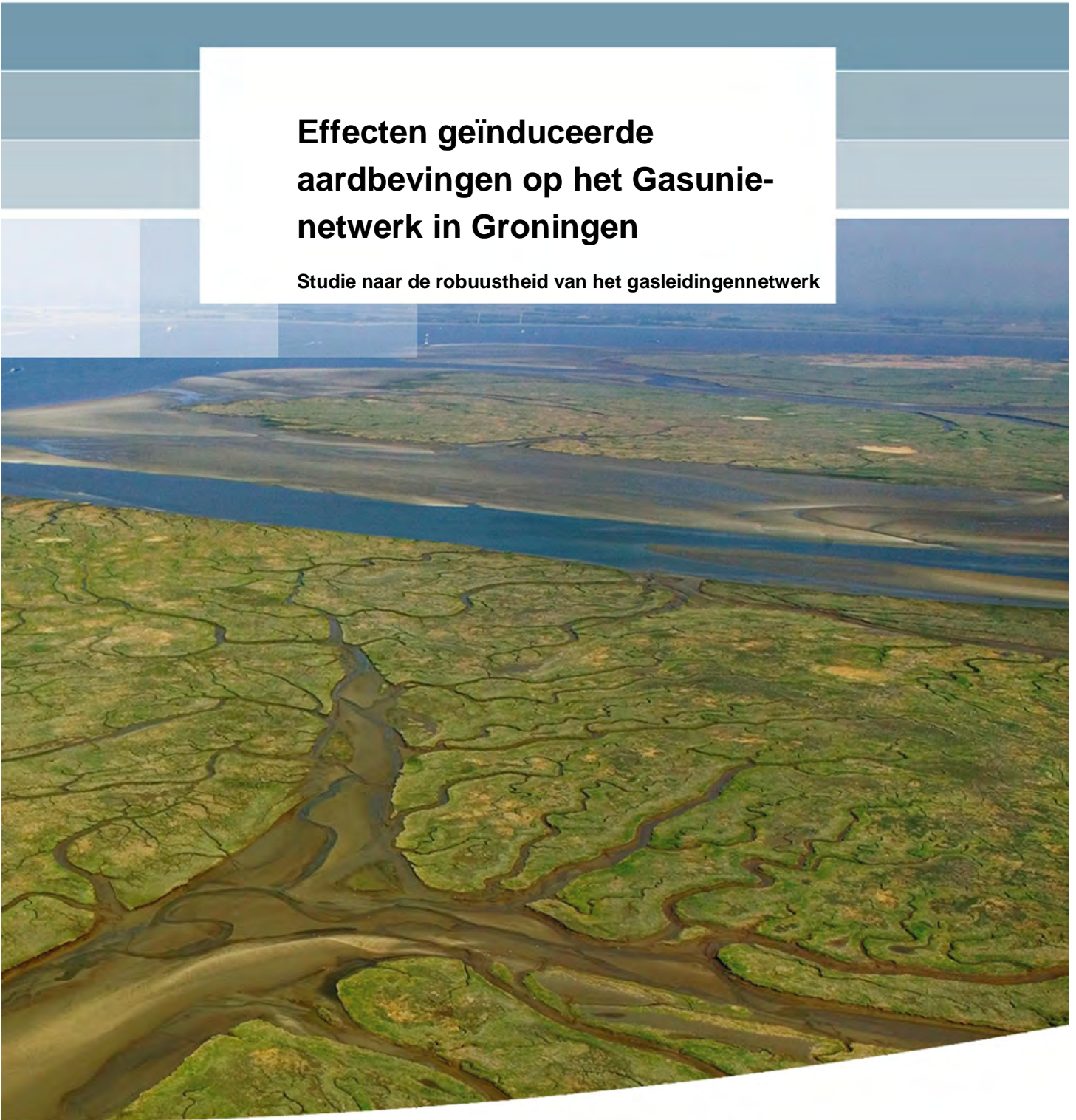


**Effecten geïnduceerde
aardbevingen op het Gasunie-
netwerk in Groningen**

Studie naar de robuustheid van het gasleidingennetwerk



Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Studie naar de robuustheid van het gasleidingnetwerk

dr. H.M.G. Kruse
dr.ir. P. Meijers
C. D Costa Ferrer
drs. G. de Lange
T. Vermaas MSc
ir. H.R. Havinga
ir. J.C. Landwehr
dr.ir. A.G.T.J. Heinsbroek

1208092-000

Titel

Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Nederlandse Gasunie ing. S.H. Stratingh	1208092-000	1208092-000-GEO-0005- gbh	123
Classificatie			
vertrouwelijk tot nader order			

Trefwoorden

Aardbevingen, robuustheid, gasnetwerk, waterkeringen, hoogspanningsnetwerk

De aardgaswinning in Groningen leidt tot spanningsveranderingen in de diepe ondergrond die tot geïnduceerde aardbevingen kunnen leiden. Deze aardbevingen veroorzaken trillingen die schade kunnen aanrichten aan constructies, gebouwen en inventaris, alsmede blijvende grondvervormingen tot gevolg hebbend. Deltares beoordeelt in deze studie de robuustheid van het Gasunienetwerk bij het optreden van een geïnduceerde aardbeving van verschillende magnitudes. Deze robuustheid kan worden vergeleken met de momenteel vastgestelde belasting van een aardbeving met bijhorende magnitude.

Op basis van de resultaten van deze studie kan worden gesteld dat een aardbeving met $M=5$ tot aanzienlijk grotere versnellingen en snelheden van de grondbeweging leidt dan tot op heden is waargenomen (0,5 g versus 0,09 g). Er is dan ook geen mogelijkheid om bestaande ervaringen in Groningen te benutten en het feit dat tot op heden geen schade aan kritische infrastructures zijn opgetreden zegt heel weinig over wat er kan gebeuren bij een sterkere beving. Derhalve is op basis van beschikbare rekenmethoden voor de verschillende onderdelen ingeschat wat de robuustheid is in geval van een aardbeving die leidt tot een versnelling aan de oppervlakte uitgedrukt in g-niveau. Er zijn 3 aardbevingen beschouwd:

- $M= 3,5$ met $PGA = 1.53 \text{ m/s}^2 = 0,2 \text{ g}$.
- $M= 5,0$ met $PGA = 4.63 \text{ m/s}^2 = 0,5 \text{ g}$.
- $M= 6,0$ met $PGA = 8.72 \text{ m/s}^2 = 0,9 \text{ g}$.

Voor deze 3 aardbevingen met verschillende sterkten zijn berekeningen gemaakt voor de verschillende faalmechanismen van onderdelen van het Gasunienetwerk. Aangezien naar verwachting binnenkort zal worden vastgesteld dat de maatgevende PGA in het centrum van het aardbevingsgevoeliggebied ca. 0,5 g zal bedragen, zijn in onderstaande tabel de conclusies per onderzocht faalmechanisme van een onderdeel van het Gasunienetwerk samengevat voor een aardbeving met $PGA = 0,5 \text{ g}$.

In deze studie zijn niet alle onderdelen van het uitgebreide Gasunie netwerk in het aardbevingsgevoelig gebied in detail beoordeeld. Er zijn voor verschillende randvoorwaarden berekeningen gemaakt voor faalmechanismen van onderdelen van het netwerk. Volgens Gasunie kunnen de berekende combinaties van randvoorwaarden en gekozen onderdelen als maatgevend worden verondersteld. Gasunie zal tijdens het reguliere beheer van het netwerk moeten beoordelen of er specifieke situaties ontstaan, die zover buiten de gekozen randvoorwaarden vallen dat een extra beoordeling op aardbevingsbelasting noodzakelijk is.

Titel

Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Opdrachtgever
Nederlandse Gasunie
ing. S.H. Stratingh

Project
1208092-000

Kenmerk
1208092-000-GEO-0005-
gbh

Pagina's
123

Classificatie
vertrouwelijk tot nader order

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
1. Ondergrondse leidingstrekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. Bij de leidingen die voor 1964 zijn aangelegd is enige schade niet uit te sluiten, omdat de som van de initiële spanningen en aanvullende spanningen door de aardbeving, afhankelijk van de grondopbouw, groter is dan de toetsspanning. 	<ul style="list-style-type: none"> Beoordeling van de initiële spanningstoestand van de leidingen die voor 1964 zijn aangelegd op basis van de lokale grondopbouw en beoordeling van de te hanteren toetsspanning voor deze oudere leidingen
2. Leidingstrekkingen aangelegd met de HDD methode	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, omdat de som van de initiële en aanvullende spanningen kleiner is dan de toetsspanning. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
3. Bochten van ondergrondse leidingstrekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, als de aanwezige initiële spanningen niet te hoog zijn. De lokale zettingsgevoeligheid is hierbij maatgevend. 	<ul style="list-style-type: none"> Beoordeling van locaties waar zich bochten bevinden met mogelijk een hoge initiële spanning door lokale zettingsgevoeligheid van de grond.
4. Verweking effecten op leidingelementen en effecten op gebouwen en constructies	<ul style="list-style-type: none"> Bij verweking treedt geen schade op aan de nieuwere leidingen. De leidingen voor 1964 zullen bij verweking kwetsbaar zijn. Er treedt significante schade op aan constructies die op staal zijn gefundeerd 	<ul style="list-style-type: none"> Continuering onderzoek naar verweking bij geïnduceerde aardbevingen (in lopend onderzoek EZ)

Titel

Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Opdrachtgever
 Nederlandse Gasunie
 ing. S.H. Stratingh

Project
 1208092-000

Kenmerk
 1208092-000-GEO-0005-
 gbh

Pagina's
 123

Classificatie
 vertrouwelijk tot nader order

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
5. Overgang ondergrondse leidingstrekkingen naar onderheide strekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Bij de overgangen zijn geen problemen te verwachten, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
6. Aansluitingen met constructies (ondergronds en bovengronds)	<ul style="list-style-type: none"> De aansluitingen kunnen een maatgevende aardbeving doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
7. Isolatieverbindingen -isolatiekoppelingen -isolatieflenzen	<ul style="list-style-type: none"> De isolatie verbindingen kunnen een maatgevende aardbeving doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
8. Leidingen bij waterkeringen, parallelle ligging	<ul style="list-style-type: none"> Geen probleem als de leiding volgens de vigerende norm afstand van de waterkering ligt Leidingen dicht bij de waterkering dan volgens NEN 3651 zijn mogelijk kwetsbaar 	<ul style="list-style-type: none"> Inventarisatie of zich leidingen dicht bij de waterkering bevinden dan volgens NEN 3651 is voorgeschreven. Voor deze leidingen zal de stabiliteit van de waterkering moeten worden beoordeeld en zal de invloedzone van de waterkering moeten worden vastgesteld.

Titel
Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Opdrachtgever
Nederlandse Gasunie
ing. S.H. Stratingh

Project
1208092-000

Kenmerk
1208092-000-GEO-0005-
gbh

Pagina's
123

Classificatie
vertrouwelijk tot nader order

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
9. Leidingen bij waterkeringen, kruising	<ul style="list-style-type: none"> Door de aanwezigheid van damwanden als vervangende waterkering is de waterkering sterker en is beïnvloeding van de leiding door groundbeweging geen groot risico Verschil beweging van leiding en damwand kan alleen tot schade leiden als er al contact is tussen leiding en damwand. Dit contact zal echter al direct worden opgemerkt door de KB-meting en is dus geen groot risico 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
10. Omvallen windmolen op gasleiding	<ul style="list-style-type: none"> Een windmolen kan de aardbevingsbelasting weerstaan en zal niet omvallen op de gasleiding. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
11. Standzekerheid metselwerk van de GOS bebouwing	<ul style="list-style-type: none"> Metselwerk van de GOS bebouwing zal vrijwel zeker instorten, dit leidt tot schade aan secundaire systemen en mechanische of civiele constructies als deze niet goed zijn beschermd. 	<ul style="list-style-type: none"> De GOS eigenaar (van het lokale distributie netwerk) dient de bescherming van secundaire systemen en mechanische of civiele constructies te beoordelen en indien nodig de GOS bebouwing te verstevigen.
12. Leiding bij waterleiding c.q. vloeistofleiding	<ul style="list-style-type: none"> Bij het ontstaan van een ontgrondingskrater door waterleidingbreuk is geen schade aan de gasleidingen te verwachten. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig

Titel

Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Nederlandse Gasunie ing. S.H. Stratingh	1208092-000	1208092-000-GEO-0005- gbh	123
Classificatie vertrouwelijk tot nader order			

Uit het voorgaande blijkt dat er mogelijk enige schade op kan treden bij een aardbeving met een PGA van 0,5 g. Schade aan het gastransportsysteem kan worden voorkomen door te zorgen voor een robuust systeem. Hiertoe kunnen na het uitvoeren van de aanbevelingen onderdelen met een grotere kans op schade worden vernieuwd of verbeterd. Naast het robuust maken van het systeem kan monitoring eveneens van nut zijn.

De monitoring dient voor het bereiken van de volgende 2 doelen:

- a. Operationeel doel: Waar doen zich problemen voor in het leidingennet. Door in het aardbevingsgevoelig gebied versnellingen te meten kan de locatie van de aardbeving nauwkeurig worden vastgesteld. Deze monitoring dient door een partij c.q. instituut te worden uitgevoerd, onafhankelijk van de verschillende infrastructurele partijen (het bestaande meetnet van het KNMI zou hiertoe kunnen worden uitgebreid). De informatie uit de metingen dient openbaar te zijn en kan dan worden gebruikt voor operationele doeleinden.

Naast het meten van de aardbevingsbelasting wordt door Gasunie voorgesteld om aanvullende drukmetingen, met name bij de eindpunten van de leidingsecties bij de lokale netbeheerder, uit te voeren om zo mogelijke gaslekkage te detecteren.

- b. Bijstellen aardbevingsmodellen doel: Modelvoorspellingen valideren.
De monitoring levert informatie om voorspellingen (op basis van modellen) over het optreden van schade aan leidingen en/of aansluitingen met constructies te kunnen valideren en daar waar nodig bij te stellen teneinde de voorspellingen te verbeteren. Deze monitoring is specifiek voor het Gasunietransportnetwerk en kan door GTS Gasunie worden opgezet.

Titel

Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen




Opdrachtgever
Nederlandse Gasunie
ing. S.H. Stratingh

Project
1208092-000

Kenmerk
1208092-000-GEO-0005-
gbh

Pagina's
123

Classificatie
vertrouwelijk tot nader order

ersie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	juli 2013	Dr. H.M.G. Kruse et al.		Dr. ir. P. Hölscher		Ir. J. van Ruijven	
02	Nov. 2013	Dr. H.M.G. Kruse et al.		Dr. ir. P Hölscher		Ir. J. van Ruijven	
03	Nov. 2013	Dr. H.M.G. Kruse et al.		Dr. ir. P Hölscher		Ir. J. van Ruijven	

Status

Definitief

Review

Met het KNMI (dr. B. Dost) is de aardbevingsbelasting en de keuze van het signaal afgestemd en tevens heeft prof. P. Styles de aardbevingsbelasting gereviewd.

Copyright 2013 ©

Alle rechten voorbehouden. Niets uit dit rapport mag worden vermenigvuldigd opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enige andere wijze, zonder voorafgaand schriftelijke toestemming van Gasunie transport services.

Inhoud

1	Inleiding en probleemstelling	1
1.1	Vraagstelling	1
1.2	Inleiding	1
1.3	Aanpak	1
2	Geïnduceerde aardbevingen	3
2.1	Eigenschappen geïnduceerde aardbevingen	3
2.2	Hoe reageert de ondergrond op een aardbeving?	6
2.3	Hoe reageert een constructie op een aardbeving?	6
2.4	Eurocode 8	6
3	Het Gasleidingen netwerk en ondergrond	9
3.1	Gasleidingen netwerk	9
3.1.1	Leidingen	9
3.1.2	Stations in het gasleiding netwerk	11
3.2	Ondergrondopbouw	12
3.2.1	Algemeen	12
3.2.2	Karakteristieke grondprofielen	13
4	Aardbevingsbelasting	15
4.1	Magnitude	15
4.2	Amplitude en relatie met de afstand	16
4.2.1	Response spectra	18
4.3	Conclusie	22
5	Toetsing van het Gasunienetwerk	23
5.1	Algemeen	23
5.1.1	Literatuuronderzoek	23
5.1.2	Tijdelijke grondbeweging	24
5.1.3	Permanente grondbeweging	24
5.2	Toetsprocedure	25
5.2.1	Faalmechanismen	25
5.3	Geselecteerde faalmechanismen	27
6	Toetsing van de faalmechanismen	29
6.1	Ondergrondse leidingstrekkingen	29
6.1.1	Gegevens leidingen	29
6.1.2	Methode toetsing effecten geïnduceerde aardbeving	31
6.1.3	Gegevens ondergrond	32
6.1.4	Resultaten voor ondiepe leidingen	33
6.1.5	Resultaten voor leidingen in HDD	36
6.2	Bochten van ondergrondse leidingstrekkingen	37
6.2.1	Inleiding	37
6.2.2	Resultaten	38
6.3	Isolatie verbindingen	40
6.3.1	Inleiding	40
6.3.2	Invloed stijfheid op spanningsniveau in de isolatie flens	42

6.4	Gasleidingen nabij Waterleidingen	43
6.4.1	Basis ontwerpmodel	43
6.5	Verweking effecten op leidingelementen en effecten op gebouwen	45
6.5.1	Inleiding	45
6.5.2	Aanwezigheid verwekingsgevoelige lagen	46
6.5.3	Zanddichtheidskaart	47
6.5.4	Bepaling grenswaarde versnelling voor verweking	48
6.5.5	Bepaling grootte verwekingsgebied	50
6.5.6	Effect verweking op Gasunie transportnetwerk	51
6.6	Aansluitingen met constructies en overgangen	53
6.6.1	Inleiding	53
6.6.2	Uitgangspunten Bodembeweging	54
6.6.3	Uitgangspunten Verschilverplaatsing oplegpunten leiding	56
6.6.4	Uitgangspunt beweging fundering compressorgebouw	58
6.6.5	Uitgangspunt beweging wand compressor gebouw met leiding bevestiging	59
6.6.6	Respons berekening met PLAXIS	62
6.6.7	Resultaten leiding berekening	65
6.6.8	Berekende spanningen	69
6.7	Waterkeringen	70
6.7.1	Inleiding	70
6.7.2	Leidingen bij waterkeringen, parallelle ligging	72
6.7.3	Leidingen bij waterkeringen, kruising	73
6.7.4	Overstromingen door kans op bezwijken waterkeringen	74
6.8	Omvallen windmolen op gasleiding	74
6.9	Standzekerheid metselwerk bebouwing	75
7	Monitoring	77
7.1	Doel monitoring	77
7.2	Operationeel doel	78
7.2.1	Algemeen	78
7.2.2	Verwerken en presenteren (analyse) van meetdata	78
7.3	Bijstellen modellen doel	79
7.3.1	Algemeen	79
7.3.2	Detailering monitoring	79
7.3.3	Waarmee meten	83
7.4	Eisen aan monitoring	85
7.4.1	Stel grenswaarden vast	85
7.4.2	Bepaal de vereiste meetnauwkeurigheid en meetbereik	85
7.4.3	Bepaal de vereiste meetfrequentie	85
7.4.4	Bepaal de locatie	85
7.4.5	Instandhoudingsplan	85
8	Conclusies	87
9	Referenties	93
	Bijlage(n)	
A	Sonderingen 5 Representatieve Grondprofielen	A-1

B Kaarten aardbevingsinvloed op Gasunienetwerk	B-1
C Literatuuronderzoek leidingen	C-1
D Rapportage TNO	D-1
E KNMI seismische monitoring	E-1
F Monitoringsplan overwegingen	F-1
F.1 Wat te meten	F-1
F.2 Aandachtspunten m.b.t. invulling monitoringsplan	F-1
F.2.1 Grenswaarden	F-1
F.2.2 Vaststellen relevante omgevingsinvloeden die metingen kunnen verstoren	F-1
F.2.3 Verkrijgen, verwerken en presenteren (analyse) van meetdata	F-1
G Compressor station Spijk	G-1
H Dikte kaart Holocene afzettingen	H-1
I Overige uitgangspunten berekeningen	I-1
I.1 Aardbevingsbelasting	I-1
I.2 Bodemstijfheden	I-2

1 Inleiding en probleemstelling

1.1 Vraagstelling

De Nederlandse Gasunie heeft Deltares gevraagd de risico's van geïnduceerde aardbevingen in het Groningenveld voor de kritische onderdelen van het Gasleiding netwerk in beeld te brengen. Hiervoor is een studie uitgevoerd aan de hand van de volgende vragen:

- Van welke aardbevingsbelasting moet worden uitgegaan voor de beschouwing van de effecten op het gasleiding netwerk.
- Wat is de robuustheid van het gasleidingnetwerk bij belasting als gevolg van geïnduceerde aardbevingen ten gevolge van de aardgaswinning?
- Welke maatregelen zijn mogelijk.

Parallel aan deze studie heeft Deltares in opdracht van het ministerie van economische zaken een studie uitgevoerd met de titel Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen, Quick Scan naar de sterkte van de infrastructuur 1208149-006 (Korff e.a. 2013). Beide studies omvatten voor een deel dezelfde onderdelen. De Quick scan studie is met betrekking tot de beschouwing van de leidingen meer algemeen van karakter dan de onderhavige studie.

1.2 Inleiding

De aardgaswinning in Groningen leidt tot spanningsveranderingen in de bodem die tot geïnduceerde aardbevingen kunnen leiden. Deze aardbevingen veroorzaken trillingen die schade kunnen aanrichten aan constructies, gebouwen en inventaris, alsmede blijvende grondvervormingen tot gevolg hebben. Deltares boordeelt in deze studie de robuustheid van het Gasunienetwerk bij het optreden van een geïnduceerde aardbeving. Deze robuustheid kan worden vergeleken met de momenteel vastgestelde belasting van een aardbeving met bijhorende magnitude.

Een deel van de analyses voor de gevoeligheid voor geïnduceerde aardbevingen is in opdracht van Deltares uitgevoerd door TNO Bouw, zie Bijlage D.

