

**Effecten aardbevingen op
hoogspanningsnet in
Groningen**



Effecten aardbevingen op hoogspanningsnet in Groningen

Hans Landwehr
Jaap Bijlagte
Raphael Steenbergen (TNO)

1208624-010

Titel

Effecten aardbevingen op hoogspanningsnet in Groningen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Ministerie Economische Zaken	1208624-010	1208624-010-GEO-0001-ydh	39

Trefwoorden

Aardbeving, Groningen, hoogspanningsnet

Samenvatting

De robuustheid van stations en verbindingen varieert. De grootste impact wordt verwacht in het centrum van het aardbevingsgebied. Hier liggen slechts enkele stations. De meeste stations liggen in aan de randen van het gasbevingsgebied.





Maatregelen blijken nodig op de volgende aspecten:

- 1 Componenten.
- 2 Ondersteuning.
- 3 Bedieningsgebouwen.
- 4 Masten.
- 5 Overstroming.
- 6 Maaiveldzakking door verweking.

De maatregelen variëren van strategisch voorraadbeheer aan te passen met verschillende aantallen en opslaglocaties binnen en buiten de aardbevingszones tot versterking van constructies c.q. vervanging van constructies (ondersteuning en gebouwen waar bedieningsfuncties zijn ondergebracht). Aanvullende integrale constructieve analyses zouden kunnen leiden tot hogere toelaatbare versnellingen.

Gevolgen als gevolg van overstroming zijn te verwachten bij Delfzijl Weiwerd met een groot gevolg (uitval en kortsluiting) en Scheemda met een laag gevolg (uitval, mogelijk geen kortsluiting). Maatregelen variëren van accepteren tot ophogen van locaties of aanbrengen lokale waterkering.

Mogelijk optredende verweking zorgt bij aanwezigheid van zand met weinig sterkte en losse pakking voor compactie en daardoor maaiveldzakking van enkele tot maximaal circa 20cm. Maatregelen kunnen gericht worden op het minder kwetsbaar worden voor de optredende verschillen in vervormingen. Hiervoor zijn per station op basis van uitgebreider grondonderzoek constructieve analyses nodig.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	dec. 2013	Ir. J.C. Landwehr		Dr. Ir. M. Korff		Ir. J. van Ruijven	
		Ir. J.L. Bijmagne		Prof. Ir. A.F. van Tol			
		Raphael Steenbergen (TNO)					
2	Jan 2014	Ir. J.C. Landwehr		Dr. Ir. M. Korff		Ir. J. van Ruijven	
				Prof. Ir. A.F. van Tol			

Status

definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Invloed aardbevingen op kritische infrastructuur	1
1.2 Achtergrond	1
2 Hoogspanningstations	5
2.1 Situatie en te verwachten aardbevingsversnelling	5
2.2 Toetsing transformatoren	7
2.3 Toetsing componenten	7
2.4 Consequenties en maatregelen	8
2.5 Ondersteunende constructies	9
2.6 Gebouwen	10
2.7 Effect fundering in berekeningen	11
2.8 Robuustheid en maatregelen ter plaatse van stations	14
3 Verbindingen	19
3.1 Situatie en te verwachten aardbevingsversnelling	19
3.2 Masten	20
3.3 Mastfunderingen	21
3.4 Ondergrondse kabels	22
3.5 Robuustheid verbindingen	23
4 Gevoeligheid stations voor overstroming	25
4.1 Inleiding	25
4.2 Gevoeligheid voor overstroming	25
4.3 Verwachte overstromingsdieptes	26
5 Effect van verweking tijdens een aardbeving	29
5.1 Achtergrond	29
5.2 Aanwezigheid verwekingsgevoelige lagen	29
5.3 PGA waarbij begin van verweking start	31
5.4 Maaiveldzakking bij verwachte PGA	32
6 Voorgestelde maatregelen	35
7 Referenties	39
Bijlage(n)	
A Effect fundering op overdracht aardbeving naar gebouw	A-1
A.1 Inleiding	A-2
A.1.1 Onderzoeksvraag	A-2
A.1.2 Aanpak vergelijking methoden	A-2
A.2 Onderzoekslocatie	A-2
A.2.1 Bodemgegevens	A-2
A.2.2 Gebouwgegevens	A-4
A.2.3 Aardbevingssignalen	A-6

A.3	Berekeningsopzet	A-11
A.3.1	Inleiding	A-11
A.3.2	Vrije trilling kolom analyse	A-11
A.3.3	3 dimensionale analyses	A-13
A.4	Berekeningsresultaten	A-15
A.5	Interpretatie berekeningsresultaten	A-20
A.6	Vergelijking resultaten	A-23
A.6.1	Vergelijking piekversnelling	A-23
A.6.2	Gevolgde procedure bepaling response spectra	A-24
A.6.3	Vergelijking response spectra	A-24
A.7	Conclusies	A-26
A.8	Referenties	A-27
B	TNO rapport hoogspanningsmasten	B-1
C	Bijlage verweking	C-1

1 Inleiding

1.1 Invloed aardbevingen op kritische infrastructuur

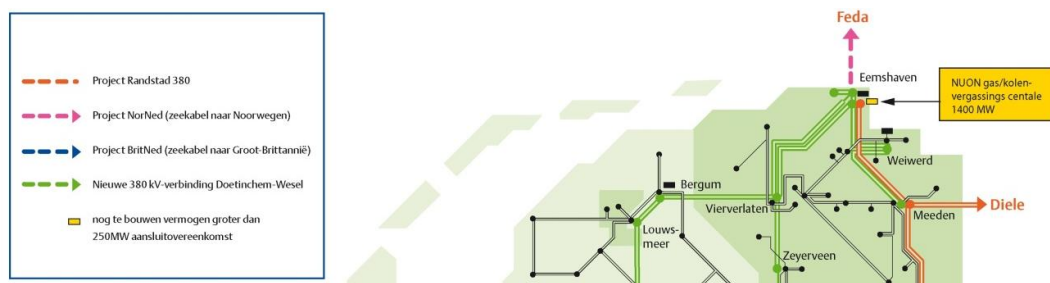
Het Ministerie van Economische zaken heeft Deltares gevraagd de risico's van geïnduceerde aardbevingen in het Groningenveld voor de kritische onderdelen van de infrastructuur in beeld te brengen. Hiervoor is in augustus 2013 een Quick Scan gerapporteerd met kenmerk 1208149-000-geo-0006. In de Quick Scan is op basis van beschikbare rekenmethoden een indicatie gegeven van onder andere de sterkte van verschillende onderdelen van het hoogspanningsnetwerk. Op verzoek van het ministerie is een nadere studie uitgevoerd zodanig dat prioriteitstelling mogelijk is ten aanzien van de te nemen maatregelen. De vraagstelling van deze nadere studie die in onderhavige notitie wordt gerapporteerd betreft:

- Welke locaties en onderdelen van het hoogspanningsnetwerk hebben prioriteit in relatie tot de te verwachten zwaarte van de aardbevingen in de toekomst?
- Welke maatregelen zijn voor deze onderdelen effectief in termen van functionaliteit en risicoreductie?

1.2 Achtergrond

Uitval van elektriciteit bij aardbevingen komt internationaal relatief vaak voor. Tot op heden is er bij de optredende aardbevingen in Groningen geen schade gerapporteerd aan het hoogspannings- of communicatienetwerk. In Groningen staan meerdere hoogspanningsstations van TenneT voor het hoofdnet en van lokale beheerders voor de lagere spanningen. In de eerder uitgevoerde Quick Scan is een steekproef genomen voor bepaling van de sterkte van een verbindingsmast en een kolom in een station. In het huidige onderzoek wordt meer in detail gekeken naar de masten, de stations en de relatie met overstromingen en verweking. Tevens is in het huidige onderzoek gekeken naar de robuustheid van het hoogspanningsnetwerk en worden maatregelen voorgesteld om de robuustheid naar een hoger benodigd niveau te brengen.

In Figuur 1.1 is een schematische weergave gegeven van het hoogspanningsnetwerk in Groningen.



Figuur 1.1 Schematisatie van hoogspanningsnetwerk in Groningen

Centrales

In de centrales wordt elektriciteit opgewekt. De centrales staan verspreid door het land maar vooral op een beperkt aantal kustlocaties (Eemshaven, Borssele, Maasvlakte). De grootste producenten in Nederland zijn o.a. NUON, Essent, Electrabel, Intergen, Delta en EON.

Behalve grote centrales zijn er ook steeds meer kleinere duurzame bronnen waar elektriciteit wordt opgewekt (windparken, biovergisting, warmtekrachtkoppeling etc.). Ook deze stroom wordt door het transportnet naar de gebruikers gebracht.

Transportnet

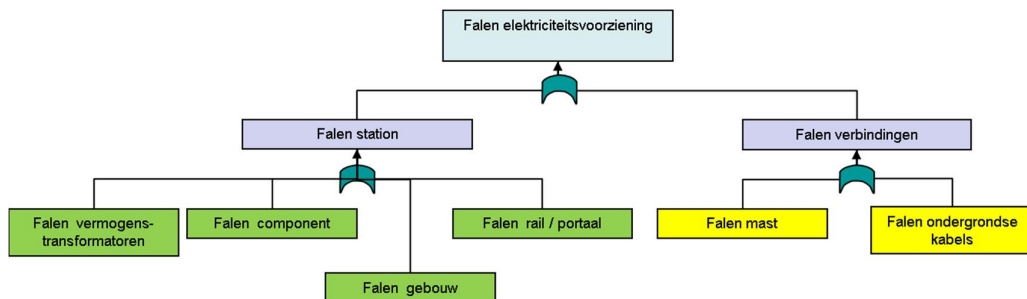
Het transportnet is nodig om elektriciteit te transporteren van de centrales naar de gebieden waar het verbruikt wordt. Voor het transport van grote hoeveelheden elektriciteit wordt hoogspanning gebruikt. De 220 kV en 380 kV –verbindingen vormen samen het hoofdtransportnet. Deze verbindingen dienen als snelweg voor stroomtransport. Ze zijn bestemd voor grootschalig bovenregionaal transport. De onderliggende 110 en 150 kV netten zijn te vergelijken met provinciale wegen; ze zorgen voor de regionale distributie van elektriciteit. TenneT is verantwoordelijk voor het beheer van het gehele transportnet van 380 kV tot en met 110kV. De verbindingen bestaan, zeker in Groningen, met name uit bovengrondse lijnen (via masten). Alleen nabij klantstations van de NAM zijn soms ondergrondse kabels aanwezig.

Distributienet

Regionale netbeheerders als Eneco, Liander en Stedin zijn verantwoordelijk voor de elektriciteitsdistributie op spanningsniveaus lager dan 110 kV. Dit is het distributienet waarop huishoudens en bedrijven zijn aangesloten. Voordat de stroom uit het stopcontact komt, wordt de spanning teruggebracht naar 230 Volt. Dat gebeurt via transformatoren. Het distributienet bestaat vrijwel volledig uit ondergrondse kabels.

In deze studie is het transportnet beschouwd. De focus van het onderzoek ligt daarbij met name op de onderdelen voor de hogere spanningen, die prioriteit hebben in het over grote afstand transporten van elektriciteit. Echter in het centrum van het aardbevingsgebied zijn ook stations met lagere spanning aanwezig. Enkele specifiek door TenneT aangegeven stations zijn derhalve ook beschouwd.

De belangrijkste faalmechanismen behorende bij het falen van de elektriciteitsvoorzieningen, zoals aangegeven in de Quick Scan, zijn weergegeven in Figuur 1.2. Elk onderdeel zal in volgende paragrafen worden beoordeeld.



Figuur 1.2 Faalmechanismen elektriciteitsvoorziening

In de komende hoofdstukken zullen resp. stationslocaties en verbindingen worden beoordeeld. Voor de stations en de masten geldt dat naast de constructieve berekeningen ook het aspect overstrooming en verweking een rol kan spelen. Het doel is vast te stellen in hoeverre maatregelen nodig zijn om extra uitval (falen) te voorkomen. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4 en 5.

2 Hoogspanningstations

2.1 Situatie en te verwachten aardbevingsversnelling

Hoogspanningstations hebben als functie de stroom te transporteren van centrales naar het landelijk hoogspanningsnet, te transformeren naar andere voltages en te verdelen over de verschillende transporttracés (bovengronds of ondergronds).

Op de stations zijn verschillende constructies aanwezig die hun eigen specifieke functies hebben. Sommigen dragen componenten, andere huisvesten regelapparatuur.

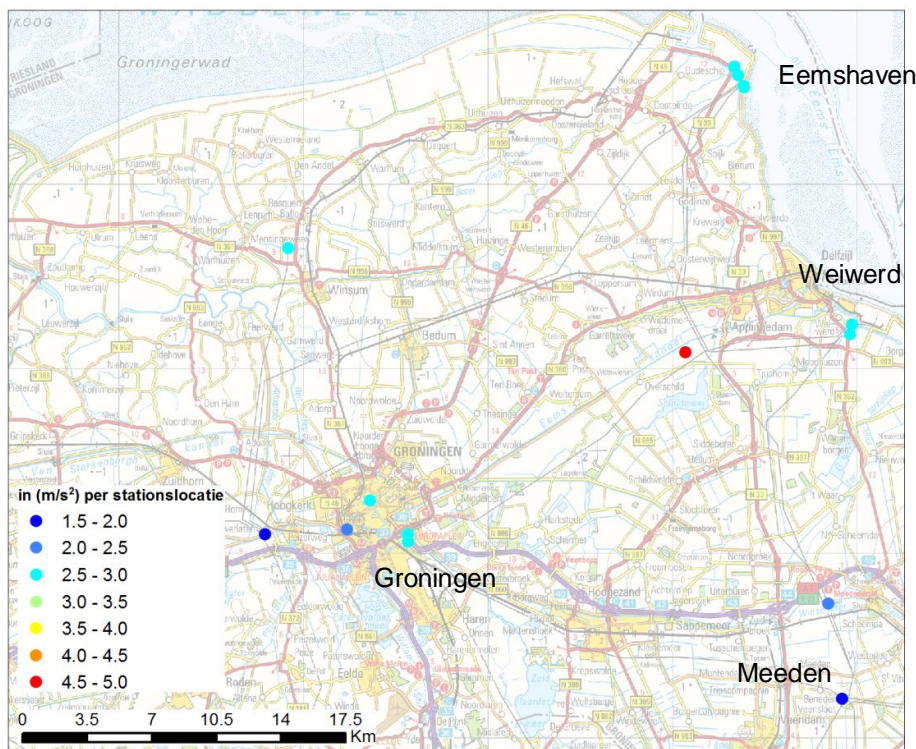
In Tabel 2.1 is een overzicht gegeven van de in het representatieve aardbevingsgebied gelegen stations. Tevens is aangegeven welk piekgrondversnelling (PGA) voor deze stations geldt volgens de gehanteerde gegevens van het KNMI bij een herhalingsperiode van 1 keer in de 475 jaar (dit komt overeen met een overschrijdingskans van 0,2% per jaar).

Station	Datum ingebruikname	PGA (1/475 jaar) [m/s ²]	PGA (1/475 jaar) [*g]
Station Groningen Bornholmstraat 110	1969-01-01	3,0	0,3
Station Delfzijl Weiwerd 110	1997-01-01	3,0	0,3
Station Eemshaven Oost 220	1987-07-16	2,7	0,27
Eemshaven Converterstation 380	2008-05-05	2,7	0,27
Eemshaven Oude Schip 380	2011-06-29	2,7	0,27
Station Weiwerd 220	Niet bekend	3,0	0,3
Station Eemshaven 220 / Robbenplaat	1995-06-01	2,7	0,27
Station Groningen Hunze 110	1973-01-01	3,0	0,3
Station Groningen vanHeemskerkstraat110	1985-01-01	2,5	0,25
Station Meeden 110	1968-01-01	1,9	0,19
Station Scheemda 110 (NAM)	Niet bekend	2,5	0,25
Station Eemshaven 380	1995-06-01	2,7	0,27
Station Vierverlaten 110	1977-01-01	1,8	0,18
Station Groningen Bloemsingel 110	1969-01-01	2,9	0,29
Slochteren Dellerweerden 110	Niet bekend	4,6	0,46
Winsum Ranum 110	1971-01-01	2,8	0,28

Tabel 2.1 Overzicht stations in aardbevingsgebied met piekgrondversnelling (PGA)

Uit Tabel 2.1 blijkt dat het overgrote deel van de stations aan de randen van de verwachte aardbevingsbelastingen ligt. Station Slochteren ligt meer in het centrum van het gebied, dit is klein station met een aftakking van het transporttracé t.b.v. een klant.

In Figuur 2.1 zijn de stationslocaties op kaart weergegeven met verwachte pga's per locatie.



Figuur 2.1 Stationslocaties met piek versnellingen (PGA)

De grote stations zijn Meeden (aan de zuidkant van Figuur 2.1), Groningen (aan de westkant van Figuur 2.1), Eemshaven (aan de noordoostkant van Figuur 2.1) en Weiwerd (aan de oostkant van Figuur 2.1). Voor deze stations variëren de verwachte versnellingen van 0,22 tot 0,3 g. Bij Eemshaven is er ook een station t.b.v. het transport van de door de aldaar gelegen centrale opgewekte energie. De stations zijn in het algemeen open (niet overdekt, veelal AIS stations). De aanwezige transformatoren en componenten en bedieningshuisjes zijn van een fundering voorzien om de belasting (gewicht, wind) af te dragen naar de ondergrond. Dit kan een fundering op palen zijn in grondslag met slappe samendrukbare grondlagen of een fundering op staal (balken of platen direct op de zandige ondergrond) wanneer draagkrachtige zandlagen ondiep voorkomen.

Bij de stations Meeden en Eemshaven (Robbenplaat) zijn ook overdekte delen aanwezig. In Meeden is een GIS station, bij station Eemshaven Robbenplaat staat een halconstructie teneinde de componenten van het open deel van het station te beschermen tegen invloeden van buitenaf (langere levensduur).

In Figuur 1.1 zijn met zwarte stippen stations aangegeven welke aftakkingen zijn naar klantstations (zoals NAM locaties) op 110 kV. Dit zijn zogenaamde 'harde' aftakkingen in een verbindingstracé. Met een kabel wordt bij een mast direct gekoppeld naar ondergronds liggende kabels richting de relatief eenvoudige klant stations. Station Slochteren Dellerweerden is een TenneT locatie. Het is geen volledig station, er zijn slechts schakelaars en een beveiliging aanwezig om de lijn Hunze-Weiwerd te kunnen sectioneren, t.b.v. 4 NAM locaties/aftakkingen in deze Hunze-Weiwerd lijn. Station Scheemda is geen TenneT locatie (station). Dit is een klantstation met aansluiting op station Meeden.

Zoals blijkt uit Figuur 1.2 zijn er 4 onderdelen die falen van een station kunnen bepalen. De onderdelen in de stations worden niet specifiek op trillingen door aardbevingen ontworpen. De meeste onderdelen op de stations zijn echter wel bestand tegen een zekere mate van trillingen, vanwege andere oorzaken zoals transport, kortsluitkrachten, bedrijfstrillingen. Hiervoor wordt een classificatie gebruikt.

2.2 Toetsing transformatoren

Transformatoren zetten het voltage om van een hogere naar een lagere waarde of andersom. Achter de transformator zit derhalve een transport- of distributienet. De transformator is ontworpen voor transportversnellingen van minimaal 0,5g [TenneT 2013].

Op basis van Tabel 2.1 blijkt de verwachte piekversnelling ruim lager te zijn dan de toelaatbare piekversnelling. Op station Slochteren benadert deze verwachte waarde de toelaatbare waarde, maar is nog steeds lager.

2.3 Toetsing componenten

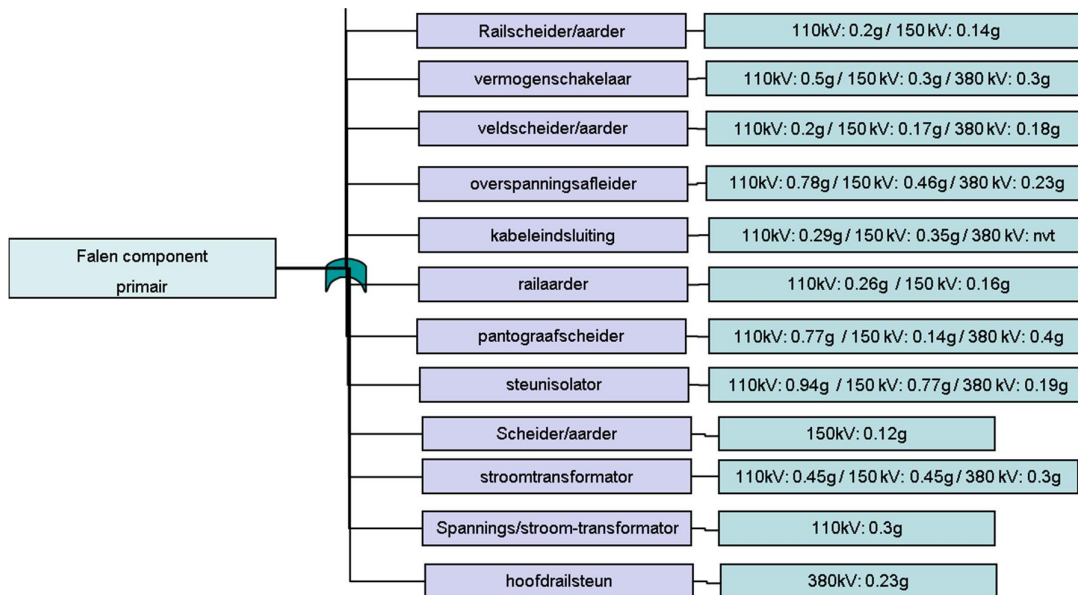
Met de componenten worden de verschillende onderdelen in het primaire systeem (het systeem waar de daadwerkelijke hoogspanning mee wordt getransporteerd) bedoeld op een station. Elk component heeft zijn eigen functie in het systeem, zoals een schakelaar of een isolator. De componenten voldoen aan de gestelde specificaties om hun functie te kunnen uitvoeren. Een van de specificaties is bijvoorbeeld het maximale voltage en stroomsterkte waaraan de component kan worden blootgesteld, maar de belangrijkste in verband met het huidige onderzoek is de maximale versnelling. In Figuur 2.2 is een beeld gegeven van diverse componenten die staan op of hangen aan ondersteunende constructies op de stations.



Figuur 2.2 Beeld van diverse componenten (en ondersteunende constructies) op een station

In Figuur 2.3 is een overzicht gegeven van de weerstand voor een versnelling waaraan de gebruikelijke componenten voldoen [Quick Scan, van Tuijn 2013] gebaseerd op de specificaties voor opneembare kortsluitkrachten. De meeste componenten zijn behorende tot klasse AF3, wat overeen komt met een versnelling van 0,3g, maar enkele componenten kunnen slechts een versnelling tussen 0,1 en 0,2g aan zoals blijkt uit Figuur 2.3. De componenten van de 380 kV stations zijn vaak bestand tegen een lagere versnelling dan die

van de 150 kV en/of de 110 kV stations. De aanname is op basis van kortsluitkrachten. De grotere massa van componenten bij hogere spanningen betekenen mogelijk een geringere weerstand tegen trillingen.



Figuur 2.3 Maximale PGA componenten gebaseerd op kortsluitkrachten (van Tuijn, 2013)

Uit Tabel 2.1 blijkt dat de verwachte piekversnelling varieert van 0,22 tot 0,3g voor de meeste stations. Het grootste deel van de componenten is bestand tegen de aangehouden piekversnellingen, een klein deel voldoet niet aan deze waarden. Bij deze componenten is er een kans dat een component ten gevolge van een aardbeving door een te hoge trilling uitvalt. Het is niet precies bekend om hoeveel componenten het in totaal gaat, maar rekening houdend met de getallen in Figuur 2.3 wordt aangenomen dat het om ongeveer 25% van de componenten gaat. Voor station Slochteren Dellerweerden geldt dat de PGA hier hoger is, 0,46 g. Echter kijkend naar de toelaatbare versnellingen van schakelaars, isolatoren en beveiliging (de voornamelijk aanwezige componenten op deze locatie volgens opgave van TenneT) voor een 110 kV lijn zoals gegeven in Figuur 2.3, lijken de componenten te kunnen voldoen aan deze waarde. Het is niet zeker of er nog componenten zijn die niet voldoen. Daarom wordt verwacht dat op deze locatie slechts een zeer klein deel niet voldoet aan de aangehouden piekgrondversnelling.

2.4 Consequenties en maatregelen

Voor de transformatoren zijn geen maatregelen voorgesteld.

In het kader van de verwachte hogere trillingen worden door TenneT vanaf 2013 alle componenten hetzij bij regulier onderhoud, hetzij versneld, vervangen met nieuwe eisen aan opneembare piekversnellingen. Op dit moment is 0,3 g voor veel componenten standaard, echter niet in de TenneT specificatie. Een verhoging tot 0,5 g in geleverde componenten wordt pas op de langere termijn verwacht. Op dit moment worden enkel vermogenstransformatoren geleverd bestand tegen 0,5 g. Gezien de PGA zoals die verwacht worden zullen hogere eisen gesteld moeten worden. Bij een waarde van 0,5 g zouden alle

componenten aan de verwachte PGA voldoen. Op station Slochteren voldoen vermoedelijk (een groot deel van) de componenten al.

Voor de meeste componenten geldt dat bij uitval slechts een deel van het primaire systeem op een station uitvalt. Als een railgeleider uitvalt dan kan de stroom niet meer verdeeld worden, maar kan de situatie als zodanig wel intact blijven (als er geen storing ontstaat, bijvoorbeeld door kortsluiting). De railgeleider is feitelijk een grote schakelaar waarmee de stroom die binnenkomt via buizen of draadrail wordt doorgezet naar verbindingstracés en transformatoren.

Voor de meeste componenten geldt dat bij schade reparatie meestal mogelijk is. De reparatietermijn is door TenneT voor de meeste componenten geschat op 2-3 dagen. Componenten (en ook kabels) zijn namelijk meestal op voorraad. Deze voorraad is aanwezig op station locaties, maar ook in aparte locaties. Opgemerkt wordt dat als er voorraad op een aardbevingslocatie staat, de kans groot is dat bij een aardbeving naast in bedrijf zijnde componenten ook opgeslagen reserve componenten kapot kunnen gaan. Indien een component niet op voorraad is, kunnen levertijden variëren van circa 1 maand tot 1 jaar.

Wanneer een station uitvalt door kapotte componenten (of constructies), is herstel van de stroomvoorziening een kwestie van enkele dagen. In dat geval is er sprake van het plaatsen van reserve componenten of in het ergste geval het aanleggen van een noodlijn. Wanneer reserve onderdelen zelf niet voldoende zijn, zal het compleet herstel van de schade op een station daarna nog maanden tot 1 jaar duren.

