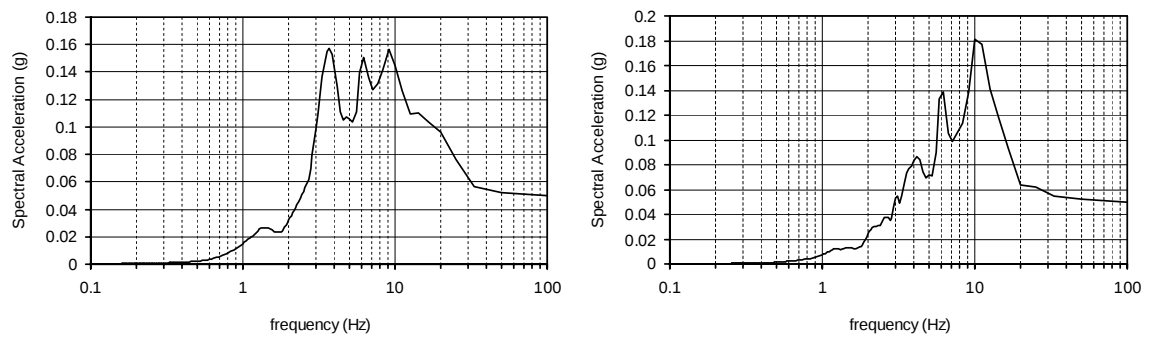


Figuur 7.1 Event 1 (1060808mid3): radiaal (links) en transversaal (rechts)