1.3 Aanpak

Een voorspelling van de effecten van aardbevingen wordt doorgaans in een aantal stappen uitgevoerd. Allereerst wordt de mogelijke kracht van een aardbeving bepaald en de plaats waar deze op kan treden. Tevens wordt de kans op het optreden in relatie tot de tijd bepaald. Uit voortplantingsrelaties tussen de kracht van de aardbeving bij de haard (op ca. 3 km diepte), de afstand en de opbouw van de ondergrond wordt vervolgens de aard van de beweging van een punt op of aan het oppervlak bepaald. De beweging wordt weergegeven in een bodemtrillingssignaal, waarbij kenmerkende eigenschappen als piekversnelling en -snelheid en frequentie inhoud de kracht van het signaal beschrijven. De laatste stap is de respons van een constructie op deze bodembeweging en de mogelijke gevolgen hiervan.

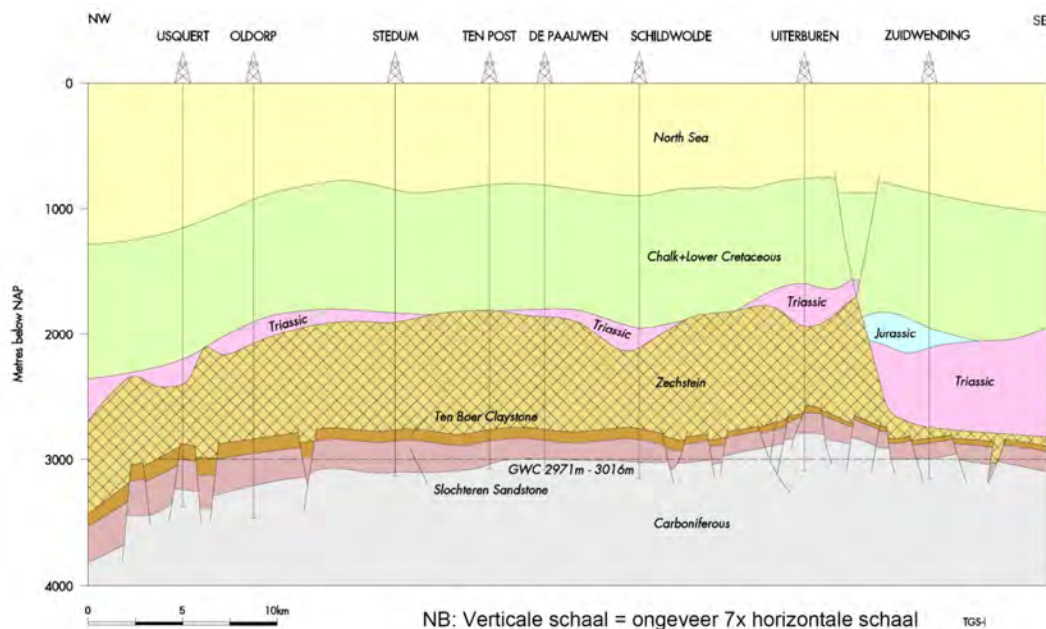
De rapportage is opgebouwd aan de hand van een algemene introductie in de problematiek van geïnduceerde aardbevingen en een onderbouwing van de gehanteerde aardbevingsbelasting (Hoofdstuk 2). In Hoofdstuk 3 is het gasleiding netwerk beschreven. In hoofdstuk 4 is de bepaling van de aardbevingsbelasting omschreven. De faalmechanismen en de toetsmethode wordt in hoofdstuk 5 behandeld. De resultaten van de daadwerkelijke toetsing worden in hoofdstuk 6 getoond.

Hoofdstuk 7 stelt mogelijke maatregelen voor in de vorm van een monitoringsprogramma, dat uit 2 monitoringsystemen bestaat. Hoofdstuk 8 beschrijft de conclusies en aanbevelingen die volgen uit het onderzoek.

2 Geïnduceerde aardbevingen

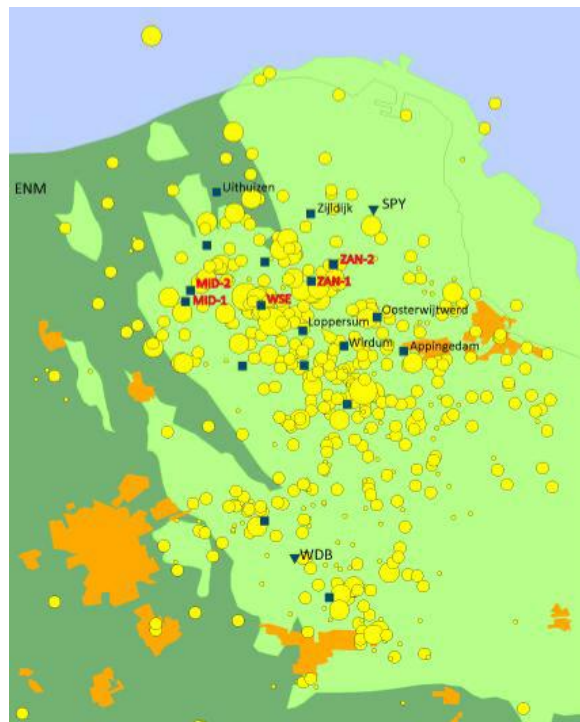
2.1 Eigenschappen geïnduceerde aardbevingen

De aardbevingen die in Groningen sinds 1986 zijn geregistreerd worden veroorzaakt door spanningen in de ondergrond, opgebouwd tijdens de winning van gas uit het Groningen gasveld. Door de drukdaling in het reservoir worden de verschillen spanningen met de omgeving als gevolg van de compactie van het reservoirgesteente zo groot dat de in het gesteente aanwezige breuken verschuiven. In de loop van de tijd is door het KNMI een netwerk van trillingsopnemers geplaatst, waardoor de plaats en diepte van de aardbevingen kan worden bepaald. Vast is komen te staan dat de haarddiepte van de bevingen zich bevindt op een diepte tussen 2.5 en 3.5 km. In aanmerking genomen dat de boven het reservoir gelegen Zechstein zoutlaag te ductiel is om een aardbeving te genereren betekent dit dat de bevingen plaatsvinden in het reservoirgesteente. In Figuur 2.1 is te zien dat het reservoir zich op een diepte van gemiddeld 3 km bevindt. Voor de verdere analyse wordt deze diepte als haarddiepte aangenomen.

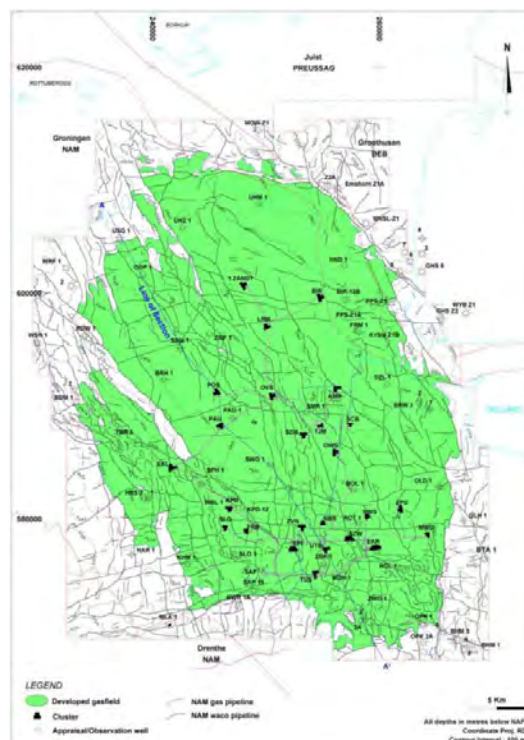


Figuur 2.1 Diepteligging reservoirgesteente (Slochteren Sandstone) (NAM, 2003)

Bij door gaswinning geïnduceerde aardbevingen treedt beweging op in vaak al bestaande breukvlakken. In Figuur 2.2 en Figuur 2.3 zijn de locaties van opgetreden aardbevingen en het breukenpatroon in relatie tot de contour van het gasveld weergegeven. Omdat momenteel nog niet vastgesteld is of er een nadere relatie bestaat tussen het optreden van de bevingen, de locatie van de breuken en het patroon van drukverlaging is de in het huidige rapport gebruikte werkhypothese, dat aardbevingen in het gehele veld kunnen voorkomen.

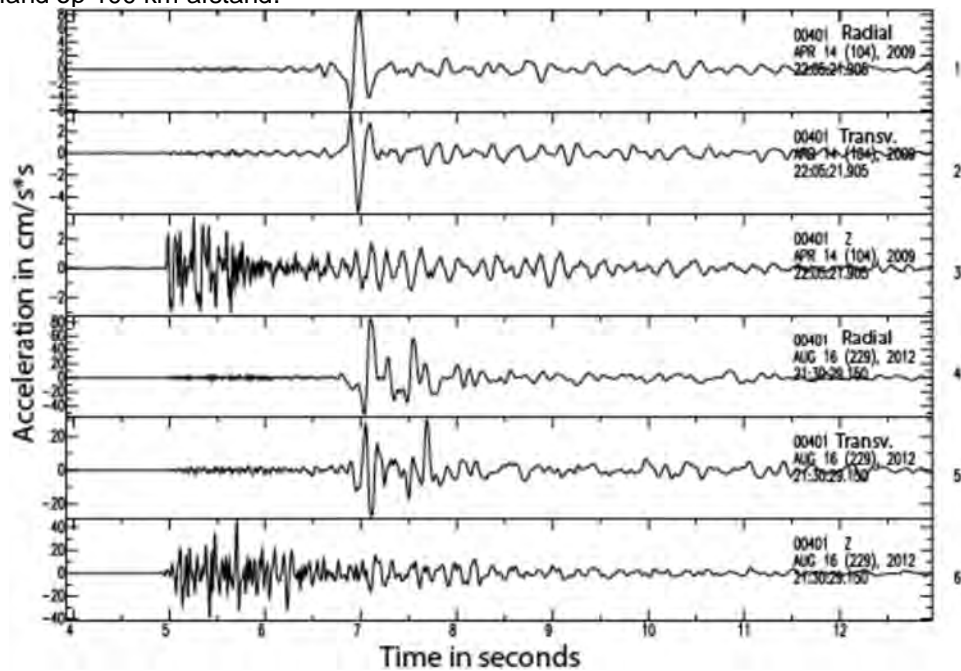


Figuur 2.2 Overzicht opgetreden aardbevingen (straal is maat voor magnitude) en bestaande en geplande meetstations. De vierkanten zijn oppervlakte versnellingsopnemers. De registraties van de stations WSE en MID-1 worden in dit rapport nader beschouwd in de bepaling van een representatief ontwerpsignaal. (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

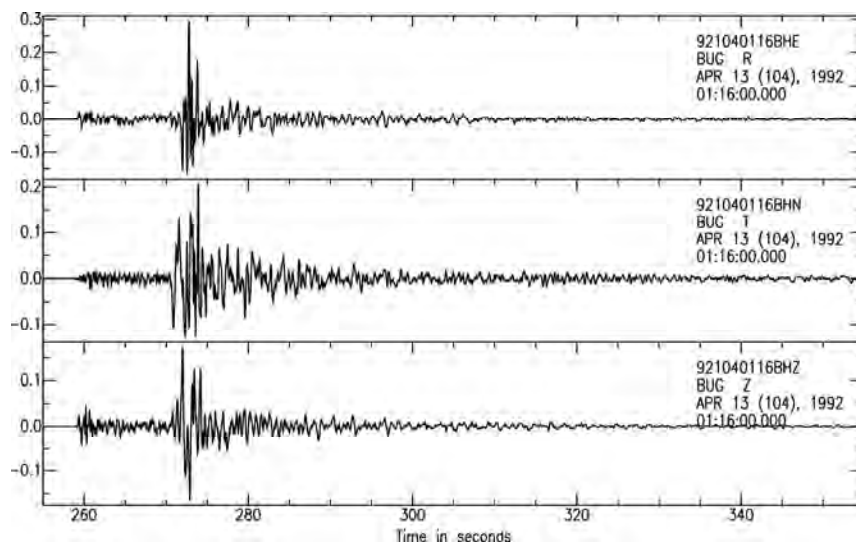


Figuur 2.3 Breukenpatroon in het reservoirgesteente (NAM, 2003)

Figuur 2.4 vergelijkt de op 16 augustus 2012 gemeten versnellingen bij Middelstum met die van een eerdere beving in 2009. De maximum grondversnelling PGA bedroeg (PGA) 85 cm/s^2 (of $0,085g$), de hieruit berekende (PGV) bedroeg $3,45 \text{ cm/s}$. In paragraaf 3 wordt de afleiding van de PGA en PGV bij een magnitude van $M=5$ verder toegelicht. Figuur 2.5 laat de metingen zien van de tektonische aardbeving van Roermond in 1992, gemeten in Duitsland op 100 km afstand.



Figuur 2.4 Vergelijking van versnelling gemeten in station Middelstum-1 voor de aardbevingen van 14 april 2009 $ML = 2.7$ (bovenste drie) en van 16 augustus 2012 in Huizinge (onderste drie). (1,4=radiaal, 2,5=transversaal, 3,6=verticaal). (Dost en Kraaijenpoel, 2013)



Figuur 2.5 Gemeten snelheid in m/sec voor de magnitude $ML = 5.8$ aardbeving op 100 kilometer epicentrale afstand (Roermond 1992) gemeten in station BUG in Duitsland. Bovenste component geeft radiale snelheid, middelste geeft transversale snelheid en onderste de verticale snelheid. (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

Uit de figuren blijkt dat de respons aan het oppervlak bij een geïnduceerde aardbeving in vergelijking met een tektonische aardbeving van kortere duur is en hoogfrequentier. Het gemeten diagram van een geïnduceerde beving toont doorgaans maar een of twee pieken met één piek met een significant grote amplitude. De metingen uit 2012 laten in afwijking hiervan meer dan één significante piek zien.

2.2 Hoe reageert de ondergrond op een aardbeving?

Bij de voortplanting van aardbevingsgolven speelt de opbouw van de ondergrond een belangrijke rol. De samenstelling van de toplagen hebben een sterke invloed op de golf eigenschappen bij het maaiveld.

De horizontale versnellingen in de grond tijdens een aardbeving leiden tot extra schuifspanning. Vooral losgepakt zand zal hierdoor willen verdichten. Voor verdichting moet het water tussen de korrels eerst uitstromen, maar hier is tijdens de aardbeving geen tijd voor, zodat wateroverspanningen optreden. Deze leiden tot tijdelijke vermindering van korrelspanningen en daarmee tot vermindering van sterkte en stijfheid van het zand. Als de trilling sterk is kan het zand zijn sterkte en stijfheid zelfs compleet verliezen (dit wordt verweking genoemd). Verwekingsgedrag kan zowel optreden bij een snelle eenmalige schuifspanningsverhoging (statisch), als bij snelle herhaalde schuifspanningswisselingen (cyclisch). Naast de grootte van de extra schuifspanning is dus ook het aantal schuifspanningswisselingen van invloed.

Bij de tot op heden opgetreden aardbevingen in Groningen zijn geen locaties vastgesteld waar verweking is opgetreden. Bij een sterkere aardbeving (vanaf ongeveer 0.2 g) neemt de kans op verweking volgens de huidige inzichten sterk toe. Dit aspect wordt beschouwd in hoofdstuk 6. Voor klei en veenlagen bestaat dit gevaar niet of nauwelijks.

2.3 Hoe reageert een constructie op een aardbeving?

Een constructie in of op de grond zal ook gaan bewegen door de beweging van de grond. Deze dynamische respons van de totale constructie wordt beïnvloed door de massa, stijfheid en sterkte van de constructiedelen, en de interactie met de omringende of onderliggende grond. Als een constructie of een onderdeel van een constructie in zijn eigenfrequentie belast wordt kan resonantie optreden.

Het is in Nederland niet vereist om constructies te berekenen op aardbevingen (met enkele uitzonderingen zoals grote energiecentrales). Het gasleiding netwerk is dus ook niet op een aardbevingsbelasting ontworpen.

2.4 Eurocode 8

De Eurocode 8 (EC8) geeft voorschriften voor het ontwerpen op aardbevingsbelasting, maar is in Nederland niet voorzien van nadere methoden en belastingen en zelfs niet officieel van kracht (In de NEN 3650 staat een verwijzing voor ontwerp bij aardbevingsbelasting). Wel kan de denkwijze van EC8 worden gevolgd, wat op enkele onderdelen dan ook gedaan is. Verder is gebruik gemaakt van specifiek afgeleide methoden uit de literatuur. Aanbevolen wordt EC8 geschikt te maken voor toepassing in Groningen (Vanuit de NEN zijn plannen gemaakt voor de periode 2014-2017 om dit te realiseren).

De Eurocode 8 geeft voorschriften voor het ontwerpen op aardbevingsbelasting. De Eurocode 8 kent 6 delen:

1. Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen.
2. Bruggen.
3. Beoordeling en verbetering van gebouwen.
4. Silo's, opslagtanks en pijpleidingen.
5. Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten.
6. Torens, masten en schoorstenen.

Voor pijpleidingen worden dus specifieke regels gegeven in deel 4.

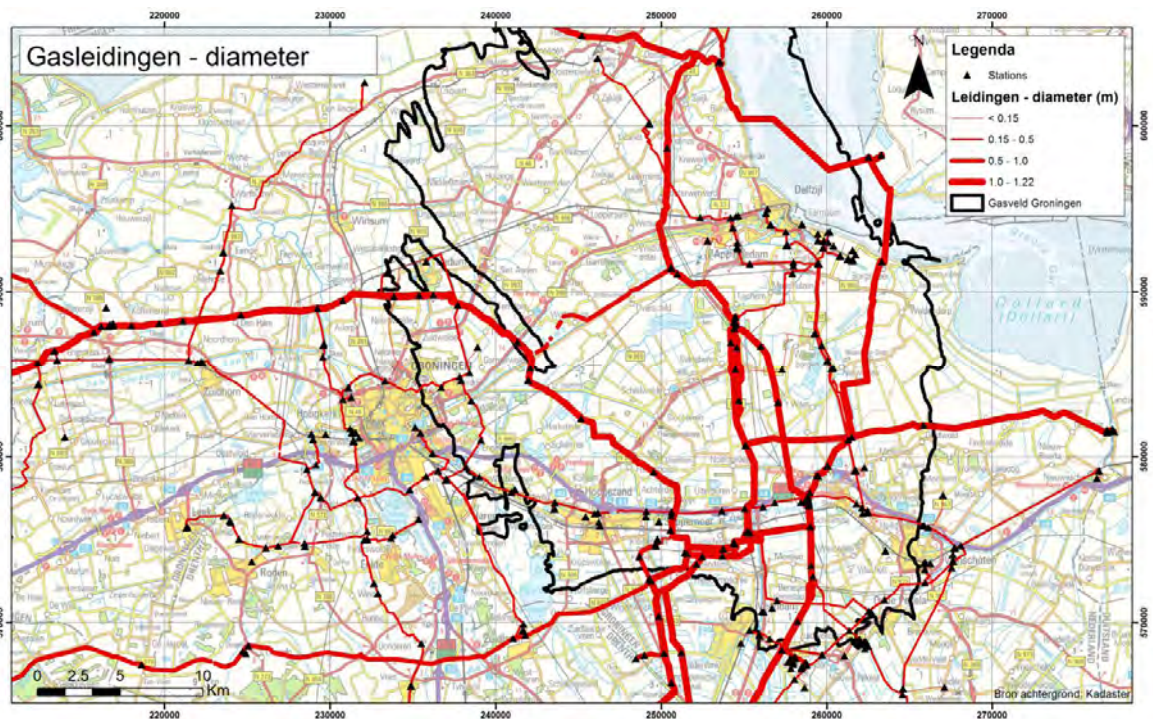
3 Het Gasleidingen netwerk en ondergrond

3.1 Gasleidingen netwerk

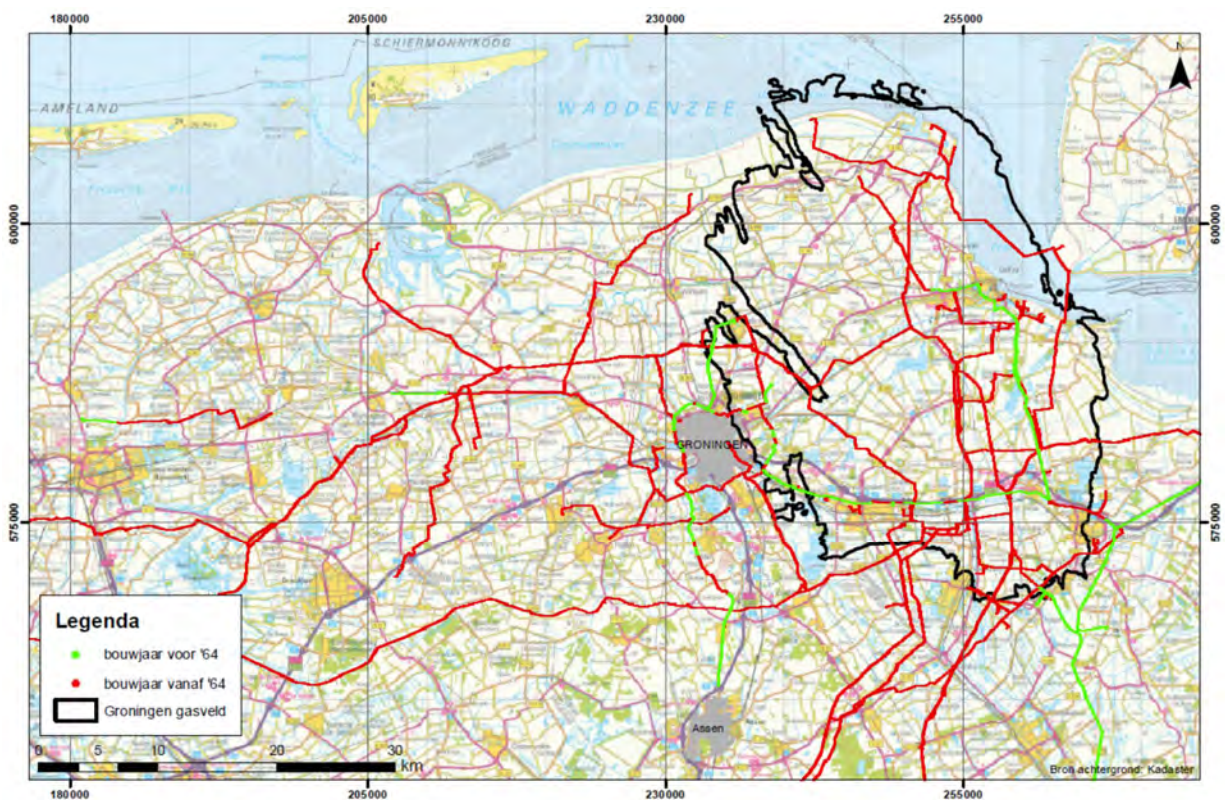
3.1.1 Leidingen

In het onderzoeksgebied ligt ruim 2000 km aan gasleidingen van NV Nederlandse Gasunie, waarvan ca. 600 km binnen het Groningen gasveld. Dit zijn transportleidingen, de gasdistributieleidingen van lokale netbeheerders zijn hierbij niet inbegrepen. Het netwerk bestaat uit grotere en kleinere leidingen aangelegd vanaf 1955 (Figuur 3.1 en Figuur 3.2). Naar het zuiden toe lopen langs drie lijnen in totaal negen leidingen: drie langs de westelijke, twee langs de middelste en vier langs de oostelijke lijn. Daarnaast loopt er een grote leiding richting Duitsland, een richting het noorden en twee richting het westen, die ca. 10km ten zuidwesten van Drachten samenkomen en verder richting Noord-Holland lopen.