Voor de stations geldt eveneens dat als er veel schade is, de stroom omgeleid kan worden via een noodlijn. Het opzetten van een noodlijn wordt jaarlijks geoefend met geselecteerde aannemers. Het is op dit moment al mogelijk een circuit van 5 km of 2 circuits van 2,5 km op te bouwen met reserve materiaal. Door samenwerking met omliggende TSO's (beheerders van transportnetten) kan snel stroomvoorziening omgeleid worden zodat levering niet lang onderbroken is. Voor station Slochteren Dellerweerden (hoogste PGA) en Scheemda geldt dat alleen de klanten die aftakken van deze stations (NAM, mogelijk Gasunie) tijdelijk last hebben van uitval.

De meeste stations en verbindingen zijn onderdeel van een ringverbinding. Bij het uitvallen van een station of verbindingsdeel, afgezien van de locatie Eemshaven waar de door de energiecentrale opgewekte energie getransporteerd wordt op het hoogspanningsnet, kan de stroom ook via een andere richting alsnog op de plaats van bestemming komen.

Door de beheerder is er een strategie op het gebied van ringverbinding, herstel en voorraad en wordt gewerkt aan bijzondere omstandigheden zoals strategisch schadeherstel bij een terroristische aanval. Aanbevolen wordt het strategisch voorraadbeheer aan te passen met verschillende aantallen en opslaglocaties binnen en buiten de aardbevingszones.

2.5 Ondersteunende constructies

De meeste elektrische componenten zijn geplaatst op kolommen of portalen. In de eerder uitgevoerde Quick Scan is van een kolom ondersteuning van een hoofdrail de toelaatbare piekversnelling berekend. Op basis van een visuele beoordeling van beschikbare informatie is destijds voor deze constructie gekozen omdat verwacht werd dat deze tot de maatgevende constructies behoort. De berekening, aan de hand van de lateral force method of analysis uit NEN-EN 1998—1 is een benadering waarbij vanuit de capaciteit van de beschouwde

onderdelen (in dit geval de verbinding van de stalen kolom via een ankerverbinding met bouten aan de betonnen fundering). Resultaten geven een toelaatbare piekgrondversnelling van 4,8 m/s² ofwel 0,48 g. In gesprekken met TenneT is vastgesteld dat er geen combinatie belasting van kortsluiting en aardbeving beschouwd hoeft te worden. Voor Groningen is het aardbevingssignaal te kort om gelijktijdig een kortsluiting te veroorzaken. De kortsluiting kan pas optreden als het aardbevingssignaal al voorbij is.

Na het beschikbaar komen van nieuwe informatie (m.n. foto's) is op basis van expertkennis vastgesteld dat het niet onmogelijk is dat er andere ondersteunende constructies zijn die lagere waarden geven. Een variatie van een factor 2 kan worden verwacht.

In de uitgevoerde berekeningen van de ondersteunende constructies zijn aannamen gehanteerd die ertoe leiden dat de berekende toelaatbare versnellingen zeer conservatief zijn. In de methodiek wordt de beschikbare capaciteit voor het opnemen van de aardbevingsbelasting bij de verbinding bepaald door gebruik te maken van ondergrensaannamen, zoals een q factor (ductiliteit) van 1 (Eurocode laat een hogere waarde toe) omdat niet bekend is wat de vervormingscapaciteit en het plastisch gedrag van de staalconstructie is, en een demping van 1%. Bovendien wordt verwaarloosd dat de geleider boven op de isolator de onderliggende kolom enigszins vast houden. Het uitvoeren van integrale gedetailleerde berekeningen van een gehele ondersteuningsconstructie zouden een nauwkeuriger beeld geven van werkelijke ondergrens.

Ook voor ondersteunende constructies wordt door TenneT een beleid gevoerd de onderdelen hiervan geschikt te maken voor een versnelling die gelijk is aan de eis voor componenten. Dat houdt in dat nieuwe ondersteunende constructies en op termijn bestaande constructies ook minimaal 0,3 g kunnen weerstaan. Uit Tabel 2.1 blijkt dat een goede maatregel is om aan de nieuwe eisen te kunnen voldoen. Op station Slochteren zullen de constructies aan hogere waarden moeten voldoen, mogelijk voldoen de constructies hier al aan, gezien de berekende toelaatbare PGA van 0,48 g.

Aanbevolen wordt specifieke bestaande constructies meer gedetailleerd aan de versnellingen uit Tabel 2.1 te toetsen. Voor sommige constructies is vervanging dan wellicht niet meer noodzakelijk.

2.6 Gebouwen

Falen van een gebouw kan tot falen van een station leiden indien het bezwijken leidt tot uitval van belangrijke onderdelen in het gebouw.

Op de meeste stations zijn gebouwen aanwezig voor de bedienings- en beveiligingsfuncties (secundaire systemen). Dit zijn vaak eenvoudige metselwerk gebouwtjes, vaak veldhuisjes genoemd. Soms is er sprake van een centraal dienstengebouw waarin meer functies zijn samengevoegd en er vaak een noodstroom/accu voorziening is. Bij bezwijken van dergelijke constructies moet gedacht worden aan het scheuren van metselwerk waardoor muren om kunnen vallen, daken kunnen vallen, opgehangen eenheden naar beneden kunnen vallen en computers en regelsystemen kapot kunnen gaan.

In principe is het zo dat als de bedienings- en beveiligingsfuncties beschadigd raken het primaire systeem blijft werken in de stand waar het stond. Echter wanneer door bezwijkende muren/constructieonderdelen de besturingssystemen worden beschadigd, is niet uit te sluiten dat deze een signaal afgeven waardoor alsnog een beveiliging in werking treedt of een veld uitvalt.

De benodigde tijd voor reparatie kan variëren van enkele uren, wanneer alleen bedienings- en beveiligingsfuncties hersteld moeten worden, tot enkele dagen. Afhankelijk van de aangerichte schade is een station (eventueel gedeeltelijk) nog in werking. Door TenneT wordt aangegeven dat bij vrijwel volledig uitval van een station de aanleg van een noodlijn nodig is als bypass van het station.

Door TNO is met een relatief eenvoudige benadering in de Quick Scan voor een bedieningsgebouw (veldhuisje) een ondergrens van de toelaatbare piekgrondversnelling gelijk aan 0,6 m/s² ofwel 0,06 g afgeleid. Dit is een zeer lage waarde en is gebaseerd op een beoordeling van buiging en dwarskracht in het metselwerk. In het algemeen is dit type constructies gevoelig voor aardbevingen i.v.m. met het metselwerk, maar ook voor vallende objecten (muren, daken, apparaten gemonteerd aan muren of daken) die secundaire systemen (veelal bediening apparatuur) kunnen beschadigen. Door ARUP zijn in opdracht van NAM inmiddels uitgebreidere analyses uitgevoerd. Door ARUP is ook gekeken naar 2 typen gebouwen behorend tot het hoogspanningsnetwerk:

- Bedieningsgebouw (veldhuisje); relatief klein gebouw met gemetselde muren op palen of op ondiepe platen gefundeerd.
- Hal constructie (overdekte locatie station Eemshaven Robbenplaat); een stalen constructie met dakliggers, muur 1 m metselwerk daarboven beplating.

De resultaten van ARUP zijn separaat door hen gerapporteerd. Voor de gebouwen wordt verwezen naar deze studie voor het bepalen van eventuele maatregelen.

Vanuit veiligheid optiek is het van belang dat er gemiddeld over het jaar ongeveer 1% van de tijd aanwezigheid van mensen is op de locaties. De kans op personele schade is daardoor zeer klein in combinatie met een aardbeving.

In geen van deze analyses is nog rekening gehouden met de aard van de fundering van de veldhuisjes. Hiervoor is door Deltares in het kader van deze studie een aanvullende inschatting gemaakt, die gerapporteerd wordt in de volgende paragraaf. Deze inschatting is ook bruikbaar voor alle andere gebouwen met een paalfundering.

2.7 Effect fundering in berekeningen

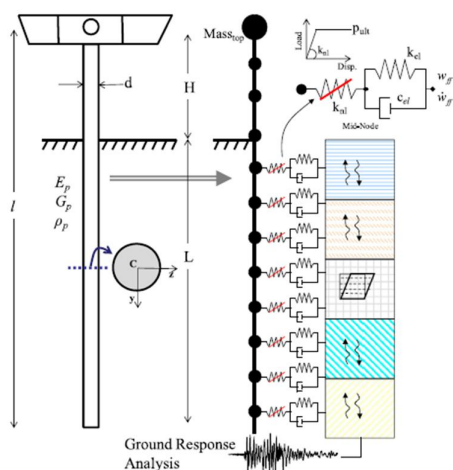
In de beschouwing van gebouwen (en ook masten) wordt de paalfundering buiten beschouwing gelaten. Het trillingssignaal vanuit de grond is omgezet in een PGA op maaiveldniveau en wordt dan op vloerniveau op de bovenbouw gezet. De paal-grondbovenbouw interactie is niet aanwezig. Gezien de eigenschappen van een aardbeving in Groningen mag verwacht worden dat bij constructies met relatief lage gewichten (zoals veldhuisjes, of masten) dit een juiste benadering is, waarbij er geen opslinging van het signaal optreedt (als gevolg van de aanwezigheid van een fundering in de grond onder de constructie). Deze aanname wordt hierna verder beschouwd.

Aardbevingen veroorzaken een groundbeweging (free field). De fundering zal deze beweging mogelijk niet helemaal kunnen volgen. Als dat zo is leidt dit onvermogen om de vrije veld beweging te volgen tot een kinematische interactie. Anderzijds zal de massa van de bovenbouw de door de beweging van de bovenbouw veroorzaakte traagheidskracht overbrengen op de fundering welke een inertie interactie veroorzaakt.

In de beschouwing van trillingen van een bron door de ondergrond naar constructies zijn overdrachtsfactoren beschikbaar. In CUR166 wordt gesproken over de overdracht van een

trillingssignaal van de bodem naar de fundatie via de funderingselementen. De overdrachtsfactor voor betonnen en stalen palen is gelijk aan 1,0 voor horizontale trillingen veroorzaakt door het inbrengen van damwanden. De stijfheid en afmetingen van de bovenbouw kunnen eventueel nog een verdere reductie geven op het signaal dat daadwerkelijk in het gebouw komt. Alhoewel aardbevingstrillingen ook deze trillingen veroorzaken zijn de genoemde overdrachtsfactoren niet specifiek voor aardbevingen bepaald.

Het interactiegedrag van paal en bodem tijdens een aardbeving kan worden gemodelleerd met behulp van veercharacteristieken en dempers die het grondgedrag simuleren, een voorbeeld hiervan wordt gegeven in [A.E.Kampitsis et al. 2013].



Figuur 2.4 Kinematische en inertie interactie van een paalfundering als gevolg van een aardbeving [A.E. Kampitsis et al. 2013]

In NEN-EN-1998 wordt aangegeven dat als een paal als flexibel kan worden gezien deze volledig zal meebewegen met de omringende grond. Het signaal vanuit de grond wordt dan niet door de paal beïnvloed. Deze flexibiliteit kan als volgt bepaald worden:

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2}$$

Hierin is E_p de elasticiteitsmodulus van het materiaal van de paal en I_p de moment of inertia van de doorsnede van de paal (samen vormen deze de stijfheid van de paal) en k de stijfheid van de grond. Kenmerkend voor k is een waarde van 200 tot 2000 kN/m^3 , waarbij de hoogste waarde geldig is voor losgepakt verzadigd zand. Met behulp van deze formule is de waarde van Z_{max} te bepalen als:

$$Z_{max} = \left(\frac{L_p}{T} \right)$$

Als Z_{max} groter is dan 5 mag de paal als flexibel worden beschouwd. Voor de diverse in de archieven aangetoonde paaltypen voor masten, veldhuisjes en ondersteuningskolommen, zijnde Tubexpalen rond 457-10, prefabbeton vierkant 400 mm en 220 mm, en betonnen schroefinjectie palen met diameter 500 mm kan aangetoond worden dat Z_{max} groter is dan 5.

Voor al deze funderingen geldt dat ze als flexibel kunnen worden gezien in deze definitie. De te verwachten overdrachtsfactor van de fundering is derhalve 1.

In de literatuur kan worden gevonden dat het aannemen dat de paal flexibel is als realistisch wordt gezien voor 'lichte' constructies (light structures in relatively stiff soil such as low rise buildings and simple rigid retaining walls). Het wordt anders voor zware constructies (heavy structures resting on relatively soft soils for example nuclear power plants, high-rise buildings and elevated-highways on soft soil). Er wordt bijvoorbeeld verwezen naar [Wolf, 1985].

Bovenstaande houdt overigens ook in dat voor de constructieve berekening van de paal zowel de inertie interactie en de kinematische interactie beoordeeld zou moeten worden. De groundbeweging bij de in Tabel 2.1 genoemde PGA is enkele cm's. Op voorhand kan worden aangenomen dat de momenten die hierdoor in de palen optreden mogelijk niet opgenomen kunnen worden (betonnen palen, voor stalen palen is meer momentopname capaciteit beschikbaar).

Om meer inzicht te krijgen in de overdrachtsfactoren voor de huidige situatie en bovenstaande te bevestigen is met een PLAXIS 3D berekening getracht na te gaan wat de invloed van de grond en paalfundering is op de overdracht van het signaal naar het gebouw, t.o.v. het maaiveldsignaal zonder de aanwezigheid van een fundering. Het resultaat hiervan is weergegeven in bijlage A. Voor de berekening is gekozen voor een relatief eenvoudige constructie, in dit geval een bedieningsgebouw, ook wel veldhuisje genaamd. Uitgegaan is van de locatie Eemshaven Robbenplaat alwaar bedieningshuisjes op paalfunderingen aanwezig zijn. Er zijn 2 aardbevingsversnellingen beschouwd.

Gebaseerd op de resultaten van de voor deze situatie gepresenteerde berekeningen in bijlage A, wordt geconcludeerd dat de in de oude CUR 166 genoemde overdrachtsfactor tussen grond en een paalfundering met een grootte van 1 (volledige overdracht) correct is voor lichte aardbevingen. Bij zwaardere aardbevingen kan plasticiteit in de bodem ontstaan waardoor de overdrachtsfactor kleiner kan worden (berekend bij 0,21g bedroeg deze factor circa 0,7). Dit is per situatie afhankelijk en zou dan ook per locatie, aardbevingssignaal en gebouwtype moeten worden bepaald. Het in zo'n geval toepassen van de CUR overdrachtsfactor van 1 is conservatief, dus dit kan worden gebruikt om die gevallen te selecteren waarbij geïntegreerde analyses (grond en gebouw opgenomen in 1 rekenmodel) zinvol kunnen zijn. Overigens is de kans groot dat voor betonnen palen de optredende momenten in de paal te hoog worden en scheurvorming optreedt.

Tevens zijn voorgaande berekeningsresultaten gebruikt voor het beoordelen van de respons spectrum (zie bijlage A) t.b.v. constructieve beschouwingen van gebouwen. De berekende signalen zijn ingevoerd in het programma EERA. Met dit programma is vervolgens de responsie van de grond bepaald. Onderdeel daarvan is het respons spectrum aan maaiveld. Het respons spectrum is bepaald voor 5% demping.

Meenemen van de bebouwing in de grond responsie berekening heeft invloed op het berekende versnellingssignaal ter plaatse van de fundering. In de beschouwde situatie wordt voor een fundering op palen zowel een versterking als een verzwakking gevonden van de piekversnelling aan maaiveld.

Voor het respons spectrum is er sprake van een versterking ten opzichte van het respons spectrum bij een vrievelddrilling. Verwaarlozen van de invloed van een gebouw op de versnellingen bij de fundering is dus niet altijd een veilige benadering.

Er zijn aanwijzingen dat de invloed van de fundering kan leiden tot een lagere trillingsbelasting (het respons spectrum kan overigens versterkt worden). Geïntegreerde analyses (grond en gebouw in 1 rekenmodel) kunnen zinvol zijn om meer inzicht te verkrijgen voor kritieke constructies. Paalfunderingen (m.n. betonnen/houten palen) kunnen door de optredende momenten in de palen ontoelaatbaar belast worden en scheuren bij de beschouwde aardbevingsbelasting. Dit is een toets die in de toekomstig te ontwikkelen rekenmethodiek (EC8 met Nationale Bijlage) zal moeten worden opgenomen.

2.8 Robuustheid en maatregelen ter plaatse van stations

Een beving manifesteert zich met straal van 10 km waar hoge snelheden/versnellingen zich manifesteren (globaal is dit de halveringsafstand van de versnelling). Dit houdt in dat per aardbeving met grote waarschijnlijkheid maximaal 1 station onder de invloed is van een beving. Alleen nabij Eemshaven kunnen meerdere stations tegelijkertijd onder invloed zijn (Convertoestation/Oude Schip, Eemshaven Oost/Robbenplaat).

Op dit moment is een ontwikkeling gaande waarbij alle componenten hetzij bij regulier onderhoud of op termijn worden vervangen waarbij een hogere weerstand voor piekversnellingen zal gelden. Dit zijn echter op dit moment geen eisen. Verder zijn er ontwikkelingen m.b.t strategie in relatie tot herstel en het houden van een voorraad waarbij o.a. bevingen een rol spelen. Hetzelfde staat te gebeuren voor ondersteunende constructies. Daarnaast zijn er parallelle ontwikkelingen zoals het gesteld staan in geval van een terroristische aanval die ertoe leiden dat er maatregelen worden genomen om de kwetsbaarheid te verlagen (beperking duur uitval, omleiding en herstelmogelijkheden). Voorgaande vergroot de robuustheid aangezien op termijn, o.a. afhankelijk van de levensduur van componenten, transformatoren, componenten en hun ondersteuning zouden kunnen voldoen aan een PGA van 0,3 g. Station Slochteren is bijzonder in de zin dat hier een PGA van 0,46 g wordt verwacht. Het betreft echter een relatief klein klantstation. Bovendien zijn hier maar een paar typen componenten aanwezig waarvan het overgrote deel de genoemde waarde kunnen weerstaan. Inspanningen zijn nodig om alle onderdelen aan de verwachte piekversnellingen te kunnen laten voldoen.

Transformatoren

Wanneer een vermogenstransformator uitvalt, valt een achterliggend circuit uit, reparatie kost dan minimaal enkele uren. Wanneer een substantiële schade is ontstaan is waardoor een nieuwe transformator nodig is, is een vervangperiode van maanden te voorzien. De kans hierop is echter verwaarloosbaar aangezien transformatoren een hogere trilling kunnen weerstaan dan de waarde die nu 1/475 jaar wordt voorspeld in het gebied.

Componenten

Op dit moment wordt verwacht dat een deel van de componenten niet voldoet aan de PGA die verwacht worden bij stations. Dit wordt vooral verwacht voor de 380 kV stations zoals Eemshaven en Meeden. Voor de overige stations met lagere voltages wordt verwacht dat de componenten voldoen aan de PGA omdat voor deze voltages vaak hogere trillingen toelaatbaar zijn. Station Slochteren heeft een duidelijk hogere PGA. De kans dat een component hier niet voldoet is groter, echter omdat hier maar een beperkte hoeveelheid componenten aanwezig is die bovendien lijken te voldoen aan de maatgevende PGA wordt het risico laag geacht.

Omdat de trend nu is dat een groot deel van de nieuw geleverde componenten voldoen aan 0,3 g zouden alle stations op termijn voldoen aan de verwachte PGA. Er zijn extra

inspanningen nodig om alle componenten aan de gestelde eisen te kunnen laten voldoen. Station Slochteren heeft een verwachte PGA van 0,46 g. Zoals eerder verwoord lijken componenten hier echter ook aan deze waarde te voldoen. Is dit niet het geval dan zouden voor deze locatie hetzij de eisen omhoog moeten of dienen voldoende reserveonderdelen op voorraad te zijn.

Wanneer componenten uitvallen zullen met name de circuits uitvallen waartoe deze componenten behoren, er is een kans dat andere circuits in werking kunnen blijven.

Door de beheerder is er een strategie op het gebied van ringverbinding, herstel en voorraad en wordt gewerkt aan bijzondere omstandigheden zoals strategisch schadeherstel bij terroristische aanval.

Constructies

Op basis van beschikbare berekeningen wordt geconcludeerd dat gemiddeld gezien de ondersteuning voldoende bestand zijn tegen trillingen, wat gebaseerd is op een maatgevend geachte ondersteuningskolom. Rekening houdend met een variatie van 2 kan toch een klein deel van de constructies onvoldoende sterk zijn, dit geldt met name voor de stations met een PGA tussen de 0,24 en 0,3 g. De hoeveelheid constructies met mogelijke te lage sterkte wordt op basis van de beschikbare gegevens en berekeningsresultaten geschat op circa 25%.

Ook voor ondersteunende constructies wordt door TenneT een beleid gevoerd de onderdelen hiervan geschikt te maken voor een versnelling die gelijk is aan de eis voor componenten. Dat houdt in dat nieuwe ondersteunende constructies en op termijn bestaande (afhankelijk van de rest-levensduur) ook minimaal 0,3 g kunnen weerstaan. Uit Tabel 2.1 blijkt dat een goede maatregel is om aan de nieuwe eisen te kunnen voldoen. Op station Slochteren zullen de constructies aan hogere waarden moeten voldoen.

Gebouwen

Bedieningsgebouwen met metselwerk zijn gevoelig voor trillingen. Uitval van bedienings en monitorings apparatuur is dan mogelijk door schade die vallende onderdelen van de constructie veroorzaken. Deze schade kan uitval van een (deel van het) station veroorzaken.

Reparatie kan variëren van enkele uren, wanneer alleen bedieningsfuncties hersteld moeten worden, tot enkele dagen. Afhankelijk van de aangerichte schade is een station (eventueel gedeeltelijk) nog in werking. Door TenneT wordt aangegeven dat bij vrijwel volledig uitval van een station een noodlijn leggen noodzakelijk is.

Op basis van aanvullende berekeningen van ARUP kan de kwetsbaarheid van gebouwen nader vastgesteld worden, voorlopig is deze zeer laag ingeschat wat zou leiden tot noodzakelijke versterkingsmaatregelen.

Voorgaande is samengevat in Tabel 2.2.

MWH, 24 uur = 220.000.

Totaal orde 0,6 miljoen Euro.

- Voor een klein station zoals Slochteren met hoge belasting:
Her/nieuwbouw veel componenten+gebouw: 800.000 Euro.
Schadevergoedingen (orde 24 uur geen stroom: 2 klanten NAM, elk 10 MWH, 120 per MWH, 24 uur): 50.000.
Totaal orde 0,55 miljoen Euro.
- Voor Station Eemshaven kan de schade hoger zijn omdat hier problemen kunnen ontstaan met transport van de centrale op het hoogspanningsnet. Ook zijn er kosten voor tijdelijke voorzieningen. Gezien de onzekerheid en onbetrouwbaarheid van de schattingen is een factor 2 op de genoemde waarden mogelijk.

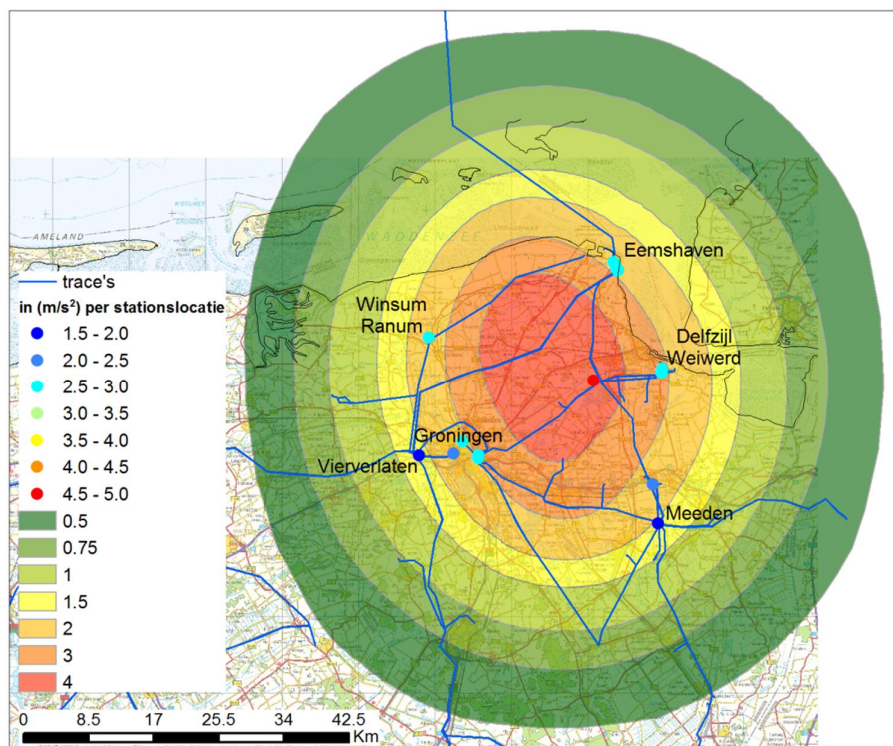
De kosten van schade ten gevolge van een zware aardbeving wordt voor de stations op orde 1 miljoen Euro geschat. In het Eemshaven gebied kunnen meerdere stations tegelijk schade ondervinden en ontstaan extra kosten i.v.m. onderbreking van het transport van de centrale op het hoogspanningsnet, en vermoedelijk grotere hoeveelheid klanten die tijdelijk geen stroom krijgen en recht hebben op een schadevergoeding. Verwacht wordt dat de schade tussen de 1 en 5 miljoen zal kunnen liggen.

3 Verbindingen

3.1 Situatie en te verwachten aardbevingsversnelling

De verbindingen zijn het transportnet tussen de stations.

In Figuur 3.1 zijn de verbindingstracés en verwachte aardbevingsbelasting op basis van de gegevens van het KNMI (bron KNMI 2013) weergegeven.



Figuur 3.1 Verbindingen TenneT met mogelijke aardbevingsbelasting (bron KNMI 2013)

In tabel 3 zijn de waarden nog eens samengevat.

Verbindingstracés	PGA min - max (1/475 jaar) [m/s ²]	PGA min – max (1/475 jaar) [*g]
Eemshaven – Groningen Vierverlaten (380 kV)	1,8 – 4,6	0,18 – 0,46
Eemshaven - Meeden (380 kV)	1,9 – 4,6	0,19 – 0,46
Delfzijl Weiwerd – Groningen	3,0 – 4,6	0,30 – 0,46
Meeden - Groningen	1,9 – 3,4	0,19 – 0,34
Groningen – Winsum Ranum	1,8 – 2,8	0,18 – 0,28

Tabel 3.1 Verbindingen TenneT met mogelijke aardbevingsbelasting (KNMI, 2013)

Uit Figuur 1.2 blijkt dat voor de verbindingen falen veroorzaakt kan worden door het falen van de masten (bovengrondse kabels) en het falen van ondergrondse kabels. Deze worden in navolgende paragrafen nader bekeken.