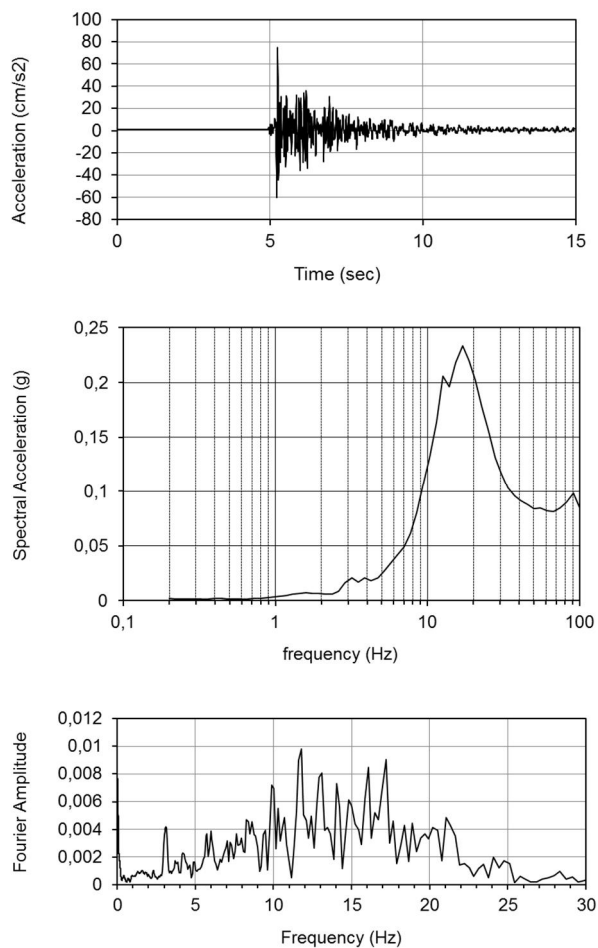


Figuur 7.2 Event 1 (060808mid3) verticaal

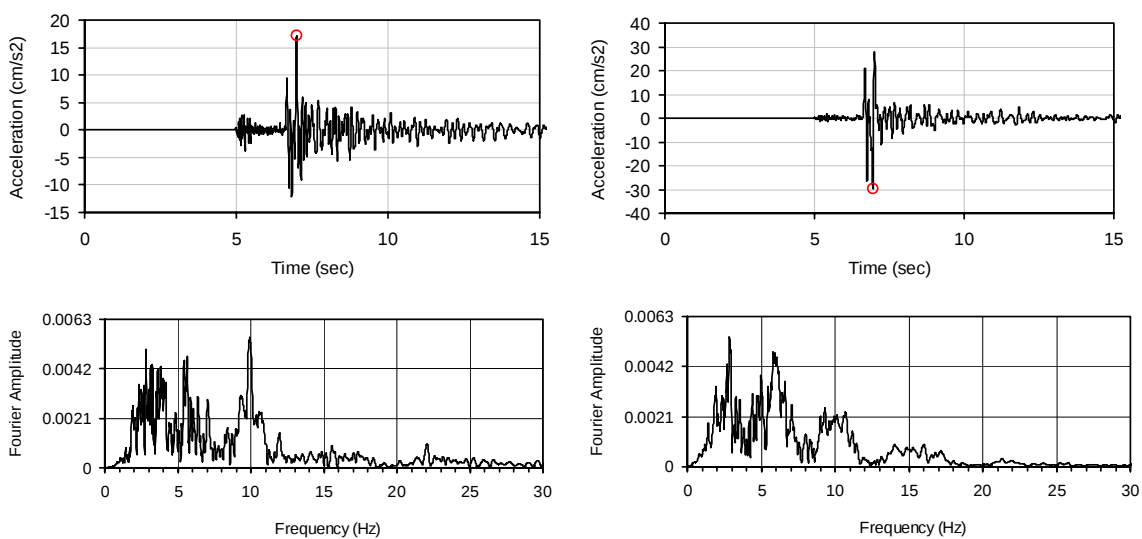


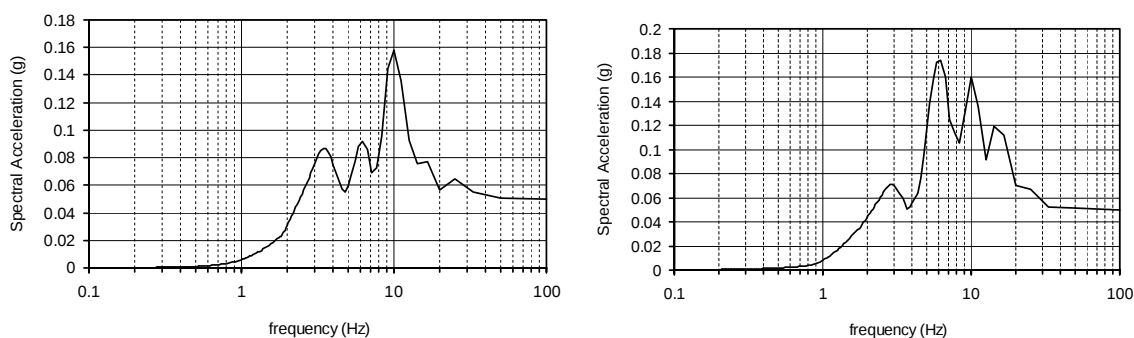


Figuur 7.3 Event 6 (120816wse): radiaal (links) en transversaal (rechts)

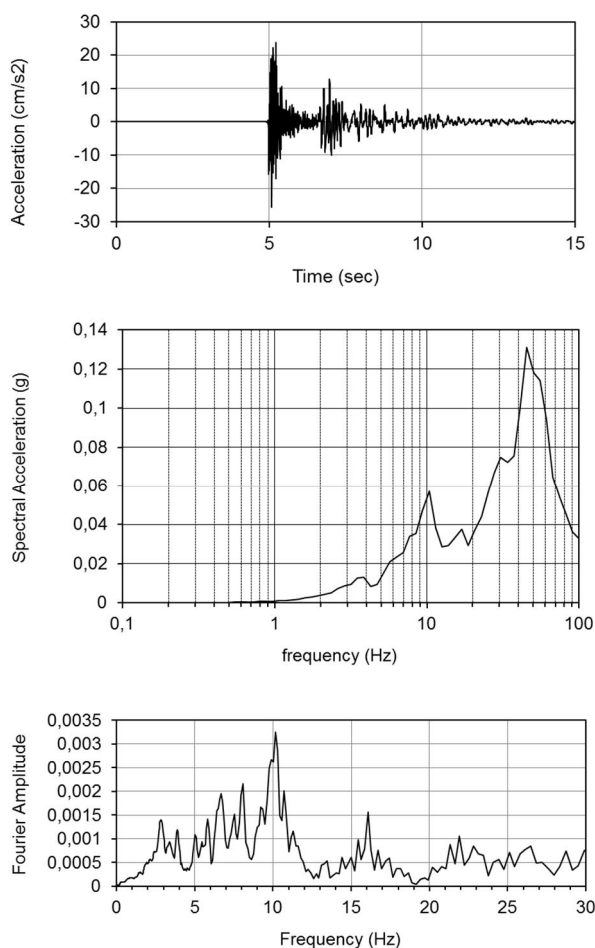


Figuur 7.4 Event 6 (120816wse): verticaal





Figuur 7.5 Event 8. (130207kant): radiaal (links) en transversaal (rechts)



Figuur 7.6 Event 8. (130207kant): verticaal

De volgende tabel geeft de piekwaarden van de geselecteerde gemeten signalen, weergegeven in figuren 3.3 t/m 3.10, uitgedrukt in m/s^2 .