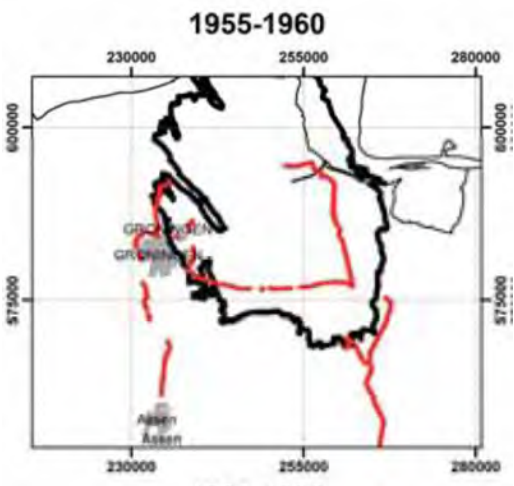
Het gas wordt door stalen leidingen met verschillende diameters getransporteerd (van Grade-B tot X70 staal). De druk van het gas in de gasleidingen varieert per leidingsectie.



Figuur 3.1 Ligging en grootte gasleidingen in onderzoeksgebied



Figuur 3.2 Bouwjaar van het gastransportnetwerk voor en na 1964



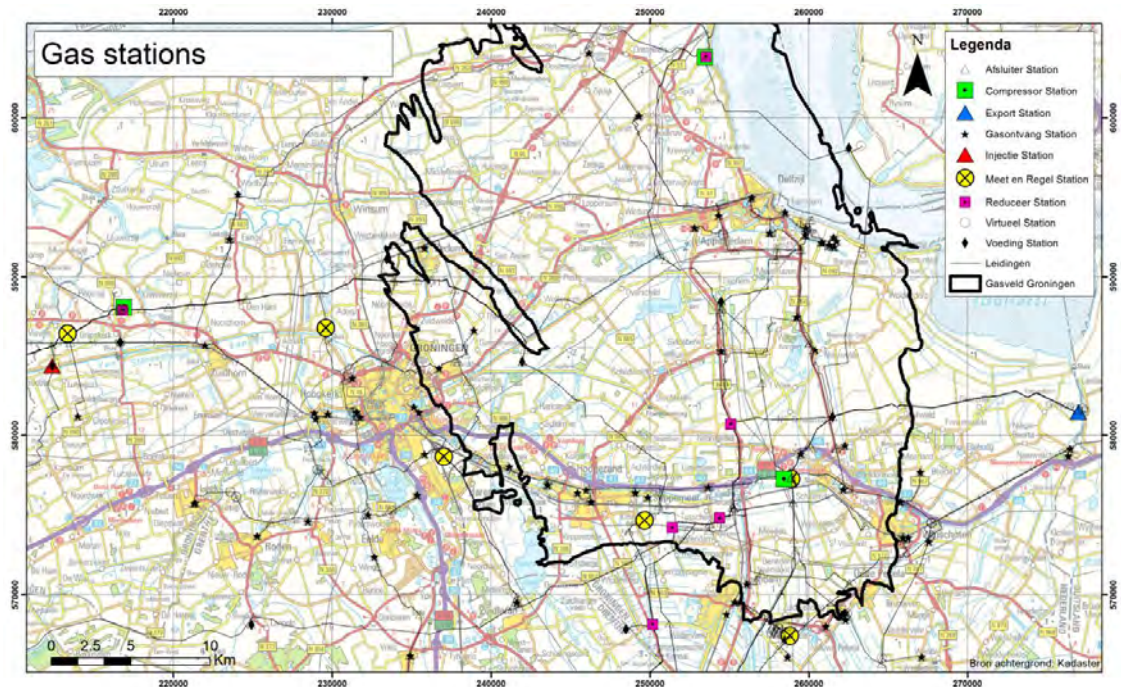
Figuur 3.3 Bouwjaar van (eerste delen van) het gasnetwerk tussen 1955 en 1960

3.1.2 Stations in het gasleiding netwerk

Er zijn negen verschillende types stations, in totaal 501, hiervan liggen er 244 binnen het Groningen aardgasveld. De volgende types zijn aanwezig (totaal/binnen gasveld):

- Afsluiterstation (288/164).
- Compressorstation (3/2).
- Exportstation (1/0).
- Gasontvangstation (gemeentelijk en industrieel) (82/40).
- Injectiestation (1/0).
- Meet- en regelstation (6/2).
- Reduceerstation (6/4).
- Virtueelstation (93/24).
- Voedingstation (21/8).

De ligging van de verschillende stations is te zien in Figuur 3.4.



Figuur 3.4 Ligging en types gasstations in het onderzoeksgebied

Bij de verschillende stations is er naast ondergrondse gasleidingen tevens sprake van aansluitingen met constructies. Ook komen bovengrondse leidingen voor.

3.2 Ondergrondopbouw

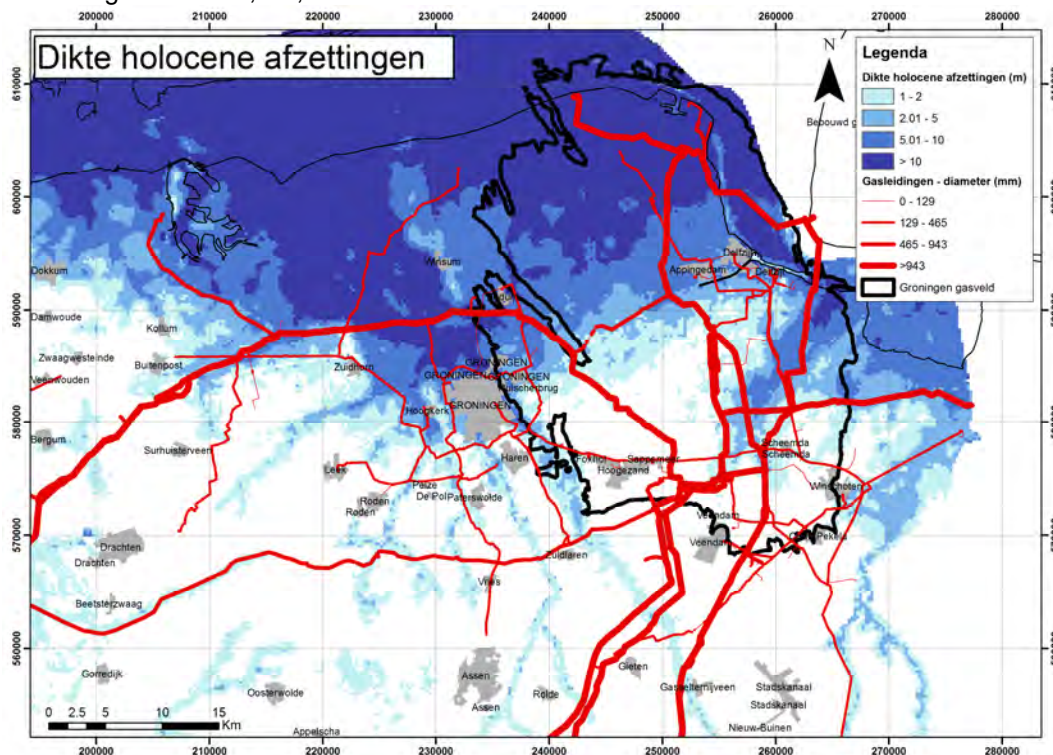
3.2.1 Algemeen

De diepe ondergrond van het gebied rondom het Groningen gasveld is weergegeven in figuur 2.1. De grond en gesteentelagen in deze figuur zijn de lagen waardoor de aardbevingstrillingen c.q. golven zich richting de oppervlakte verplaatsen. In deze figuur is aangegeven dat de bovenste grondlagen behoren tot de zogenaamde Noordzee-groep.

De Noordzee groep bestaat voornamelijk uit sedimentair materiaal. De top van de Noordzee groep, de ondiepe ondergrond met een dikte van ca. 30 m, zijn de grondlagen waardoor de aardbevingsgolven het oppervlak bereiken. De samenstelling van deze grondlagen is sterk bepalend voor de eigenschappen van de aardbevingsgolven. De toplagen nabij het maaiveld veroorzaken site effecten en kunnen afhankelijk van de samenstelling leiden tot het zogenaamde opslingering effect.

In het zuiden van het gebied liggen pleistocene zandlagen aan het oppervlak. In het noorden bevinden zich Holocene afzettingen. Naar het noorden toe neemt de dikte van de holocene afzettingen toe (Figuur 3.5). Meestal is bovenop het pleistocene pakket enkele decimeters dunne veenlaag aanwezig, de Basisveen Laag (Formatie van Nieuwkoop). Onder het pleistocene zand bevindt zich op verschillende plekken zware, bruinzwarte klei (*potklei*), die tientallen meters tot meer dan 100 meter dik is. De potklei is in geulsystemen afgezet, de diepste geulen liggen bij Appelscha, Zuidlaren, Hoogezand en Scheemda (Berendsen, 2000).

Op het Drents plateau, in het zuiden van het gebied, is keileem dicht onder het maaiveld aanwezig (Formatie van Drente, gevormd door het landijs in het Saalien). Keileem bestaat uit een mengsel van klei, silt, zand en stenen en keien.



Figuur 3.5 Dikte van de holocene afzettingen (zie bijlage H)

De holocene afzettingen die vooral in het noordelijk deel van het gebied voorkomen bestaan uit een aaneengesloten dik pakket slappe tot vaste klei voor, afgewisseld met los tot matig vast gepakt kleiig zand (Formatie van Naaldwijk), eventueel met veen inschakelingen (Hollandveen Laagpakket, Formatie van Nieuwkoop). In een strook van ca. 10 tot 15 km langs Eems en Dollard komen dikke veenpakketten voor (Verheij et al, 2002).

3.2.2 Karakteristieke grondprofielen

Uit de hierboven beschreven grondopbouw van het gebied dat wordt beïnvloed door de geïnduceerde aardbevingen van het Groningse gasveld volgt dat de toplagen een wisselende samenstelling hebben. In het noorden van het gebied bestaan de top lagen uit een afwisseling van kleiige zand en zandige kleilagen. In het midden van het gebied komen, afhankelijk van het pleistocene reliëf gebied, dikke en minder dikke laagpakketten voor bestaand uit slappe klei en of veen. Zoals beschreven dagzomen de pleistocene zandlagen in het zuiden van het gebied.

Om de site effects van de toplagen (bepalend voor de golfeigenschappen nabij het maaiveld) in de beschouwing mee te nemen zijn 5 karakteristieke grondprofielen gedefinieerd:

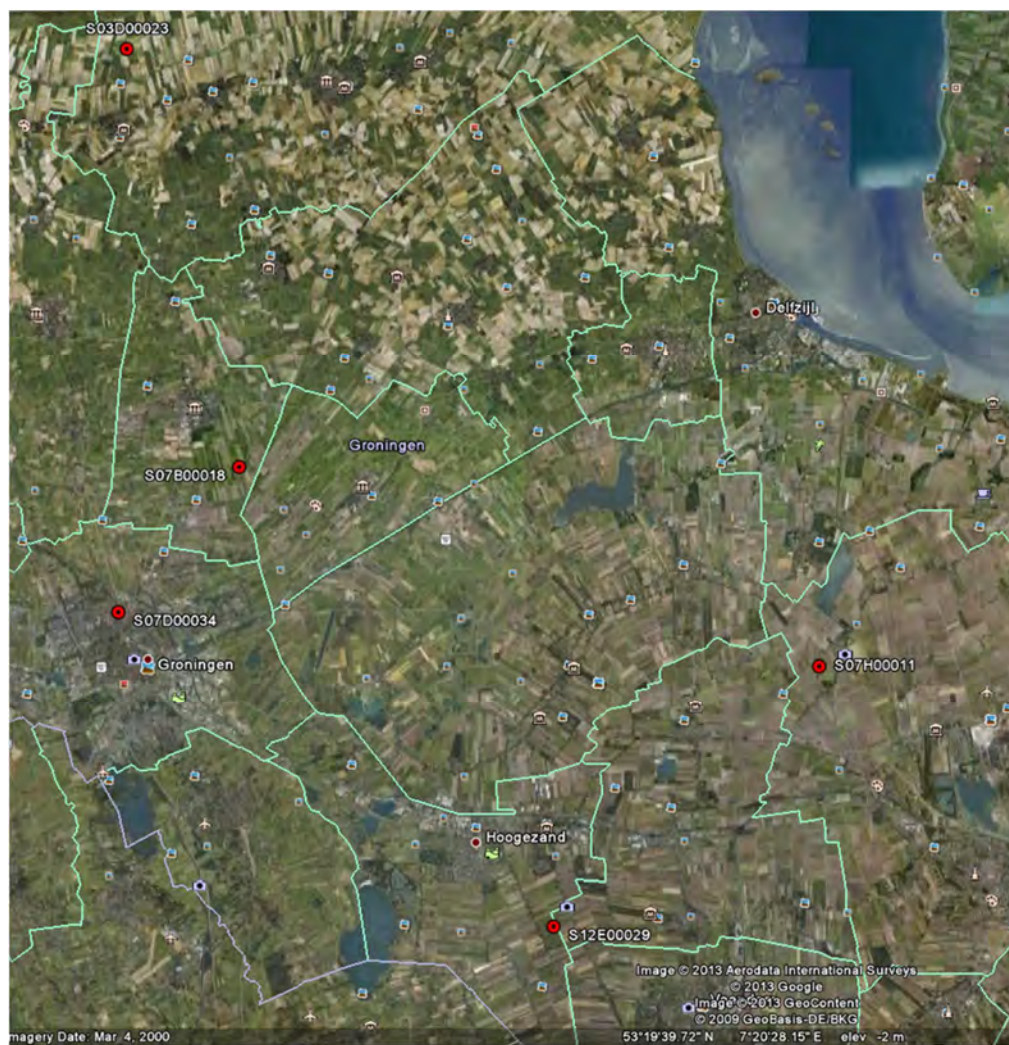
- Klei stijf, bestaand uit een afwisseling van kleiige zand en zandige kleilagen, inschakelingen van los gepakt zand.
- Veen, bestaand uit een toplaag van voornamelijk veen op een pleistocene zandondergrond.
- Slap ondiep, bestaand uit een dunne toplaag van enkele meters slappe klei op een pleistocene zandondergrond.
- Slap diep, bestaand uit een dikke toplaag van slappe klei op een pleistocene zandondergrond.
- Zand, voornamelijk matig tot vast gepakt zand.

Deze grondprofielen komen in het Groningse gebied voor. Vooralsnog is geen ruimtelijke indeling van de Groningse ondergrond gemaakt (een dergelijke studie is omvangrijk), maar is gekozen voor het gebruik van een aantal representatieve sonderingen. Per grondprofiel is een representatieve sondering uit de Dino database gekozen. De gekozen sonderingen zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Profiel	Sondering
Klei stijf	S03D00023
Veen	S07H00011
Slap diep	S07B00018
Zand	S12E00029
Slap ondiep	S07D00034

Tabel 3.1 Gebruikte bodemprofielen en sonderingen

In onderstaande figuur zijn de locaties van de sonderingen weergegeven. De grafieken van de sonderingen zijn weergegeven in bijlage A.



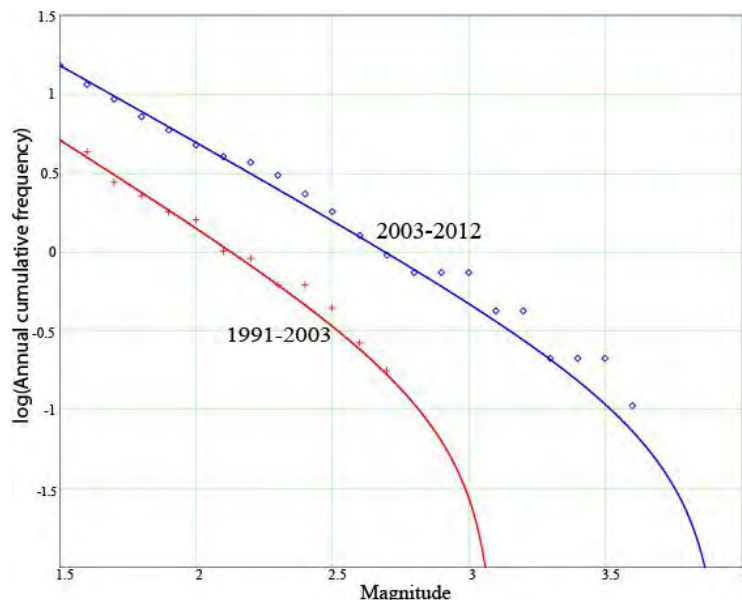
Figuur 3.6 Locatie gekozen sonderingen

4 Aardbevingsbelasting

Voor het bepalen van de standzekerheid van grondconstructies en bouwwerken worden de effecten van een aardbeving eerst kwantitatief vertaald in een bodemtrilling, die de mate van grondbeweging bepaalt, welke doorgegeven wordt aan de constructies. Een aardbevingstrilling kent enkele karakteristieken die aan de grond of constructie opgelegd worden, namelijk de sterkte (amplitude, variërend in de tijd), de duur, de frequentie inhoud en de richting. Deze karakteristieken variëren als functie van onder meer de magnitude van de aardbeving. Voor deze studie zijn ontwerpsignalen afgeleid van een geregistreerd signaal. Het resultaat hiervan is vergeleken met modelsignalen. De keuze van het signaal waarmee de berekeningen zijn uitgevoerd is in overleg met het KNMI gemaakt.

4.1 Magnitude

In de onderstaande figuur is het Gutenberg-Richter diagram te zien voor de frequentie van voorkomen van aardbevingen in Groningen voor verschillende magnitudes. Daaruit wordt duidelijk dat vanaf 2003 meer bevingen met hogere magnitudes optreden (Door recente waarnemingen).



Figuur 4.1 Illustratie van het niet-stationaire karakter van de relatie tussen magnitude en frequentie van optreden (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

De voorlopig zwaarste beving in Groningen (magnitude $M_w = 3,6$, piekversnelling $PGA = 0,085$ g) vond plaats op 16 augustus 2012. Het epicentrum lag bij Huizinge.

De bepaling van de maximum magnitude maakt deel uit van de studies die eind 2013 opgeleverd zullen worden. In deze studie worden de effecten op het gasleiding netwerk bij verschillende magnitudes onderzocht met de magnitude van $M_w=5$ als maatgevende verwachtingswaarde.

4.2 Amplitude en relatie met de afstand

De amplitudes van de bewegingen worden uitgedrukt in piek grondsnelheid (PGV), -versnelling (PGA) en –verplaatsing. De relatie hiervan met magnitude, haarddiepte, afstand en grondgedrag wordt uitgedrukt in empirische dempingsrelaties, afgeleid uit (verzamelingen van) geregistreerde trillingsignalen. Eerder zijn dempingsrelaties afgeleid voor de aardbevingen in Groningen en vergeleken met relaties in gebruik in de internationale praktijk (Dost et al. 2004). Deze relaties vertonen echter een grote onzekerheid op korte afstanden (enkele kilometers) van het epicentrum. Recentelijk is een nieuwe dempingsrelatie opgesteld, gebaseerd op een aanmerkelijk grotere dataset dan voorheen (Akkar et al 2013). Er wordt rekening gehouden met het breuktype en de stijfheid van de ondiepe ondergrond. Hiermee wordt de voorspelling van de PGA en PGV op korte afstanden sterk verbeterd. De PGV en PGA behorend bij een Mw=5 magnitude is met deze relatie berekend. De gebruikte input parameters zijn:

Moment Magnitude	5	
Soort breukvlak (Normal: 0, Reverse:1, Strike-slip:2)	0	
Vs30 (m/s) (schuifgolfsnelheid: maat voor stijfheid bovenste 30 m)	184	Middelstum (Wassing et al., 2003)
Diepte (km)	3	

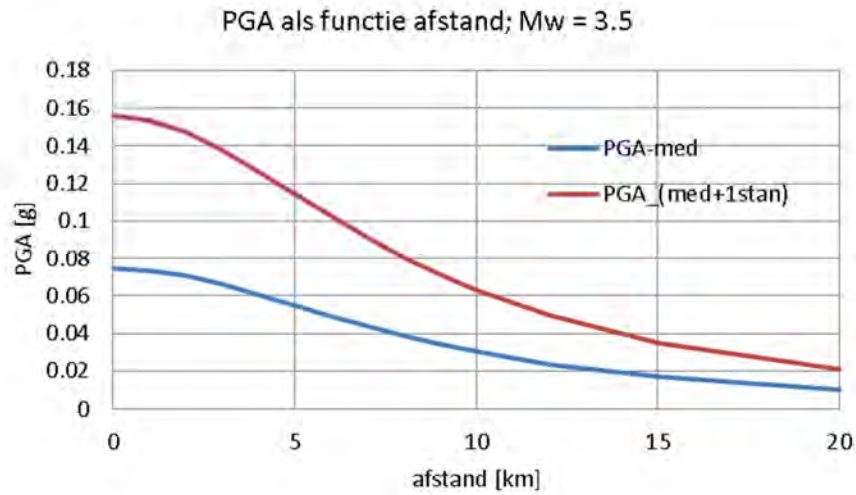
De gemiddelde waarden in het epicentrum zijn dan respectievelijk PGA = 0,23 g en PGV = 0,12 m/s. Om rekening te houden met circa 1 maal de standaardafwijking aan onzekerheid worden de constructies beoordeeld tot aan een PGA van 0,5g en een PGV van 0,23 m/s.