3.2 Masten

Niet alle masten hebben dezelfde functie en constructieve opbouw. Er zijn speciale masten voor als een verbinding een hoek maakt en masten voor de lange rechte stukken of voor de kruising van een (water-) weg. De masten van Noord-West 380 kV staan gemiddeld zo'n 350 meter uit elkaar en zijn ongeveer 55 meter hoog. Hoe hoog masten precies zijn en hoe ver ze uit elkaar staan, hangt ook van de lokale situatie af.



Figuur 3.2 Hoogspanningsmast

De masten dragen de geleiders (lijnen) waardoor elektriciteit getransporteerd wordt (zie Figuur 3.2). Deze geleiders zitten met zogenaamde isolatoren vast aan de mast. Bovenaan de masten zijn één of twee dunnere draden gemonteerd. Dit zijn bliksemraden. Via deze draden wordt de energie van een eventuele blikseminslag naar de grond afgevoerd. Zo wordt schade en stroomuitval door blikseminslag op de geleiders voorkomen. Om veilig onderhoud aan een verbinding uit te kunnen voeren moet de spanning van een circuit worden gehaald. TenneT voert een hoogspanningsverbinding altijd "dubbel" uit (=2 circuits) om te voorkomen dat er bij onderhoud geen transport mogelijk is. In geval van nieuwe 380 kV verbindingen gaat het zelfs om 4 circuits: 2 voor de nieuwe 380 kV verbinding en 2 van de bestaande 220 kV verbinding.

Tegenwoordig wordt vaker een nieuw type mast toegepast, de zogenaamde Wintrackmast. Deze mast wordt o.a. in de nabije toekomst toegepast bij het project Noord-West 380 kV, waarschijnlijk buiten het aardbevingsgebied. Op dit moment bevinden zich nog geen Wintrackmasten in het aardbevingsgebied, waardoor deze ook niet beschouwd zijn in deze studie.

De studie is vooral gericht op de 380 kV verbindingen. Er zijn 2 grote tracés (met 4 circuits) in het zwaarst belaste bevingsgebied. Dit zijn Eemshaven- Hoogspanningsstation Meeden met 2x380kV en 2x220 kV (ontwerp op 4x380kV bundels) en Eemshaven- Hoogspanningsstation Vierverlaten met 4x380 kV bundels. Beide tracés zijn onderdeel van een ring zodat bij uitval van een tracé andere tracé(s) gebruikt worden. De 380 kV verbindingen hebben 3 fasen, waardoor er per circuit 3 bundels van kabels aan de traditionele masten worden toegepast. Door TenneT zijn gegevens beschikbaar gesteld van 3 typen masten, een standaard mast, een verhoogde mast, om wegen, waterwegen en dergelijke te kruisen en een hoekmast. Door TNO zijn toelaatbare versnellingen op maaiveldniveau bepaald waarbij zeker is dat de mast deze kan opnemen zoals weergegeven in Tabel 1.3. De resultaten van de berekeningen zijn opgenomen in bijlage B.

Masttype	Mastnr.	Hoogte	Gewicht	Toelaatbare piekgrondversnelling [g]
Standaard	55	20	5200	0,26
Verhoogd	34	96	114000	0,24
Hoek	29	57	131000	0,09

Tabel 3.2 Gegevens en resultaten masten

Op voorhand werd de verhoogde mast als maatgevend gezien, vanwege de hoogte van de mast en het hogere gewicht. Uit de berekeningen is nu gebleken dat de hoekmast een veel lagere toelaatbare piekgrondversnelling heeft. Dit is onverwacht en lijkt, gezien de mate waarin de toelaatbare versnelling lager is, niet juist. De verklaring hiervoor heeft vermoedelijk te maken met het hoge gewicht en de kortere tussenafstanden tussen de poten van deze mast t.o.v. de verhoogde mast. In de gevolgde schematisatie wordt de capaciteit om een horizontale aardbevingsbelasting op te nemen getoetst aan de opname capaciteit van windbelasting in de aansluiting van de poot op de fundering. Voor de hoekmasten is de windbelasting echter maar een zeer beperkt deel van de totale belasting. De buigspanning t.g.v. windbelasting blijkt aan de onderkant van de mast namelijk nog slecht een deel van de vloeispanning te zijn. Wellicht is de opname capaciteit groter dan alleen de windbelasting. Dit zou betekenen dat (afgezien van knik en andere niet-lineaire effecten) de opneembare belasting aanzienlijk hoger kan zijn. Echter om dit vast te stellen is een integrale modellering en toetsing nodig. Andere conservatieve aannames in de berekening zijn:

- De Eurocode 8 schrijft voor staal een hoge q-factor voor. In de berekening wordt $q=1$ gebruikt omdat niet bekend is wat de vervormingscapaciteit en het plastisch gedrag van de staalconstructie is.
- Een demping van 1% wordt aangehouden, deze is mogelijk meer.
- De invloed van de kabels, die aan de bovenzijde de mast ook enigszins vasthouden is buiten beschouwing gelaten.

Naar verwachting is een factor 5 hogere aardbevingsbelasting mogelijk aantoonbaar met nadere analyses.

Schade aan de mast kan ontstaan door slingerende draden en kortsluiting. Grote bewegingen kunnen draadbreek veroorzaken. Daarnaast kan een mast constructief bezwijken door te grote voetverplaatsing of overschrijding van vloeispanning door mastbeweging.

Uit ervaring van TenneT blijkt dat verbindingen vaak snel kunnen worden gerepareerd (1 à 2 dagen). Ook wordt verwezen naar een grote storing uit 1979. Hier waren door combinatie van wind en ijzel de bundels zo erg aangeijzeld dat masten verwrongen waren over een groot traject. Binnen 1 week is toen de stroomvoorziening hersteld.

De kosten van herstel bij dergelijke uitval zijn circa 1 miljoen Euro per kilometer (ca. 3 masten met tussenliggende geleiders).

3.3 Mastfunderingen

Met betrekking tot het effect van funderingen op de overdracht van het aardbevingssignaal naar de constructie wordt verwezen naar paragraaf 2.7.

Op beschikbaar gestelde tekeningen is aangegeven dat onder de 4 poten van de mast een paalfundering aanwezig is. Deze lijkt te bestaan uit Tubex-achtige stalen paal (rond 457 mm buis), met groutomhulling of prefab betonpalen vierkant 400 mm.

De ondergrond in het gebied waarin de masten staan varieert. In het noordelijk deel zijn veel stijve kleien aanwezig met af en toe tussenzandlagen. Richting het zuiden komen meer draagkrachtige diepere zandlagen voor. Met een paallengte van ca. 10 tot 22 m kan de paal omschreven worden als een 'flexibele' paal.

De knikgevoeligheid van deze palen is zeer situatie afhankelijk. Verwekingsgevoelige zandlagen komen in meer en mindere mate voor. Ook zijn er gebieden waar de palen in de (stijve) klei staan. Het effect van een ondiepe verweekte laag uit zich in een verminderde weerstand van de grond tegen de paal. Gebruik maken van knikformules levert een conservatieve inschatting van de kans op knikken. De verweekte grond geeft nog wel een horizontale tegendruk gelijk aan het gewicht van de zware tijdelijke 'vloeistof'. De inschatting van de grootte van het effect vergt aanvullende berekeningen. Deze berekeningen kunnen uitwijzen in hoeverre de verweekte grond invloed heeft op de knikgevoeligheid.

Enige invloed van verwekingsgevoelige lagen wordt wel verwacht in het Eemshaven gebied waar losgepakte zanden nabij het maaiveld voor kunnen komen. Hier is een opgebrachte zandophoging aanwezig enkele meters boven de grondwaterstand. Het gedeelte van de bodem die niet verzadigd is, zal niet verweken en kan steun blijven geven tijdens een aardbeving. Bij Meeden, aan de zuidkant van het aardbevingsgebied, is de situatie ongunstiger omdat daar de bodem uit zand bestaat en verzadigd is en deze steun er niet is. Voor die situatie is de veiligheid tegen knik mogelijk maatgevend. Op deze locatie komen ook funderingen op staal voor waarvoor geldt dat deze in geval van verweking een verschilvorming kunnen ondergaan die tot stabiliteitsproblemen kan leiden. Door te kijken naar de compactie die zou kunnen optreden als gevolg van verweking kan een inschatting worden gegeven van de ernst van deze problematiek. Voor de grootte van de maaiveld zakking door compactie wordt verwezen naar hoofdstuk 5.

3.4 Ondergrondse kabels

Aftakkingen naar de NAM stations (lagere spanning 110 kV) zijn uitgevoerd als 'harde' aftakkingen. Hiermee wordt bedoeld dat bij een mast een directe koppeling aanwezig is van de geleiders in de mast naar een ondergrondse kabel.

De gevoeligheid van de ondergrondse kabels voor grondtrillingen is gering. Kritieke locaties zijn de starre koppelingen zoals eindsluitingen/toestelinvoeringen. Deze locaties zullen extra druk en trek kunnen ondervinden bij enige zetting. Kabelbreuk zal vrijwel uitsluitend optreden door aanzienlijke grondbeweging die meestal alleen door zetting op langere termijn kunnen ontstaan en tijdens de aardbeving beperkt blijven tot enkele centimeters. Er worden geen kritieke locaties verwacht tussen de aftakkingen en de NAM locaties, gezien de veelal korte afstand van deze kabels.

In principe zijn breuklocaties lastig op te sporen. Dit zal in eerste instantie kunnen gebeuren door te kijken waar grondbewegingen hebben plaatsgevonden op basis van opnemers van de versnelling (ofwel van KNMI ofwel aanvullend te plaatsen). Het vinden van de breuklocatie t.b.v. herstel kan uiteindelijk leiden tot het noodzakelijk ontgraven over een grote lengte. Dit type herstel duurt derhalve langer dan bij bovengrondse schade. Er zijn verschillende typen kabels, waarvan de korte kabels standaard op voorraad zijn. Langere kabels hebben een levertijd die kan variëren van een paar weken tot enkele maanden.

3.5 Robuustheid verbindingen

Een beving manifesteert zich met straal van 10 km waar hoge snelheden/versnellingen zich manifesteren (globaal is dit de halveringsafstand van de versnelling). Dit houdt in dat per aardbeving tot 60 masten (20 km *3 masten) beïnvloed kunnen worden. Voor de genoemde tracés wordt verwacht dat hiervan circa 6 hoekmasten zijn.

De 380 kV tracés (en enkele lagere spanningstracés) lopen vanaf stations waar een PGA van ca. 0,18 g tot 0,3 g wordt voorspeld door een gebied waar een PGA van orde 0,46 g (zoals bij Slochteren) aanwezig kan zijn (zie Tabel 3.1). Deze waarden zijn hoger dan in Tabel 3.2 berekende toelaatbare piekversnellingen (0,24-0,26 g). In Figuur 3.1 zijn deze tracés zichtbaar.

Omdat onduidelijk is in hoeverre een gedetailleerde constructieberekening van de mast leidt tot een verhoging van de ondergrens zoals die is weergegeven moet nu worden vastgesteld dat alle masten in het betreffende gebied schade kunnen ondervinden bij de voorspelde aardbevingen.

Kritieke locaties zijn verder de starre koppelingen aan het begin en eind van een ondergronds kabel tracé (dus nabij aftakking bij mast en station).

Schade wordt verwacht over circa de helft van de straal van 10 km (tracé ligt precies in een aardbevingsgebied, aangenomen wordt dat over iets minder dan de helft van deze straal de voorspelde versnelling hoger is dan de grenswaarde van de masten). De potentiële schade bedraagt, met 1Meuro per km, ongeveer 5 à 10 miljoen euro. De reparatietijd wordt geschat op 1 week. In de tussentijd kan de stroom via de ringverbindingen bij vrijwel alle klanten komen.

4 Gevoeligheid stations voor overstroming

4.1 Inleiding

Op stations locaties kan sprake zijn van een overstroming. Ten gevolge hiervan kan op het maaiveld water komen te staan met een bepaalde diepte. Een overstroming kan als volgt ontstaan:

- A. Zware regenval
 - 1. Overstroming door overlopen omliggende watersystemen bij hevige regen, en door hoge grondwaterstanden.
 - 2. Overstroming door onvoldoende afvoer capaciteit maaiveld en hemelwaterafvoer.
- B. Bezwijken van een nabijgelegen waterkering.

Aangenomen wordt dan oorzaak A niet beïnvloed wordt door het optreden van een aardbeving. Er wordt buiten beschouwing gelaten dat een aardbeving schade veroorzaakt aan het watersysteem/afvoercapaciteit. Bezwijken van een nabijgelegen waterkering kan wel of niet gerelateerd zijn aan een aardbeving, dat maakt voor de analyse niet uit. In het vervolg wordt alleen ingegaan op overstroming als gevolg van het bezwijken van een (primaire of secundaire) waterkering.

De kans op bezwijken van een waterkering is doorgaans zeer klein. Het ontwerp van een waterkering is bovendien gebaseerd op het bezwijken bij maatgevende omstandigheden (zoals hoog buitenwater) bij een bepaalde geaccepteerde faalkans (1/4000 voor de primaire keringen en een orde lager voor secundaire keringen).

Bezwijken van de waterkering als gevolg van een aardbeving is onderzocht in rapportage 1208624.002-GEO-0003 en wordt hier verder niet beschouwd. De mogelijke consequenties van de overstroming worden in de volgende paragraaf wel beschouwd.

4.2 Gevoeligheid voor overstroming

Bij de keuze van stationlocaties is er in het verleden vermoedelijk al rekening gehouden met het aspect overstromen. De achtergrond hiervan is echter niet precies bekend. In nieuwe plannen wordt standaard rekening houden met faalkansen van waterkeringen.

In het algemeen liggen de stationslocaties iets hoger dan de oorspronkelijke grond. De stations in het Eemshaven gebied liggen op de hogere opgebrachte grond. Het schakelstation Eemshaven Oude Schip is volgens opgave van TenneT een "hoog water" schakelstation. Op stationslocaties liggen componenten en vloeren van bedieningsgebouwen hoger dan het maaiveldniveau. De precieze maat hiervan is niet bekend, doch 10 a 15 cm marge is naar verwachting aanwezig. Bij hoogwater stations hanteert TenneT een niveau van 50cm boven het verwachte waterpeil bij een kans van 1:4000.

Door hoog water kan in eerste instantie de besturing en beveiliging uit vallen (door uitval van de stroomvoorziening van deze apparaten of kortsluiting), zijnde het secundaire systeem. Het primaire systeem (de transport van hoogspanning) blijft dan in principe in de stand staan waar het stond (er bestaat echter wel de onvoorziene mogelijkheid dat bij secundaire kortsluiting een signaal voor afschakelen gegenereerd wordt). Het station blijft dan werken, maar is niet meer te regelen. Als de waterstand nog hoger komt kan kortsluiting in het

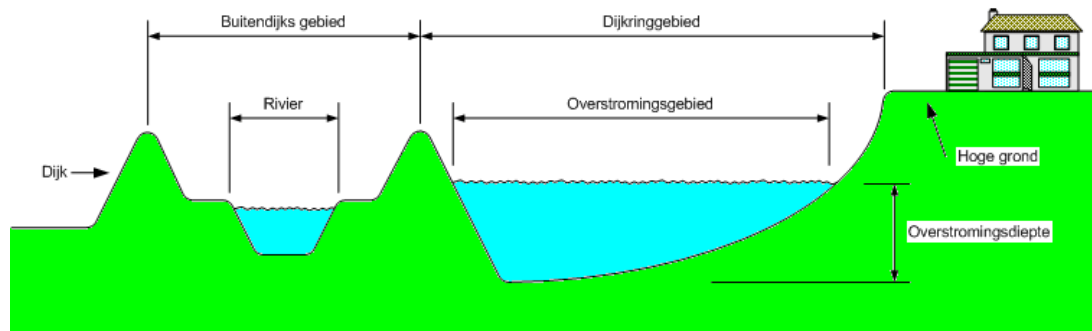
primaire systeem ontstaan. Kritische waterhoogtes worden bereikt bij een niveau dat op circa 0,3 m onder de onderkant van de isolatoren (porselein) ligt, in verband met mogelijke doorslag van elektriciteit. De exacte hoogte van de onderkant van de isolatoren varieert echter nogal per station, maar ligt minimaal 2,5 m boven maaiveld. Schakelkastjes aan kolommen staan vrijwel altijd op ooghoogte, zodat hiervoor geldt dat minimaal 1 m vrije ruimte aanwezig is.

4.3 Verwachte overstromingsdieptes

Voor het bepalen van de waterdiepte op een stationslocatie als gevolg van een overstroming is gebruik gemaakt van de informatie zoals gepubliceerd op de risicokaart van de provincie Groningen (<http://www.provinciegroningen.nl/loket/kaarten/risicokaart/>).

Op de risicokaart staan de gebieden die bij een overstroming onder water komen te staan. Het water kan in principe overal vandaan komen: uit zee of de grote rivieren en uit binnenwateren zoals vaarten en plassen. De oorzaken kunnen zijn: een dijk kan verzakken, een duin kan wegslaan, of het water komt over de dijken heen. Ook laat de risicokaart zien hoe hoog het water in het ergste geval dan komt. Er wordt in de risicokaart geen rekening gehouden met aardbevingen.

In Figuur 4.1 is aangegeven hoe het achterliggende gebied (met de hoogspanningsstations), zijnde het dijkkringgebied of hoge grond kan worden overstroomd indien de waterhoogte voldoende hoog is t.o.v. het maaiveld.



Figuur 4.1 Overstromingsdiepte binnen een dijkkringgebied achter een dijk

Hoe een overstroming precies verloopt, hangt af van allerlei factoren. Voor veel gebieden zijn computerberekeningen gemaakt om te laten zien hoe een overstroming zou kunnen verlopen. Bij zo'n berekening worden aannamen gedaan over de plaats en grootte van een dijkdoorbraak en de waterstanden op de rivier of op zee. Men berekent vervolgens hoe het gebied kan onderlopen en welke overstromingsdiepte op elke locatie bereikt kan worden. Door de uitkomsten van de berekeningen te combineren is voor elke locatie een maximale overstromingsdiepte bepaald. De overstromingsdieptekaart geeft daarmee een beeld van de gebieden die kunnen overstroomd worden en een indicatie van de waterdiepten.

Het Eemshaven gebied ligt buitendijks op opgebrachte grond, het gebied is echter nog wel door een dijk omgeven, door TenneT aangegeven als hoogwaterstations.

In Figuur 4.2 zijn de waterdieptes weergegeven voor de diverse stationslocaties op basis van de risicokaart Groningen.

Station	PGA bij 1/475 jaar	hoogte maaiveld (m t.o.v. NAP)	waterdiepte bij overstroming [m] o.b.v. risicokaart Groningen
Station Groningen Bornholmstraat 110	0,3	1,9	0
Station Delfzijl Weiwerd 110	0,3	0,8	0,8-2,0
Station Eemshaven Oost 220	0,27	3,7	buitendijks
Eemshaven Converterstation 380 / Oude Schip 380	0,27	3,7	buitendijks
Station Weiwerd 220	0,3	-0,2	0,8-2,0
Station Eemshaven 220 / Robbenplaat	0,27	3,4	buitendijks
Station Groningen Hunze 110	0,3	1,7	0
Station Groningen van Heemskerkstraat 110	0,25	0,5	0
Station Meeden 110	0,22	0,9	0
Station Scheemda 110	0,25	-1,0	0,5-0,8
Station Eemshaven 380	0,27	3,4	buitendijks
Station Vierverlaten 110	0,21	0,4	0
Station Groningen Bloemsingel 110	0,29	0,9	0
Slochteren Dellerweerden 110	0,46	-0,9	0
Winsum Ranum 110	0,28	1,3	0

Figuur 4.2 Waterdiepte bij overstroming (bron: risicokaart Groningen)

Uit Figuur 4.2 blijkt dat 2 stations gevoelig zijn voor overstromingen. Allereerst station Weiwerd met een potentiële waterhoogte tot 2 m. De kans op uitval en kortsluiting is zeer hoog. Station Scheemda is eveneens gevoelig voor overstroming, de kans op uitval van bedieningsfuncties is hoog, de kans op kortsluiting is bij deze waterhoogte matig. Station Scheemda is een relatief klein station. De gevolgen voor de algemene elektriciteitsvoorziening is gering.

Reparatie van stations bij overstroming is pas mogelijk als het water weer is gezakt en de locatie bereikbaar is.

5 Effect van verweking tijdens een aardbeving

5.1 Achtergrond

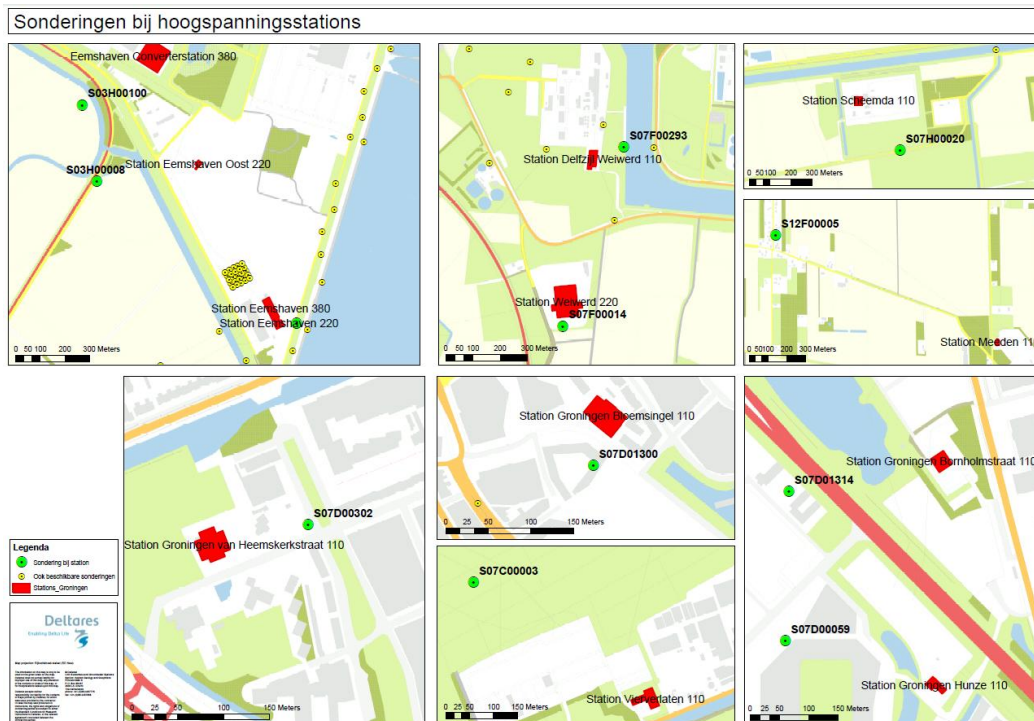
Bij de tot op heden opgetreden aardbevingen zijn geen locaties vastgesteld waar verweking is opgetreden. Uitgaande van de relatie tussen verweking en versnelling, blijkt dit in lijn met de rekenmethodes (Idriss en Boulanger, 2008). Bij een sterkere aardbeving (vanaf ongeveer 0,2 g) neemt de kans op verweking sterk toe.

Voor de methodiek van het optreden van verweking wordt verwezen naar rapportage 1208624.002-GEO-0003.

5.2 Aanwezigheid verwekingsgevoelige lagen

De belangrijkste basis grondeigenschappen in relatie tot verwekingsgevoeligheid zijn de grondsoort en de pakingsdichtheid. Deze bepalen, naast de grondwaterstijghoogte, ook de grondspanning. Om gevolgen voor de stationslocaties te kunnen beoordelen zijn gegevens verzameld van de grondopbouw, deze zijn opgezocht in de DINO database (sonderingen).

In Figuur 5.1 zijn locaties van de beschouwde stations en de dichtstbijzijnde (of: representatieve) sondering uit de DINO-database weergegeven.





Figuur 5.1 Overzicht stationslocaties

In Tabel 5.1 zijn relevante gegevens van de representatieve sonderingen weergegeven per station.

Station	Sondering	lokale wrijving	lengte sondering [m]
Station Groningen Bornholmstraat 110	S07D01314	ja	19,96
Station Delfzijl Weiwerd 110	S07F00293	ja	20,6
Station Eemshaven Oost 220	S03H00008	ja	16,34
Eemshaven Converterstation 380 / Oude Schip 380	S03H00100	nee	10
Station Weiwerd 220	S07F00014	nee	24,35
Station Eemshaven 220 / Robbenplaat	S03H00414	ja	30
Station Groningen Hunze 110	S07D00059	ja	17,78
Station Groningen van Heemskerkstraat 110	S07D00302	ja	30,32
Station Meeden 110	S12F00005	ja	29,42
Station Scheemda 110	S07H00020	ja	32,52
Station Eemshaven 380	S03H00081	nee	13,8
Station Vierverlaten 110	S07C00003	ja	29,95
Station Groningen Bloemsingel 110	S07D01300	ja	15,44
Slochteren Dellerweerden 110	S07F00124/322	nee	18
Winsum Ranum 110	S07A00146	ja	6,7

Tabel 5.1 Stations en representatieve sonderingen

De verwekingsgevoelige lagen zijn:

- Leem/silt, (2 - 63 μm).
- Fijn zand, (63 - 150 μm).
- Matig fijn tot matig grof zand, (150 - 300 μm).
- Grof zand en grind, (> 300 μm).

Algemeen wordt aangenomen dat cohesieve grondsoorten als klei en veen niet verwekingsgevoelig zijn. Uit sonderingen is met behulp van de formule van [Baldi, 1986] een relatieve dichtheid van het zand berekend. Hiertoe worden de sondeerwaarden eerst geclassificeerd in de grondsoorten zand, klei en veen. De formule van Baldi luidt:

$$Re = \frac{1}{2,41} \ln \left(\frac{qc}{157 \cdot \sigma'^{0,55}} \right)$$

Hierin is:

Re – relatieve dichtheid van zand.

qc - sondeerweerstand in kPa.

σ' – effectieve verticale grondspanning in kPa.

In de berekeningen is uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- Volumegewichten: veen = 10,5kN/m³, klei = 14kN/m³ en zand = 17/20kN/m³.
- Grondwater 1 m onder mv.

De sondeerwaarden zijn per afzonderlijke laag gemiddeld. De gemiddelde sondeerwaarde is vervolgens vertaald in een relatieve dichtheid. Als grenzen voor los-middelvast en middelvast-vast zand zijn respectievelijk gekozen: 40% en 70% relatieve dichtheid.

Op overgangen tussen klei en zandlagen is de gemeten sondeerwaarde door beide grondsoorten beïnvloed. Voor de berekeningen is derhalve in een zandlaag de eerste 35 cm en de laatste 20cm niet meegenomen bij de beoordeling (dit komt overeen met respectievelijk 8 en 4 maal de diameter van de sondeerconus.

5.3 PGA waarbij begin van verweking start

In Tabel 5.2 is weergegeven bij welke piekgrondversnelling (PGA) verweking begint op te treden. Wanneer de PGA toeneemt zal de zone waarover verweking optreedt verder toenemen.