Event	Signaal	radiaal	Transversaal	verticaal
1	060808MID3	0,108	0,485	0,154
5	110627WSE	0,075	0,082	0,093
6	120816WSE	0,509	0,407	0,750
8	130207KANT	0,172	0,296	0,256

Tabel 7.5 Piekwaarden van de geselecteerde gemeten tijdsignalen [m/s²]

K.2 Bodemprofielen voor verschaling

De volgende tabellen beschrijven het bodemprofiel dat voor de vertaling is gebruikt (rapport damwand Eemskanaal), op elk van de locaties waar een gemeten accellerogram gegeven is.

Tabel K.1 Bodemprofiel bij CPT DKMS6

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m ³)	Shear wave velocity (m/sec)
klei	1	1	1	1.9	18,50		15,00	110
klei	2	1	1	1.5	15,29		15,00	100
zand	3	2	1	1.5	34,96		17,50	140
klei	4	1	1	2.5	28,43		16,50	130
klei	5	1	1	3.0	28,43		16,50	130
klei	6	1	1	1.0	44,36		17,00	160
zand	7	2	1	2.5	165,14		18,00	300
klei	8	1	1	1.5	56,15		17,00	180
klei	9	1	1	1.5	76,42		17,00	210
klei	10	1	1	1.5	76,42		17,00	210
klei	11	1	1	2.5	121,69		17,00	265
klei	12	1	1	2.5	121,69		17,00	265
klei	13	1	1	2.0	135,86		17,00	280
klei	14	1	1	2.0	135,86		17,00	280
klei	15	1	1	2.0	135,86		17,00	280
klei	16	1	1	1.5	135,86		17,00	280
Bedrock	17	0			5045,87	1	22,00	1500

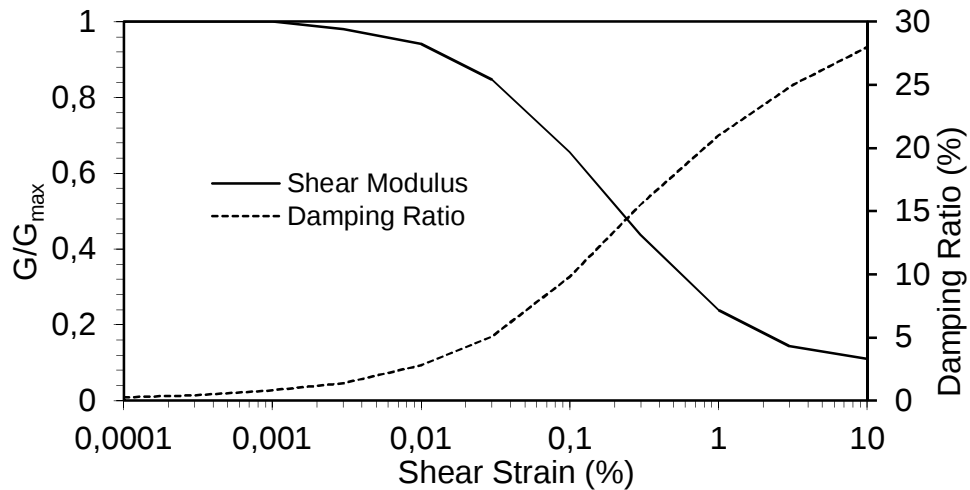
Tabel K.2 Bodemprofiel bij CPT DKMS4.