Met de relatie van Akkar et al. (2013) is voor verschillende combinaties van magnitude en afstand de PGA te bepalen. Voor de moment magnitude Mw=3.5, Mw=5 en Mw=6 is in de volgende figuren het verloop van de PGA als functie van de afstand gegeven. In iedere figuur zijn zowel de mediane waarde als de mediane waarde plus 1 keer de standaard deviatie, volgend uit de spreiding in de database, gegeven. Voor de PGV zijn vergelijkbare relaties op te stellen. Uit een vergelijking door KNMI met de geregistreerde Mw=3.6 signalen van de Huizinge aardbeving bleek dat deze binnen het betrouwbaarheidsinterval van 1 standaarddeviatie vallen (pers. comm. Dost, 2013).

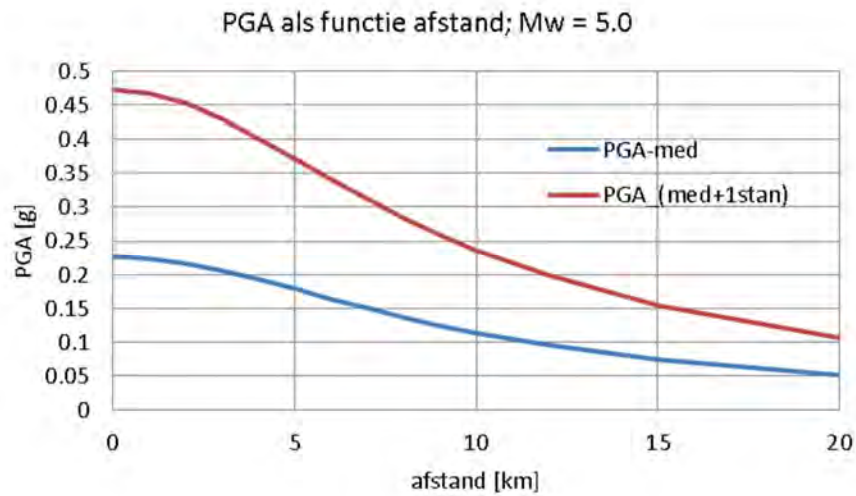
Voor verschillende waarden van de magnitudes zijn in de volgende tabel de piekwaarden bij het epicentrum bepaald.

Moment magnitude	Piekversnelling PGA [m/s ²]		Pieksnelheid [m/s]	
	mediaan	Mediaan + 1 stan. Dev.	mediaan	Mediaan + 1 stan. Dev.
3,5	0,73	1,53	0,015	0,03
5	2,22	4,63	0,12	0,24
6	4,18	8,72	0,35	0,71

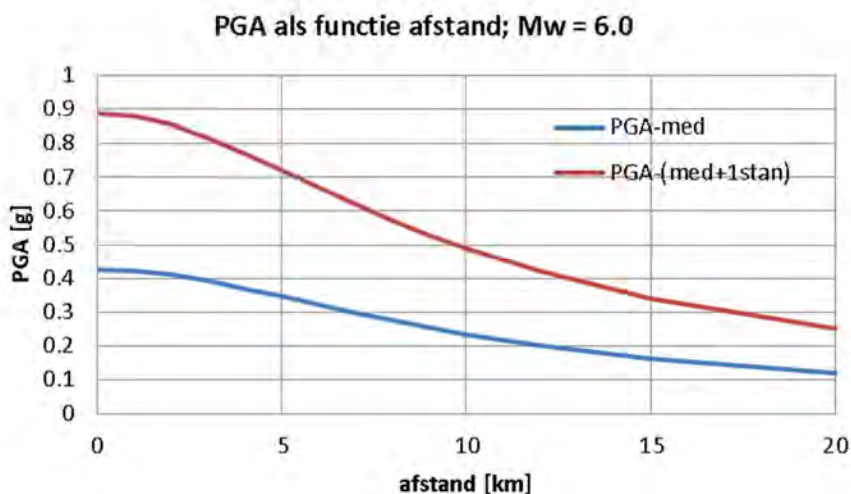
Tabel 4.1 Piekwaarden versnelling en snelheid als functie moment magnitude



Figuur 4.2 PGA als functie afstand, Mw = 3,5



Figuur 4.3 PGA als functie afstand, Mw = 5



Figuur 4.4 PGA als functie afstand, Mw = 6

In bijlage B zijn voor de verschillende magnitudes de optredende versnellingen weergegeven.

4.2.1 Response spectra

De interactie tussen de karakteristieken van de trillingen c.q. golven en constructies wordt uitgedrukt in een "response spectrum". Eurocode 8 bevat model response spectra voor verschillende klassen tektonische aardbevingen. Ook in de studie van Akkar et al. (2013) worden spectrale versnellingen als functie van de trillingsperiode berekend. Deze worden vergeleken met het response spectrum van twee registraties van de augustus 2012 Mw=3.6 beving van Huizinge. EC8 geeft model response spectra voor tektonische aardbevingen. Onderscheid wordt gemaakt tussen lichte aardbevingen (type 2, magnitude Ms < 5.5) en zware aardbevingen (type 1, Ms > 5.5). Voor Groningen kiezen we voor type 2. Model spectra voor verschillende typen ondergrond worden gegeven (figuur 4.5).

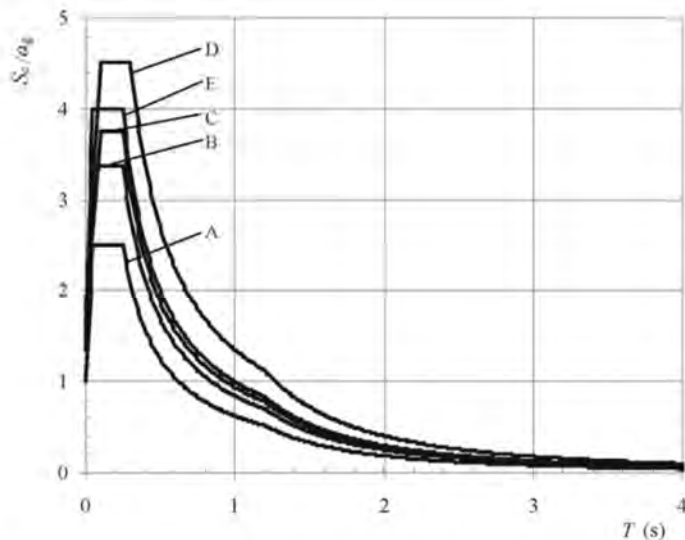


Figure 3.3: Recommended Type 2 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

Figuur 4.5 Response spectra type 2, uit EC8

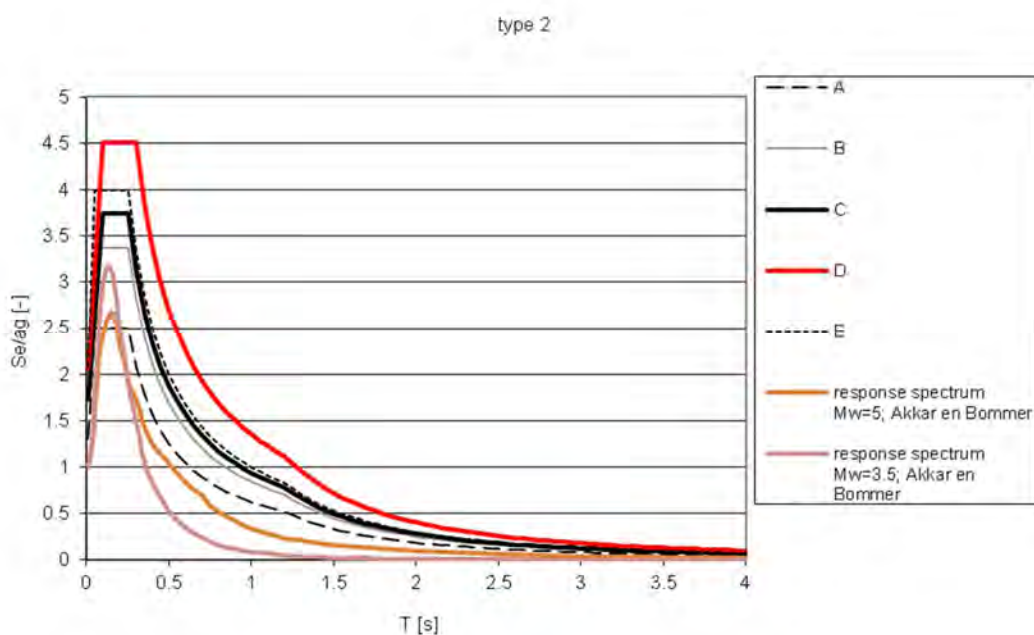
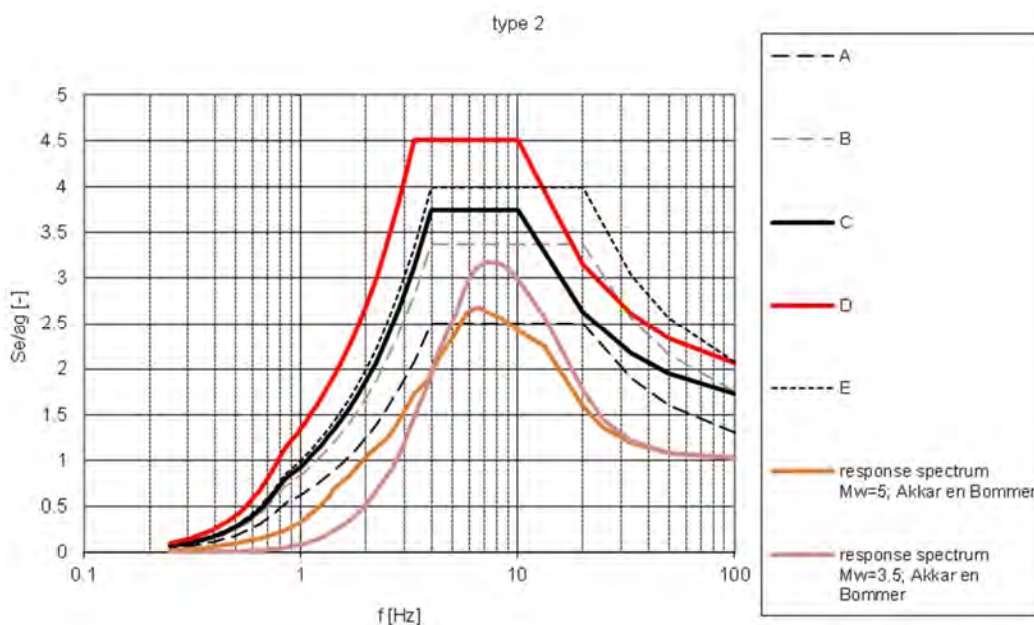
De indeling in ondergrondtypen in de Eurocode 8 is als volgt:

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Tabel 4.2 Beschrijving van type ondergrond, EC8

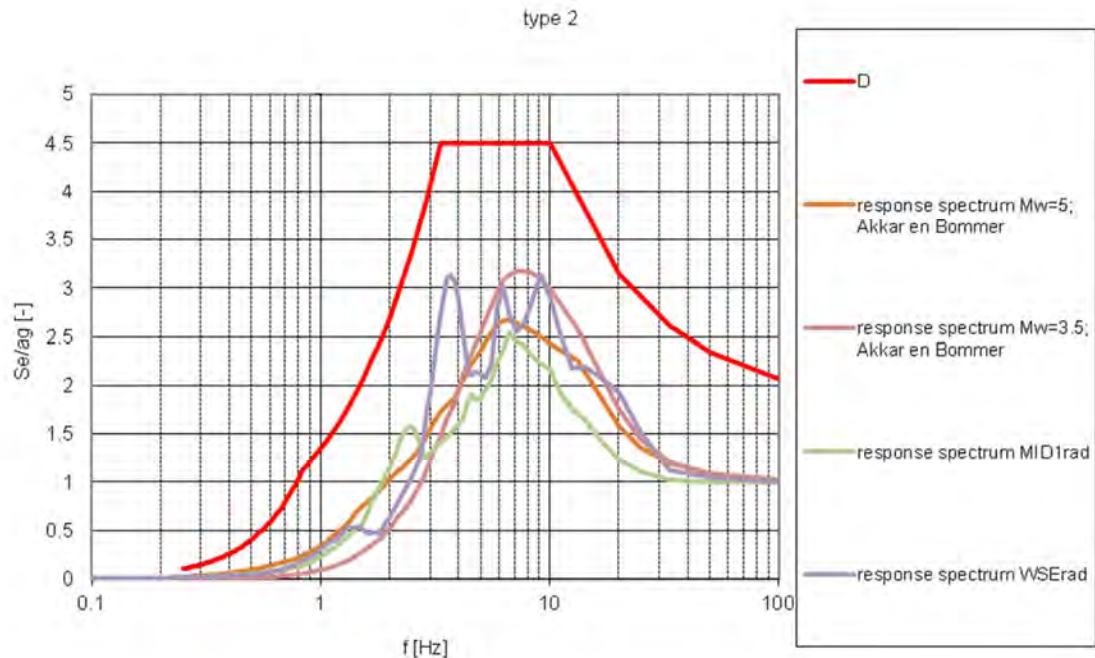
Voor Groningen is type D representatief voor het holocene gebied.

Met de studie van Akkar et al. (2013) kunnen response spectra worden berekend voor de input parameters die zijn gegeven in paragraaf 4.2. In figuur 4.6 worden deze genormaliseerde spectra vergeleken met de spectra uit EC8, uitgedrukt in eigen frequentie en eigen periode.



Figuur 4.6 Vergelijking van verschillende ontwerpspectra voor belasting (boven in frequentiedomein, onder in tijddomein)

De EC8, type D en Akkar et al. (2013) spectra worden in Figuur 4.7 vergeleken met twee geregistreerde spectra van de Huizinge beving. Hiervoor zijn de registraties van Middelstum (MID1rad) en Westeremden (WSErad) gebruikt (rad staat voor radiale richting).



Figuur 4.7 Vergelijking tussen geregistreeerde en model spectra

Het spectrum van de geregistreeerde trilling WSErad komt overeen met de spectra berekend volgens Akkar et al. (2013). Het MID1rad spectrum ligt er iets onder. De relatieve amplitude van het EC8 type D spectrum voor tektonische aardbevingen met een magnitude kleiner dan 5,5 overschat de gemeten en berekende respons spectra sterk, maar de kantelfrequenties zijn wel vergelijkbaar.

In deze studie wordt daarom het signaal WSErad gebruikt voor de berekeningen. Door KNMI is aangegeven dat dit signaal geschikt is om deze studie mee uit te voeren. Opgemerkt dient te worden dat voor ontwerpdoeleinden in aardbevingsgebieden tijdsafhankelijke aardbevingsberekeningen 3 tot 7 representatieve signalen worden gebruikt. Voor deze studie is dat niet gedaan en is 1 maatgevend signaal gebruikt. Tevens dient te worden opgemerkt dat in bijlage D constructieve berekeningen worden beschreven die gemaakt zijn aan de hand van een gemodificeerd EC 8 spectrum. Dit gemodificeerde spectrum is conservatief.

Het signaal van WSErad is als basis gebruikt om voor de 5 verschillende representatieve grondprofielen de noodzakelijke basisparameters te bepalen. In de onderstaande tabel 4.3 is per grondprofiel de gebruikte schuifgolfsnelheid weergegeven.

no.	Profiel	Schuifgolfsnelheid [m/s]
1	Klei stijf	186
2	Veen	136
3	Slap diep	107
4	Zand	262
5	Slap ondiep	172
6	meting	140

Tabel 4.3 Gemiddelde schuifgolfsnelheid over 30 m

4.3 Conclusie

Gekozen is om een geregistreerd aardbevingssignaal te gebruiken als basis voor een representatief ontwerpsignaal bij hogere magnitudes. Het geregistreerde signaal dient dan opgeschaald te worden naar de te beschouwen magnitude. De piek- en spectrale belastingen zijn in overleg met KNMI berekend met een empirisch rekenmodel van Akkar et al. (2013). Uit een vergelijking van de berekende spectra met de metingen van de Huizinge 2012 aardbeving blijkt dat het spectrum van de meting van het station Westeremden (WSErad) het meest overeenkomt met de gemodelleerde spectra.

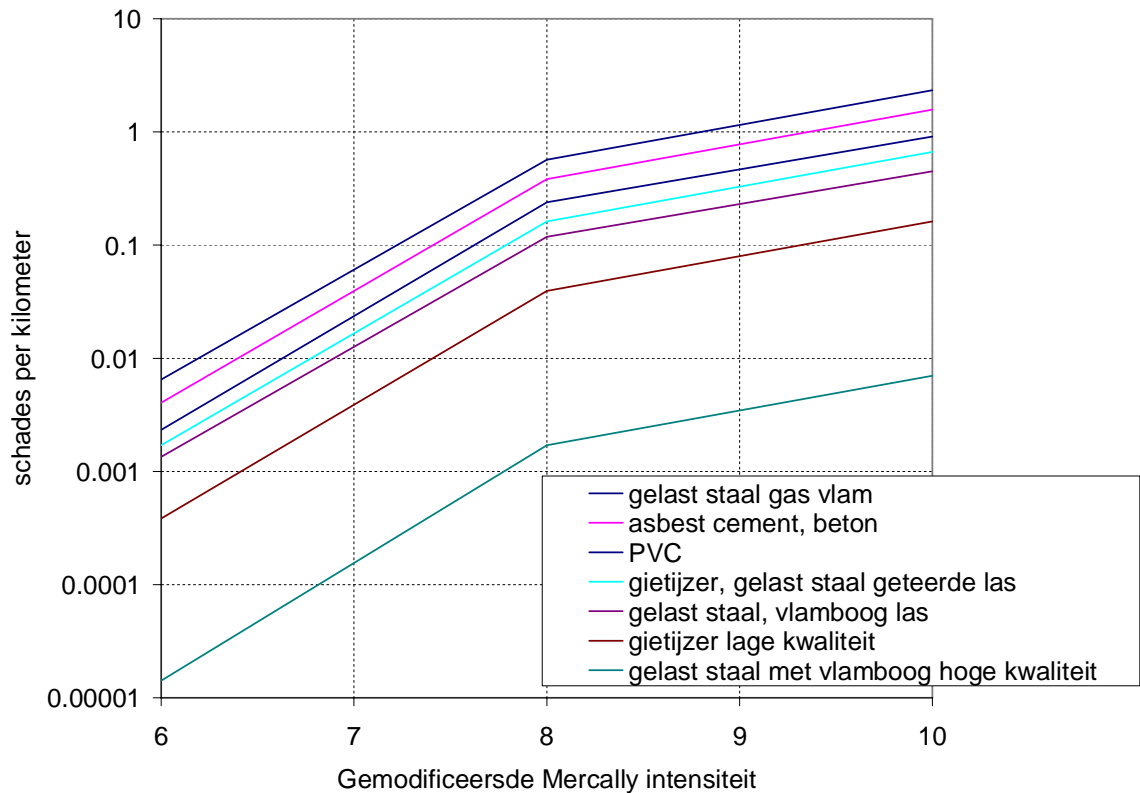
Het EC8 spectrum wordt als te conservatief voor toepassing in Groningen beoordeeld, waarschijnlijk veroorzaakt door de karakteristieke eigenschappen van de tektonische aardbevingen waarop dit is gebaseerd.

5 Toetsing van het Gasunienetwerk

5.1 Algemeen

5.1.1 Literatuuronderzoek

In de literatuur zijn enkele studies beschikbaar waarin aan de hand van de geconstateerde schade gevallen empirische relaties voor verwachte schade gegeven worden. Tevens tracht men op basis van post-analyse lessen te trekken voor beter ontwerp van een leiding of een heel netwerk. De schades aan leidingen worden vaak uitgedrukt in het aantal schades per km (zie figuur 5.1).



Figuur 5.1 Schade frequentie bij natuurlijke aardbevingen [O'Rourke, Liu, 1999]

Op dit moment zijn geen studies naar de schade aan leidingen door geïnduceerde aardbevingen bekend. Internationaal wordt na het optreden van natuurlijke aardbevingen (met name in de VS) vaak een schade analyse uitgevoerd. Dash en Jain (2007) hebben waarnemingen van verschillende onderzoekers gebundeld en in een tabel weergegeven. Deze tabel is weergegeven in Bijlage C. Uit de tabel met gegevens van ernstige aardbevingen volgen verschillende vormen van schade. Schade door de passerende aardbevingsgolven en schade door blijvende grondverplaatsingen worden gerapporteerd (afschuivende grondmassa's, verweking van de grond). Daarnaast wordt vaak ernstige

vervolgschade gerapporteerd, waaronder branden bij gebroken gasleidingen en het niet meer functioneren van het hele transport netwerk. De problematiek is dus niet a priori verwaarloosbaar. Er moet rekening gehouden worden met zowel de invloed van de tijdelijke grondbelasting als de invloed van de permanente grondbelasting.

In de literatuur is gezocht naar een methode voor de toetsing van leidingen bij geïnduceerde aardbevingen en natuurlijke aardbevingen, zie Bijlage C. Uit de literatuur bestaat de indruk dat grote diameter leidingen kwetsbaarder zijn dan kleine diameter leidingen. Het type leiding is eveneens relevant. De meeste schade wordt veroorzaakt door de permanente verplaatsingen als gevolg van de aardbevingen.