Station	Sondering	PGA bij 1/475 jaar	PGA bij SF1; begin verweking
Station Groningen Bornholmstraat 110	S07D01314	0,3	0,10
Station Delfzijl Weiwerd 110	S07F00293	0,3	0,15
Station Eemshaven Oost 220	S03H00008	0,27	0,10-0,15
Eemshaven Converterstation 380 / Oude Schip 380	S03H00100	0,27	0,15
Station Weiwerd 220	S07F00014	0,3	> 0,3
Station Eemshaven 220 / Robbenplaat	S03H00414	0,27	0,15
Station Groningen Hunze 110	S07D00059	0,3	0,15
Station Groningen van Heemskerkstraat 110	S07D00302	0,25	0,10
Station Meeden 110	S12F00005	0,19	0,15
Station Scheemda 110	S07H00020	0,25	0,15
Station Eemshaven 380	S03H00081	0,27	0,15
Station Vierverlaten 110	S07C00003	0,18	0,15
Station Groningen Bloemsingel 110	S07D01300	0,29	0,25
Slochteren Dellerweerden 110	S07F00124/322	0,46	0,20
Winsum Ranum 110	S07A00146	0,28	0,35

Tabel 5.2 Waarde van de PGA waarbij verweking begint op te treden

Uit Tabel 5.2 blijkt dat de PGA waarbij verweking kan beginnen op veel locaties laag is (0,1 á 0,2 g), lager dan vooraf op basis van ervaring elders werd verwacht. Dit wordt veroorzaakt door het volgende:

- De sonderingen laten zien dat er vaak losgepakt, verwekingsgevoelig zand aanwezig is.
- De genoemde PGA is de waarde waarbij soms over een heel dun gebied verweking kan starten op basis van de detectie van verwekingsgevoelig zand; het is onzeker welke dikte de verwekingslaag bij start moet hebben voordat zich dit uitbreidt over de volledige laag, nu is een ondergrens aangehouden.
- De grondwaterstand kan zeker bij hoger maaiveld, met name in het Eemshaven gebied, maar vaak ook in mindere mate bij de andere stations (waarbij het maaiveld iets hoger ligt dan in het omringende gebied) dieper liggen dan $MV - 1$ m; dit verhoogt de PGA waarbij verweking kan starten.
- Vanwege het beperkte grondonderzoek is er een grote kans dat losgepakte lagen niet ruimtelijk aanwezig zijn maar slechts lokaal voorkomen; dit is goed te zien in de variatie in verwachte maaiveldzakkingen bij de Eemshaven stations (zie Tabel 5.3).

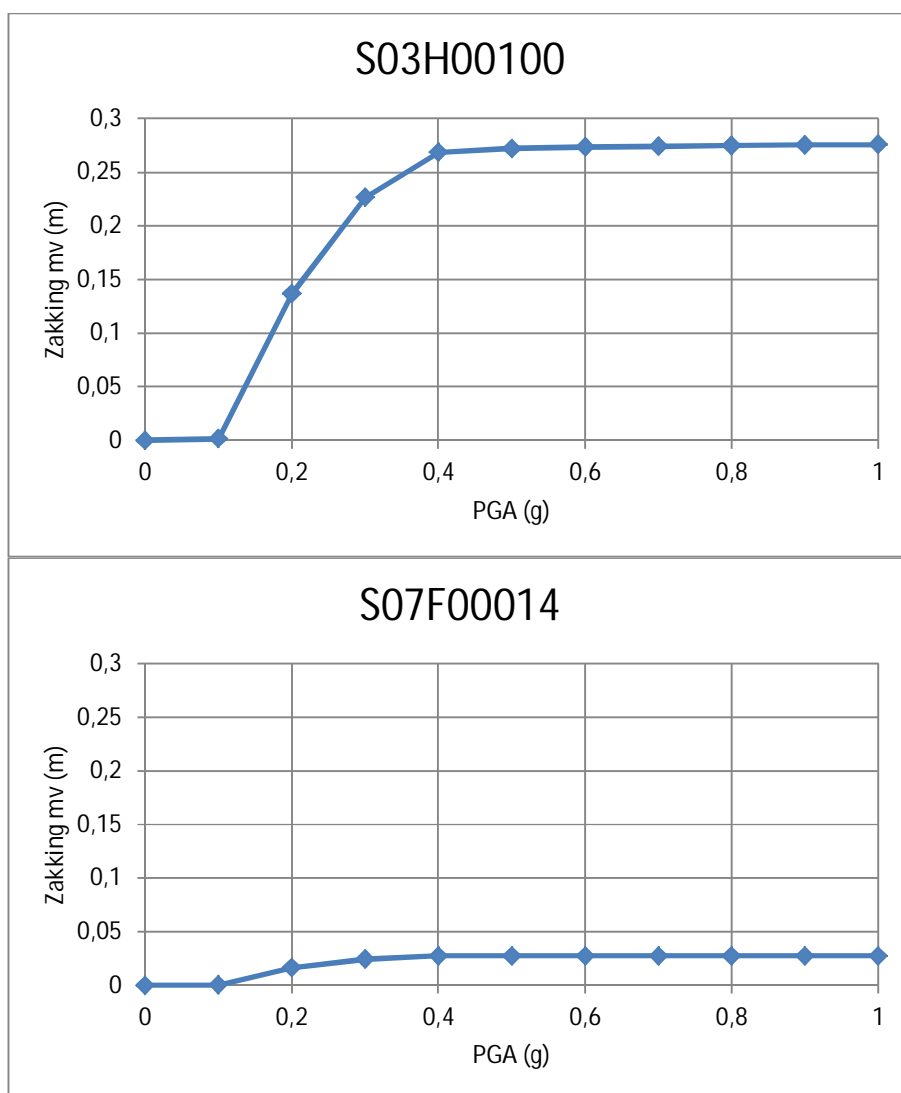
De genoemde waarden zijn derhalve indicatieve ondergrenswaarden. Betere schattingen zijn alleen te maken door meer grondonderzoek uit te voeren. Om te beoordelen of dit zinvol is en door allereerst uit te gaan van genoemde factoren zijn in de volgende paragrafen de geotechnische gevolgen van een tijdelijke verweking in kaart gebracht.

Het effect van een verweking is dat grond met een losse pakking na afloop van de aardbeving een vastere pakking inneemt. Dat betekent dat er een zakking zal optreden die tot maaiveld merkbaar zal zijn.

5.4 Maaiveldzakking bij verwachte PGA

Uitgaande van een verweking van losgepakte zanden wordt aangenomen dat de optredende aardbevingstrilling leidt tot een verdichting van dit grondpakket. De te bereiken dichtheid is afhankelijk van de hoeveelheid energie (de grootte van de PGA en het aantal optredende wisselingen). Voorgaande houdt in dat bij toenemende PGA en aantallen wisselingen de zone die verdicht toeneemt. Een maximale waarde wordt bereikt als al het verdichtbare zand maximaal is verdicht.

In bijlage C zijn de resultaten van deze berekeningen gepresenteerd. In Figuur 5.2 zijn voor 2 locaties de maaiveldzakking als functie van de optredende PGA als voorbeeld weergegeven. De grootte van de maaiveldzakking is afhankelijk van de relatieve dichtheid van zandlagen (verwekingsgevoeligheid), de dikte van de te verdichten zandlagen en de hoogte van de PGA. Het aantal wisselingen is indirect in rekening gebracht via de Magnitude Scaling Factor (zie rapportage 1208624.002-GEO-0003).



Figuur 5.2 Voorbeelden van het verloop van maaiveldzakking als functie van optredende PGA

In Tabel 5.3 zijn de verwachte maaiveldzakkingen weergegeven behorende bij de hier verwachte PGA die eens in 475 jaar kan optreden.

Station	PGA bij 1/475 jaar	verwachte mv zakking bij pga [mm]
Station Groningen Bornholmstraat 110	0,3	90
Station Delfzijl Weiwerd 110	0,3	30-40
Station Eemshaven Oost 220	0,27	120-130
Eemshaven Converterstation 380 / Oude Schip 380	0,27	200

Station Weiwerd 220	0,3	24
Station Eemshaven 220 / Robbenplaat	0,27	220
Station Groningen Hunze 110	0,3	40-60
Station Groningen van Heemskerkstraat 110	0,25	60-170
Station Meeden 110	0,19	140
Station Scheemda 110	0,25	15-25
Station Eemshaven 380	0,27	50
Station Vierverlaten 110	0,18	30
Station Groningen Bloemsingel 110	0,29	10-35
Slochteren Dellerweerden 110	0,46	5-30
Winsum Ranum 110	0,28	1

Tabel 5.3 Verwachte maaiveldzakking op stationslocatie als gevolg van verwerking bij norm PGA

Uit Tabel 5.3 valt op dat op de locaties Eemshaven relatief grote maaiveldzakkingen worden verwacht. Dit wordt veroorzaakt door de hier opgebrachte grond t.b.v. het ontwikkelen van dit terrein. Uit de beschikbare sonderingen blijkt dat die laag vaak losser gepakt is en dus gevoelig is voor verdichting.

De hier genoemde zakking ten gevolge van verdichting zal leiden tot het meezakken van constructies die hun steun ontlenen aan deze grondlagen, m.n. objecten op en net onder het maaiveld en ondiepe funderingen op platen (fundering op staal).

6 Voorgestelde maatregelen

In deze rapportage is de kwetsbaarheid en robuustheid van het hoogspanningsnet in Groningen in geval van aardbevingen beschouwd.

Op basis van de informatie die nu beschikbaar is blijkt dat op de volgende aspecten maatregelen nodig zijn:

- 1 Componenten.
- 2 Ondersteuning.
- 3 Bedieningsgebouwen.
- 4 Masten.
- 5 Overstroming.
- 6 Maaiveldzakking door verweking.

Er zijn al ontwikkelingen rondom het hoogspanningsnetwerk gaande die een bijdrage leveren aan het kunnen weerstaan van hogere trillingen dan tot nu toe. Concreet betekent dit het vervangen van componenten en ondersteuning die hogere trillingen kunnen weerstaan. De vervanging is echter afhankelijk van de restlevensduur van componenten en constructies. Hierbij lijkt het weerstaan tot 0,3g bereikt te worden. Deze voldoet voor alle stations behalve Slochteren Dellerweerden, hiervoor is een $PGA = 0,46g$ de verwachte eis. De termijn waarbij aan de verwachte PGA voldaan zal worden is onbekend (levensduur van componenten orde 40 jaar).

Ad. 1

Vervanging van componenten die een hogere verwachte trilling kunnen weerstaan is nodig om de verwachte trilling intensiteiten te kunnen weerstaan. Vervanging vindt nu plaats afhankelijk van de levensduur. Extra inspanningen zijn nodig om gesteld te staan voor de hogere verwachte PGA. Op station Slochteren Delleerweerden (klein station) is een beperkte hoeveelheid componenten aanwezig voor 110 kV. Uit gegevens van TenneT blijkt dat deze componenten zeer waarschijnlijk toch voldoen aan de verwachte PGA. Alternatief is het accepteren van schade en voldoende reservevoorraad aanwezig te hebben. Dit alternatief levert een groter risico op uitval van het net.

Ad. 2

Op basis van een uitgevoerde berekening voor een kritisch geachte ondersteuning (0,48 g) lijkt voldaan te kunnen worden aan de eis van de stations (tot ca. 0,3g met een uitschieter van 0,46 g).

Als aangenomen wordt dat er een variatie aanwezig kan zijn met een factor 2 dan moet de verwachte PGA vergeleken worden met een waarde van 0,24 g. Dit houdt in dat voor veel stations een deel van de ondersteuning niet kunnen voldoen aan eis. Aanvullende constructieve berekeningen op enkele andere ondersteuning met een meer geïntegreerde aanpak kunnen bevestigen of hogere grenswaardes toegepast kunnen worden. Is dat niet het geval dan zijn aanpassingen aan de constructie nodig. Dit betreft relatief eenvoudige aanpassingen, waarbij het kritieke onderdeel, veelal de aansluiting van kolomonderdelen op elkaar of de aansluiting van kolom op de funderingsvoet. Deze verbindingen moeten worden versterkt om de extra spanning door aardbevingsbelasting te kunnen weerstaan. Dit kan door aanbrengen van schoren of bredere platen met zwaardere bouten.

Ad.3

Op basis van beschikbare berekeningsresultaten voldoet geen van de gebouwen aan de nieuwe verwachte PGA. Maatregelen betreffen het versterken van de gebouwen waarin de bedieningsfuncties zijn ondergebracht. Metselwerk kan scheuren, bevestigingen aan muur en plafond zijn kritisch waardoor aldoor bevestigde apparaten kunnen vallen en daardoor vitale onderdelen kunnen beschadigen. Muren moeten sterker worden. Er moet anders omgegaan worden met apparatuur op muren en plafonds die bij vallen schade kunnen veroorzaken. Dit geldt voor alle stations.

Op basis van de berekeningsresultaten van ARUP kunnen bovenstaande conclusies en maatregelen voor gebouwen nog beïnvloed worden.

Ad.4

De (normale en verhoogde) masten kunnen een PGA tot ca. 0,25 g weerstaan. De hoekmasten geven een veel lagere waarde hetgeen onverwacht is gezien de resultaten van de overige masten. Het versterken van de masten, de aansluiting van de poten op de funderingsvoeten lijkt daarom nodig. Wanneer dit niet mogelijk is moeten de masten worden vervangen. Voordat deze maatregelen worden genomen wordt aanbevolen meer gedetailleerdere berekeningen uit te voeren, die waarschijnlijk tot hogere toelaatbare versnellingen zullen leiden. De huidige berekeningsmethode is naar verwachting zeer conservatief.

Een alternatief kan zijn om eventuele schade te accepteren en bij optreden te herstellen. Op een ongunstige locatie kan de schade oplopen tot vele miljoenen euro's. De kans is zeer groot dat levering van elektriciteit niet of slechts korte tijd wordt belemmerd als gevolg van de aanwezige omleidingsmogelijkheden en de relatief korte reparatietijd.

Ad.5

In geval van een overstroming zijn gevolgen te verwachten bij Delfzijl Weiwerd met een groot gevolg (uitval en kortsluiting) en Scheemda met een laag gevolg (uitval, mogelijk geen kortsluiting).

Mogelijke maatregelen zijn:

- Accepteren, is gekoppeld aan de kans van bezwijken van een waterkering.
- Versterken van de waterkeringen.
- Het aanleggen van een lokale waterkering om de stationslocatie, hoog genoeg om de verwachte waterdiepte te kunnen tegenhouden.
- Ophoging van de stationslocaties.

Ad.6

Mogelijk optredende verweking zorgt bij aanwezigheid van zand met weinig sterkte en losse pakking voor compactie en daardoor maaiveldzakking van enkele tot maximaal circa 20cm. De schade die hierdoor veroorzaakt kan worden is afhankelijk van de invloed van deze maaiveldzakking op het functioneren van objecten die steun ondervinden in of op deze grond.

Maatregelen kunnen gericht worden op het minder kwetsbaar worden voor de optredende verschillen in vervormingen. Dit houdt in dat funderingen op staal een bepaalde zakking moeten kunnen weerstaan zoals verwoord in Tabel 5.3. Daarnaast moeten funderingspalen

zo min mogelijk beïnvloed kunnen worden door losgepakte zanden (paalpuntniveau zo veel mogelijk in vaste klei of vastgepakte zanden) en toetsing op knik wanneer losgepakte zanden ondiep kunnen voorkomen. Hiervoor zijn per station op basis van uitgebreider grondonderzoek constructieve analyses nodig.

7 Referenties

Baldi, G., Bellotti, V. N., Ghionna, N., Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1986) Interpretation of CPT's and CPTU's - 2nd Part: Drained Penetration of Sands. 4th. International Geotechnical Seminar Field Instrumentation and In(Situ Measurements, Nanyang Technological Institute, Singapore, 25-27 November 1986, 143-156.

CUR 166 (1993), Damwandconstructies, oktober 1993

Deltares. (2013). Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen - Quick Scan naar de sterkte van de infrastructuur. Deltares, rapport 1208149-000-0006.

NEN-EN 1998-1, Eurocode 8 (2005) Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic action, design rules for buildings, foundations and retaining structures. Tomas Telford books, first published in 2005

A.E.Kampitsis et al., Seismic soil–pile–structure kinematic and inertial interaction - A new beam approach (2013)

van Tuijn, J. (2013) Effecten van aardbevingen op hoogspanningsinfrastructuur in Nederland,

TenneT rapport PU-AM'13-1962013, versie 1.0. Datum 5 maart 2013

Wolf, J. P. (1985). Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey

A Effect fundering op overdracht aardbeving naar gebouw

Effect fundering op overdracht aardbeving naar gebouw

A.1 Inleiding

A.1.1 Onderzoeksvraag

In het kader van het project “Effecten geïnduceerde gasbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2” is onderzocht of de, tot dit moment, standaard berekeningsmethodiek voor het bepalen van schade aan bebouwing verbeterd kan worden.

De standaard berekeningsmethode is momenteel dat eerst de voortplanting van een aardbevingssignaal door de ondergrond wordt bepaald. Vervolgens wordt dit signaal als randvoorwaarde op de constructie (bijv. de woning) wordt opgelegd. In het eerste model is het gebouw dus niet aanwezig terwijl in het tweede model de grond, maar ook de eventueel aanwezige paalfundering van het gebouw afwezig zijn. Een in het echt aanwezige paalfundering komt bij deze aanpak in beide berekeningen niet voor. Dit hoeft geen probleem te zijn want in CUR 166 [1] wordt op blz. 500 aangegeven dat de overdracht van trillingen van bodem naar funderingselement 100% bedraagt voor betonnen palen en trillingen in horizontale richting. Dit is echter gebaseerd op trillingen tijdens het inbrengen van damwanden of palen en het is niet duidelijk of dit ook geldt voor de trillingen, met lagere frequenties, zoals die voorkomen bij een aardbeving.

Een enkele analyse waarin zowel ondergrond, fundering en het gebouw zijn opgenomen zou dus bij aardbevingen mogelijk tot andere resultaten kunnen leiden dan de beide “ontkoppelde” berekeningen. Of dat daadwerkelijk het geval is, en zo ja in welke mate de resultaten kunnen verschillen, wordt in dit hoofdstuk nader onderzocht. Hiervoor zijn berekeningen uitgevoerd aan een eenvoudig gebouwtje dat op palen is gefundeerd.

Opgemerkt wordt dat de mogelijkheid van een “integrale” analyse door middel van 3 dimensionale (3D) eindige elementen analyses, zoals hier uitgevoerd, pas sinds kort bestaat. In verband met de benodigde rekenkracht en geheugencapaciteit was dit tot voorheen, praktisch gezien, niet haalbaar.

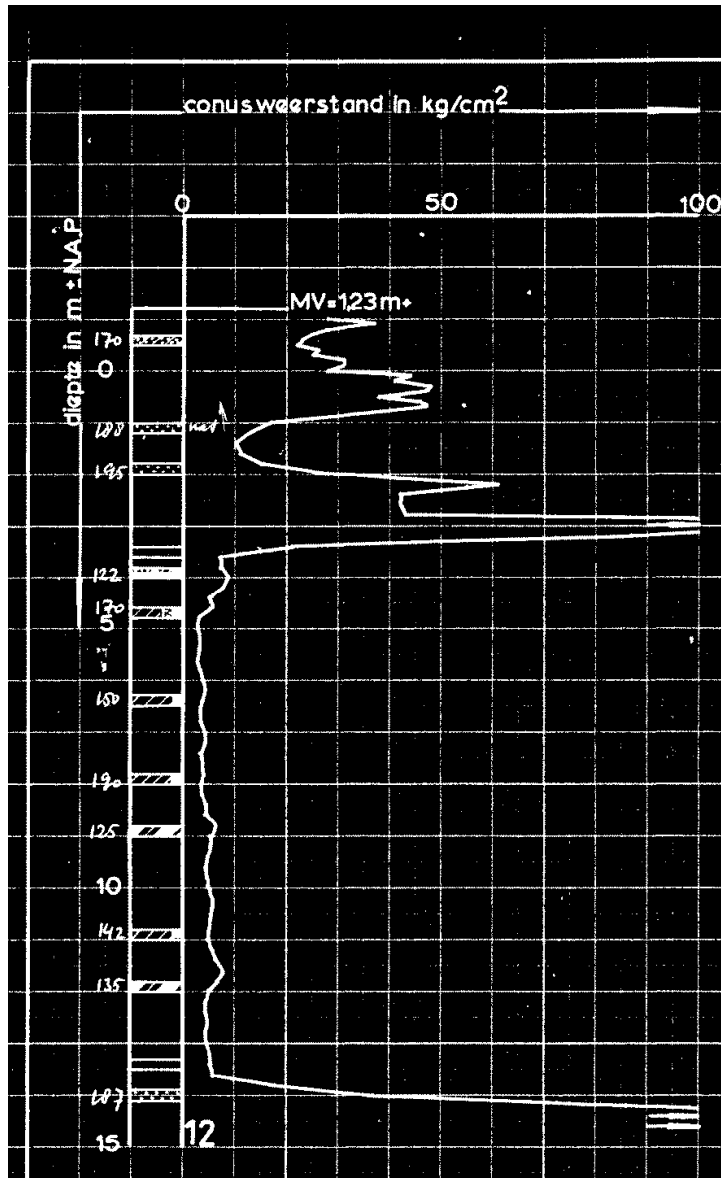
A.1.2 Aanpak vergelijking methoden

De vergelijking van de beide berekeningsmethoden is gedaan op basis van het versnellingssignaal van de bodem en de paalkoppen. In het geval van de ontkoppelde analyses moet het versnellingssignaal namelijk de koppeling tussen bodem en gebouw beschrijven. In de geïntegreerde analyse bereikt het versnellingssignaal via de paalkoppen het gebouw. Het verschil tussen beide signalen is dus een maat voor het verschil in beide berekeningsmethoden.

A.2 Onderzoekslocatie

A.2.1 Bodemgegevens

Voor de bodemgegevens is uitgegaan van de sondeergrafiek S03H00491_00. Deze grafiek is weergegeven in Figuur 7.1.



Figuur 7.1 Sondeergrafiek onderzoekslocatie

Opgemerkt wordt dat het een oude sondeergrafiek betreft waarin de conusweerstand is weergegeven in kg/cm^2 in plaats van de tegenwoordig gebruikelijke eenheid MPa.

Op basis van deze sondering zijn de bodemopbouw en de bijbehorende bodemparameters als volgt vastgesteld:

Niveau [m NAP]	Grondsoort	γ droog [kN/m ³]	γ nat [kN/m ³]	Phi [°]	c [kN/m ³]	E stat [MPa]	G dyn [MPa]
+1,2 (mv)	Zand	17	19	31	0,1	21	35
-1,0	Zandige klei	20	20	25	0,1	12	30
-2,0	Zand	17	19	31	0,1	30	50
-3,5	Klei	15	15	17,5	0,1	4	10
-14,0	Zand	17	19	31	0,1	48	80

Tabel 7.1 Bodemopbouw onderzoekslocatie

Het niveau van de grondwaterstand is aangehouden op NAP.

A.2.2 Gebouwgegevens

Voor het gebouw is uitgegaan van een veldhuisje van het elektriciteitsnet. Het huisje is weergegeven in Foto 7.1.



Foto 7.1 Veldhuisje toegepast in berekeningen

In Foto 7.1 is te zien dat het huisje vrijwel vierkant is: de buitenafmetingen van het gebouw zijn 5070 bij 5570 mm. Het gebouw heeft 1 verdieping waarbij de vloer zich boven het maaiveld bevindt. Onder de vloer is een open ruimte (soort kruipruimte) aanwezig waarin zich kabels bevinden, zie Foto 7.2. In deze foto is te zien is dat de bodem van de kruipruimte is afgewerkt met tegels.



Foto 7.2 Kruipruimte onder de vloer van het veldhuisje

De diepte van de kruipruimte is tot aan de onderkant van de funderingsbalken, zie Foto 7.3



Foto 7.3 Diepte kruipruimte onder de vloer van het veldhuisje

Voor de fundering van het gebouw is uitgegaan van betonpalen vierkant 220 mm met een paalpuntniveau van 15 m – NAP. De palen zijn geplaatst in de hoeken van het gebouw en de

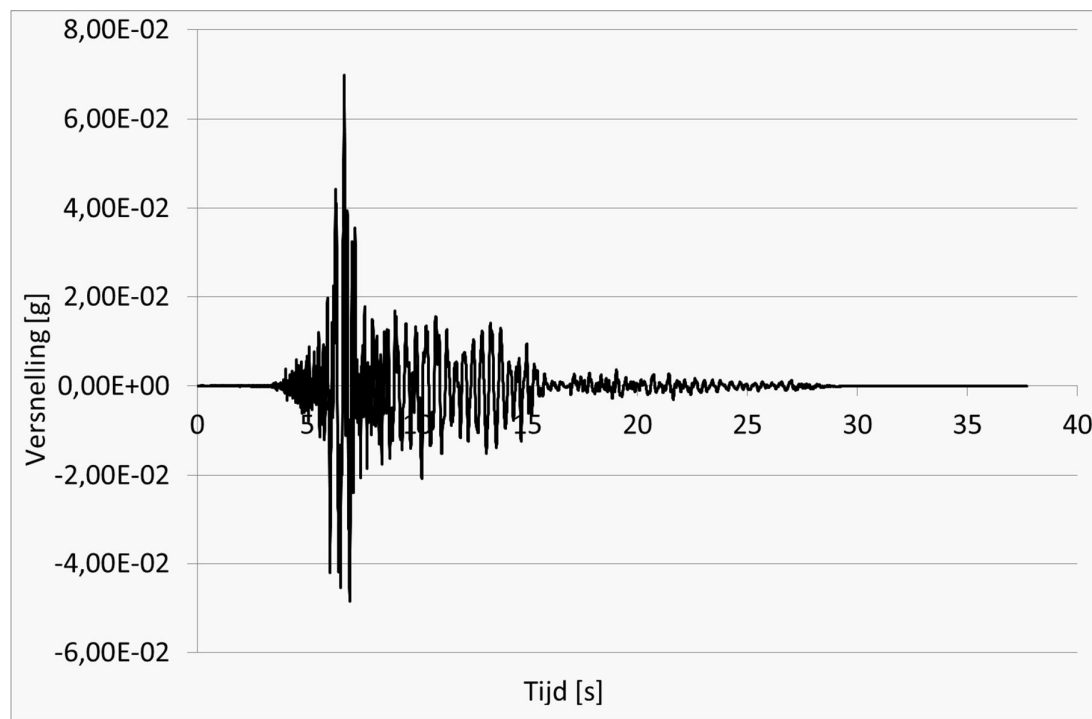
funderingsbalken op deze palen hebben een breedte van 300 mm en een hoogte van 400 mm.

Vloer- en dakdikte zijn niet bekend, in de berekeningen is voor beiden uitgegaan van beton met een dikte van 200 mm.