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m ³)	Shear wave velocity (m/sec)
klei	1	1	1	3.4	24,12		14,00	130
klei	2	1	1	3.4	24,12		14,00	130
zand	3	2	1	1.0	56,15		17,00	180
zand	4	2	1	2.0	86,34		17,50	220
klei	5	1	1	3.3	29,97		15,00	140
zand	6	2	1	2.2	124,04		18,00	260
klei	7	1	1	1.5	68,54		16,00	205
zand	8	2	1	2.0	120,59		17,50	260
klei	9	1	1	3.0	63,96		16,50	195
zand	10	2	1	2.5	92,89		18,00	225
zand	11	2	1	2.0	124,04		18,00	260
zand	12	2	1	1.5	130,93		19,00	260
zand	13	2	1	1.5	130,93		19,00	260
zand	14	2	1	1.5	130,93		19,00	260
zand	15	2	1	1.0	130,93		19,00	260
zand	16	2	1	1.0	130,93		19,00	260
Bedrock	17	0			4357,80	1	19,00	1500

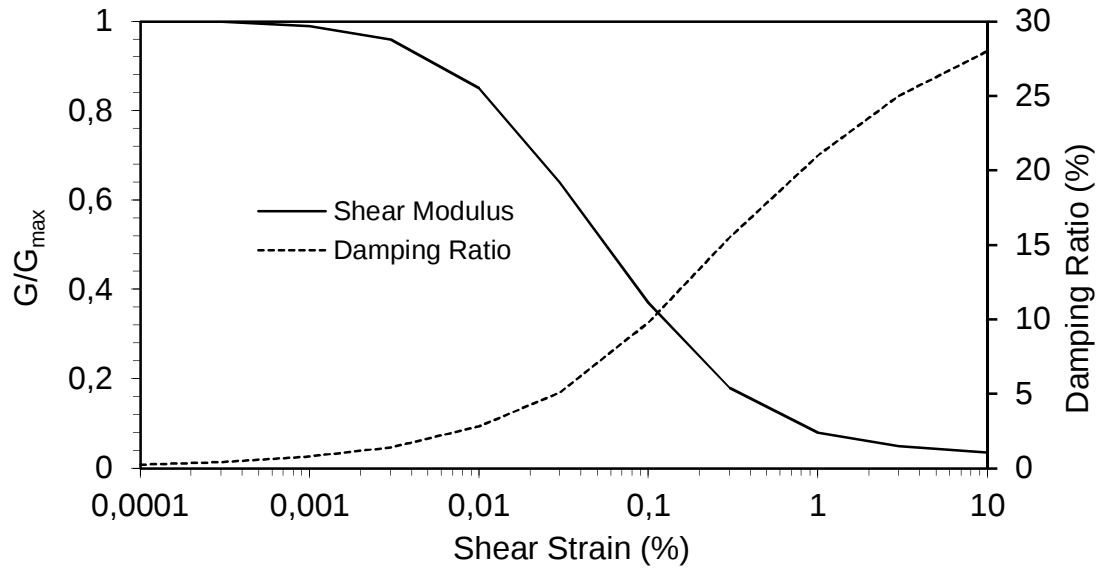
Tabel K.3

Bodemprofiel bij CPT DKMS5

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)
klei	1	1	1	3,4	14,27		14,00	100
klei	2	1	1	3,0	20,55		14,00	120
zand	3	2	1	1,5	135,86		17,00	280
zand	4	2	1	1,0	83,87		17,00	220
zand	5	2	1	1,5	99,82		17,00	240
zand	6	2	1	1,5	155,96		17,00	300
zand	7	2	1	1,5	135,86		17,00	280
zand	8	2	1	1,0	76,42		17,00	210
klei	9	1	1	1,5	133,76		18,00	270
klei	10	1	1	1,5	133,76		18,00	270
zand	11	2	1	1,5	150,03		17,50	290
zand	12	2	1	1,0	150,03		17,50	290
zand	13	2	1	2,0	193,81		18,00	325
zand	14	2	1	2,0	193,81		18,00	325
zand	15	2	1	2,5	193,81		18,00	325
zand	16	2	1	3,0	193,81		18,00	325
Bedrock	17	0			5045,87	1	22,00	1500



Figuur K.1 Grafieken met de gebruikte G/G_{dyn} en D (damping) als functie van de schuifrekamplitude voor klei (Seed and Sun, 1989 and Idriss 1990)



Figuur K.2 Grafieken met de gebruikte G/G_{dyn} en D (damping) als functie van de schuifrekamplitude voor zand (Seed and Sun, 1989 and Idriss 1990)