In de Eurocode 8 wordt onderscheid gemaakt tussen voorbijgaande tijdelijke groundbeweging en permanente grondverplaatsing. Indien er geen risico aanwezig is op het optreden van permanente grondverplaatsing (dit volgt uit een studie naar de grond waarin de leiding is aangelegd) kan de leiding worden beoordeeld door middel van een studie naar de voorbijgaande tijdelijke grondverplaatsingen. Bij deze studie dient aandacht te worden besteed aan:

- Optredende rek.
- Optredende buiging.
- Optredende hoekverdraaiing (bij koppelingen en gelede leidingen).

Ten aanzien van de optredende rek worden er maximale waarden genoemd voor een situatie met trek en een situatie met compressie voor stalen gelaste leidingen.

5.1.2 Tijdelijke groundbeweging

De tijdelijke groundbeweging van de grond rondom de leiding ontstaat doordat een spanningsgolf passeert. Deze spanningsgolf ontstaat door het plotseling vrijwel instantaan ontlasten van de spanningen die ergens in de bodem opgebouwd zijn. Deze golven planten zich in alle richtingen voort, en komen dus ook aan het oppervlak. Daar zijn zij merkbaar door kortdurende, mogelijk intensieve bodembewegingen. De weg naar het aardoppervlak is in het geval van de geïnduceerde aardbevingen zo'n 3 km lang. Over deze afstand treedt ruimtelijke spreiding, materiaal demping en reflectie van de golven op. Aan het maaiveld kunnen grondlagen bij ongunstige omstandigheden versterking van de trilling geven.

5.1.3 Permanente groundbeweging

De volgende permanente groundbewegingen als gevolg van een aardbeving kunnen worden onderscheiden (O'Rourke, 1998):

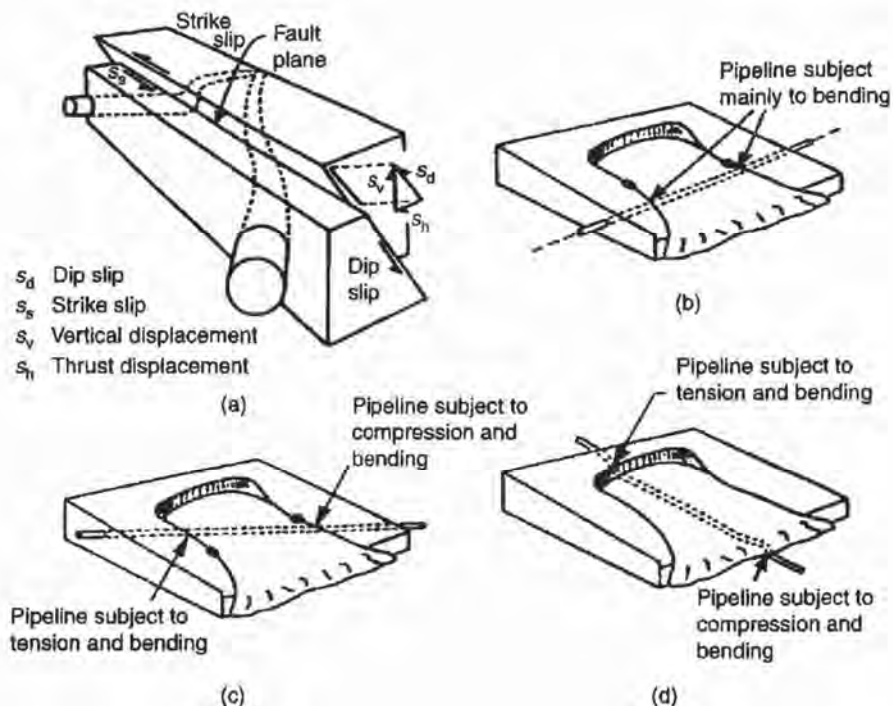
- Verweking van losgepakte granulaire gronden.
- Verdichting van granulaire gronden.
- Afschuiven van grondlichamen door de zwaartekracht.
- Tektonische groundbeweging langs breuken.

Verweking is een van de grootste risico's bij natuurlijke aardbevingen met een grotere magnitude. Door de aardbevingsgolven geïnduceerde rek in de grond resulteert in verschuiving van de granulaire gronddeeltjes, zodat onder de grondwaterspiegel verweking optreedt. Indien het verweekte grond volume niet kan bewegen (geen stromingsmogelijkheden), zijn de gevolgen relatief gering (kleine grondverplaatsingen), maar indien er wel beweging mogelijk is zijn de grondverplaatsingen aanzienlijk.

Bij zeer goed doorlatende granulaire gronden of granulaire gronden zonder grondwater is het mogelijk dat alleen verdichting optreedt en het volume van de grondmassa afneemt. In de geïnduceerde aardbevingsgebieden in Nederland, zal dit verschijnsel tijdens aardbevingen niet significant voorkomen (leidend tot verschil verplaatsingen).

Het afschuiven van grondmassa's kan alleen gebeuren indien er sprake is van reliëf. Bij aarde banen van wegen en spoorwegen, bij dijken of geluidwallen is derhalve kans op afschuiving aanwezig. Door variatie in grondeigenschappen zullen bij een aardbeving van voldoende sterkte vaak slechts delen van een aardebaan of dijk afschuiven en zal afschuiven niet over de volledige lengte optreden.

In de onderstaande figuur 5.2 is een overzicht van verschillende permanente bewegingen en het effect daarvan op leidingen te zien.



Figuur 5.2 Permanente groundbewegingen (O'Rourke et al 2001)

5.2 Toetsprocedure

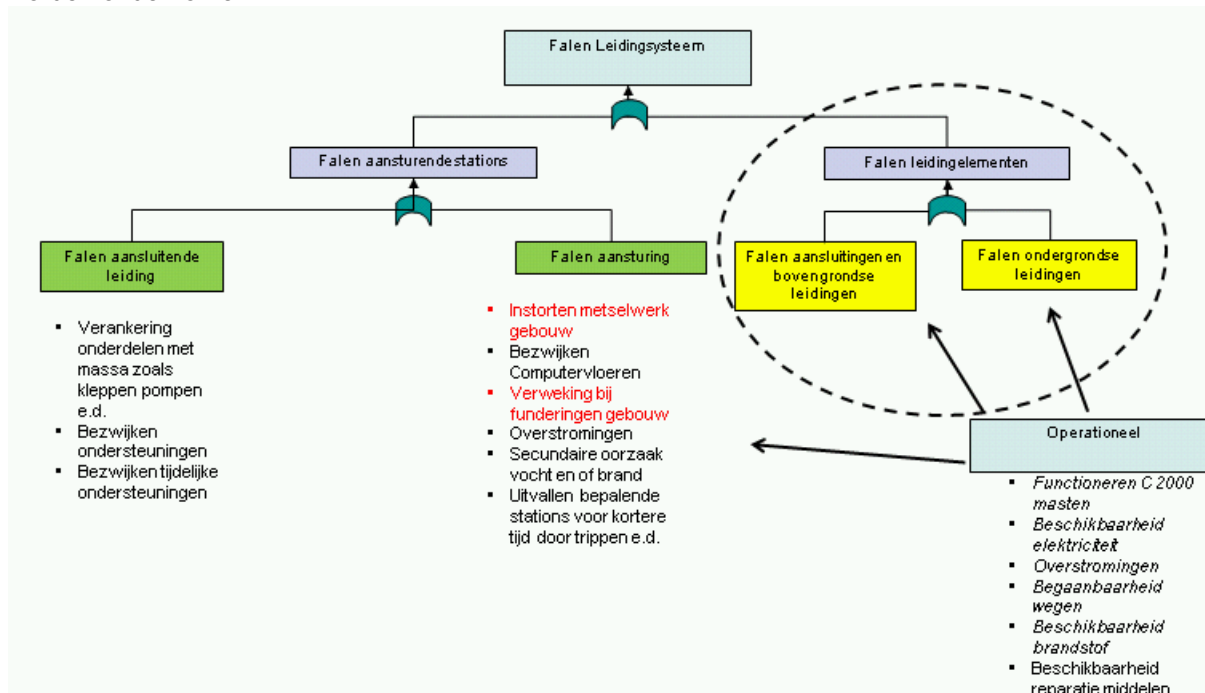
5.2.1 Faalmechanismen

In het begin van 2013 is door DNV Kema een kwalitatieve risico analyse uitgevoerd om de belangrijkste onderdelen van het Gasunienetwerk en de gevoeligheid hiervan voor het optreden van geïnduceerde aardbevingen vast te stellen. De conclusies van deze analyse zijn gerapporteerd in een DNV Kema rapport van Spiekhout en Beks (2013). Deze rapportage is door Deltares gebruikt om de belangrijkste faalmechanismen van het Gasunienetwerk af te leiden.

In de onderstaande figuur 5.3 zijn de hoofdlijnen van de faalmechanismen van een leidingsysteem weergegeven. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de aansturende

component en de leidingelementen. Onder de aansturing vallen complete stations voor bijvoorbeeld het genereren van drukopbouw of onderdelen zoals pompen en kleppen.

Ook is het operationele aspect in deze figuur opgenomen, omdat bij eventuele uitval van het netwerk en of het optreden van schade het van belang is dat snel en doeltreffend actie kan worden ondernomen.

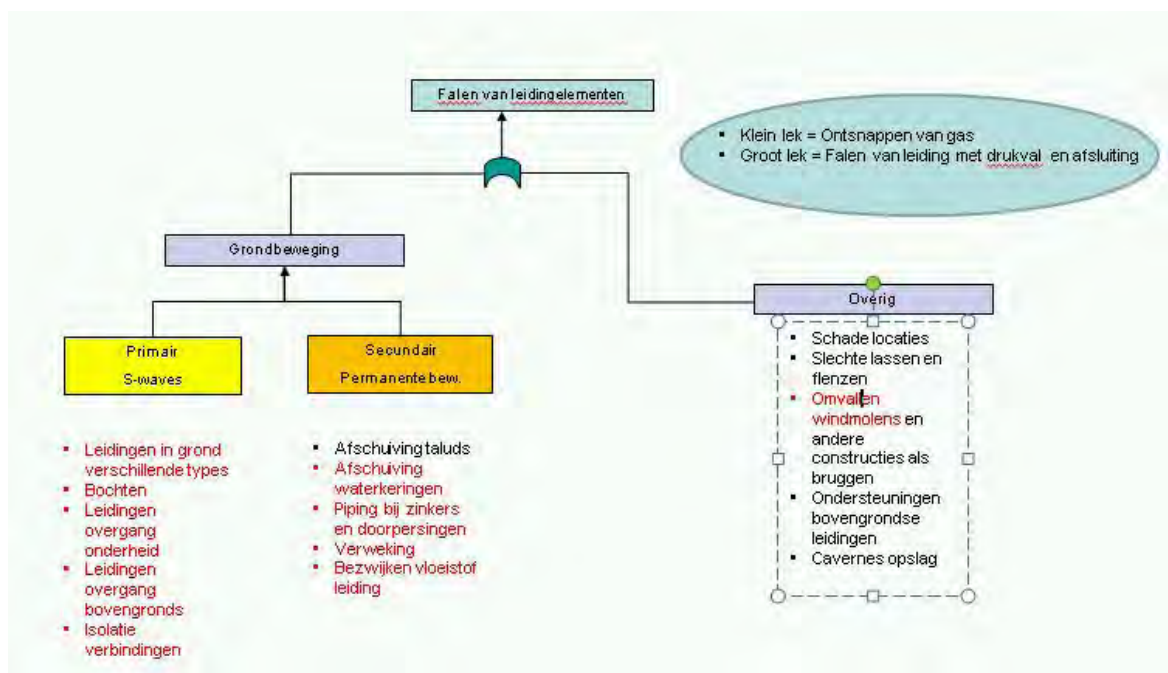


Figuur 5.3 Foutenboom van een leidingsysteem, falen leidingelementen verder uitgewerkt in figuur 5.2 in rood de faalmechanismen die in dit rapport worden behandeld)

In rood is in de figuur aangegeven welke faalmechanismen in dit rapport worden behandeld.

De leidingelementen vormen het grootste deel van een leidingsysteem. Bij beschadiging van de leidingelementen zal er een lek ontstaan en kan het gas uit de leiding ontsnappen.

Het falen van leidingelementen zal meestal worden veroorzaakt door groundbeweging. Zoals hiervoor aangegeven kan de groundbeweging van tijdelijke of permanente aard zijn. Daarnaast kunnen een aantal overige faalmechanismen worden onderscheiden (zie figuur 5.4).



Figuur 5.4 Foutenboom Falen van leidingelementen leidingsysteem (in rood de faalmechanismen die in dit rapport worden behandeld)

In de navolgende hoofdstukken worden per leidingsysteem een aantal belangrijke faalmechanismen behandeld en wordt beoordeeld of het optreden van het faalmechanisme aannemelijk is.

5.3 Geselecteerde faalmechanismen

In deze studie worden een aantal belangrijke faalmechanismen behandeld. De volgende faalmechanismen of aspecten van faalmechanismen worden behandeld:

- Ondergrondse leidingstrekkingen.
- Bochten/T stukken van ondergrondse leidingstrekkingen.
- Verweking effecten op leidingelementen en effecten op gebouwen.
- Overgang ondergrondse leidingstrekkingen naar onderheide strekkingen.
- Aansluitingen met constructies (ondergronds en bovengronds).
- Isolatieverbindingen.
- Leidingen bij waterkeringen, parallelle ligging.
- Leidingen bij waterkeringen, kruising.
- Omvallen windmolen op gasleiding.
- Gasleidingen nabij waterleidingen.
- Standzekerheid metselwerk bebouwing.

De toetsing van het Gasunienetwerk met betrekking tot de bovenstaande faalmechanismen wordt in het volgende hoofdstuk beschreven. Enkele faalmechanismen worden gegroepeerd beschreven.

In deze studie zijn niet alle onderdelen van het uitgebreide Gasunie netwerk in het aardbevingsgevoelig gebied in detail beoordeeld. Er zijn voor verschillende randvoorwaarden berekeningen gemaakt voor faalmechanismen van onderdelen van het netwerk. Volgens Gasunie kunnen de berekende combinaties van randvoorwaarden en gekozen onderdelen als maatgevend worden verondersteld. De Gasunie moet tijdens het reguliere beheer van het netwerk beoordelen of er specifieke situaties ontstaan, die zover buiten de aannames vallen dat een extra beoordeling op aardbevingsbelasting noodzakelijk is.

De beschouwing in deze toetsing zijn uitgevoerd als controle berekeningen zoals die gedaan worden bij het ontwerpen en dimensioneren van leidingen. Bij dergelijke controles wordt aangetoond dat bij een ongunstige samenloop van omstandigheden de rekenwaarde van de sterkte niet overschreden wordt. Als een onderdeel niet aan deze eis voldoet, betekent dat niet dat er direct overal schade ontstaat. Immers, niet overal zullen de omstandigheden in ongunstige zin samenkomen, er is in een ontwerpberekening altijd een veiligheidsmarge en de meeste constructies hebben nog 'verborgen veiligheden'.

6 Toetsing van de faalmechanismen

6.1 Ondergrondse leidingstrekkingen

6.1.1 Gegevens leidingen

De volgende gelaste stalen leidingen zijn in overleg met Gasunie geselecteerd om de effecten van aardbevingen door te rekenen.

Type	Staal-kwaliteit	Rekgrens (R _e) [MPa]	Wand-dikte * [mm]	Diameter [mm]	Diepte [m]	Werk druk [MPa]
A-553	X70	485	15,9	1219	1,0-1,5	6,62/8,0
A-554	X60	413	11,8	914	1,0-1,5	6,62/8,0
A-518	X56	386	9,32	762	1,0-1,5	6,62
leiding 10'' voor 1964	staal 35.8	235	6,3	267	0,8-1,0	4,0
leiding 6'' voor 1964	staal 35.8	235	4,5	159	0,8-1,0	4,0
4''	GR B	235	3,5	114	0,8-1,0	4,0

* Deze wanddikten worden maatgevend verondersteld. Om het effect van een variatie in wanddikte te beoordelen zijn in bijlage J nog leidingen met een afwijkende wanddikte beschouwd.

Tabel 6.1 Overzicht geselecteerde buisleidingen

Deze leidingen zijn meestal op een diepte van ca. 0,8 -1,5 m onder maaiveld aangelegd. De tabel geeft de meest voorkomende diepteligging aan.

In de leiding zijn spanningen aanwezig. Deze zijn afhankelijk van de aanwezige gasdruk, de vervormingen door ongelijkmatige zakkingen. Tabel 6.2 geeft in de derde en vierde kolom de aanwezige spanningen ten gevolge van de gasdruk.

Zoals in NEN 3650 is beschreven zullen de leidingen een uitvoeringszakking hebben ondergaan die leidt tot een buigspanning. Deze buigspanning is berekend door de uitvoeringszakking over de normlengte, volgens NEN 3650 te transformeren tot een boogstraal R in m. Ook de werkdruk in de leiding leidt tot spanning in axiale en tangentiële richting in de leiding. De gronddruk is door de geringe dekking verwaarloosbaar voor het genereren van spanning in de leiding. De variatie in temperatuur van de leiding en de effecten hiervan op de initiële spanning zijn niet beschouwd, omdat is aangenomen dat deze effecten zeer gering zijn. Tabel 6.2 geeft in de zevende kolom de buigspanning ten gevolge van de bodemzettingen. in de laatste kolommen staan de axiale spanning en de gemobiliseerde initiële von Mises spanning.

	Diame- ter mm	Druk axiaal σ_y N/mm ²	Druk tangen- tieel σ_x N/mm ²	Uitv zak mm	Uitv zak R. m	buiging N/mm ²	axiaal. N/mm ²	σ_v N/mm ²
A-553	1219	151.3	302.7	15	2000	62.7	214.1	269,5
A-554	914	152.9	305.8	15	2000	47.0	199.9	268,9
A-518	762	161.5	266,5	15	2000	39.2	200.7	234,1
leiding 10" voor 1964	267	41.4	82.8	10	2200	12.5	53.9	72,7
leiding 6" voor 1964	159	34.3	68.7	10	2200	7.4	41.8	59,9
4"	114	27.6	55.1	10	2200	4.7	32.2	48,0

Tabel 6.2 Resultaten spanning door uitvoeringszakking in buisleidingen

In de bovenstaande tabel is de heersende spanning in de leiding voor het optreden van een aardbevingsbelasting weergegeven. In de laatste kolom is de von Mises spanning berekend uit de axiale en tangentele spanningen Volgens NEN 3650-2 bijlage D:

$$\sigma_{vi} = \sqrt{\sigma_{xii}^2 + \sigma_{yii}^2 - \sigma_{xii} \cdot \sigma_{yii}}$$

Met hierin de axiale en tangentele spanningen voor een vlakke spanningstoestand. Volgens de NEN 3650 D 3.1 is de toelaatbare spanning gelijk aan:

$$0,85 (Re + Re\theta) / \gamma_m = 1.55 Re$$

Met:

Re de vloeispanning (yield stress) in (kN/m²)

Re θ de vloeispanning (yield stress) bij de heersende temperatuur (=Re gekozen) (kN/m²)

γ_m de partiële materiaal factor 1,1 (-)

Voor de leidingen van voor 1964 is volgens de uitgangspunten die bij GTS Gasunie worden gehanteerd uitgegaan van een toelaatbare waarde van 0,7*Re. Deze toetswaarde is altijd van kracht. Indien een leiding van voor 1964 is geïnspecteerd en de lassen in orde zijn bevonden zou deze waarde kunnen worden verhoogd tot 1,0*Re (In dit rapport is 0,7*Re gehanteerd).

In de onderstaande tabel zijn de toelaatbare von Mises spanningen conform NEN 3650 weergegeven. Hierbij wordt opgemerkt dat bij de bepaling van de toetsspanning verondersteld is dat tijdens de maatgevende aardbeving de druk in de leiding maximaal is en de leiding de maximaal te verwachten zetting ondergaan heeft. Voor het grootste deel van het netwerk zal dit niet zo zijn: in een groot deel van het netwerk zal tijdens de aardbeving een waarschijnlijk een lagere initiële spanning heersen.

Type	Staalkwaliteit	Diameter [mm]	Rekgrens [MPa]	Toetsspanning [N /mm ²]
A-553	X70	1219	485	751
A-554	X60	914	413	640
A-518	X56	762	386	598
leiding 10'' voor 1964	staal 35.8	267	235	165
leiding 6'' voor 1964	staal 35.8	159	235	165
4''	X52	114	235	364

Tabel 6.3 Resultaten toelaatbare von Mises spanningen in buisleidingen

6.1.2 Methode toetsing effecten geïnduceerde aardbeving

De toegepaste methode voor een rechte leiding is gebaseerd op de ontwikkelingen van O'Rourke (1998). De aangepaste methode is beschreven in rapport Deltares (Kruse en Hölscher, 2010). Het model veronderstelt dat zich een golf evenwijdig aan de leiding voortplant. De eigenschappen van de leiding en de grond zijn in het algemeen zodanig, dat verondersteld mag worden dat de leiding de grondbeweging volledig volgt. De golfsnelheid van deze golf wordt bepaald door het bodemprofiel (en het type golf). De amplitude van de golf wordt bepaald door de sterkte van de aardbeving. De golf wordt als harmonisch beschouwd.

Als de beschouwde golf een schuifgolf is, leidt de belasting tot buiging in de leiding. Het buigende moment moet beperkt blijven zodat de buigspanningen onder de toelaatbare trek- en drukspanningen blijven. Als de beschouwde golf een drukgolf is, leidt de belasting tot axiale vervorming (extensie en compressie) in de leiding. De normaalkracht moet beperkt blijven, zodat de spanningen onder de toelaatbare spanningen blijven.

Het model bestaat uit twee stappen: eerst wordt een elastische situatie beschouwd. Als de spanningen onder de toelaatbare waarden blijven, wordt geen schade verwacht. Als de elastische situatie spanningen geven die boven de toelaatbare waarden komen, wordt een plastische berekening uitgevoerd. Deze geeft de maximale kracht die de grond aan de leiding kan overbrengen. Als de spanningen onder de toelaatbare waarden blijven, wordt geen schade verwacht. Als de spanningen voor beide situaties (elastisch en plastisch) boven de toelaatbare waarden komen, moet wel schade verwacht worden.