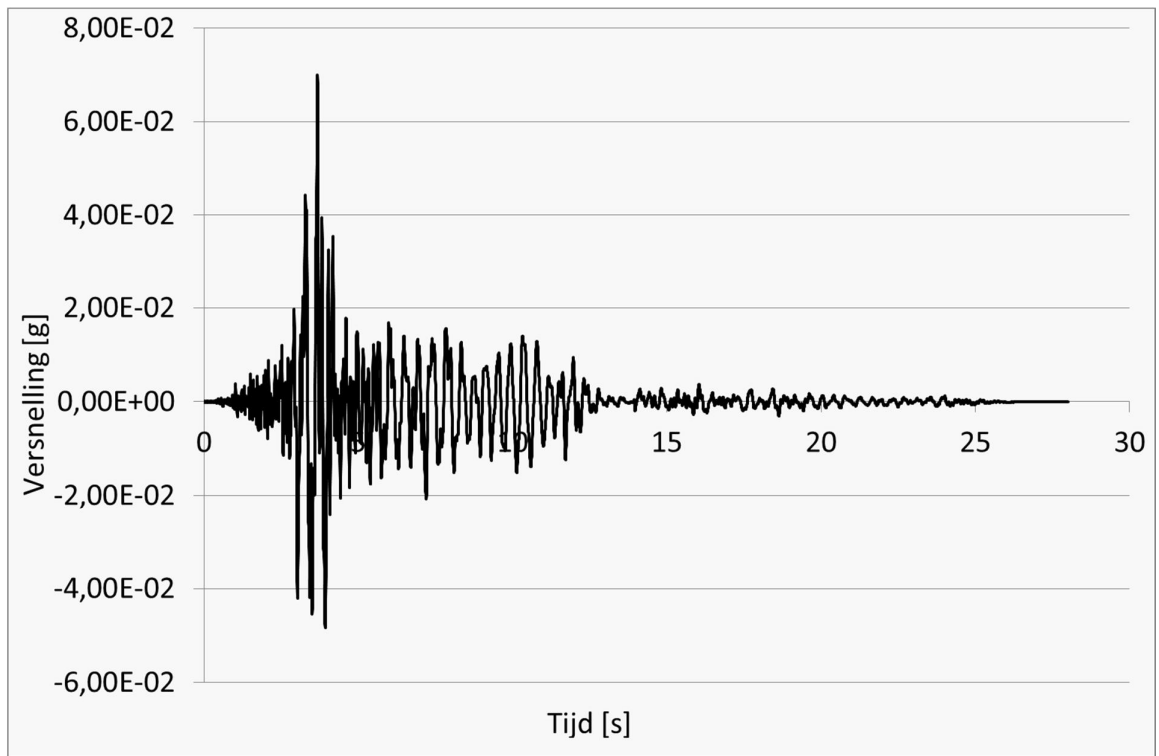
A.2.3 Aardbevingssignalen

Door het KNMI is het aardbevingssignaal voor een piek maaiveld versnelling van 0,07 g bepaald voor een nabijgelegen locatie. Dit signaal is weergegeven in Figuur 7.2 en wordt ook hier toegepast. Uit Figuur 7.2 blijkt dat de eerste seconden van het signaal alleen bestaat uit waarden die gelijk, of nagenoeg gelijk, zijn aan nul. Gezien de relatief grote rekentijd van 3D analyses is dit deel van het signaal in de analyses verwijderd. Dit geeft het signaal dat is weergegeven in Figuur 7.3. In Figuur 7.3 is te zien dat na circa 14 seconden alleen relatief geringe versnellingen optreden. Gezien de lange rekentijden van het gebruikte model is daarom gerekend met het signaal tot 14 seconden.

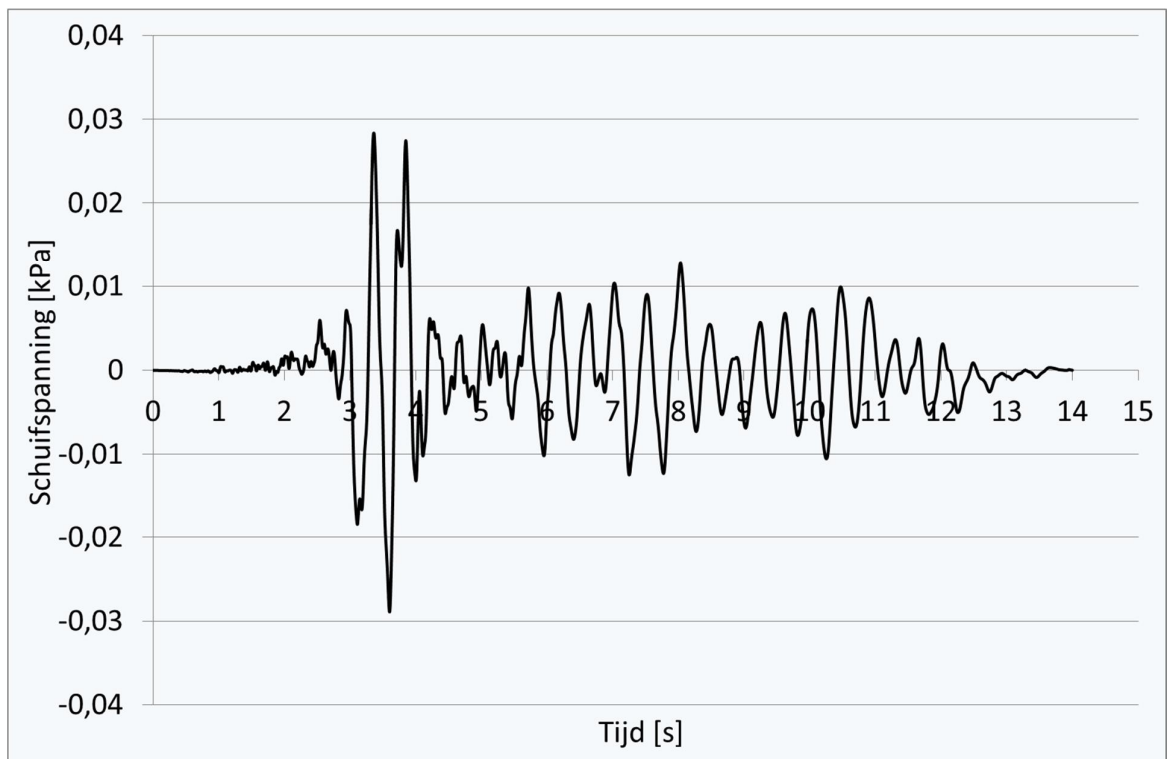
In de analyses wordt de belasting aan de onderkant van het rekenmodel als een schuifspanning opgelegd. Hiervoor is het aardbevingssignaal bewerkt, het resultaat is weergegeven in Figuur 7.4. Van belang is ook bij welke frequenties door de aardbeving de meeste energie in het systeem wordt gebracht, dit is weergegeven in Figuur 7.5.



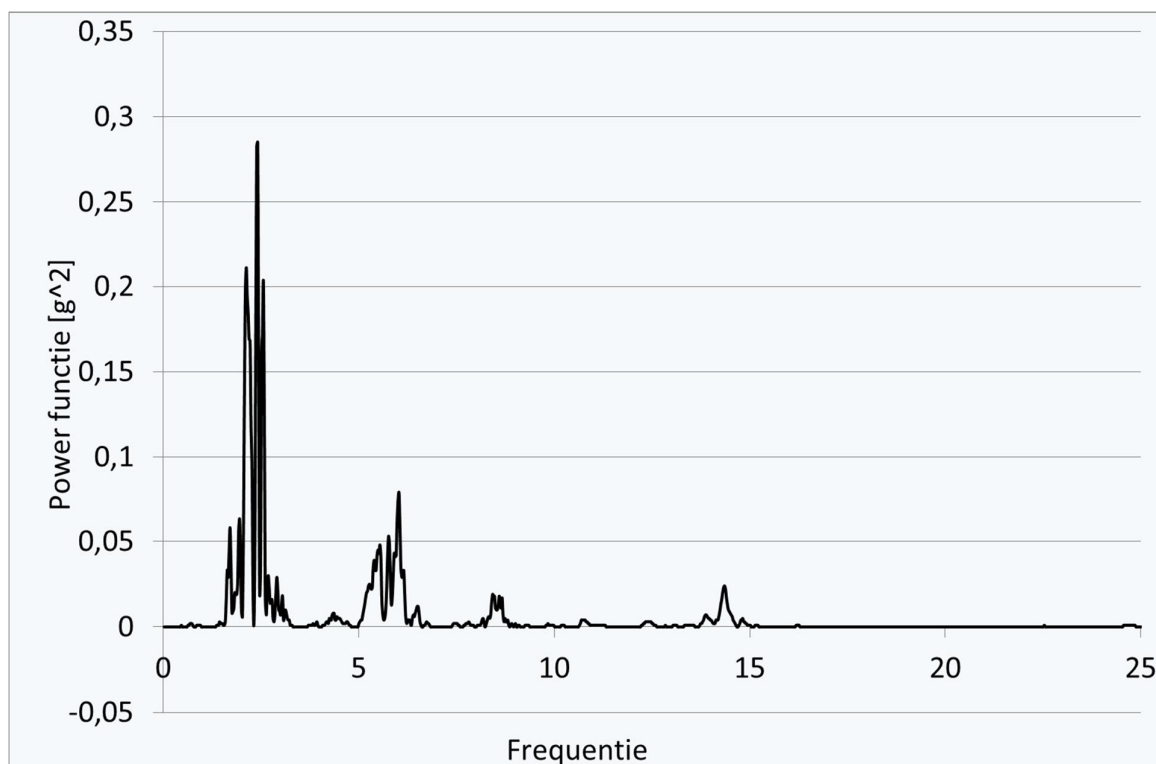
Figuur 7.2 Aardbevingssignaal KNMI (versnelling in g tegen de tijd) 0,07 g aardbeving



Figuur 7.3 Ingekort aardbevingssignaal KNMI (versnelling in g tegen de tijd) 0,07 g aardbeving

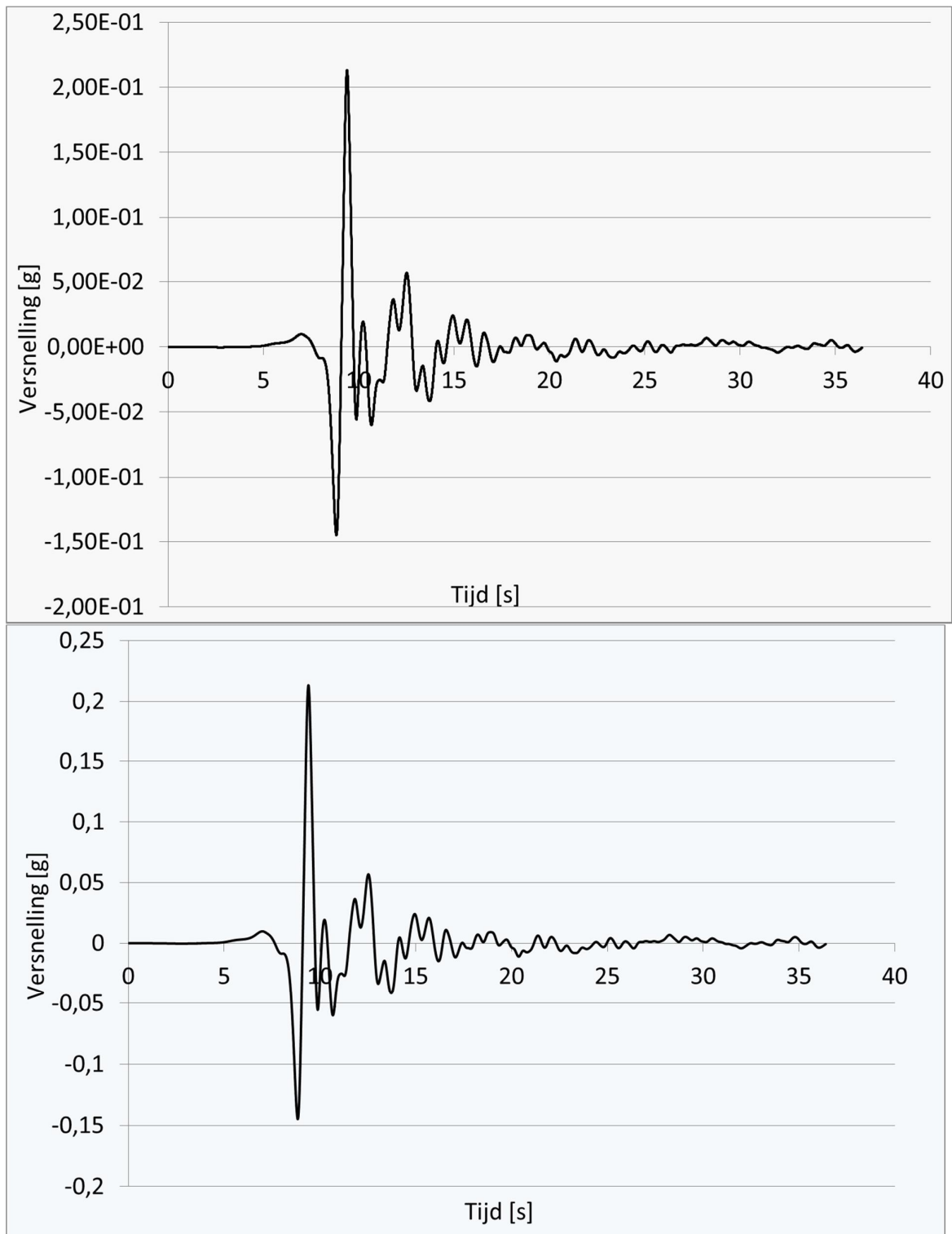


Figuur 7.4 Opwaarts bewegende schuifspanning (input belasting analyses) 0,07 g aardbeving

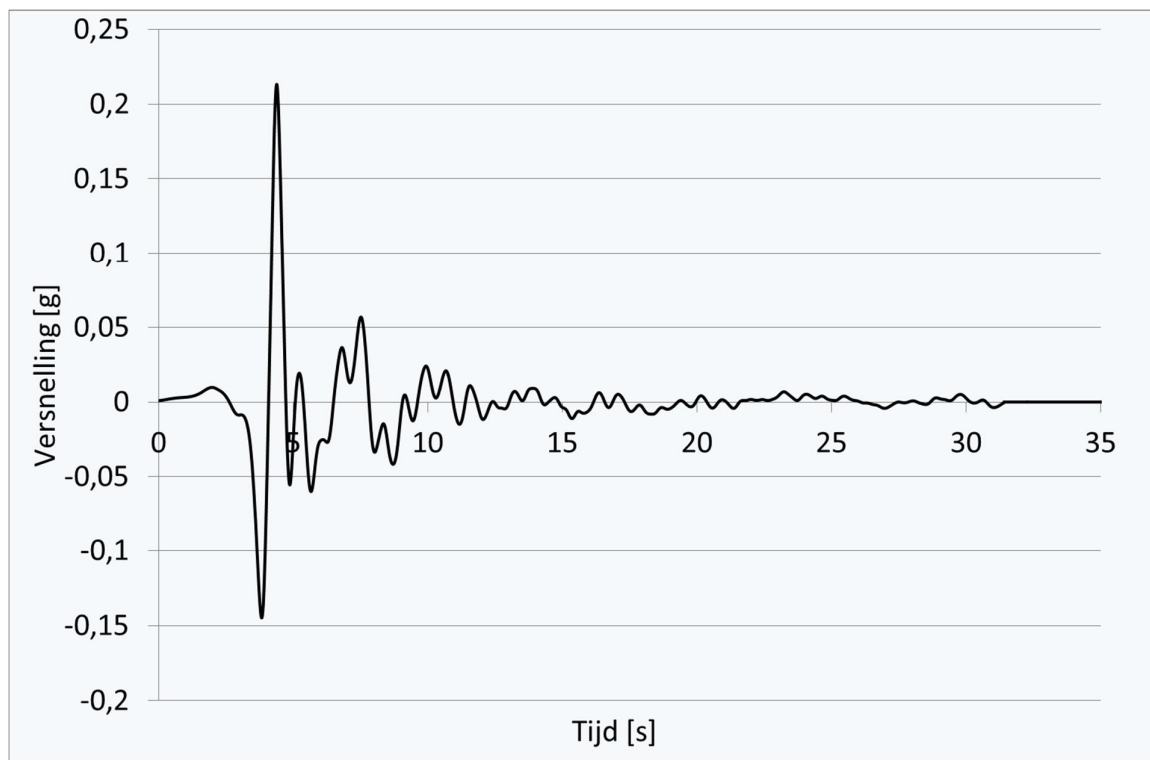


Figuur 7.5 Power functie 0,07 g aardbeving

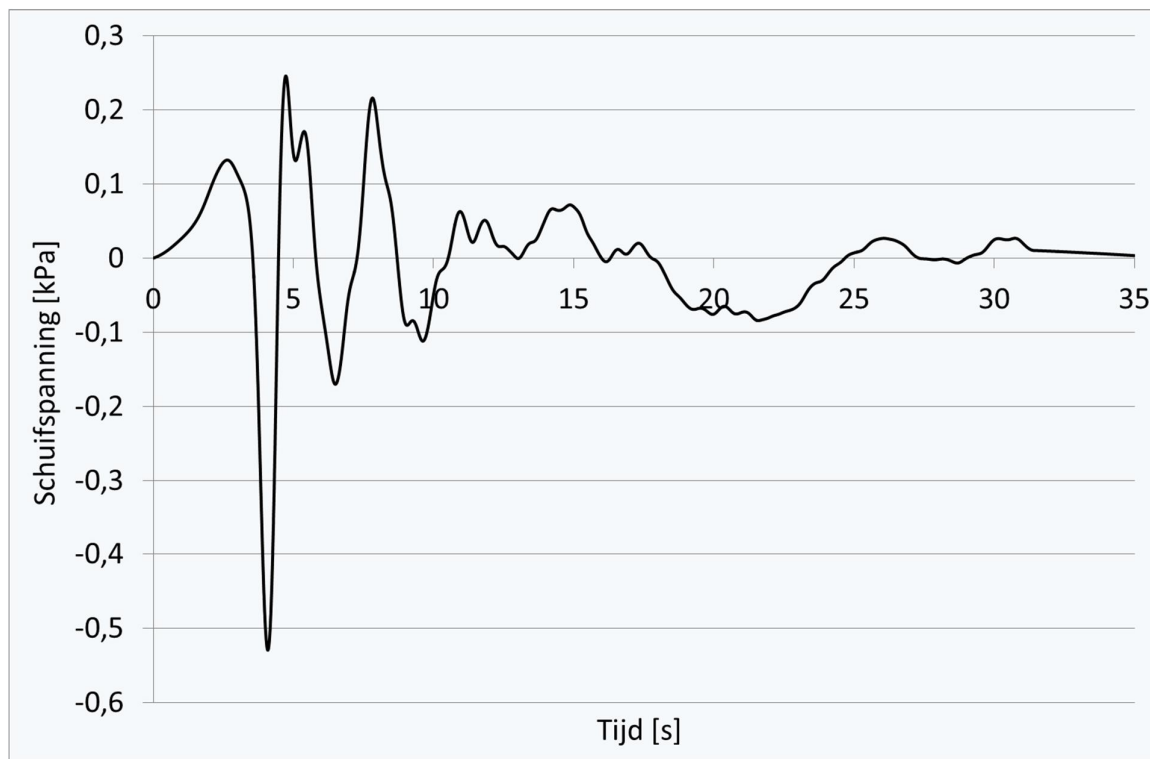
Om rekening te houden met het effect van zwaardere aardbevingen is het signaal van de 0,07 g aardbeving omgerekend naar een signaal dat met een piek maaiveldversnelling van 0,21 g. Dit signaal is weergegeven in Figuur 7.6. Ook dit signaal is aan de voorzijde ingekort aangezien de waarden daar gelijk of nagenoeg gelijk aan nul zijn. Dit ingekorte signaal is weergegeven in Figuur 7.7. In de berekeningen is gerekend met het signaal tot 22 seconden. De aan de bodem van het model opgelegde overeenkomende schuifspanning is weergegeven in Figuur 7.8, en de bijbehorende power functie in Figuur 7.9.



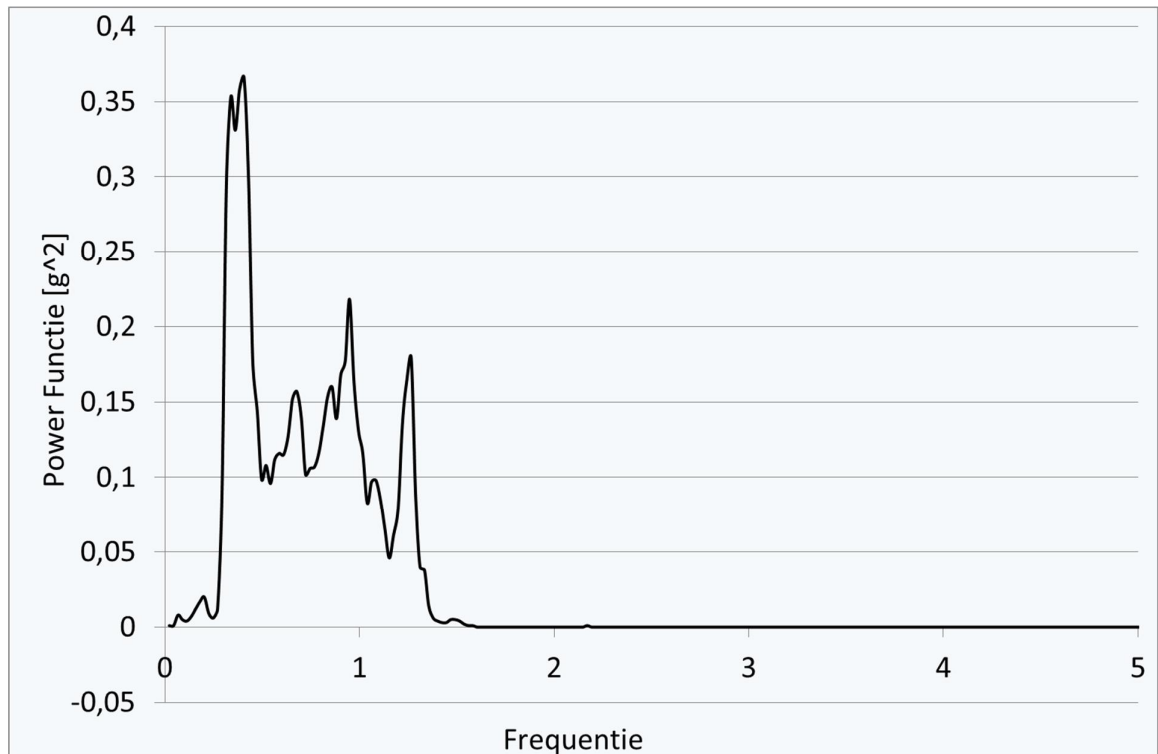
Figuur 7.6 Aardbevingssignaal KNMI versnelling in g tegen de tijd) 0,21 g aardbeving



Figuur 7.7 Ingekort aardbevings signaal KNMI (versnelling in g tegen de tijd) 0,21 g aardbeving



Figuur 7.8 Opwaarts bewegende schuifspanning (input belasting analyses) 0,21 g aardbeving



Figuur 7.9 Power functie 0,21 g aardbeving

A.3 Berekeningsopzet

A.3.1 Inleiding

De berekening is gefaseerd opgezet. In eerste instantie zijn analyses op een elastische kolom grond uitgevoerd waarbij bepaald is wat de eigenfrequentie(s) is/zijn van de bodem. In de tweede fase is een 3D analyse uitgevoerd waarbij het gebouw is aangebracht en de respons voor het aardbevingssignaal doorgerekend. Beide fasen worden hieronder nader toegelicht.

A.3.2 Vrije trilling kolom analyse

Fasering berekening

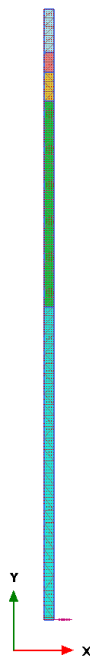
De fasering van de berekening is in dit geval als volgt:

- 1 Opbouw bodemlagen en grondwaterstand
- 2 Aanbrengen belasting
- 3 Weghalen belasting en vrije trilling van de grondkolom

Gebruikte eindige elementen mesh

In Figuur 7.10 is de gebruikte eindige elementen mesh weergegeven voor de vrije trilling kolom analyses. De linker en rechterzijde van de mesh zijn aan elkaar gekoppeld in de zin dat de horizontale verplaatsingen aan beide zijden gelijk zijn. Dit komt overeen met de situatie in het vrije veld tijdens een aardbeving. Omdat er in een elastische analyse geen

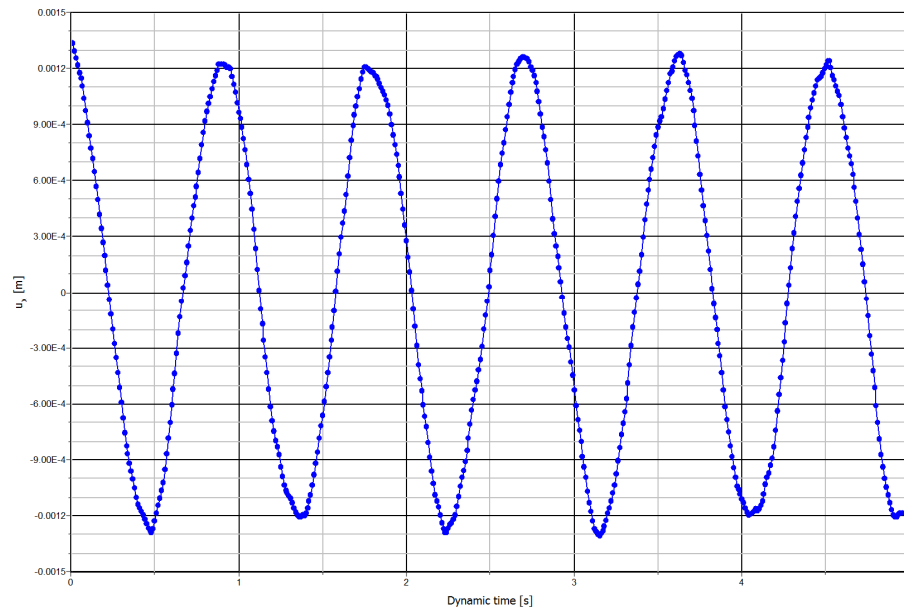
demping aanwezig is zal de kolom na het weghalen van de belasting met zijn eigenfrequentie(s) gaan trillen.