In het algemeen zal de aardbevingsgolf zich niet evenwijdig aan de leiding voortplanten. Bij deze situatie moet formeel de component van de aardbevingsgolf evenwijdig aan de leiding beschouwd worden. Niet-evenwijdige inval heeft een aantal consequenties voor de modellering:

- Er treedt zowel buiging als axiale vervorming op.
- De golflengte in de langsrichting wordt kleiner en ook de amplitude wordt kleiner.

De normaalkracht en de buigkracht zijn een kwart golflengte verschoven, zodat de plaats waar de maximale spanning optreedt niet bekend is. De spanning zal maximaal 40% toenemen, maar dat gebeurt alleen in zeer bijzondere gevallen, waarbij de hoek van inval en de leidingeigenschappen zodanig zijn dat de optredende buig- en normaalspanningen gelijk zijn. In dit (op zich zelf al bijzondere) geval zal echter de maatgevende amplitude ook kleiner

zijn, omdat de hoek van inval tot een reductie leidt. Het is dus niet aannemelijk dat de combinatie van normaalkracht en buigend moment een andere beoordeling geeft.

Het korter worden van de golflengte is complexer. Dit leidt in de elastische beschouwing tot hogere spanningen in de leiding, maar bij de plastische beschouwing tot lagere spanningen.

Een eenvoudige controle is om de plastische controle uit te voeren. Als de plastische controle geen schade geeft, zal schuine inval van golven nooit tot schade leiden. In feite wordt dan de voortplantingsrichting aangepast, terwijl de amplitude van de aardbeving niet aangepast wordt, terwijl dat in werkelijkheid wel het geval is. Deze aanpak levert dus een overschatting van de spanningen op. Als niet aan deze controle voldaan wordt, dan moet gecontroleerd worden bij welke hoek de elastische controle en de plastische gelijke uitkomst geven. Bij deze kritische waarde kan vervolgens gecontroleerd worden of de leiding wel of geen risico loopt.

6.1.3 Gegevens ondergrond

De berekeningen voor de reactie van de leidingen op de aardbevingstrilling wordt uitgevoerd voor de 5 representatieve grondprofielen. Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van de materiaalparameters uit Tabel 1 uit de NEN6740. Dit geeft voor de gebruikte materialen de parameters in tabel 6.4.

materiaal	c_u [kPa]	ϕ [graden]	c' [kPa]	γ [kN/m ³]
slappe klei	50	17.5	5	14
zandige klei	80	22.5	5	16
veen	20	15	2.5	12
zand	0	32.5	0	20

Tabel 6.4 Grondparameters voor bepaling bodemeigenschappen

Ten aanzien van de toepassing van Tabel 6.1 van NEN 6740 moet opgemerkt worden dat de sterkte hier als een belastingsterm opgevat moet worden, zodat met de hoge waarde gerekend moet worden.

De waarden voor slappe klei worden gebruikt voor de grondprofielen 3 (slap diep) en 5 (slap ondiep); de waarden voor zandige klei worden gebruikt voor de profielen 1 (klei stijf). Tabel 6.5 geeft per gekozen profiel de materiaalnaam voor het materiaal waarin de leiding ligt (zie ook 3.2.2).

nummer	profiel	materiaal rondom leiding
1	Klei stijf	zandige klei
2	Veen	veen
3	Slap diep	slappe klei
4	Zand	zand
5	Slap ondiep	slappe klei

Tabel 6.5 Keuze grond rondom leiding per profiel

De veerstijfheid en de maximale wrijvingsweerstand die de leiding van de grond ondervindt wordt bepaald uit NEN 3650, bijlage C. Tabel 6.6 geeft de verplaatsing voor het bereiken van

de maximale sterkte. Er is gekozen voor de ondergrens, omdat dit de hoogste stijfheid geeft. Bijlage I.2 geeft de gebruikte veerconstanten per grondsoort.

materiaal	grondsoort in tabel	u _{Fmax} [mm]	
		interval	gekozen
slappe klei	slappe klei	6-10	6
zandige klei	matig stijve klei	4-6	4
veen	slap veen	10-16	10
zand	matig gepakt zand	3-5	3

Tabel 6.6 · Verplaatsing voor maximale wrijvingskracht (en veerstijfheid)

De maximale wrijvingskracht wordt berekend met de formule uit NEN 3650 bijlage C. Op basis van deze data zijn de parameters afgeleid voor de maximale wrijvingskracht en de veerstijfheid bij axiale verplaatsing van de leiding.

Voor de maximale wrijvingskracht kan uitgegaan worden van de formule van de NEN 3650 voor een gedraineerde situatie of de ongedraineerde schuifsterkte voor een ongedraineerde situatie. Verondersteld is dat de grondwaterstand 0,5 m onder het maaiveld ligt. De coëfficiënt van horizontale gronddruk is afhankelijk van de hoek van interne wrijving. Verder spelen de diameter en de diepteligging van de leiding een rol. De maximale diepteligging voor de meeste leidingen is 1,5 m. Als alternatief kan voor de ongedraineerde situatie bij klei en veen de ongedraineerde cohesie gebruikt worden.

materiaal	gedraineerde wrijving [kPa]	ongedraineerde wrijving [kPa]
slappe klei	8	30
zandige klei	9	48
veen	4	12
zand	10	10

Tabel 6.7 Maximale wrijving

Tijdens aardbevingsbelasting mag uitgegaan worden van ongedraineerd gedrag, maar voor de relatief ondiep liggende leidingen lijken de hierboven gegeven ongedraineerde waarden aan de hoge kant. Dit kan nader geëvalueerd worden voor de situaties die kritisch blijken.

Er worden drie aardbevingssterkten beschouwd: $M = 3,5$, $M = 5$ en $M = 6$. De snelheidsamplitude en de bijbehorende periode die de belasting op de leiding beschrijven hangen nog af van de schuifgolfsnelheid van de toplaag met dikte 30 m. Bijlage I.1 geeft voor elk profiel en voor elke magnitude de berekende trillingsnelheid en periode van de belasting.

6.1.4 Resultaten voor ondiepe leidingen

De toelaatbare spanningen in de leidingen worden voor zowel compressiegolven c.q. normaalgolven als voor schuifgolven die langs de leiding lopen beoordeeld.

Voor een leiding in zand zijn opneembare spanningen diepte afhankelijk, omdat de sterkte van zand spanningsafhankelijk en dus diepte afhankelijk is. Dit geldt voor profiel 4. Voor dit profiel is nagegaan of de toelaatbare spanning bij een maximale diepteligging overschreden wordt.

Schuifgolven

In eerste instantie wordt de passage van de schuifgolf evenwijdig aan de leiding bekeken. Tabel 6.8 en Tabel 6.9 geven de resultaten Voor een elastische berekening. Voor elke leiding diameter is de maximale buigspanning (beschouwd over alle profielen) gegeven en de spanningen in de leiding waarbij rekening gehouden wordt met de initiële spanningen. De von Mises spanning en de reserve factoren. Als de reserve factor groter dan 1 is, is de situatie toelaatbaar.

Bij deze beschouwingen is de situatie bij elastisch grondgedrag volledig toelaatbaar, zodat de invloed van de sterkte van de grond en dus de diepte ligging niet relevant is.

Voor niet-evenwijdig invallende schuifgolven is een controle op plastische grondspanningen nodig om uit te sluiten dat er onder geen enkele invallende richting de toelaatbare trekspanning overschreden wordt. Voor de schuifgolven is dit een complexe berekening. De marge tussen de elastische spanningen en toelaatbare spanningen is echter zo groot, dat deze controle op plastische vervormingen achterwege gelaten is. De grootste berekende aanvullende buigspanning is weergegeven in de onderstaande tabel. Uit de omrekening volgt dat de Von mises spanningen toelaatbaar zijn. De reserve factor geeft aan hoeveel de toetswaarde (zie Tabel 6.3) groter is dan de berekende von Mises spanning.

Diameter [mm]	Buigspanning N/mm2	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2	reserve factor
1219	132	346	303	326	2.3
914	99	299	306	302	2.1
762	82	255	267	261	2.3
267	18	72	83	78	2.1
159	29	71	69	70	2.4
100	17	49	55	53	6.9

Tabel 6.8 Resultaten spanning in buisleidingen ten gevolge van een aardbeving van 0,5 g

Diameter [mm]	Buigspanning N/mm2	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2	reserve factor
1219	318	532	303	462	1.6
914	238	438	306	389	1.6
762	199	371	267	331	1.8
267	44	98	83	91	1.8
159	70	111	69	97	1.7
100	41	74	55	66	5.5

Tabel 6.9 Resultaten spanning in buisleidingen ten gevolge van een aardbeving van 0,9 g

Normaalgolven

Hieronder zijn in Tabel 6.10 de grootste berekende spanningen door compressie belasting weergegeven. Deze zijn afhankelijk van de bodemweerstand en de periode van de aardbevingsbelasting. Aangezien de periode vrijwel onafhankelijk is van de aardbevingssterkte, is ook de maximale belasting onafhankelijk van de aardbevingssterkte. Alleen de resultaten voor M = 6 worden getoond. Voor evenwijdig invallende drukgolven blijkt

bij de beschouwing van de te mobiliseren plastische krachten voor de leidingen na 1964 in geen enkel geval een overschrijding te geven. De sterkte van de leidingen van na 1964 zijn zodanig dat de grond in staat is om wel een kracht te genereren die tot bezwijken kan leiden.

Diameter [mm]	Compressie N/mm ²	Axiaal N/mm ²	Tan. N/mm ²	σ_v N/mm ²	reserve factor
1219	63	277	303	291	2.6
914	85	285	306	296	2.2
762	108	280	267	274	2.2
267	159	213	83	186	0.88
159	223	265	69	238	0.69
114	287	319	55	296	1.2

Tabel 6.10 Resultaten maximale compressiekrachten in buisleidingen ten gevolge van aardbeving bij 0,9 g

Voor de leidingen aangelegd voor 1964 moet eerst nagegaan worden of de leiding de elastische belastingen kan dragen. De eis is dat zowel de staalspanning bij elastisch grondgedrag als de staalspanning bij plastisch grondgedrag boven de toetswaarde moet komen om tot schade te leiden.

Voor een aardbeving $M = 3.5$ is de toename van de spanningen in de orde van 20 MPa. Deze kunnen zeker gedragen worden. Daarom worden allen de spanningen voor de aardbevingen met $a = 0.5g$ en $a = 0.9g$ beoordeeld.

profiel [-]	a = 0.5g			a = 0.9g		
	Comp. [MPa]	σ_v [MPa]	reserve factor	Comp. [MPa]	σ_v [MPa]	reserve factor
1	146	127	1.30	327	294	0.56
2	185	160	1.03	441	406	0.41
3	225	197	0.84	557	520	0.32
4	115	103	1.60	238	209	0.79
5	155	134	1.23	352	319	0.52

Tabel 6.11 Resultaten maximale compressiekrachten in buisleiding 10'' bij elastisch grondgedrag ten gevolge van aardbeving

In Tabel 6.11 staan de resultaten vermeld voor de leiding van 10''. De reserve factor moet groter dan 1 (één) zijn om veilig te zijn. Bij de aardbeving met $a = 0.5g$ voldoet de situatie in profiel 3 niet, de situatie in de overige profielen voldoen nog wel. Bij de aardbeving met $a = 0.9g$ voldoet de situatie in geen enkel bodemprofiel meer.

profiel [-]	a = 0.5g			a = 0.9g		
	Comp. [MPa]	σ_v [MPa]	reserve factor	Comp. [MPa]	σ_v [MPa]	reserve factor
1	134	117	1.41	315	283	0.58
2	173	150	1.10	429	394	0.42
3	213	186	0.89	545	508	0.32
4	103	94	1.74	226	198	0.83
5	143	124	1.32	340	307	0.54

Tabel 6.12 Resultaten maximale compressiekrachten in buisleiding 6" bij elastisch grondgedrag ten gevolge van aardbeving

Tabel 6.12 geeft een vergelijkbare tabel als Tabel 6.11 maar nu voor de 6" leiding. Het resultaat is vrijwel identiek, omdat de situaties alleen in de initiële situatie enigszins verschillen.

Dit betekent dat bij een aardbevingsbelasting tot 0,9 g geen schade wordt verwacht met betrekking tot drukgolven voor de leidingen die na 1964 aangelegd zijn. De leidingen van voor 1964 zullen bij de versnelling van $a = 0.5g$ tot bij of iets over de toelaatbare sterkte belast worden. Bij een aardbeving met $a = 0.9g$ wordt de toelaatbare belasting duidelijk overschreden.

Samenvattend

De passage van schuifgolven leiden niet tot ontoelaatbare situaties.

De passage van een normaal golf c.q. compressie golf leidt voor de leidingen die aangelegd zijn na 1964 niet tot ontoelaatbare situaties. Bij de leidingen die aangelegd zijn voor 1964 wordt de toelaatbare sterkte bij een aardbeving met $a = 0.5 g$ (bij een bepaalde grondopbouw) en ook bij $a = 0.9g$ (alle grondopbouw) overschreden.

6.1.5 Resultaten voor leidingen in HDD

Bij een leiding die door een HDD is aangelegd (diameters 1219, 914 en 762 mm) zijn de initiële spanningen door een hogere grondbelasting groter en moet rekening gehouden worden met de spanningen in de leiding doordat deze het boorgat moet volgen en dus niet meer spanningsvrij is. Dat wordt verdisconteerd door van een grotere initiële spanning uit te gaan.

De aardbevingsbelasting is onafhankelijk van de diepte in het HDD bereik en dus is deze ontleend aan Tabel 6.9 en Tabel 6.10. Tabel 6.13 geeft de resultaten bij de passage van een schuifgolf en Tabel 6.14 geeft de resultaten bij de passage van een normaal golf.

D [mm]	axiaal [MPa]	tangentiaal [MPa]	buig [MPa]	von Mises [MPa]	toets [MPa]	reserve [-]
1219	292	377	318	610	751	1.23
914	291	379	238	529	640	1.21
762	299	384	199	498	598	1.20

Tabel 6.13 Spanningssituatie bij HDD tijdens passage schuifgolf $a = 0.9g$

D	axiaal	tangentiaal	normaal	von Mises	toets	reserve
[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
1219	292	377	63	355	751	2.12
914	291	379	85	376	640	1.70
762	299	384	108	407	598	1.47

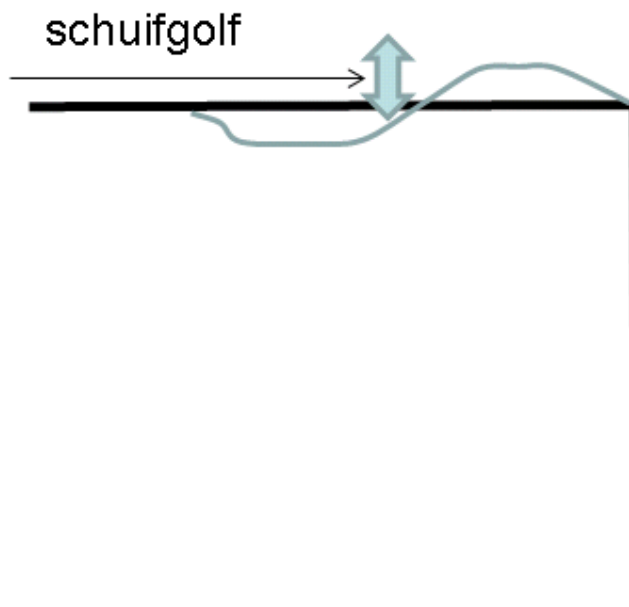
Tabel 6.14 Spanningssituatie bij HDD tijdens passage drukgolf $a = 0.9g$

De reserve factor geeft de verhouding tussen de toetswaarde en de berekende von Mises spanning. Omdat deze voor alle leidingen groter dan 1 is, is de situatie toelaatbaar.

6.2 Bochten van ondergrondse leidingstrekkingen

6.2.1 Inleiding

Bij bochten van leidingen veroorzaakt de aardbevingsgolf op een andere wijze dan bij een rechte leiding een spanningsverhoging in de leiding. In deze studie wordt een haakse bocht bekeken, dit is de meest kritische situatie. De aardbevingsgolf kan van alle kanten komen, maar als eerste wordt de situatie beschouwd waarin de invallende golf evenwijdig aan één tak van de leiding loopt. Voor deze beschouwing is de reactie van de bodem als lineair beschouwd.



Figuur 6.1 Leiding met haakse bocht, voortplantingsrichting schuifgolf evenwijdig aan eerste been

De aanname is dat de leiding in dwarsrichting veel stijver is dan in langsrichting, waardoor het buigpunt in met de beweging van het dwarse leidingdeel moet verplaatsen. Voor de beschouwde golf betekent dit dat de leiding op een meebewegend scharnier ondersteund wordt.

De berekening is uitgevoerd door de oplegkracht en het moment als statisch onbepaalde parameter te kiezen. Vervolgens worden deze parameters bepaald door de eis dat de verplaatsing van het knikpunt ten gevolge van de statische onbepaalde (kracht en moment) nul is en dat de rotatie van beide leiding delen gelijk is in het knikpunt.

De resulterende momenten in het knikpunt zijn berekend en gedeeld door het moment in de ongestoorde leiding. Dit geeft een versterkingsfactor voor het maximale moment in het knikpunt, zodat de resultaten vergeleken kunnen worden met de resultaten voor de ongestoorde situatie, die in paragraaf 6.1 beoordeeld is. Als de versterkingsfactor lager dan 1 is, dan treedt er een reductie van het buigend moment op. Aangezien de berekening lineair is, is deze factor vrijwel onafhankelijk van de sterkte van de invallende aardbeving, omdat de periode van de aardbeving ook vrijwel onafhankelijk is van de magnitude.

Daarnaast is dezelfde berekening uitgevoerd, maar is het moment genormeerd op basis van het toelaatbare moment. Het toelaatbare moment is bepaald uit de reststerkte van de leiding en het weerstandsmoment van de leiding.

6.2.2 Resultaten

De optredende buigende momenten worden uitgedrukt in het buigend moment dat optreedt in de veldstrekking bij elastisch gedrag. Omdat zowel het moment in de veldstrekkingen als in de bocht toeneemt bij toenemende aardbevingssterkte, is de in de tabel vermelde verhouding tussen deze beide redelijk onafhankelijk van de aardbevingssterkte.

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	0.43	0.45	0.55	1.35	2.17	4.41
2	136	0.79	0.64	0.55	0.49	0.69	1.10
3	107	0.83	0.67	0.57	0.46	0.66	1.06
4	262	0.58	0.71	0.90	2.35	4.00	7.81
5	172	0.49	0.44	0.41	0.76	1.32	2.53

Tabel 6.15 Factoren op moment in de bocht als factor op moment in veldstrekking voor beving met 0.2g

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	0.41	0.50	0.60	1.58	2.76	5.63
2	136	0.70	0.56	0.47	0.54	0.83	1.34
3	107	0.73	0.58	0.48	0.51	0.81	1.27
4	262	0.66	0.88	1.13	2.84	5.32	10.54
5	172	0.45	0.41	0.38	0.91	1.55	3.25

Tabel 6.16 Factoren op moment in de bocht als factor op moment in veldstrekking voor beving met 0.5g

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	0.41	0.50	0.60	1.58	2.76	5.63
2	136	0.66	0.52	0.45	0.56	0.91	1.52
3	107	0.61	0.47	0.44	0.57	1.04	1.75
4	262	0.66	0.88	1.13	2.84	5.32	10.54
5	172	0.45	0.42	0.40	0.84	1.44	2.89

Tabel 6.17 Factoren op moment in de bocht als factor op moment in veldstrekking voor beving met 0.9g

Deze waarden zijn variabel voor de verschillende diameters en bodemprofielen. Dit komt overeen met de bevindingen in literatuur [Mashaly en Datta, 1989]. Analyse heeft uitgewezen dat de uitkomst sterk bepaald wordt door de verhouding tussen de golflengte van de aardbevingsgolf en de karakteristieke lengte van de leiding. Daarnaast moet men zich realiseren dat een grote factor op een klein moment een klein moment kan opleveren.

Bij de bochtberekeningen treden normaalspanningen buigspanningen en schuifspanningen op. Deze spanningen zijn omgerekend naar een Von Mises spanning. Aangezien ook een schuifspanning wordt gegenereerd door het opnemen van het bochtmoment wordt de Von mises spanning anders dan in paragraaf 6.1 berekend met:

$$\sigma_{v,i} = \sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2)}$$

Het sommeren van deze spanningen is niet triviaal, omdat de schuifspanning niet constant is over de hoogte van de doorsnede. Er is voor gekozen de gemiddelde waarde van de schuifspanning bij de maximale waarde op te tellen.

Tabel 6.18 geeft voor een aardbeving met magnitude $M = 3.5$ de factor van de toetswaarde op de von Mises spanning (een waarde kleiner dan 1 is overschrijding van de toelaatbare waarde). Tabel 6.19 geeft voor een aardbeving met magnitude $M = 5$ de factor met spanningstoename op de Von mises spanningen. Tabel 6.20 geeft voor een aardbeving met magnitude $M = 6$ de factor met spanningstoename op de Von mises spanningen.

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	2.78	2.38	2.12	2.26	2.74	7.55
2	136	2.76	2.37	2.11	2.26	2.75	7.57
3	107	2.74	2.36	2.11	2.26	2.74	7.56
4	262	2.78	2.38	2.12	2.26	2.74	7.56
5	172	2.78	2.38	2.12	2.26	2.74	7.57

Tabel 6.18 Reserve factoren bij parallelle inval, aardbeving met $a = 0.2g$

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	2.75	2.35	2.10	2.17	2.61	6.92
2	136	2.62	2.32	2.09	2.21	2.68	7.37
3	107	2.44	2.25	2.06	2.15	2.61	7.12
4	262	2.76	2.36	2.10	2.19	2.63	7.02
5	172	2.73	2.36	2.10	2.20	2.67	7.20

Tabel 6.19 Reserve factoren bij parallelle inval, aardbeving met $a = 0.5g$

leiding		1219	914	762	267	159	100
profiel	C_s						
1	186	2.65	2.29	2.05	1.87	2.16	4.91
2	136	2.28	2.18	2.02	2.04	2.45	6.46
3	107	2.03	2.07	1.95	1.87	2.12	5.26
4	262	2.68	2.31	2.06	1.94	2.21	5.17
5	172	2.57	2.28	2.07	2.03	2.41	5.96

Tabel 6.20 Reserve factoren bij parallelle inval, aardbeving met $a = 0.9g$

In alle gevallen is de reserve factor groter dan 1. Dat betekent dat de optredende spanningen aanzienlijk lager zijn dan de toetswaarde. De reserve factor neemt slechts langzaam toe met de sterkte van de aardbeving. Dit effect wordt veroorzaakt doordat in de oorspronkelijke situatie de tangentiële spanning overheerst. De aardbevingsbelasting leidt tot axiale spanningen. Pas als de aardbeving krachtig genoeg is, zal deze invloed van de axiale spanning voldoende gaan overheersen. Het is daarnaast opvallend dat bij de grote leidingdiameters de reservefactor toeneemt met toenemende diameter, terwijl bij de kleine leidingdiameters het tegenovergestelde waargenomen wordt. Dit gedrag hangt samen met de verhouding tussen de lengte van de aardbevingsgolf en de karakteristieke lengte van de leiding onder buiging.

De beschouwing heeft twee beperkingen:

- Er zijn geen spanningsintensiteitsfactoren in rekening gebracht.
- Er is alleen een evenwijdige golfval beschouwd.

De spanningsintensiteitsfactoren voor de scherpste bochten (boogstraal is driemaal de leiding diameter) liggen in dezelfde orde van de reserve factoren. Dit betekent dat bij het in rekening brengen van de spanningsintensiteitsfactoren de aanwezige statische spanningen het probleem meer gaan overheersen, en er rekentechnisch nauwelijks nog mogelijkheid is voor een spanningstoename ten gevolge van een aardbeving.

Een schuine inval kan theoretisch tot een hogere spanning concentratie leiden. Het is momenteel niet zinvol in algemene termen te onderzoeken. In het beschouwde gebied hebben de aardbevingsbelastingen nog relatief weinig invloed op de beoordeling. Hierbij moet ook nagegaan worden of de plastische situatie niet ook beschouwd moet worden.

6.3 Isolatie verbindingen

6.3.1 Inleiding

Een isolatieverbinding kan opgevat worden als een kort stukje leiding, waar een afwijkende stijfheid geldt. In deze paragraaf wordt nagegaan of deze constructies een probleem vormen tijdens de aardbevingsbelasting.

Er zijn twee soorten isolatieverbinding:

- Een isolatieflens.
- Een isolatiekoppeling.

6.3.2 Isolatiekoppeling

Op basis van de ontwerptekeningen kan worden verondersteld dat een isolatiekoppeling altijd stijver is dan de leiding waarin deze opgenomen is. Door de relatief korte lengte van de isolatiekoppeling kan worden geconcludeerd dat dit deel van de leiding niet significant meer belasting naar zich toetrekt. Het belastingniveau gedurende een aardbeving is dus nagenoeg gelijk aan de rest van de leiding. Aangezien door GTS Gasunie is aangegeven dat de isolatiekoppeling minimaal de sterkte heeft van een leidingsegment is er geen reden om hiervoor aanvullende berekeningen te maken en kan worden geconcludeerd dat de isolatiekoppeling bij een aardbeving de belasting zal kunnen weerstaan als de aangrenzende leiding dat ook kan.

6.3.3 Buigstijfheid Isolatieflens

Voor een isolatie flens was in tegenstelling tot de isolatiekoppeling niet duidelijk wat de buigstijfheid was ten opzichte van de leiding. Daarom wordt eerst nagegaan wat de buigstijfheid van een isolatieflens is.

De leiding is opgevat als twee verend ondersteunde buigliggers. Ter plaatse van de isolatielas is een buigveer gemodelleerd. De dwarskracht en het buigend moment in deze buigveer moeten zodanig gekozen worden dat de verplaatsing en rotatie van beide leidingdelen voldoen aan de comptabiliteit: de verplaatsing is continue en de hoekverdraaiing in de isolatielas is zodanig dat het moment gelijk is aan de buigstijfheid maal de hoekverdraaiing.

Op basis van gegevens van GTS Gasunie kan de invloed van de isolatieflens als volgt bepaald worden.

Als voorbeeld wordt een isolatieflens van een 10'' buisleiding bekeken. De buigstijfheid wordt bepaald door drie componenten:

- De stijfheid van de bouten.
- De stijfheid van de pakking.
- De flexibiliteit van de flenzen zelf.

In eerste instantie wordt de eerste component bekeken, de tweede levert een vergroting van de buigstijfheid op, de derde een verlaging van de buigstijfheid.

Voor een 10'' leiding is de volgende informatie beschikbaar: de flens bevat 16 gaten diameter 35 mm, dus ook 16 bouten vermoedelijk M33, mogelijk M30. De effectieve spanningsdiameter is ongeveer 27 mm. De diameter tot het hart van de gaten is 432 mm. Bij een 10'' leiding is de werkzame diameter $D_o - \delta = 267 - 6.3 = 260$ mm.

Het oppervlak van de stalen bouten kan worden omgerekend tot een hypothetische leiding, met de formule

$$N_b A_b = \frac{\pi}{4} N_b D_b^2 = \pi \delta_c D_c \rightarrow$$

$$\delta_c = \frac{N_b D_b^2}{4 D_c} \quad (0.1)$$

waarin de subscript b voor de bouten staat en de subscript c voor de constructieve equivalente leiding.

Invullen van $D_c = 432$ mm, $D_b = 27$ mm en $N_b = 16$ geeft dit een equivalente wanddikte van 6.7 mm. Dit is iets dikker dan de 10" leiding zelf, terwijl de equivalente diameter groter is. Deze component geeft de flens dus een aanzienlijk hogere stijfheid dan de buis zelf.

De berekende stijfheid moet nog gecorrigeerd worden voor de andere twee componenten (de pakking en de flens). Deze invloeden lijken geen aanleiding te geven tot een lagere stijfheid dan de leiding zelf. De pakking heeft een aanzienlijk kleinere werkende diameter, de buiging van de flens treedt over een relatief groot gebied op ten opzichte van de beperkte bout diameter. De verlaging van de stijfheid door buiging in de flens lijkt de belangrijkste invloed, zodat de berekende stijfheid als bovengrens opgevat mag worden. Verondersteld mag worden dat dit zo ontworpen is dat de isolatieflens niet slechter is dan de leiding waarin deze opgenomen is.

6.3.4 Invloed stijfheid op spanningsniveau in de isolatie flens

Als de stijfheid van de isolatieflens hoger is dan van de leiding zelf zal de isolatieflens een hogere spanning naar zich toe trekken, de constructie wordt immers vervormingsgestuurd belast door een opgelegde grondvervorming. De maximale spanning in een leiding is immers evenredig met de diameter van de leiding:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{EI\kappa}{W} \sim \frac{D^4}{D^3} \sim D \quad (0.2)$$

Hierbij moet rekening gehouden worden met het feit dat de grondverplaatsing opgelegd wordt, maar omdat de buigstijfheid niet meer constant is mag niet aangenomen worden dat de kromming overal gelijk is. Indicatieve sommen hebben aangegeven dat de kromming over de flens bij kleine afwijkingen van de situatie bij een buigveer die gelijk is aan de buigstijfheid over één buis diameter ongeveer evenredig is met de stijfheid van de buigveer die de isolatieflens beschrijft. Dit houdt in dat als de buigstijfheid van de flens tweemaal de buigstijfheid van de leiding is, de kromming 1.9 keer zo laag is, terwijl als de buigstijfheid van de flens de helft van de buigstijfheid van de leiding is, de kromming 1.9 keer zo hoog is.

De buigstijfheid gaat met de vierde macht van de effectieve diameter van de flens als deze als een stukje buis beschreven wordt. Wat het totale effect van de flens is, is momenteel niet bekend, omdat er geen goed idee is over de precieze stijfheid van de flens.

Wel kan enig idee over de stijfheid gegeven worden door voor de 10" leiding wat realistische aannames te beoordelen:

- Als één diameter van de leiding de stijfheid heeft van een leiding die 10% grotere diameter heeft dan de leiding zelf kan gesteld worden dat de stijfheid van de las $1.1^4 = 1.4$ keer zo stijf. De kromming is dan $1/1.4 = 0.7$ keer de kromming van de leiding. De spanning is dan voor de bouten van de flens is dan $0.7 \cdot 1.7 = 1.2$ keer de spanning in de leiding.
- Als één diameter van de leiding de stijfheid heeft van een leiding die 20% grotere diameter heeft dan de leiding zelf kan gesteld worden dat de stijfheid van de las $1.2^4 = 1.8$ keer zo stijf. De kromming is dan $1/1.8 = 0.56$ keer de kromming van de leiding. De spanning is dan voor de bouten van de flens is dan $0.56 \cdot 1.7 = 0.95$ keer de spanning in de leiding.

Bovenstaande beschouwing geeft duidelijk de gevoeligheid van de uitkomsten voor de precieze invoer gegevens weer. De stijfheid van de flens wordt bepaald door de buigstijfheid van het totale constructieve deel, terwijl de maximale spanning in belangrijke mate bepaald wordt door de grootste afstand tot de neutrale lijn (in dit geval de afstand van de boutgaten in de flens tot de neutrale lijn). Daarbij speelt nog een rol welke staalkwaliteit voor de bouten gebruikt is en hoe groot de voorspankracht in de bouten is).

Toch kan er op basis van de beschouwing een algemeen beeld gevormd worden. De grootste spanning in de boutverbinding treedt op ten gevolge van de grotere arm van de bout ten opzichte van de neutrale lijn tijdens de buiging. Voor de 10" leiding is de toename van de spanning maximaal 1.7 keer de waarde in de leiding, maar vermoedelijk kleiner. De reserve factor in Tabel 6.8 en Tabel 6.9 geven aan dat voor de 10" bij buiging er voldoende reserve is om deze spanning op te vangen. Dit betekent dat de isolatieflens bij buiging niet overbelast zal raken. Voor de compressie golven is gevonden dat de staaldoorsnede van de bouten bij de 10" leiding groter is dan van de leiding zelf. De compressiegolf zal dan ook geen te hoge spanning opleveren. Deze redenering veronderstelt dat de initiële spanning in de bouten vergelijkbaar is met de initiële spanning in de leiding en de staalkwaliteit van de bouten minimaal gelijk is aan de staalkwaliteit van de leiding.

6.3.5 Conclusies Isolatie verbindingen

Op basis van de reservefactoren in Tabel 6.8 en Tabel 6.9 en de verwachte spannings-toenames lijkt het aannemelijk dat de isolatieflenzen tijdens de aangenomen belastingen geen ontoelaatbare spanningen zullen krijgen. De isolatiekoppeling is volgens Gasunie minimaal net zo sterk als de aangrenzende leidingsegmenten, zodat deze niet separaat hoeft te worden beoordeeld.

Door Gasunie is aangegeven dat de elasticiteit van het isolatie materiaal in de isolatieflens voldoende is om na de tijdelijke vervorming weer volledig afsluitend te zijn, zodat hierdoor geen lekkage zal ontstaan.

6.4 Gasleidingen nabij Waterleidingen

In deze paragraaf wordt nagegaan wat de consequentie is van een breuk in een waterleiding. Uitgegaan wordt van een krater die ontstaat na een breuk in een grote waterleiding 48" met een druk van 30 mwk. De krater die kan ontstaan heeft een diameter van 65 m volgens de berekening in NEN 3651:

$$R_B = \sqrt[8]{H^3 \cdot D^5}$$

Met:

R_B = halve breedte ontgrondingskrater (m)

H= Maximale druk in de leiding (m)

D= Diameter leiding (m)

6.4.1 Basis ontwerpmodel

Bij het ontwerp van ontgravingen en ontgrondingen en ook voor toetsing is uitgegaan van een tweezijdig ingeklemde ligger die de ontgraving/ontgronding overspant. De belasting van de leiding is het eigen gewicht. Het moment op de plaats waar de ontgronding begint (en eindigt) is maatgevend. In de praktijk wordt op deze manier de maximale lengte van een ontgronding bepaald.

Hierbij wordt aangetekend dat het werkelijke moment kleiner zal zijn, omdat de grond langs de rand van de krater niet als starre oplegging functioneert (zie hiertoe ook de figuren in

paragraaf 6.4.6). Voor de ontwerptoepassing wordt zodoende een veilige grens voor de ontgrondingslengte gevonden.

In eerste instantie is dit model toegepast. Hierin is de kraterdiameter gelijkgesteld aan de overspanningslengte van de vrije hangende ligger. Alleen het gewicht van het staal is beschouwd (dus formeel een lege leiding) maar het gewicht van het gas is relatief klein.

D	buigend moment	reserve factor	Toetswaarde
mm	Nm	[-]	MPa
1219	1619	2.47	751
914	901	2.04	640
762	594	1.79	598
267	139	0.37	165
159	59	0.23	165
100	29	0.31	364

Tabel 6.21 Buigend moment bij overspanning van 65 m droge krater

Tabel 6.212 toont, voor het geval dat de krater leegloopt, de resultaten in de vorm van het buigende moment, de reserve factor van de totale spanningen (initieel en buigspanning) ten opzichte van de toetsspanning en de toelaatbare spanning.

Vaak zal de krater met water gevuld blijven, zodat de opwaartse kracht in het water in rekening gebracht kan worden. Tabel 6.223 geeft de neerwaartse belasting (het gewicht) en de opwaartse belasting in water. Hieruit blijkt dat alle leidingen, behalve de kleinste in water willen drijven. In dat geval is de techniek van paragraaf 6.4 toepasbaar, waarbij voor het volumegewicht van de vloeistof 10 kN/m^3 gekozen moet worden

D	gewicht	opwaarts
mm	N/m	N/m
1219	4598	11449
914	2559	6437
762	1686	4474
267	395	549
159	167	195
100	81	77

Tabel 6.22 Belasting op de leiding voor een met water gevulde krater leiding

Uit Tabel 6.21 blijkt dat de leidingen met grote diameter de droge krater kunnen overbruggen (reserve factor groter dan 1). Bij kleine diameters wordt de toelaatbare spanning wel overschreden. De toename van de buigspanning bij afnemende diameter kan begrepen worden uit het feit dat het gewicht van de leiding evenredig is met de diameter tot de tweede macht (als de wanddikte evenredig is met de diameter), terwijl het weerstandsmoment evenredig is met de diameter tot de derde macht. De spanning is dus omgekeerd evenredig met de diameter.

In werkelijkheid geeft de grond rondom de leiding geen oneindig stijve inklemming. De rotatie stijfheid van een ligger onder moment belasting is

$$K_{\varphi} = \beta EI$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (0.3)$$

waarin β [1/m] de stijfheid van de bodem bevat.

Het buigend moment in de oplegging neemt dan af tot

$$T_{oplegging} = \frac{\beta L}{2 + \beta L} T_{ingeklemd} = \frac{\beta L}{2 + \beta L} \frac{1}{2} qL^2 \quad (0.4)$$

en het veldmoment neemt toe tot

$$T_{veld} = \frac{1}{24} qL^2 + \frac{2}{2 + \beta L} \frac{1}{12} qL^2 = + \frac{1}{24} \frac{6 + \beta L}{2 + \beta L} qL^2 \quad (0.5)$$

Merk op dat de limiet gevallen $\beta = 0$ en β heel groot de analytische oplossingen voor een legger op twee steunpunten respectievelijk de tweezijdig ingeklemde ligger levert.

Gelijkstelling geeft $\beta L = 6/11 = 0.55$. Dus, voor deze combinatie van grondstijfheid en overspanning zijn de veld- en oplegmomenten even groot. Bij een kleinere waarde is het veldmoment maatgevend, voor een grotere waarde het moment bij de oplegging.

Voor de gekozen leidingen is β bepaald en in de orde van 0.1-1.5. De lengte waarbij het veld moment maatgevend wordt is dus bij

$$\frac{0.55}{1.5} \beta < L < \frac{0.55}{0.1} \beta$$

$$0.4\beta < L < 5.5\beta \quad (0.6)$$

Voor grote kraters is dit eigenlijk altijd het geval, zodat gesteld mag worden dat het moment bij de oplegging maatgevend is.

Het inklemmingsmoment uit vergelijking (0.4) mag dus altijd gebruikt worden. Praktisch gesproken is deze factor tussen de 0.3 en de 0.9. Dit is niet voldoende om de kleinere leidingen de mogelijkheid te bieden een heel grote krater te overbruggen.

Geconcludeerd moet worden dat in de situatie waarin een kleinere leiding in de buurt van een grote waterleiding ligt, breuk van de grote waterleiding een probleem kan opleveren voor de gasleiding als de krater leeg kan stromen. In de andere gevallen is er geen probleem door waterleidingbreuk te verwachten.

6.5 Verweking effecten op leidingelementen en effecten op gebouwen

6.5.1 Inleiding

In de Quick scan rapportage van Deltares vormt verweking een belangrijk onderdeel. In dit rapport zijn de belangrijkste bevindingen samengevat.

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, dat is minder dan bij M=5 wordt verwacht) neemt de kans op verweking sterk toe.



Figuur 6.2 Mogelijk effect in geval van verweking opgetreden in Roermond 1992 (bron: Drs. G. Houtgast/KNMI via kennislink.nl)

6.5.2 Aanwezigheid verwekingsgevoelige lagen

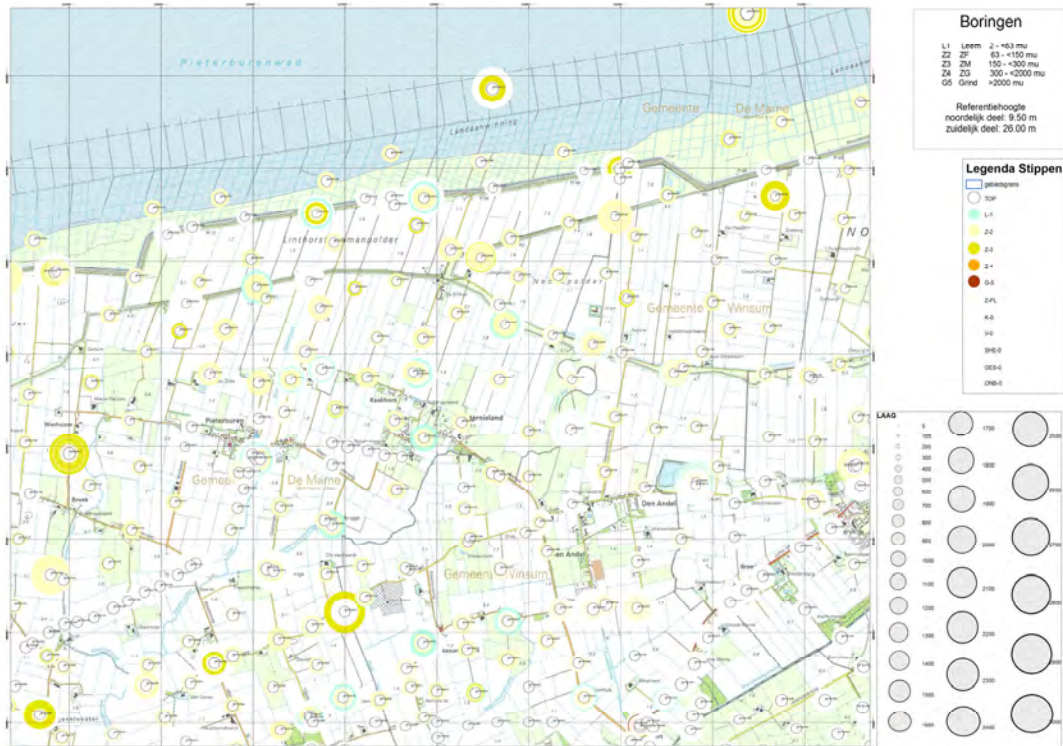
De belangrijkste basis grondeigenschappen in relatie tot verwekingsgevoeligheid zijn de grondsoort en de pakkingsdichtheid. Deze bepalen, naast de grondwaterstijghoogte, ook de grondspanning. Voor Groningen is nog geen gedetailleerd 3D-model in GeoTOP beschikbaar. Daarom is gekozen om de puntinformatie weer te geven in stippenkaarten. De in DINO beschikbare informatie over de samenstelling van de ondergrond in de vorm van boorbeschrijvingen en sondeergrafieken is geaggregeerd tot overzichtskaarten, waarmee een inzicht in de aanwezigheid van verwekingsgevoelige lagen kan worden verkregen.

In de stippenkaarten zijn om de locatie van de boringen en sonderingen de aangetroffen laagscheidingen als cirkels getekend, waarbij de straal van de cirkels een maat voor de diepte is. De laageigenschappen worden door middel van een (kleur)codering weergegeven. De stippenkaarten kunnen niet op een schaal weergegeven worden die een overzicht van het gehele studiegebied omvat. Deze kaarten zijn als GIS bestanden beschikbaar, zodat bij kritische constructies detailkaarten kunnen worden gemaakt. Om de informatie in overzichtskaarten weer te geven zijn gegevens gecombineerd.

Onder de aanname dat cohesieve grondsoorten als klei en veen niet verwekingsgevoelig zijn worden op de stippenkaart de dikte en diepte van de volgende grondsoorten (met korrelgrootte) getoond (zie figuur 6.2):

- Leem/silt, (2 -< 63 μ meter).
- Fijn zand, (63 -< 150 μ meter).
- Matig fijn tot matig grof zand, (150 -< 300 μ meter).

- Grof zand en grind, (> 300 µmeter).



Figuur 6.3 Voorbeeld stippenkaart met informatie uit boringen

6.5.3 Zanddichtheidskaart

De boorbeschrijvingen bevatten geen informatie met betrekking tot de pakkingsdichtheid. Uit sonderingen kan met behulp van de formule van Baldi (1986) een relatieve dichtheid van zand worden 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

De effectieve grondspanning is berekend met een gemiddelde dichtheid van 16 kN/m³ en een diepte tot grondwater van 0,5 m. 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 zijn respectievelijk gekozen: 40% en 70%.

De zo verkregen dichtheidsprofielen zijn analoog aan de boorinformatie in een stippenkaart verwerkt (figuur 6.4).