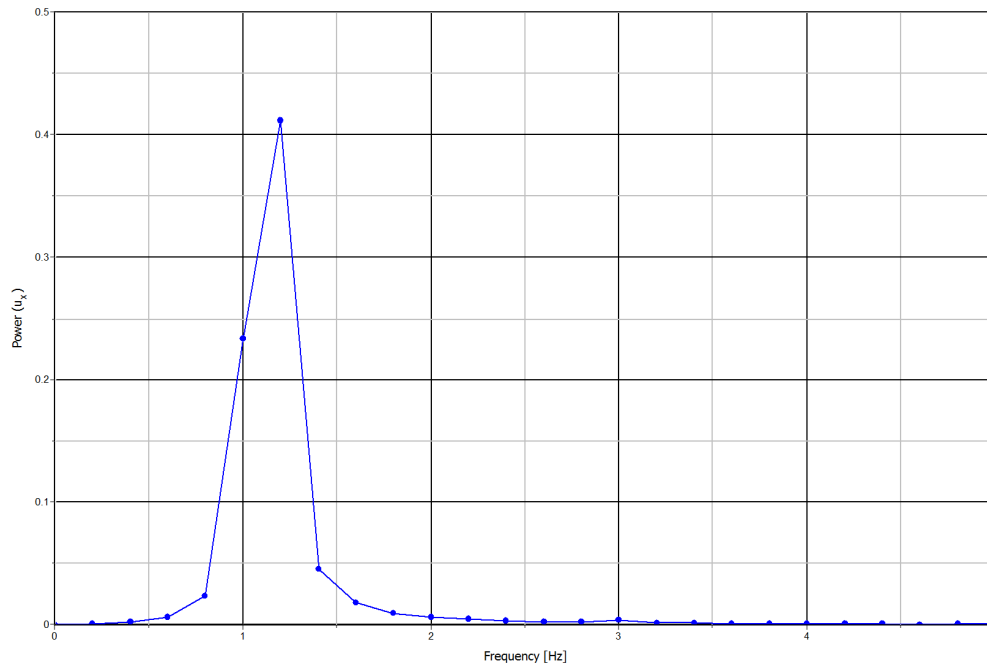
Figuur 7.10 Mesh gebruikt in de kolom analyse

Resultaten van de berekeningen

Het resultaat van deze berekening is weergegeven in Figuur 7.11 en Figuur 7.12. Uit Figuur 7.12 blijkt dat de eigenfrequentie van het bodemsysteem ca. 1,2 Hz is. Dit betekent dat voor een aardbevingssignaal dat op en rond deze frequentie veel energie bevat (dit is te zien in het power spectrum van de aardbeving) in de grond versterking van de beweging (opslingering) kan worden verwacht.



Figuur 7.11 Berekende verplaatsingen kolom analyse (vrije trilling)



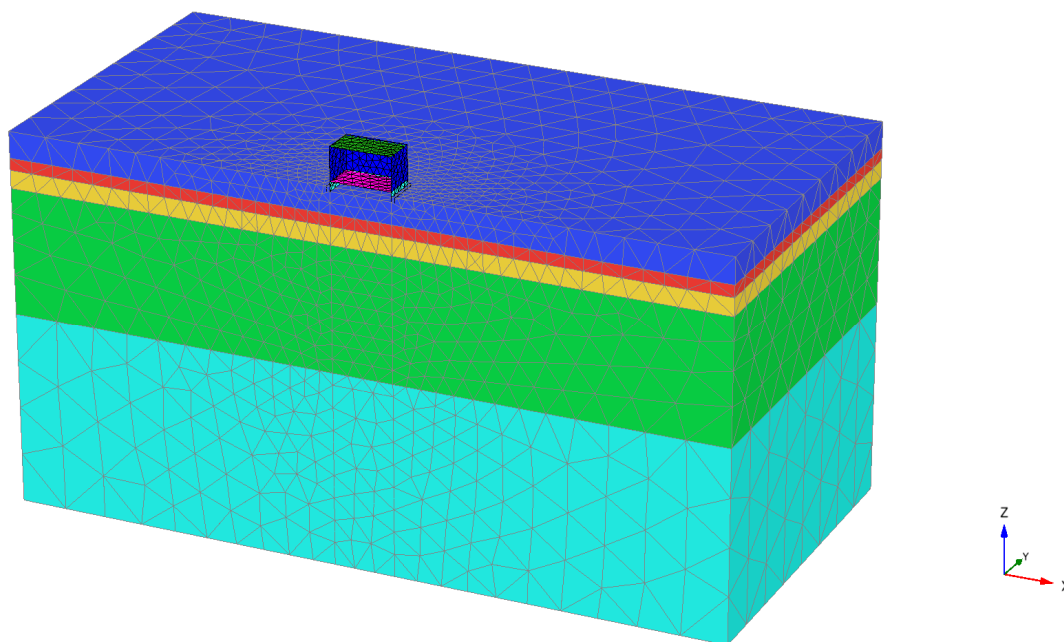
Figuur 7.12 Berekende eigen frequenties kolom analyse (vrije trilling)

A.3.3 3 dimensionale analyses

Gebuchte eindige elementen mesh

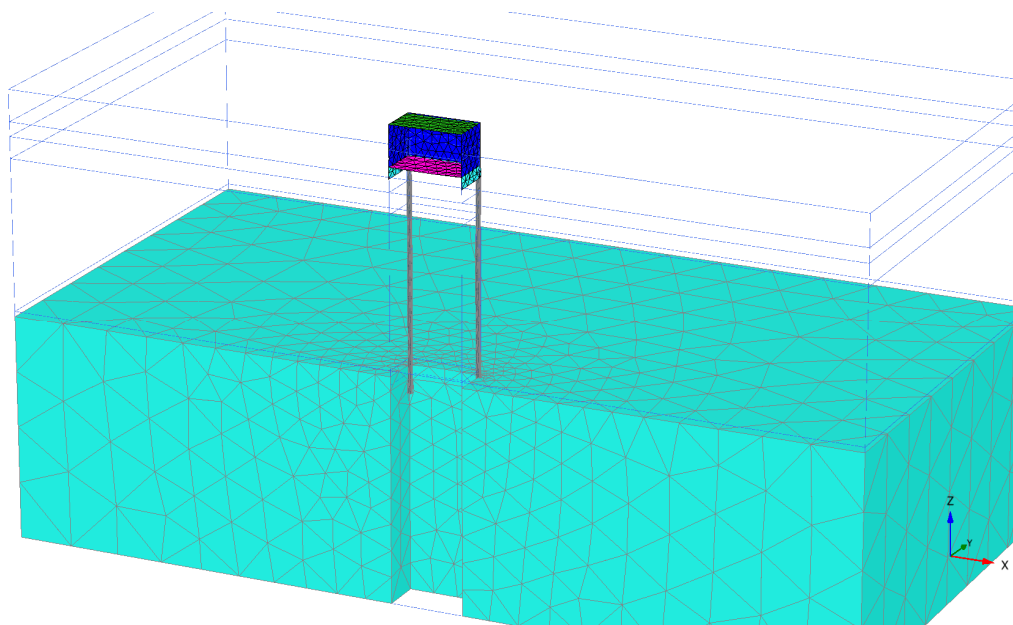
In Figuur 7.13 is de gebuchte eindige elementen mesh weergegeven. In verband met symmetrie is gewerkt met een half model. In het midden van de mesh is het gebouw zichtbaar.

De zijvlakken van de mesh, uitgezonderd het symmetrievlak, zijn absorberend en het ondervlak vormt een zgn. “compliant base”, hier wordt de aardbevingsbelasting opgelegd. Het gebouw is gemodelleerd met plaalementen en de grond en palen met volume elementen. De palen zijn lineair elastisch gemodelleerd.

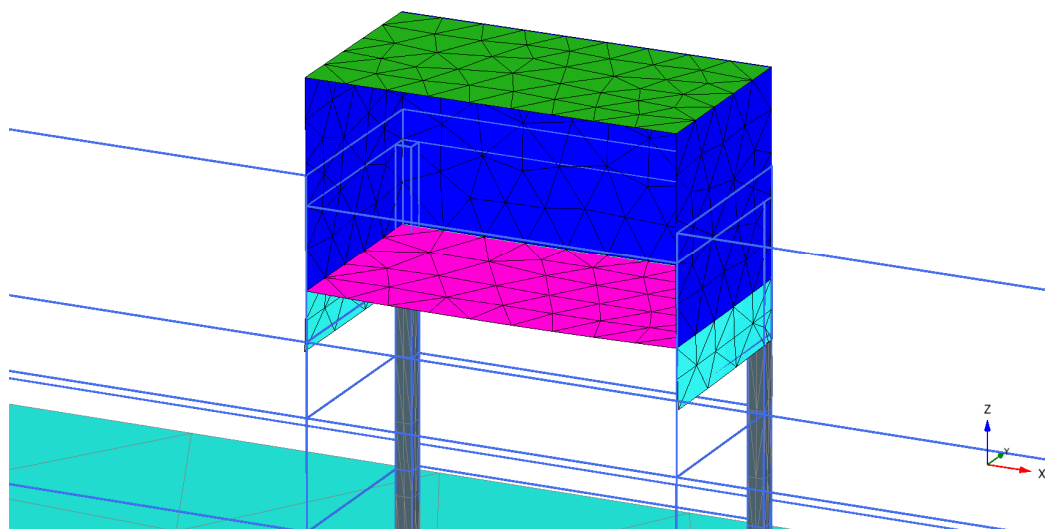


Figuur 7.13 3D Mesh gehanteerd bij de analyses

Een opengewerkt model waarbij het gebouw met de paalfundering zichtbaar is, is weergegeven in Figuur 7.14. Het gebouw is in meer detail weergegeven in Figuur 7.15.



Figuur 7.14 Opengewerkte 3D Mesh: onderste grondlaag, gebouw plus palen



Figuur 7.15 Opengewerkte 3D Mesh detail: gebouw plus palen

Uitgevoerde berekeningen

Met deze mesh zijn 4 berekeningen uitgevoerd: voor beide aardbevingssignalen (0,01 en 0,21 g) zijn analyses uitgevoerd met en zonder het gebouw. Alle berekeningen zijn elasto-plastisch (EP) uitgevoerd. Dat wil zeggen dat bezwijken van de grond kan optreden waardoor de krachten op de fundering kunnen worden gelimiteerd.

Fasering berekeningen

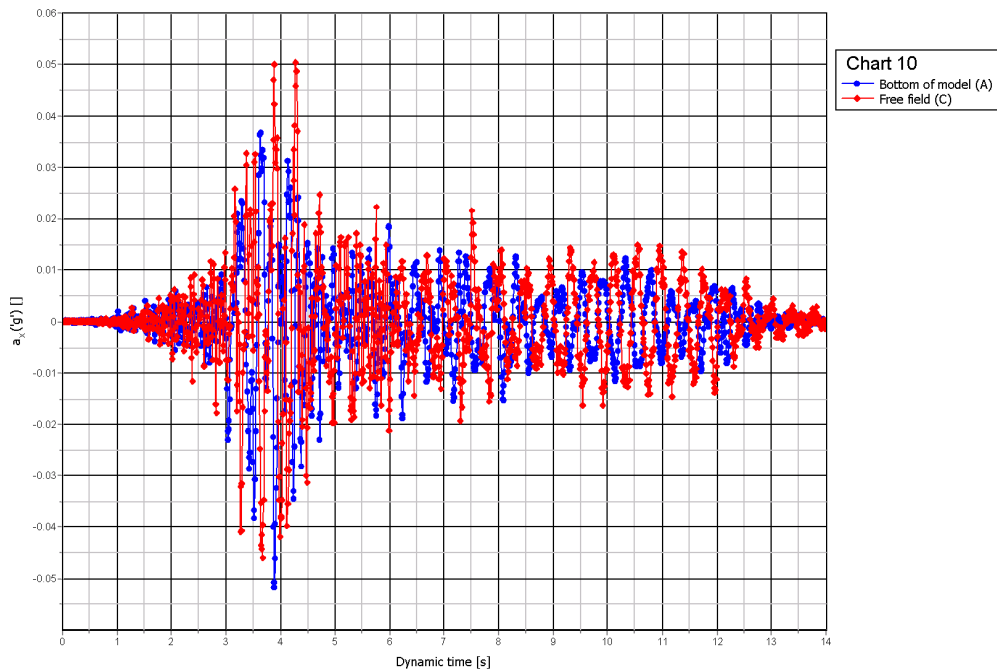
De fasering van de berekeningen is als volgt:

- 1 Opbouw bodemlagen en grondwaterstand
- 2 Paalinstallatie
- 3 Aanbrengen ontgraving, randbalken en bovenbelasting binnen de ontgraving
- 4 Aanbrengen gebouw
- 5 Overschakelen van statische naar dynamische bodemparameters
- 6 Aanbrengen aardbevingssignaal

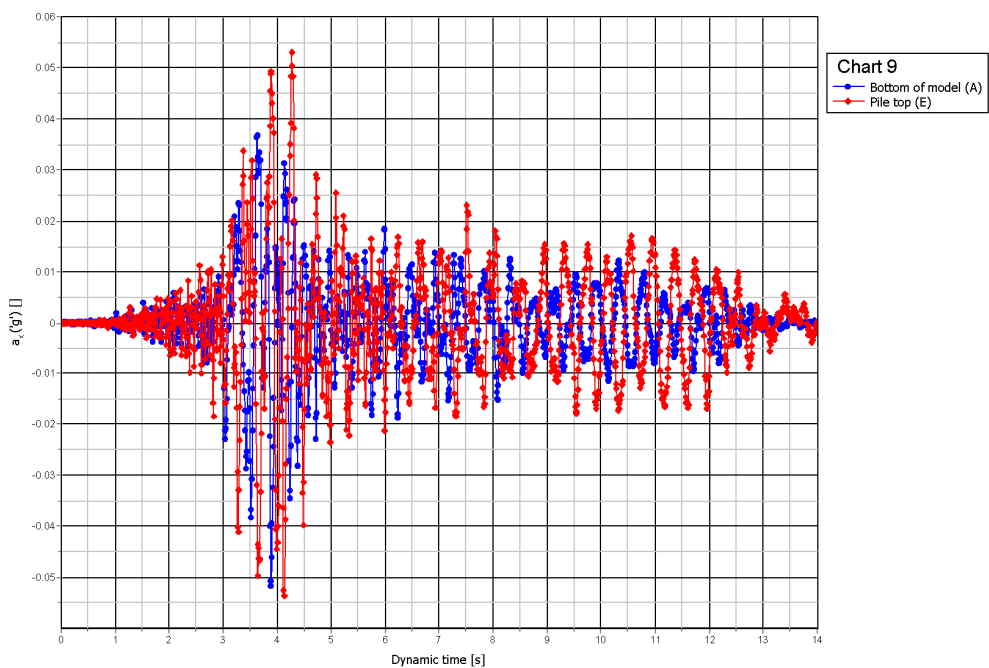
Fasen 2, 3 en 4 uiteraard alleen voor de analyses waarbij het gebouw is mee gemodelleerd.

A.4 Berekeningsresultaten

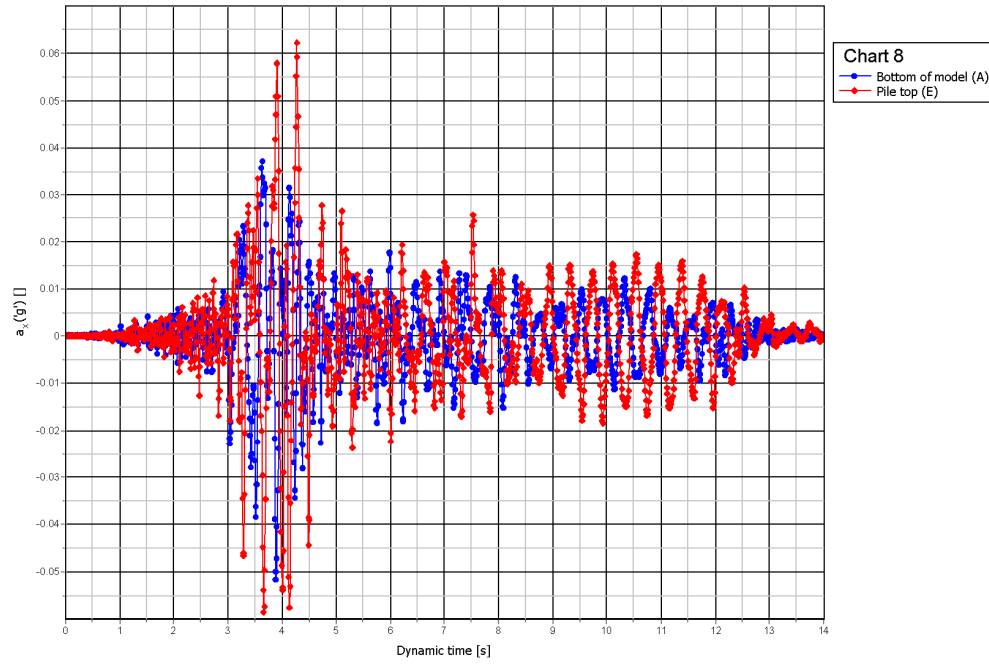
De resultaten van de 3 D analyses zijn in deze paragraaf weergegeven in de vorm van diverse grafieken. Deze grafieken zijn hieronder weergegeven in Figuur 7.16 t/m Figuur 7.23.



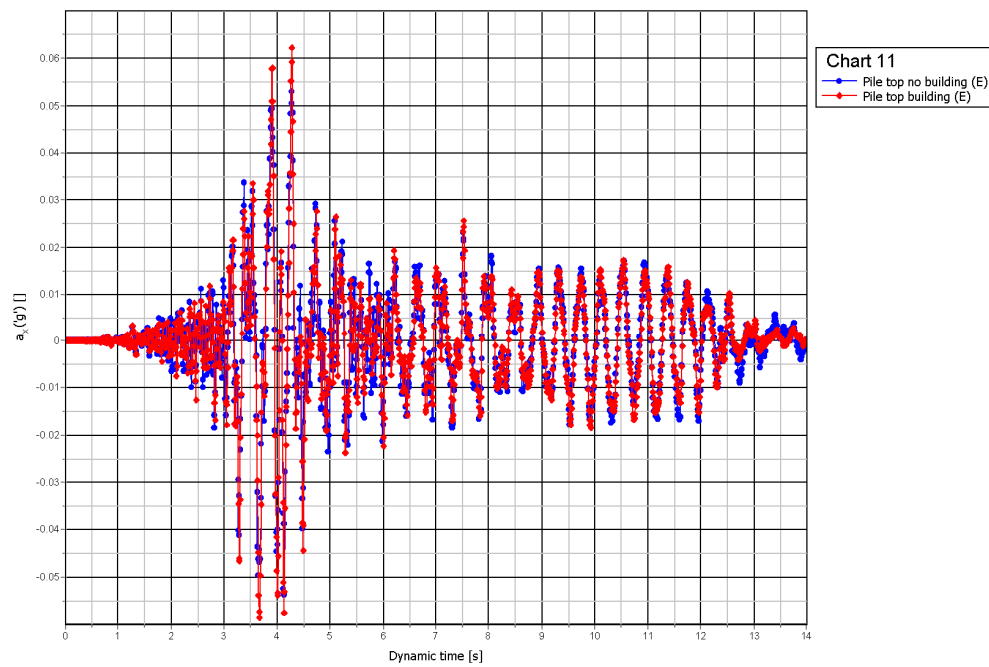
Figuur 7.16. Input signaal en vrije veld respons EP 3D analyse; 0,07 g.



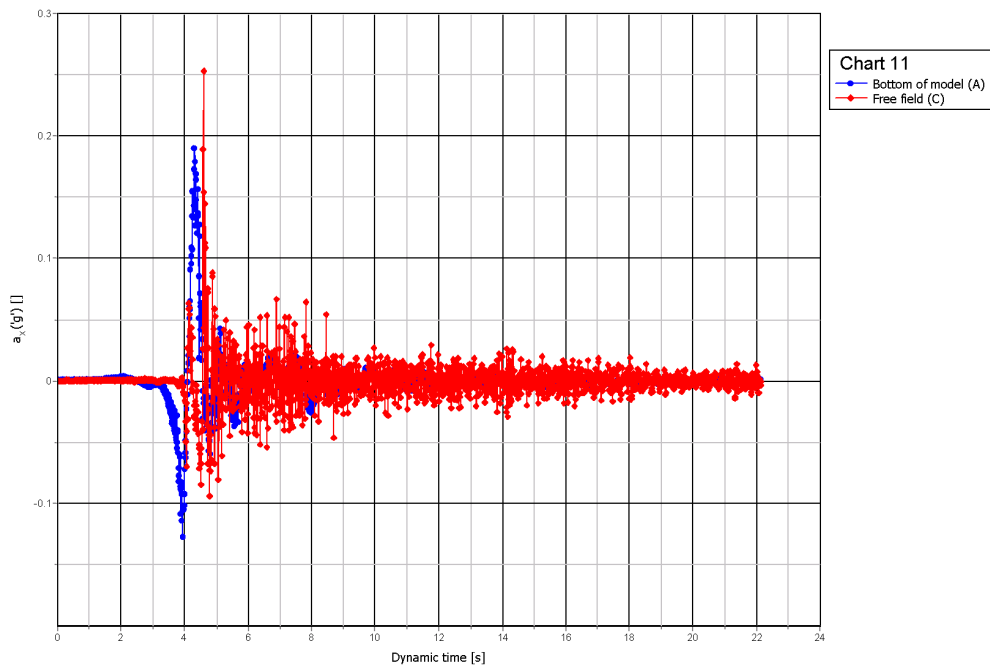
Figuur 7.17. Input signaal en grond respons t.p.v. paalkop locatie EP 3D analyse; 0,07 g.



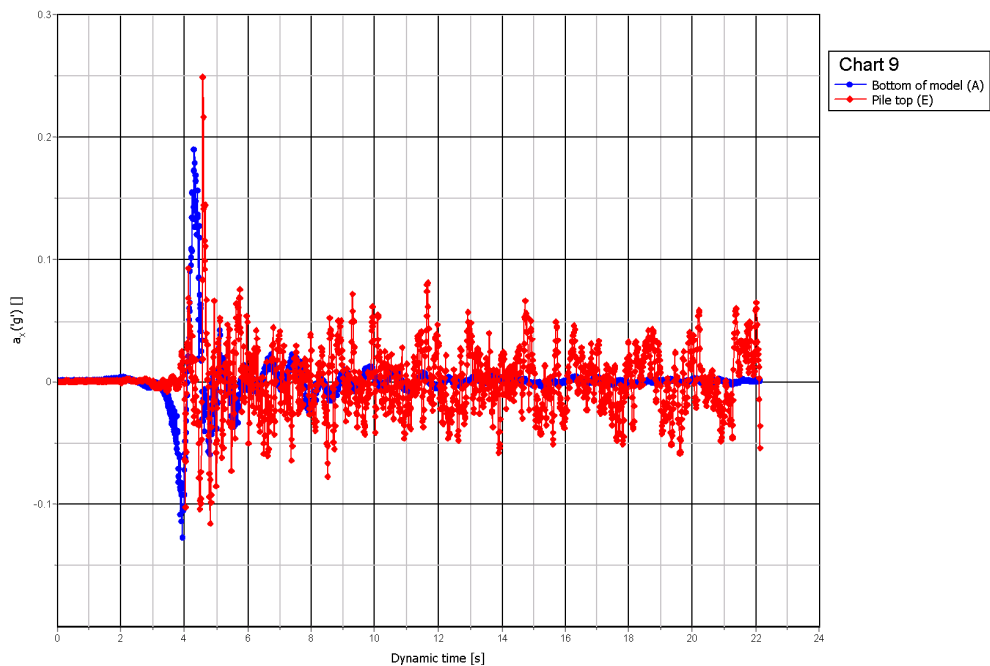
Figuur 7.18. Input signaal en paalkop respons EP 3D analyse; 0,07 g.



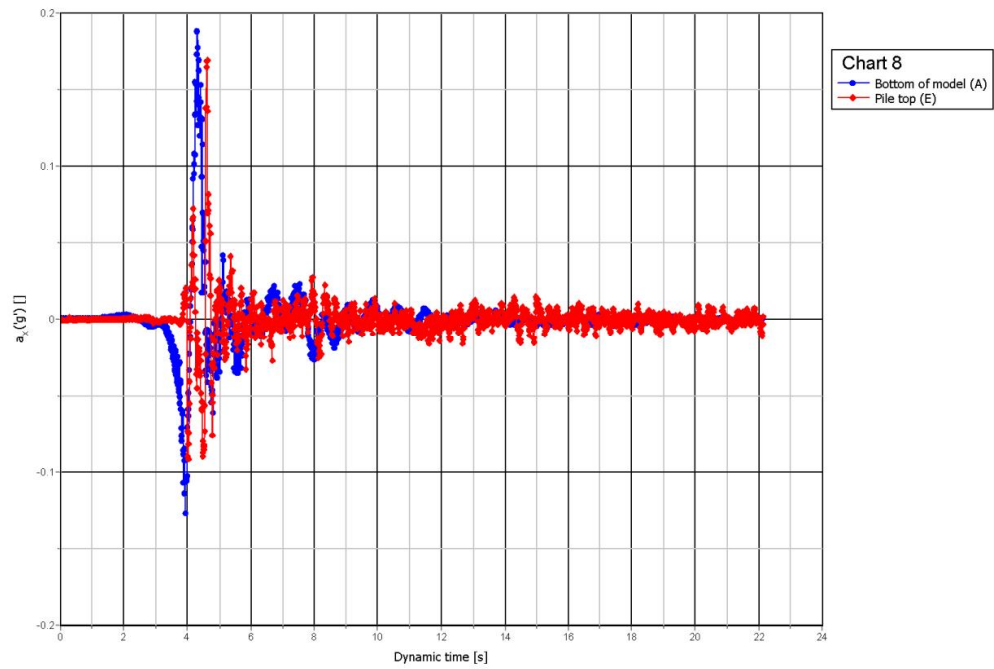
Figuur 7.19. Respons t.p.v. paalkop locatie voor grond en betonpaal EP 3D analyse; 0,07 g.



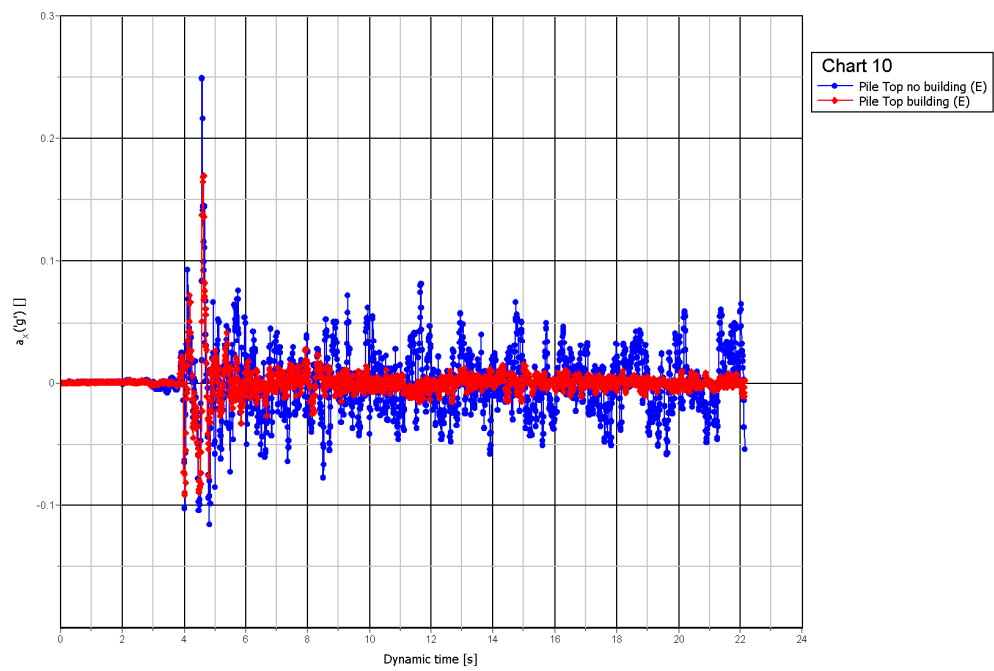
Figuur 7.20. Input signaal en vrije veld respons elasto-plastische 3D analyse; 0,21 g.



Figuur 7.21. Input signaal en grond respons t.p.v. paalkop locatie EP 3D analyse; 0,21 g.



Figuur 7.22. Input signaal en paalkop respons EP 3D analyse; 0,21 g.



Figuur 7.23. Respons t.p.v. paalkop locatie voor grond en betonpaal EP 3D analyse; 0,21 g.

A.5 Interpretatie berekeningsresultaten

Uit Figuur 7.16 en Figuur 7.17 blijkt dat voor de aardbeving van 0,07 er sprake is van een geringe versterking van het signaal. Zowel het maaiveld als de grond op de locatie waar in de som met het gebouw de paalkop aanwezig is (rode lijnen in de grafieken) bewegen meer dan het inputsignaal (blauwe lijnen in de grafieken).

In Figuur 7.18 is te zien dat ook de paalkoppen van het gebouw versterking van het signaal vertonen. Vergelijking van de respons van de paalkop en de grond op zelfde locatie indien er geen gebouw aanwezig is in de berekening laat zien dat, voor de 0,07 g aardbeving, de versterking bij aanwezigheid van de palen groter is dan zonder de palen, zie Figuur 7.19.

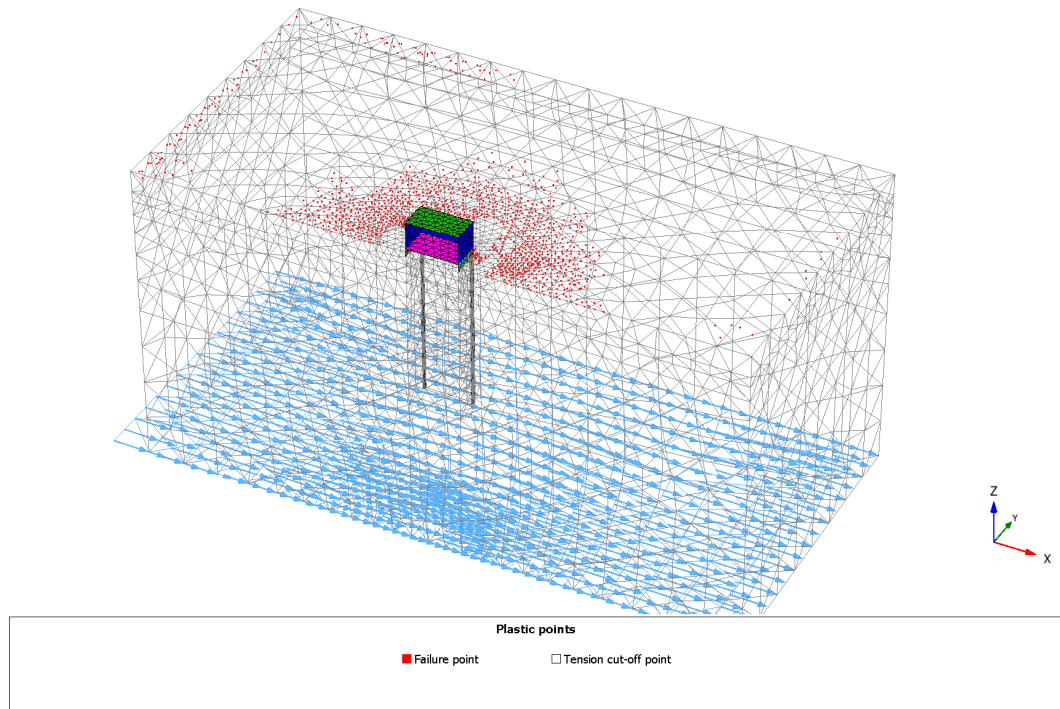
Voor de grootste waarden is de overdrachtsfactor ongeveer gelijk aan 1,2, voor lagere waarden is de factor ongeveer gelijk aan 1.

Ook voor de aardbeving van 0,21 g geldt dat er sprake is van versterking van het signaal zie Figuur 7.20 en Figuur 7.21. Zowel het maaiveld als de grond op de locatie waar in de som met het gebouw de paalkop aanwezig is (rode lijnen in de grafieken) bewegen meer dan het inputsignaal (blauwe lijnen in de grafieken). Gezien de eigenfrequentie van de grond en het power spectrum van de aardbeving, zie Figuur 7.9, is versterking conform de verwachting.

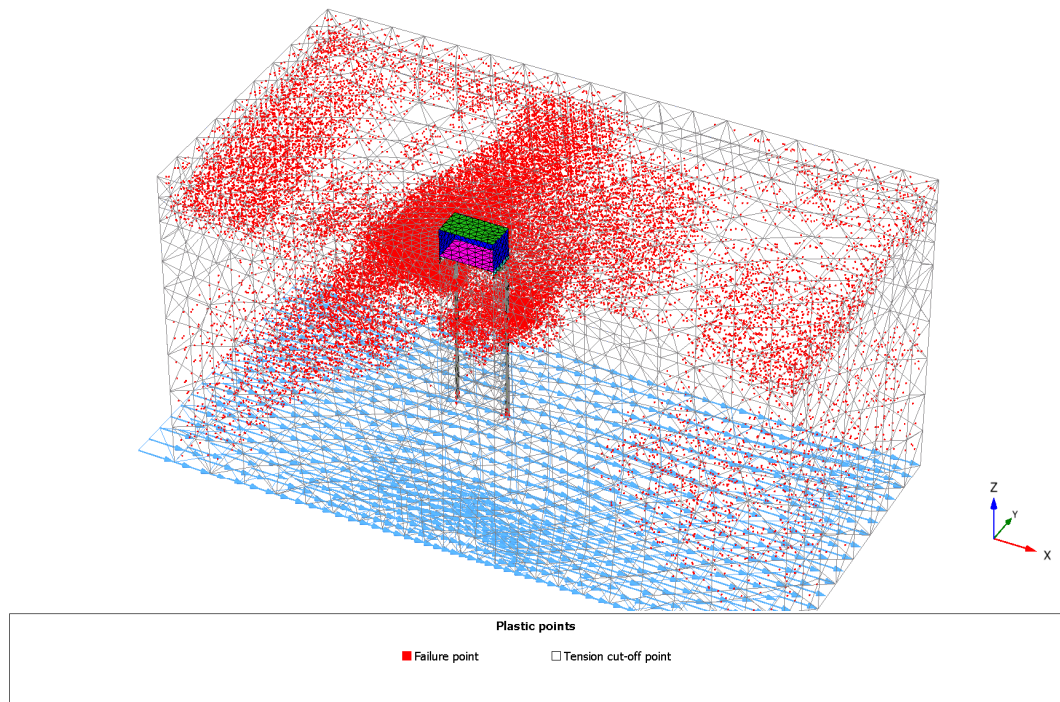
In Figuur 7.22 is echter te zien dat de paalkoppen van het gebouw een reductie ten opzichte van het inputsignaal vertonen. Vergelijking van de respons van de paalkop en de grond op zelfde locatie indien er geen gebouw aanwezig is in de berekening laat zien dat, voor de 0,21 g aardbeving, bij aanwezigheid van de palen er ook voor die locatie sprake is van reductie van het signaal vergeleken met het geval zonder palen, zie Figuur 7.23. Deze reductie bedraagt voor de maximale piek circa 30 % dus de overdrachtsfactor is daarvoor circa 0,7. Voor lagere waarden (later in de tijd) loopt de overdrachtsfactor sterk terug in waarde, zie het verschil tussen de rode en de blauwe lijn in Figuur 7.23.

Een reden voor de lagere overdrachtsfactor bij een zwaardere aardbeving kan de vorming zijn van meer plasticiteit in de grond. In Figuur 7.24 is te zien dat bij de aardbeving met een kracht van 0,07 slechts beperkte plasticiteit in de bodem ontstaat. Figuur 7.25 laat zien dat er bij een aardbeving van 0,21 g aanzienlijk meer plasticiteit ontstaat. Plasticiteit van de grond beperkt de grootte van de overdracht van belastingen tussen de grond en de fundering. De plasticiteit op het raakvlak van palen en de funderingsmuren van het gebouw is weergegeven in Figuur 7.24 voor de aardbeving van 0,07 g en in Figuur 7.27 voor de aardbeving van 0,021 g. In deze figuren is duidelijk te zien dat bij de aardbeving van 0,21 g meer plasticiteit optreedt dan bij die van 0,07 g.

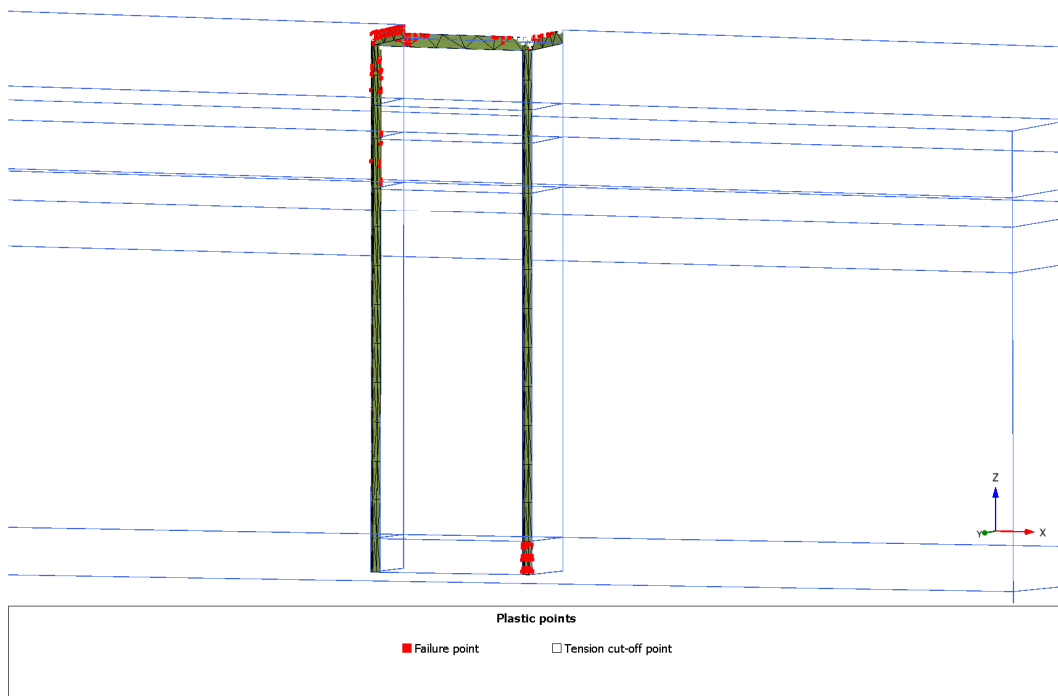
Ook andere factoren zoals de massa en de stijfheid en afmetingen van het gebouw en de power functie van de aardbeving kunnen invloed hebben op de overdrachtsfactor. Dit is te onderzoeken door aanvullende analyses uit te voeren. Dat valt echter buiten het kader van dit onderzoek.



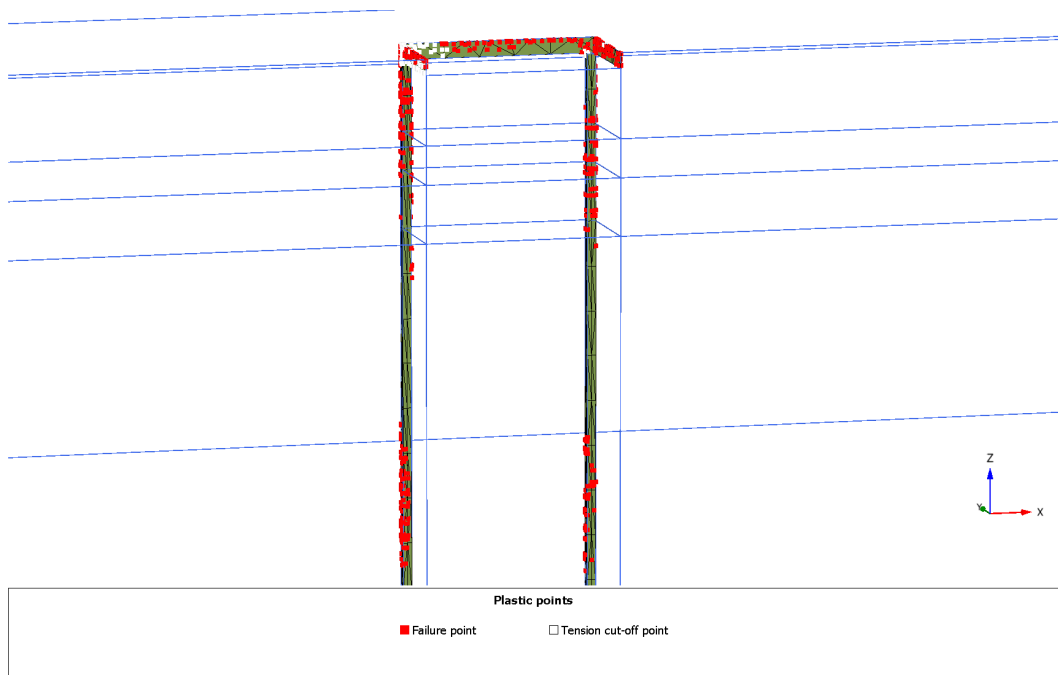
Figuur 7.24. Plasticiteit in grond EP 3D analyse, 0,07 g



Figuur 7.25. Plasticiteit in grond EP 3D analyse, 0,21 g



Figuur 7.26 Plasticiteit in grond op raakvlak palen en funderingsmuren van gebouw bij 0,07 g



Figuur 7.27 Plasticiteit in grond op raakvlak palen en funderingsmuren van gebouw bij 0,21 g

NB. Uit de resultaten zoals gepresenteerd in Figuur 7.16 t/m Figuur 7.23 blijkt dat bij de aardbeving van 0,21 g sprake is van “ruis” in de oplossing. In alle grafieken zijn hoge

frequenties aanwezig die niet in die mate aanwezig zijn in het inputsignaal. Dit wordt vermoedelijk veroorzaakt door de lage demping die in het systeem aanwezig is. Er is namelijk niet gerekend met Rayleigh demping. Het toevoegen van dergelijke demping kan het resultaat verbeteren. Ook het toepassen van een grotere mesh en/of het gebruiken van een “consistent mass” matrix kunnen, in elk geval in theorie, het resultaat verbeteren. Gezien het feit dat de resultaten voor de grootste piekversnelling ook in dit geval bruikbaar zijn, en rekening houdend met de beperkte tijd die beschikbaar was, is volstaan met de hier gerapporteerde analyses.

A.6 Vergelijking resultaten

A.6.1 Vergelijking piekversnelling

In Tabel 7.2 worden de berekende piekversnellingen op maaiveld vergeleken. Tevens is bij de berekeningen van een gebouw op palen aangegeven wat de verhouding is ten opzichte van de vrije veld situatie.

Wat opvalt is dat de vrije veld trilling bij de middelzware aardbeving hoogfrequente trillingen bevatten die verder in het signaal niet aanwezig zijn. De oorzaak hiervan was binnen dit onderzoek niet te achterhalen. Verwacht wordt dat die frequenties een numerieke, en geen fysische oorzaak hebben. Om die reden is bij de middelzware aardbeving tevens het signaal gefilterd op 25 Hz.

Berekening	Situatie	Piekversnelling [g]	Opslintering door gebouw
$a_{\max} = 0,07g$	Vrije veld	0.051	--
	Fundering op palen	0.062	1.23
$a_{\max} = 0,21g$	Vrije veld	0.253	--
	Fundering op palen	0.169	0.67
$a_{\max} = 0,21g$ filtering op 25 Hz	Vrije veld	0.195	--
	Fundering op palen	0.165	0.85

Tabel 7.2 Vergelijking piekversnelling

Bij een fundering op palen is er de invloed van het gebouwtje merkbaar aanwezig. Bij kleine aardbevingen is er sprake van een versterking en bij een middelzware aardbeving van een afname van de piekversnelling.

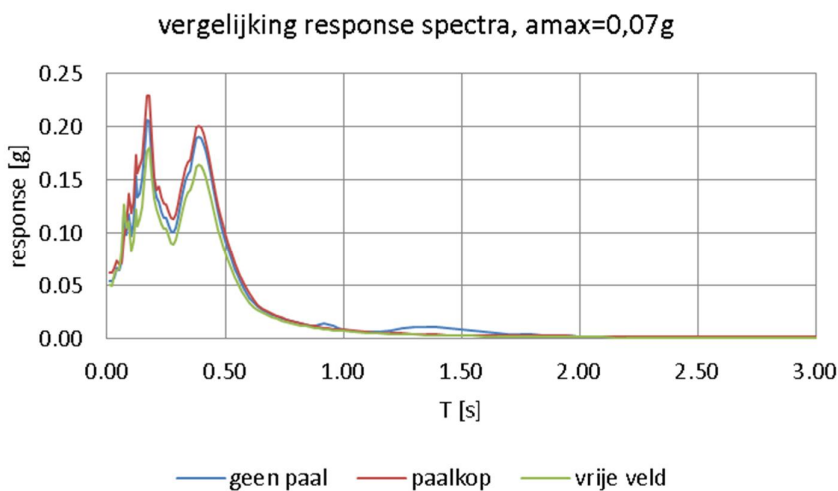
A.6.2 Gevolgde procedure bepaling response spectra

De berekende signalen zijn ingevoerd in het programma EERA. Met dit programma is vervolgens de responsie van de grond bepaald. Onderdeel daarvan is het respons spectrum aan maaiveld. Het respons spectrum is bepaald voor 5% demping.

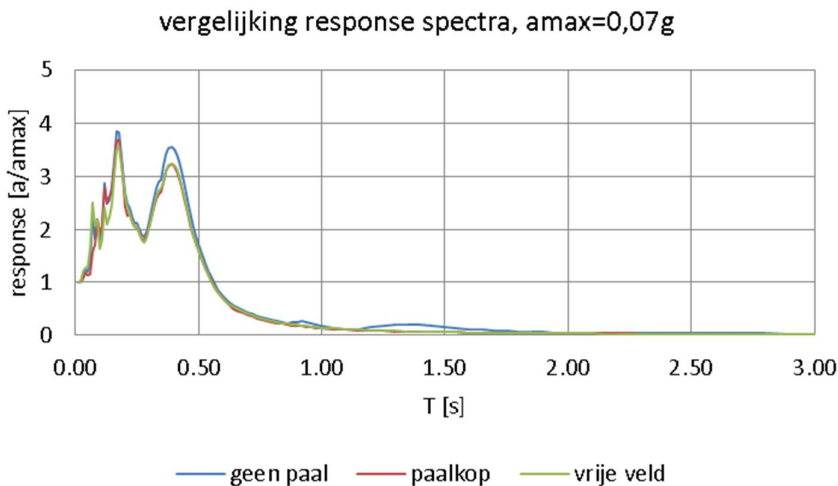
Het signaal is gefilterd op 50 Hz. Dit heeft geen invloed, want de tijdstap in het aangeleverde signaal is 0,01 s of 0,0108 s.

A.6.3 Vergelijking response spectra

De response spectra worden op twee manieren met elkaar vergeleken. Zowel de absolute response als de genormaliseerde respons worden met elkaar vergeleken.

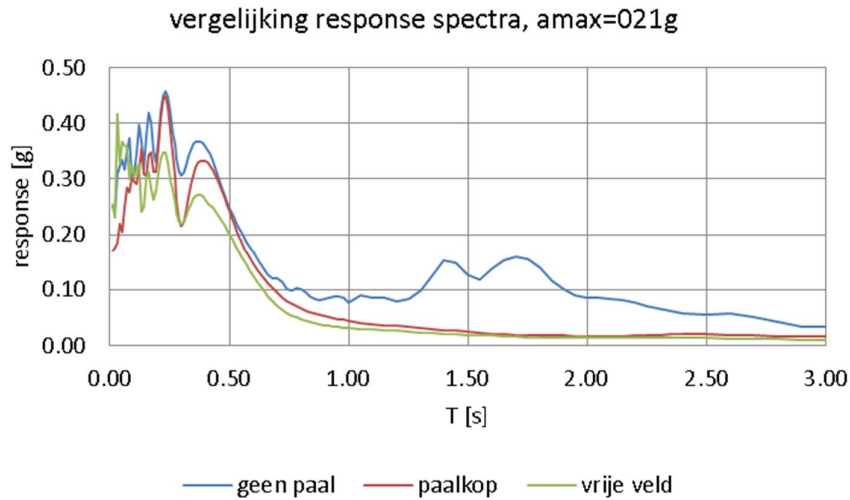
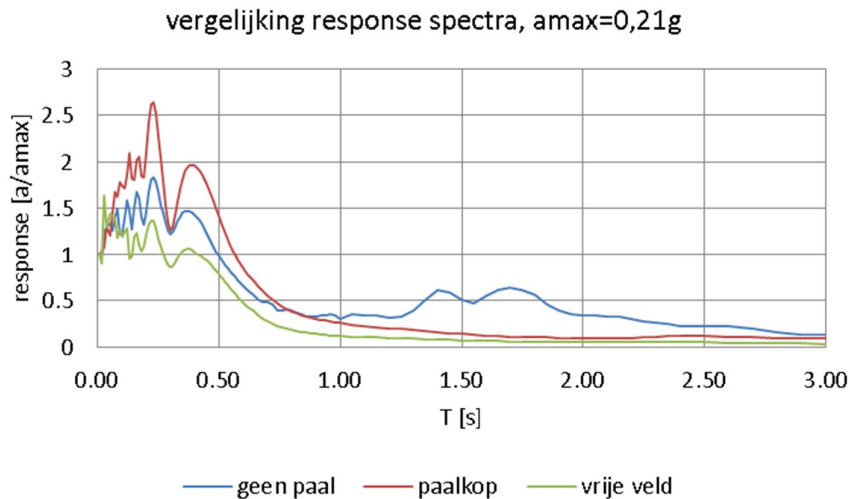


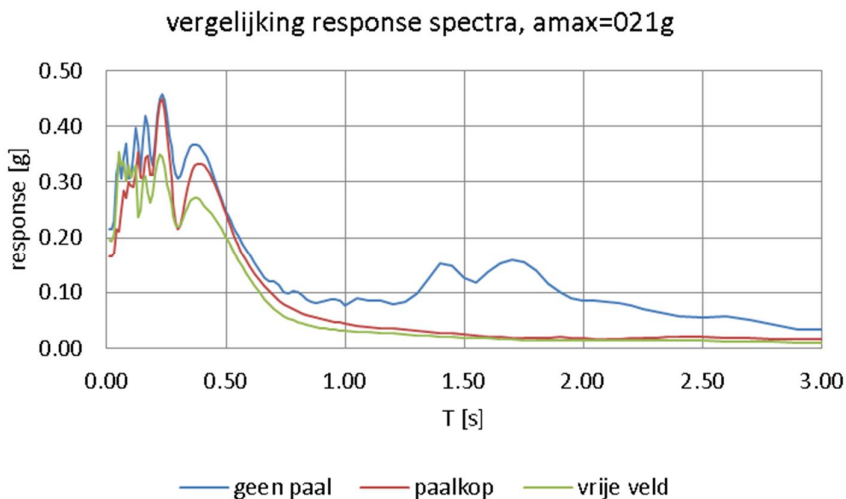
Figuur 7.28 Response spectra, $a_{max} = 0,07g$



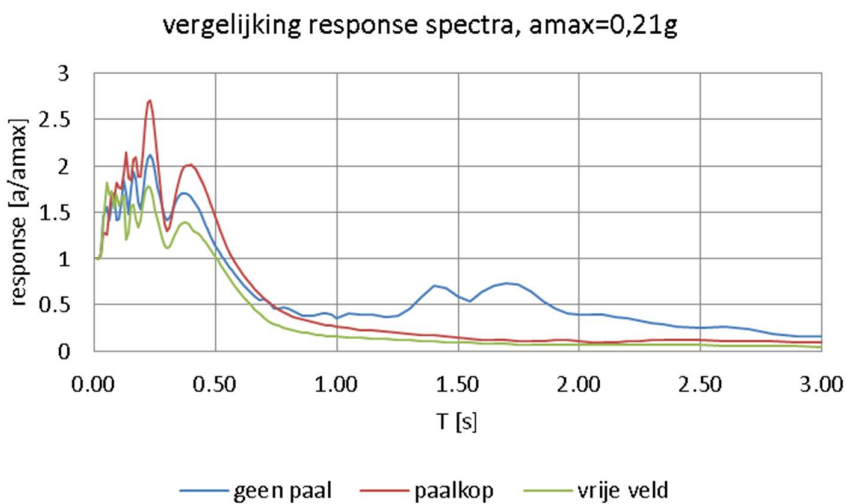
Figuur 7.29 Response spectra, $a_{max} = 0,07g$

Bij een lichte aardbeving heeft een gebouwtje een versterking van de respons tot gevolg. Dit is met name zichtbaar voor de wat hogere eigen perioden.

Figuur 7.30 Response spectra, $a_{max} = 0,21g$ Figuur 7.31 Response spectra, $a_{max} = 0,21g$



Figuur 7.32 Response spectra, $a_{max} = 0,21g$, filtering op 25 Hz



Figuur 7.33 Response spectra, $a_{max} = 0,21g$, filtering op 25 Hz

Bij een middelzware aardbeving is het respons spectrum groter wanneer de invloed van het gebouwtje op de versnelling wordt meegenomen.

A.7 Conclusies

Gebaseerd op de resultaten van de hier gepresenteerde berekeningen wordt geconcludeerd dat voor lichte aardbevingen de overdrachtsfactor voor de grootste waarden in het signaal ongeveer gelijk is aan 1,2, voor lagere waarden is de factor ongeveer gelijk aan 1.

Bij zwaardere aardbevingen kan plasticiteit in de bodem ontstaan waardoor de overdrachtsfactor kleiner kan worden. Voor de 0,21 g aardbeving is hier een waarde van

maximaal 0,7 berekend. Dit is geval afhankelijk en zou dan ook per locatie, aardbevingssignaal en gebouwtype moeten worden bepaald.

Meenemen van de bebouwing in de grond responsie berekening heeft invloed op het berekende versnellingssignaal ter plaatse van de fundering. In de beschouwde situatie wordt voor een fundering op palen zowel een versterking als een verzwakking gevonden van de piekversnelling aan maaiveld.

Voor het respons spectrum is er sprake van een versterking ten opzichte van het respons spectrum bij een vrije veld trilling.

Verwaarlozen van de invloed van een gebouw op de versnellingen bij de fundering is dus niet altijd een veilige benadering.

Tot slot wordt nog opgemerkt dat in de berekening een klein gebouwtje is gemodelleerd. De conclusies kunnen dus niet zonder meer van toepassing worden verklaard voor alle gebouwen. Bij grote gebouwen kan de invloed afwijken. Of dat zo is, en zo ja in welke richting en in welke mate, is zonder onderzoek niet aan te geven. De versterking kan voor bepaalde frequenties aanzienlijk zijn. Niet onderzocht is of die frequenties samen vallen met bepaalde eigen frequenties van de ondergrond.

A.8 Referenties

[1] CUR 166 Damwandconstructies oktober 1993

B TNO rapport hoogspanningsmasten

TNO-rapport

TNO 2013 R11945

**Quick scan van twee hoogspanningsmasten:
standaardmast 55 en hoekmast 29 onder
aardbevingsbelasting in Groningen**

Technical Sciences

Stieltjesweg 1
2628 CK Delft
Postbus 155
2600 AD Delft

www.tno.nl

T +31 88 866 20 00
F +31 88 866 06 30
infodesk@tno.nl

Datum	9 december 2013
Auteur	ir. J.M.J. Oostvogels
Aantal pagina's	16
Opdrachtgever	Deltares t.a.v. M. Korff Postbus 177 2600 MH Delft
Projectnummer	060.06329

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vernenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, foto-kopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belang-hebbenden is toegestaan.

© 2013 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	3
2	Quick scan standaardmast 55	4
2.1	Technische gegevens van standaardmast 55, type TB1500	4
2.2	Eenvoudige verkennende calculaties van de standaardmast 55	6
2.3	Aannamen en beperkingen met betrekking tot de standaardmast 55	6
2.4	De eerste eigenfrequentie van de standaardmast 55	6
2.5	De bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de standaardmast	6
2.6	Toelaatbare referentiewaarde horizontale piekversnelling standaardmast 55	7
3	Quick scan hoekmast 29	9
3.1	Technische gegevens van hoekmast 29	9
3.2	Eenvoudige verkennende calculaties van de hoekmast 29	10
3.3	Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoekmast 29	11
3.4	De eerste eigenfrequentie van de hoekmast 29	11
3.5	De bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoekmast 29	11
3.6	Toelaatbare referentiewaarde horizontale piekversnelling hoekmast 29	12
4	Conclusies	13
5	Ondertekening	14
6	Referenties	15

1 Inleiding

Naar aanleiding van de recente aardbevingen in Noord-Nederland heeft EZ aan Deltares gevraagd de (constructieve) veiligheid van een aantal constructies, onder aardbevingsbelastingen veroorzaakt door gaswinning, te beoordelen op basis van een quick-scan. Een deel van dit werk is aan TNO uitbesteed en al uitgevoerd. De in Ref [6] behandelde quickscans betreffen:

- Een middelgrote windturbine
- Hoogspanningsmast 34
- Een zendmast
- Een kolom van een elektriciteit verdeelstation
- Een metselwerk gebouw van een gasverdeelstation.

Dit rapport biedt hierop een aanvulling met de analyse van twee nieuwe hoogspanningsmasten: standaardmast 55 en hoekmast 29.

Er is een spreadsheet opgesteld waarin de gegevens van deze masten zijn toegepast als uitgangspunt voor calculaties. In dit rapport worden rekenuitkomsten daaruit geciteerd.

De werkwijze bevat de volgende uitgangspunten:

- Criterium is het bezwijken van de constructie.
- Omdat er nog geen aan te houden piekgrondversnellingen vast liggen voor Groningen wordt in de omgekeerde volgorde gewerkt: bij welke piekgrondversnelling bezwijkt de constructie.
- Uitgaande van tekeningen en andere gegevens van de te onderzoeken constructies wordt de eerst eigenfrequentie van de constructie bepaald.
- Gebruik makend van deze eigenfrequentie, de massa van de constructie, een ductiliteitsfactor volgens EN 1998 en het response spectrum wordt de aardbevingsbelasting vervangen door een horizontale belasting op de constructie.
- Gekeken wordt afhankelijk van de doorsnede eigenschappen van de constructie bij welke piekgrondversnelling de constructie bezwijkt.

Bij de quickscan wordt de benaderende lateral force method (EN 1998). In de aanbevelingen worden de beperkingen van deze aanpak verder besproken.

Het gebruikte response spectrum is een eerste voorlopige inschatting op basis van een aantal karakteristieke aardbevingssignalen zoals in Groningen gemeten gedurende de afgelopen jaren. Dit spectrum kan gezien worden als omhullende en is daarom conservatief.

Bij de toetsingen op bezwijken is geen rekening gehouden met combinaties met overige belastingen.

2 Quick scan standaardmast 55

2.1 Technische gegevens van standaardmast 55, type TB1500

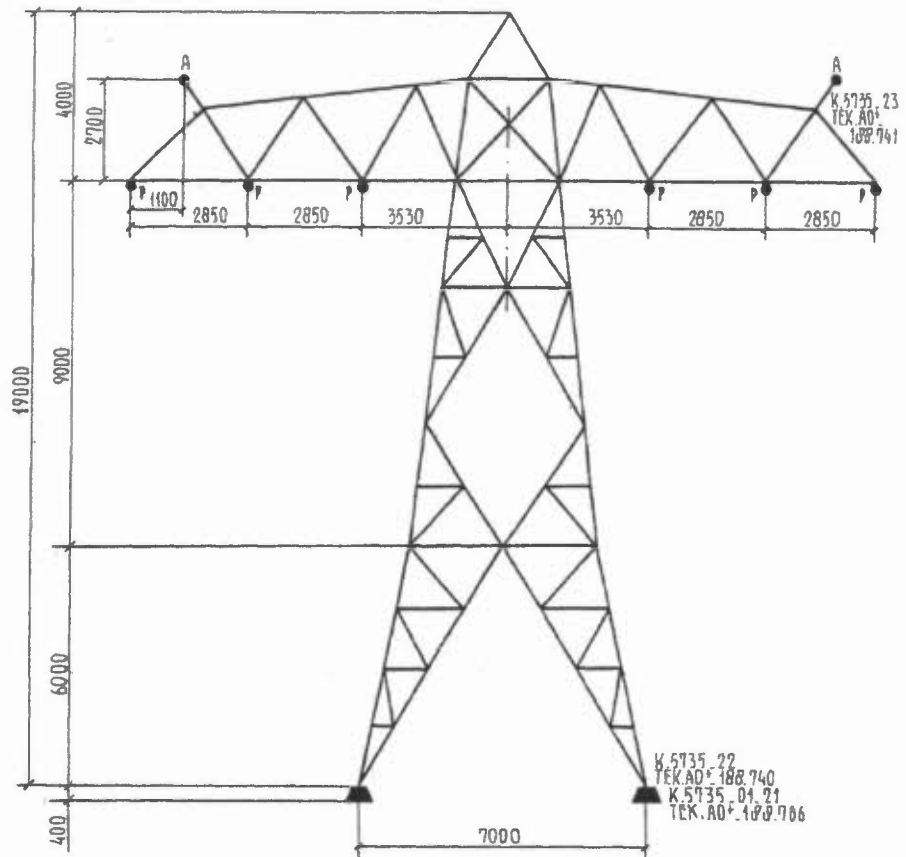
De technische gegevens van de standaardmast 55, type TB1500, zijn vastgelegd in Ref [7], daar wordt deze mast gepresenteerd als een onderdeel van de 110 kiloVolt lijn Groningen - Heveskes. De mast staat in het veld met een tussenruimte van 316 meter. De omvang van de beschikbare technische gegevens is beperkt; de materiaalkwaliteit wordt in de beschikbare bronnen niet vermeld; de massaverdeling evenmin.

De naar boven taps toelopende vakwerkconstructie, hoogte $h = 19$ meter, heeft een leeg gewicht van 52 kN inclusief traverse (op hoogte 15 meter). Deze draagt zes elektrische geleiders en twee bliksemkabels met een geschat gewicht van 43 kN per mast. De gewichten van mast en geleiders belasten gezamenlijk de fundatie met een drukkracht van 94 kN.

De draden hebben slack en kunnen slingeren. Zij nemen dus niet zonder meer de horizontale seismische versnelling over. In geval van een aardbeving wordt slechts een kwart daarvan meegerekend bij de bepaling van horizontale krachten.

2.1.1 *De belastbaarheid tijdens een aardbeving*

In het eerdere geval van de hoogspanningsmast 34, Ref [6], werd ter vergelijking uitgegaan van de situatie waarin de rekenwaarde van de windbelasting een buigend moment uitoefent op de basis van de mast. Dit betekent dat de horizontale belasting waartegen de mast bestand is gelijk genomen wordt aan de rekenwaarde van de windbelasting. Dit criterium wordt ook hier toegepast.



<ul style="list-style-type: none"> ● A = bliksemkabel ● P = fasekabel ● = enkele-fasek ●● = dubbele-fasek ●●● = bundel 3 of meer Type bliksemk. MINDRCA Type fasek.: GRACKLE Trillingdemper		max.trekspar.bij -5C°.ijs fase max.trekspar.bij -5C°.ijs bliks. tek.nr.ketting.bliksemk 181.881 A4 tek.nr.ketting fasek 49734 A3 FASEKRUISING IN MAST 28 EN 63 lijnummer.: 22	VERZWARING K 0.7391.5 TEK.AD. 188.697 gew.mast: 5200 KG gew.totaal: 31200 KG aantal masten: 6 ladder: — — — bordes: <input type="checkbox"/> klimpen: — verhoogde mastfundatie in h s - lijn (J/A)
Getekend: — Datum: 20-10-2003 Ges.: —		GN1HU - DZ1W N22	Bladenschr. Masttype TB1500, schema Formaat: A3 Document Coding: GN1HU-DZ1W-N22-A-MST-SCHM-TB1500 Blad: 1
Naam	Datum	-essent-	

Fig 2.1 Een overzicht van Standaardmast 55; Ref [7A]

2.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de standaardmast 55

Volgens de tekening staat de mast, met een totaalgewicht van 94 kN, op vier in beton gestorte hoekstalen, met een gezamenlijke doorsnede van $A_{\text{basis}} = 0.01605 \text{ m}^2$. De statische drukspanning bedraagt $\sigma_{\text{druk}} = 6 \text{ MPa}$.

Ref [5] vermeldt de volgende aannamen van Tennet over de windkracht die op de constructie inwerkt:

- De geleiders hebben een aanmerkelijke invloed door hun lengte van 316 meter per mast; de rekenwaarde van de windbelasting op de geleiders bedraagt dan per mast 42 kN, aangrijpend op 12 meter hoogte.
- Voor de mast zelf wordt een rekenwaarde van de windbelasting van 27 kN aangenomen, aangrijpend op 11 meter hoogte naar schatting.

De aardbevingsbelasting moet beneden de windbelasting blijven. De maximale spanning ten gevolge van de windbelasting wordt als maatgevend genomen ter bepaling van de capaciteit van de elektriciteitsmast. Het maximaal opneembare buigend moment wordt dan gesteld op $M_{\text{capac}} = 801 \text{ kNm}$.

2.3 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de standaardmast 55

- In deze studie wordt uitgegaan van het feit dat alle aannamen correct zijn. Een verificatie dient dit nader uit te wijzen.
- De mast heeft een vierkant basis van 7 x 7 meter. Op de hoeken daarvan rust de mast op (in totaal vier) hoekprofielen L 150 x 150 x 14. Deze staan onder een flauwe hoek; deze is als verwaarloosbaar opgevat. De reactiekrachten zijn berekend alsof deze profielen verticaal staan.
- Beperkingen van de rekenwijze: er is geen aandacht geschonken aan stabiliteitsvragen. Er is aangenomen dat er voldoende anti-knik maatregelen in de constructie aanwezig zijn om ook tijdens een aardbeving voldoende stabiliteit te bieden, voor zover de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft.

2.4 De eerste eigenfrequentie van de standaardmast 55

In de eerdere analyse van een hoogspanningsmast, Ref [6], is voor de schatting van de laagste eigenfrequentie van de mast uitgegaan van Appendix F van Ref [3]. Daaruit volgt dat, voor dit type mastconstructie, de frequenties in de range van 2 tot 6 Hz kunnen liggen.

In aanvulling daarop kan de benadering worden toegepast uit Ref [5]:

Volgens een oude bouwnorm (1987) is de eerste eigenfrequentie van een vakwerkmast te benaderen met: $\text{freq} = 60/\text{hoogte in meters [Hz]}$.

Deze benadering houdt rekening met de hoogte en is daardoor minder algemeen. Voor de standaardmast 55 volgt hieruit de eigenfrequentie 3.2 [Hz]. Die uitkomst is niet in strijd met de indicatie hierboven volgens Appendix F van Ref [3].

2.5 De bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de standaardmast

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is voor de eerste buigmode de uitbuigingsvorm van de constructie genomen wanneer deze belast wordt gedacht door eigen gewicht. Dit leidt tot een ruimtelijke verdeling van de elastische vervorming s . Uit de proporties van verplaatsing en massa, s_i en

m_i , kunnen hun bijdragen aan het moment aan de basis worden afgeleid. Die fracties zijn gelijk aan kracht F_i maal hoogte. De waarde F_b , de "base shear force" is de som van alle F_i . Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: $F_b = 61$ kN.

De base shear force F_b wordt gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 5200 kg levert dit voor de toelaatbare versnelling van de elektriciteitsmast:

$$S_d = 11.7 \text{ m/s}^2.$$

In deze studie is niet beschouwd:

- Het effect van het slingeren van de draden.
- Fundering: bij gekozen uitgangspunten voor de sterkte geldt dat deze ook zal voldoen; in geval van verweking van de ondergrond is er wel verlies van sterkte mogelijk.

2.6 Toelaatbare referentiewaarde horizontale piekversnelling standaardmast 55

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

2.6.1 Ductiliteitsfactor

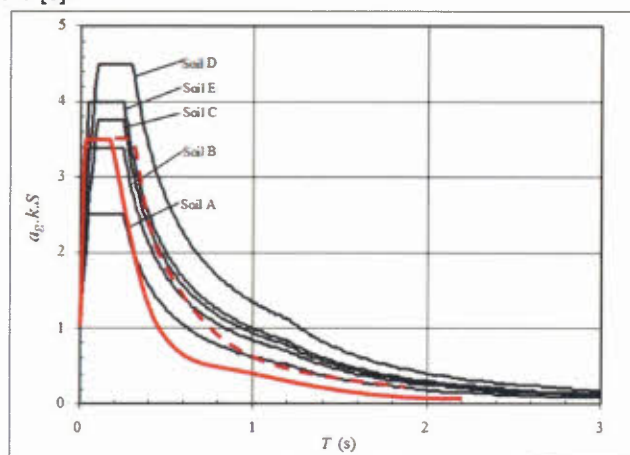
Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor $q = 1$.

2.6.2 Damping

Voor deze hoogspanningsmast wordt een damping van 1% in rekening gebracht.

2.6.3 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie wordt verwacht te liggen omstreeks 0.3 [s].



Figuur 2.2 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij $\zeta = 5\%$ damping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 2.2 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 3.5$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft:

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 4.5$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het gelijktijdig in twee horizontale richtingen belasten van de mast met de aardbevingsbelasting:

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 8.3 \text{ m/s}^2$$

De waarde van de rekenwaarde $a_{g,d}$ komt daarmee op:

$$a_{g,d} = S'_d * q / 4.5 = 1.84 \text{ m/s}^2$$

3 Quick scan hoekmast 29

3.1 Technische gegevens van hoekmast 29

De technische gegevens van de hoekmast 29, zijn vastgelegd in het pakket Ref [8], daar wordt deze mast gepresenteerd als een onderdeel van de 380 kiloVolt lijn Eemshaven - Meeden. De mast staat in het veld met een tussenruimte van 465 meter. De staalkwaliteit wordt op tekening vermeld als Fe 510 CFN.

De naar boven taps toelopende vakwerkconstructie, hoogte $h = 57$ meter, heeft een leeg gewicht van 1310 kN, inclusief drie traversen. Deze draagt 48 elektrische geleiders en twee bliksemkabels met een geschat gewicht van 353 kN per mast. De gewichten van mast en geleiders belasten gezamenlijk de fundatie met een drukkracht van 1631 kN.

De draden hebben slack en kunnen slingeren. Zij nemen dus niet zonder meer de horizontale seismische versnelling over. In geval van een aardbeving wordt slechts een kwart daarvan meegerekend bij de bepaling van horizontale krachten.

Ook hier wordt de aardbevingsbelasting vergeleken met de windbelasting.

3.3 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoekmast 29

- In deze studie wordt uitgegaan van het feit dat alle aannamen correct zijn. Een verificatie dient dit nader uit te wijzen.
- De mast heeft een vierkant basis van 16 x 16 meter. Op de hoeken daarvan rust de mast op (in totaal acht) hoekprofielen L 250 x 250 x 24. Deze staan onder een flauwe hoek; deze is als verwaarloosbaar opgevat. De reactiekrachten zijn berekend alsof deze profielen verticaal staan.
- Beperkingen van de rekenwijze: er is geen aandacht geschonken aan stabiliteitsvragen. Er is aangenomen dat er voldoende anti-knik maatregelen in de constructie aanwezig zijn om ook tijdens een aardbeving voldoende stabiliteit te bieden, voor zover de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft.

3.4 De eerste eigenfrequentie van de hoekmast 29

In de eerdere analyse van een hoogspanningsmast, Ref [6], is voor de schatting van de laagste eigenfrequentie van de mast uitgegaan van Appendix F van Ref [3]. Daaruit volgt dat, voor dit type mastconstructie, de frequenties in de range van 2 tot 6 Hz kunnen liggen.

In aanvulling daarop kan de benadering worden toegepast uit Ref [5]:

Volgens een oude bouwnorm (1987) is de eerste eigenfrequentie van een vakwerkmast te benaderen met: $freq = 60/hogte$ in meters [Hz].

Deze benadering houdt rekening met de hoogte en is daardoor minder algemeen. Voor de hoekmast 29 volgt hieruit de eigenfrequentie 1.1 [Hz].

3.5 De bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoekmast 29

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is voor de eerste buigmode de uitbuigingsvorm van de constructie genomen wanneer deze belast wordt gedacht door eigen gewicht. Dit leidt tot een ruimtelijke verdeling van de elastische vervorming s . Uit de proporties van verplaatsing en massa, s_i en m_i , kunnen hun bijdragen aan het moment aan de basis worden afgeleid. Die fracties zijn gelijk aan kracht F_i maal hoogte. De waarde F_b , de "base shear force" is de som van alle F_i . Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: $F_b = 526$ kN.

De base shear force F_b wordt gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 131000 kg levert dit voor de toelaatbare versnelling van de elektriciteitsmast:

$$S_d = 4.0 \text{ m/s}^2.$$

In deze studie is niet beschouwd:

- Het effect van het slingeren van de draden.
- Fundering: bij gekozen uitgangspunten voor de sterkte geldt dat deze ook zal voldoen; in geval van verweking van de ondergrond is er wel verlies van sterkte mogelijk.

3.6 Toelaatbare referentiewaarde horizontale piekversnelling hoekmast 29

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

3.6.1 *Ductiliteitsfactor*

Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor $q = 1$.

3.6.2 *Demping*

Ook voor deze hoogspanningsmast wordt een demping van 1% in rekening gebracht

3.6.3 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum*

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie wordt verwacht te liggen tussen 0.16 en 0.5 [s].

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 2.2 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 3.5$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft:

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 4.5$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het gelijktijdig in twee horizontale richtingen belasten van de mast met de aardbevingsbelasting:

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 2.84 \text{ m/s}^2$$

De waarde van de rekenwaarde $a_{g,d}$ komt daarmee op:

$$a_{g,d} = S'_d * q / 4.5 = 0.63 \text{ m/s}^2$$

4 Conclusies

Er werden twee hoogspanningsmasten onderzocht: de standaardmast 55 en de hoekmast 29. De daarbij gevolgde procedures zijn overeenkomstig met die van de eerder gerapporteerde verhoogde hoogspanningsmast 34; Ref [6]. Er werd getoetst op bezwijken, niet op schade.

Het gehanteerde criterium voor de sterkte is het buigend moment dat de wind uitoefent op de basis van de mast. Aanname is daarbij dat de unity check van de horizontale sterkte van de constructie onder windbelasting dichtbij 1.0 ligt en er dus geen reservecapaciteit aanwezig is.

De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 61 kN voor mast 55 en 526 kN voor mast 29. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 11.7 m/s^2 en 4.0 m/s^2 voor mast 55 en mast 29 respectievelijk. Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd komt de maximaal toelaatbare horizontale piekgrondversnelling op 1.84 m/s^2 en 0.63 m/s^2 voor mast 55 en mast 29 respectievelijk.

Opmerking:

In het eerdere geval van de hoogspanningsmast 34, Ref [6], bleek dat de wind een buigspanning van 210 MPa uitoefende op de staalprofielen aan de basis. Dat is 60% van de vloeigrens van het materiaal. Bij masten 55 en 29 is dit percentage 6% en 15% respectievelijk. Het lijkt erop dat masten 55 en 29 daarom een hogere horizontale belasting kunnen opnemen dan alleen de windbelasting. Bij de hoekmast worden ook de horizontaal werkende spankrachten van de elektriciteitskabels opgenomen. Vraag is in hoeverre een aardbevingsbelasting groter dan de windbelasting opgenomen kan worden; hiertoe dient een complete beschouwing van de gehele mast gedaan te worden waarin alle onderdelen getoetst worden op aardbevingsbelasting en de andere op de mast werkende krachten, dit maakt echter geen onderdeel uit van de quickscan.

Aanbeveling:

Advies is daarom de masten integraal te modelleren onder aardbevingsbelasting om alle conservatieve aannames overbodig te maken en de mogelijke reservecapaciteit aantoonbaar te maken.

5 Ondertekening

Auteur:



Ir. J.M.J. Oostvogels

Goedkeuring:



Drs. P.P. van 't Veen
Research Manager

6 Referenties

Ref [1]

Offerte van TNO aan Deltares, juni 2013, 6 pag.
"Quick scan kritieke infrastructuur"

Ref [2]

Nederlandse norm NEN-EN 1998-1
Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen
Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance -
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

Ref [3]

Nederlandse norm NEN-EN 1998-6, 47 pag.
Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 6: Torens, masten en schoorstenen

Ref [4]

Mail met gegevens "mid size" windturbine
dd. 12 juni 2013, van Henk.Kruse@deltares.nl aan Raphael.Steenbergen@tno.nl

Ref [5]

Mailcorrespondentie gegevens masten
Dd. 13 juni 2013 van Hylco.Hoekstra@tennet.eu aan Mandy.Korff@deltares.nl

Ref [6]

Oostvogels, van Kanten-Roos, Steenbergen, Courage, et al.
Aardbevingen: Quick Scan Kritieke Infrastructuur
TNO-rapport 2013-R-10973, dd. 8 juli 2013, 39 pag.

Standaardmast 55: Ref [7]

Ref [7A]

Essent
Document GN1HU-DZ1W-N22-A-MST-SCHM-TB1500
Masttype TB1500, schema. Blad 1
File: hgv04098.pdf

Ref [7 B]

Essent
Document GN1HU-DZ1W-N22-A-MST-SCHM-TB1500
Masttype TB1500, schema. Blad 2
File: hgv04099.pdf

Ref [7 C]

Handgeschreven tabel
110 kV lijn Groningen – Heveskes,
Masten: secties, nummers, typen, massa's.
File: hgv04100.pdf

Ref [7 D]

EGD, elektriciteitsbedrijf voor Groningen en Drenthe

Tek 110 kV lijn GN1HU – DZ1W (GN – HEV). Rechtstand E mast 50 t/m 57.
Datum 01-1999. File *hgv04101.pdf*

Ref [7 E]
PEB Groningen, 22.8 S
Tek Bovengrondse lijn 110 kV GN1HU – DZ1W. Rechtstand D.
Datum 02-1999. File *hgv04102.pdf*

Ref [7 F]
110 kV Hoogspanningsluchtleiding Groningen – Heveskes, bouwjaar 1965.
Schema met gegevens over masten: nummer, type, fundatie, perceel, mastafstand.
File *167089_9.tif*

Ref [7 G]
Tekeningenpakket van KLOOS staalconstructies
110 kV- hoogspanningslijn Groningen – Delfzijl, order 5735
Tek 22, Mastlichaam voor type TB 22 (file: *188740_1.tif*)
Tek 23, Traverse voor masttype TB (file: *188741_1.tif*)

Ref [8] Hoekmast 29
Tekeningenpakket van SEP
380 kV-lijn Eemshaven - Meeden
Tek 23718-61-002, Hoekmast 4-circuit. KEMA transport & distributie.
Tek 23718-20-8, Tracé van mast 24 t/m 29
Tek 23718-20-9, Tracé van mast 29 t/m 33
Tek 23718-40-8, Lengteprofiel van mast 24 t/m 29
Tek 23718-40-9, Lengteprofiel van mast 29 t/m 33

Ref [9] Hoekmast 29
Tekeningenpakket uit 1994 van AGO
380 kV-lijn Eemshaven - Meeden
Tek 61024, Masttype HB + O, in te storten randen, 23718-62-320
Tek 61025, Masttype HB + O, onderstuk, 23718-62-321
Tek 61026, Masttype HB + O, hor. pootverband, 23718-62-322
Tek 61027, Masttype HB + O, 1e tussenstuk, 23718-62-323
Tek 61028, Masttype HB + O, 2e tussenstuk, 23718-62-324
Tek 61029, Masttype HB + O, 3e tussenstuk, 23718-62-325
Tek 61030, Masttype HB + O, bovenstuk, 23718-62-326
Tek 61031, Masttype HB + O, Middentraverse, 23718-62-329
Tek 61032, Masttype HB + O, Ondertraverse, 23718-62-330
Tek 61033, Masttype HB + O, Boventraverse, 23718-62-327
Tek 61034, Masttype HB + O, Boventraverse (aanv.), 23718-62-328
Tek 61035, Masttype HB + O, Ladderafsteuningen, 23718-62-331
Tek 61126, Masttype HB + O, Bordessen in traversen, 23718-62-339
Tek 61127, Masttype HB + O, Roostertekening, 23718-62-338

C Bijlage verweking

Resultaat verwachte maaiveldzakking per locatie

Zettingen bij verschillende PGA-waarden