Figuur 6.4 Stippenkaart met zanddichtheid

De overige kaarten van het gebied zijn op A3 formaat beschikbaar in de Quick scan rapportage.

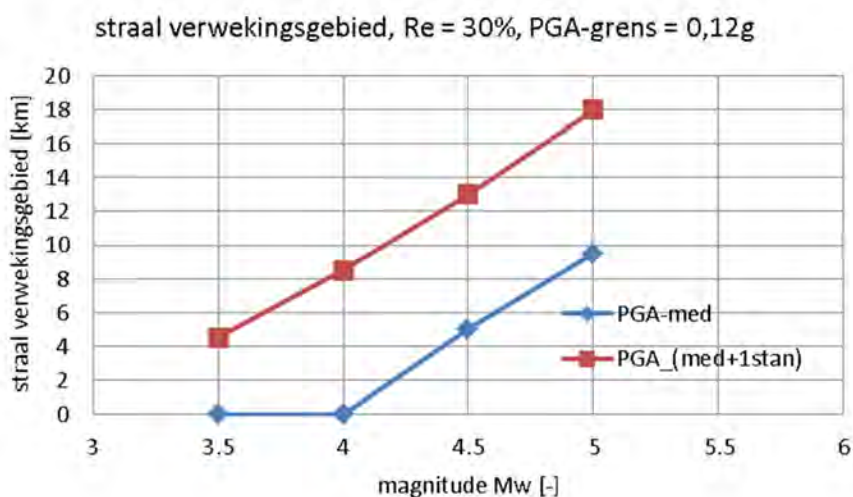
6.5.4 Bepaling grenswaarde versnelling voor verweking

Met de methode volgens EERI publicatie MNO-12 (Idriss en Boulanger, 2008) is de verwekingsgevoeligheid bepaald. Voor de analyse in dit hoofdstuk is uitgegaan van homogene ondergrond. Daaronder wordt hier verstaan zand met een constante relatieve dichtheid. Uit deze dichtheid is het bijbehorende verloop van de conusweerstand met de diepte bepaald, en hiermee de veiligheidsfactor tegen verweking.

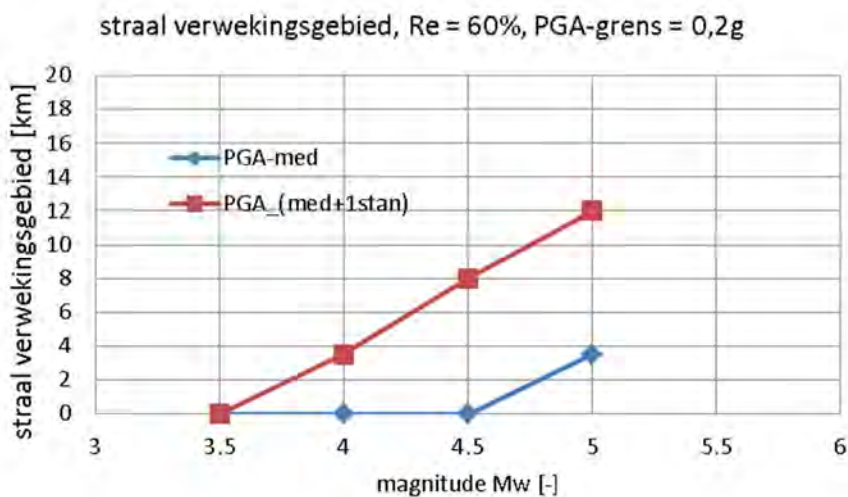
Iteratief is vervolgens per dichtheid bepaald bij welke PGA er in minstens 1 punt sprake is van verweking (veiligheidsfactor tegen verweking is 1). Figuur 6.5 geeft een voorbeeld van zo'n berekening. In dit voorbeeld is uitgegaan een homogene zandondergrond met een relatieve dichtheid van 60%. Bij $PGA = 0,2$ is er op 1,6 m onder maaiveld het eerste punt waar sprake is van verweking.

6.5.5 Bepaling grootte verwekingsgebied

Door combinatie van de grafieken voor de piekversnelling als functie van de afstand (figuur 4.1 t/m 4.3) en de versnelling waarbij verweking optreedt als functie van de dichtheid (figuur 6.6) is het gebied rond het epicentrum waarin zand met een bepaalde dichtheid kan verweken bepaald. Dit is hier voor twee dichtheden ($Re = 30\%$ en $Re = 60\%$) gedaan. Uitsluitend de situatie van een homogene ondergrond is beschouwd. Uit figuur 6.6 volgt dat voor de twee te beschouwen dichtheden de grenswaarde van de versnelling (PGA) respectievelijk $0,12g$ en $0,2g$ is. Voor deze waarden van de PGA is uit de grafieken vervolgens de straal van het verwekingsgebied afgelezen. Dit geeft per magnitude twee waarden, namelijk een voor de mediane schatting van de PGA en een voor de schatting bij de waarden inclusief 1 standaarddeviatie. De volgende figuren geven de resultaten weer.



Figuur 6.7 Straal verwekingsgebied als functie magnitude, los zand ($Re = 30\%$)



Figuur 6.8 Straal verwekingsgebied als functie magnitude, matig gepakt zand ($Re = 60\%$)

Voor de interpretatie van deze figuren kan worden gesteld dat onder de blauwe lijn verweking waarschijnlijk is (behoudens de onzekerheid over de toepasbaarheid van de gebruikte methode voor geïnduceerde aardbevingen). Boven de rode lijn is de kans op verweking klein.

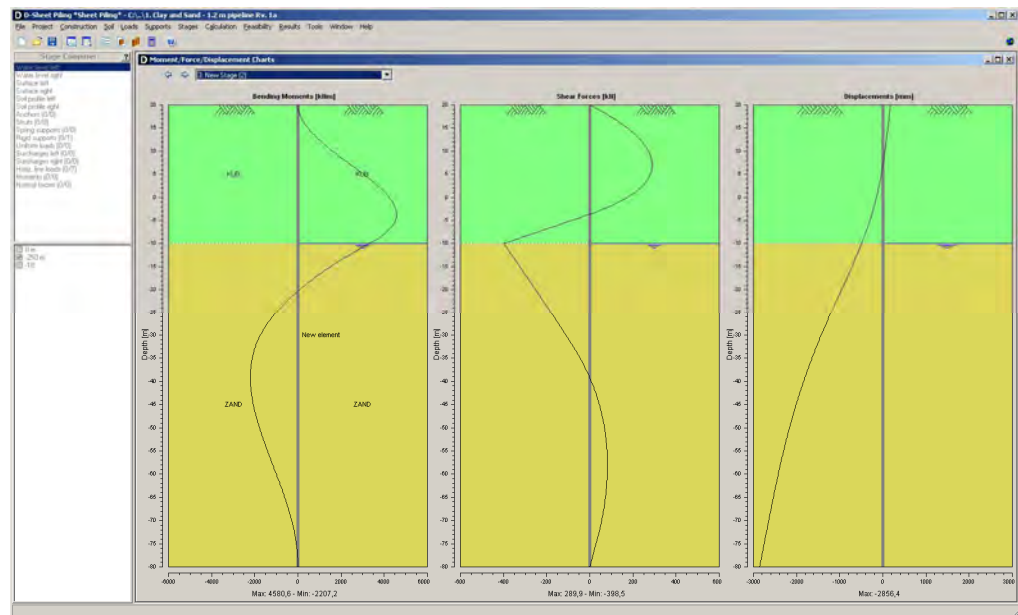
6.5.6 Effect verweking op Gasunie transportnetwerk

Volgens de beschouwing in de voorgaande paragraaf is bij een $PGA = 0,2g$ de kans klein dat er verweking optreedt. Bij hogere versnellingen kan afhankelijk van de omstandigheden verweking optreden. Indien verweking optreedt, kan dit schade veroorzaken aan:

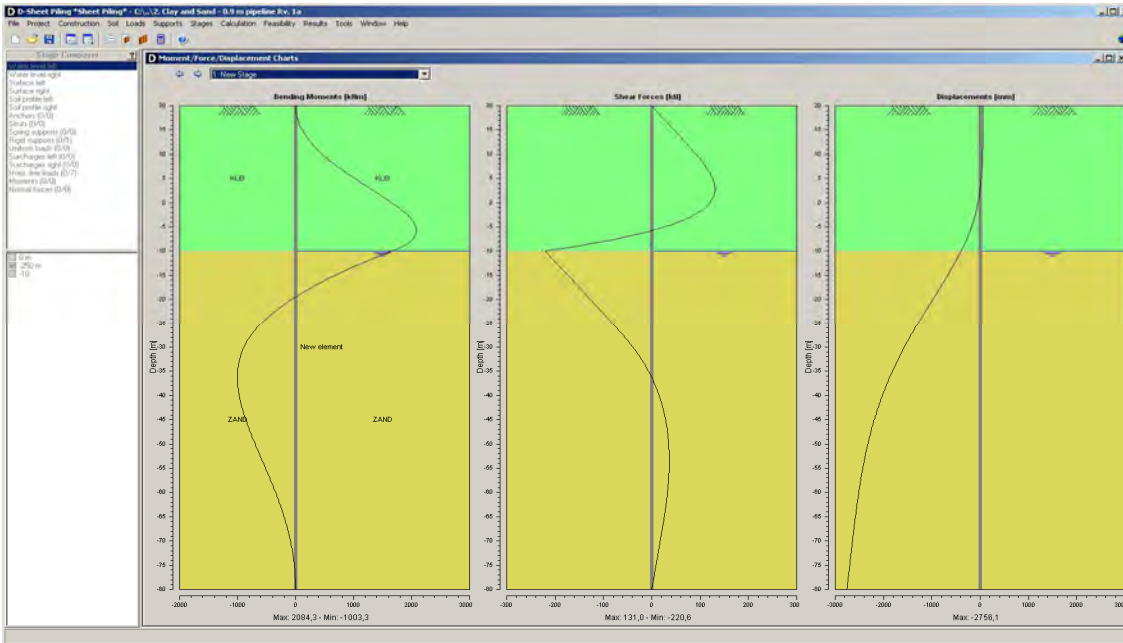
- Leidingelementen die door verweking kunnen opdrijven of zinken.
- Aansluitingen van leidingelementen aan constructies.
- Bebouwing of equipment die niet op palen is gefundeerd.

Bij leidingelementen die zich in granulaire grond bevinden zal tijdens de verweking de grond in een vloeistof veranderen waardoor de leiding afhankelijk van zijn effectieve gewicht zal opdrijven of zinken. Bij opdrijvende leidingen naar het maaiveld of zinkende leidingen tot een stevige grondlaag zal de leiding bij een overgang naar cohesieve grond een buigend moment ondervinden. Het buigend moment leidt tot aanvullende axiale spanning in de leiding, zodat de von Mises spanning in de leiding zal toenemen. Hieronder zijn de resultaten van de berekeningen voor de geselecteerde leidingen weergegeven. Alle hier beschouwde leidingen zullen naar het maaiveld bewegen.

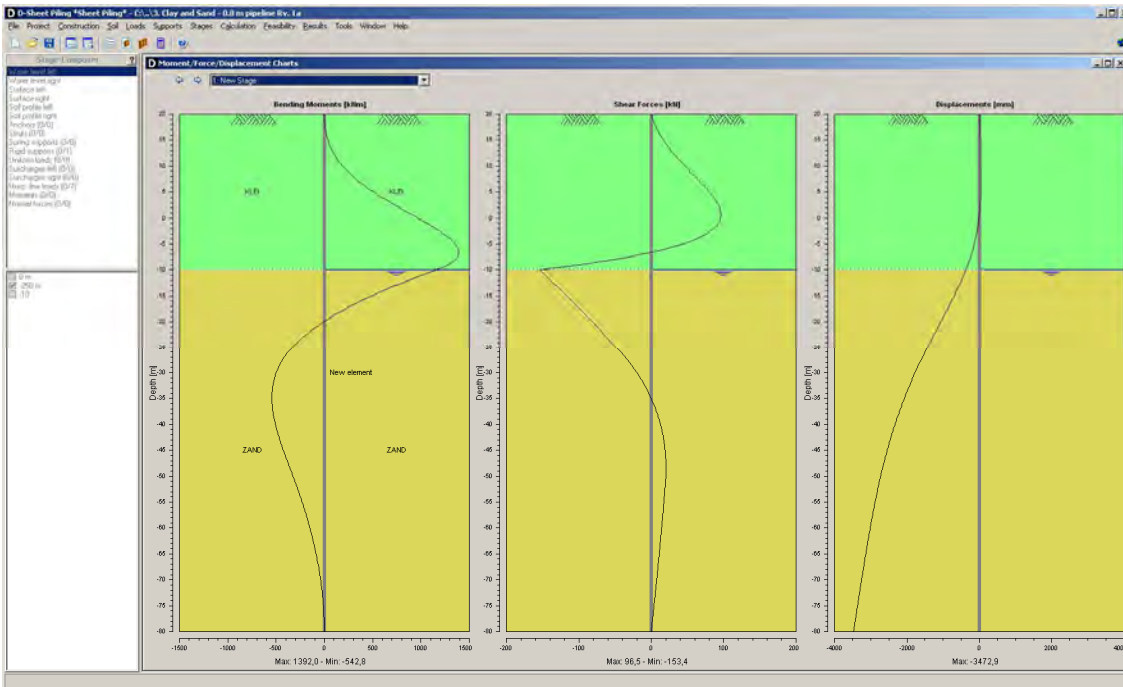
In de onderstaande figuren is zijn de grote diameter leidingen als een opdrijvende ligger in een zandlaag die verweekt gemodelleerd met inklemming in een aangrenzende kleilaag



Figuur 6.9 Resultaat opdrijvende leiding $D=1219$ mm



Figuur 6.10 Resultaat oprijvende leiding 914 mm



Figuur 6.11 Resultaat oprijvende leiding 7620 mm

Uit de bovenstaande figuren kunnen de optredende momenten worden afgelezen. De momenten en de omrekening naar buigspanningen is weergegeven in de onderstaande tabel.

Uit de tabel 6.19 blijkt dat, indien de aanvullende buigspanningen door opdrijven met de spanning door inwendige druk wordt omgerekend naar een Von Mises spanning, de spanning voor de grote diameter leidingen wel toeneemt maar niet tot een verontrustend niveau. Als de reserve factor groter dan 1 is, is de situatie toelaatbaar.

Voor de leidingen met kleine diameter blijkt berekening te leiden tot numerieke instabiliteit. De kleine diameter leidingen zijn daarom analytisch doorgerekend. De opdrijvende lengte is stapsgewijs vergroot tot de leiding zich opdrijvend aan het maaiveld bevindt. Bij de leidingen van voor 1964 is de spanningstoename al enorm groot voordat de leiding opdrijft tot aan het maaiveld.

Diameter (mm)	Wanddikte (mm)	Berekend moment (KNm)	Buigspanning (N/mm ²)	σ_v (N/mm ²)	reserve factor
1219	15,9	4581	265	372,7	2.01
914	11,8	2084	289	392,0	1.63
762	9,32	1392	308	384,9	1.55
267	6,3	77	234	244,7	0,67
159	4,5	21	256	262,8	0,63
100	3,5	7,4	296	299,8	1,21

X leiding bereikt het maximaal toelaatbaar moment al ver voor opdrijven tot aan maaiveld

Tabel 6.23 Resultaten spanning in buisleidingen ten gevolge van verweking

Bij aansluitingen van leidingelementen aan constructies en bebouwing of equipment die niet op palen is gefundeerd, zal verweking onherroepelijk tot schade leiden.

6.6 Aansluitingen met constructies en overgangen

6.6.1 Inleiding

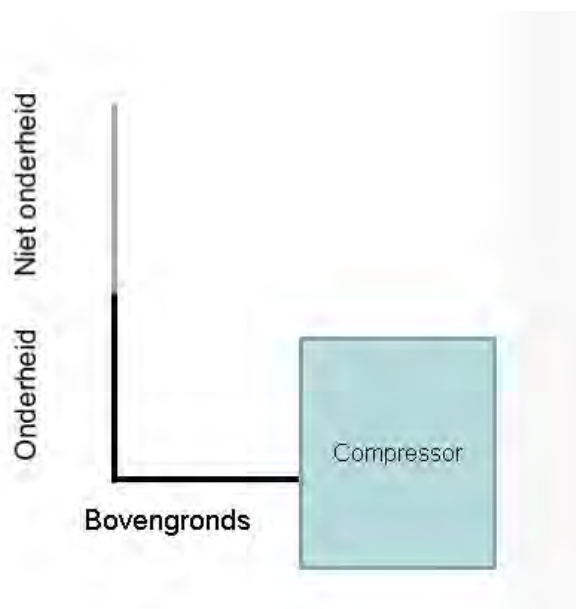
Er is gekozen om een leiding aansluiting bij compressorstation Spijk door te rekenen op het passeren van aardbevingsgolven. Deze leiding aansluiting bestaat uit de volgende onderdelen:

- Overgang veldstrekking naar onderheid.
- Overgang ondergrond naar bovengronds (met haakse bocht).
- Aanwezigheid massa elementen in de vorm van afsluiters en kleppen.
- Aansluiting van leidingdeel aan een gebouw (compressor gebouw).

Deze onderdelen zullen in een berekening worden meegenomen zie figuur 6.12. In Bijlage G is meer in detail te zien hoe de overgang ondergronds-bovengronds eruit ziet.

De ondergrondse leiding is een 36 " leiding met een wanddikte van 19,1 mm en een werkdruk van 66,2 bar. Aansluitend bevindt zich onder een hoek de 16 " leiding die verder bovengronds loopt. De wanddikte van de 16 " leiding bedraagt 12,7 mm en de druk is eveneens 66,2 bar. De afblaas leiding op de 16 " buis die aan het gebouw bevestigd is heeft een diameter van 8" en een wanddikte van 8,18 mm. Er wordt uitgegaan van staal met een yield strength van 360 N/mm² en een toelaatbare von mises spanning van 558 N/mm².

Hieronder volgen eerst de berekende uitgangspunten en daarna de resultaten van de berekening van de spanningen in de leiding.

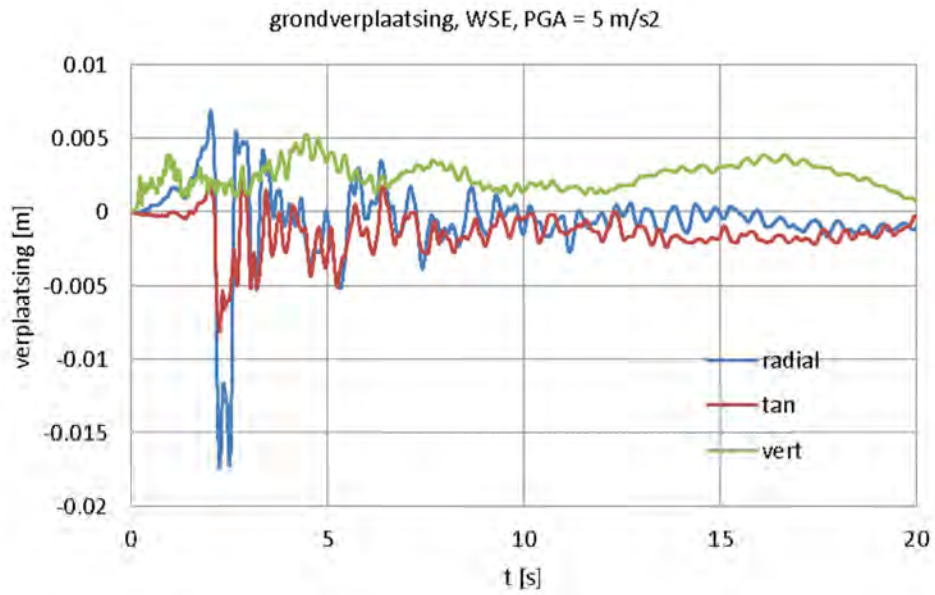


Figuur 6.12 Berekende situatie bovenaanzicht (0 tot 40 m is niet onderheid, 40-80 meter is onderheid en de 16'' buis loopt van 80 tot 96 m)

6.6.2 Uitgangspunten Bodembeweging

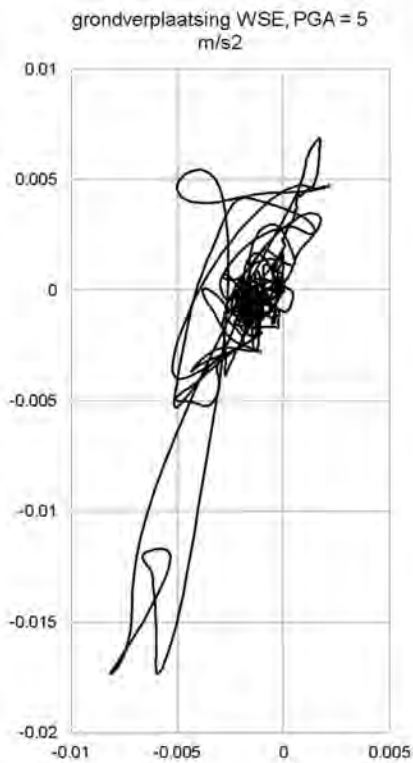
Het gebruikte programma om de respons van de leiding tijdens een aardbeving bij het compressor station te berekenen vereist een voorgeschreven verplaatsing van de steunpunten. Daarom wordt het geselecteerde versnellingssignaal twee keer geïntegreerd om de verplaatsing te bepalen. Helaas bleek deze standaard methode niet tot het gewenste resultaat te leiden door het optreden van een rekenkundige rest-verplaatsing. Daarom is gekozen voor de methode met FFT componenten

Over de eerste 4096 scans (20,48 s) van het geselecteerde signaal wordt een FFT toegepast. De eerste twee componenten ($f = 0\text{ Hz}$ en $f = 0,05\text{ Hz}$) worden met nul vermenigvuldigd. De overige componenten worden met $1/\omega^2$ vermenigvuldigd om van versnelling naar verplaatsing te komen. Vervolgens wordt op het resultaat een inverse FFT toegepast. De berekende verplaatsing is weergegeven in Figuur 6.13.



Figuur 6.13 Berekende verplaatsing via FFT

Ter illustratie wordt ook de beweging in het horizontale vlak getoond.

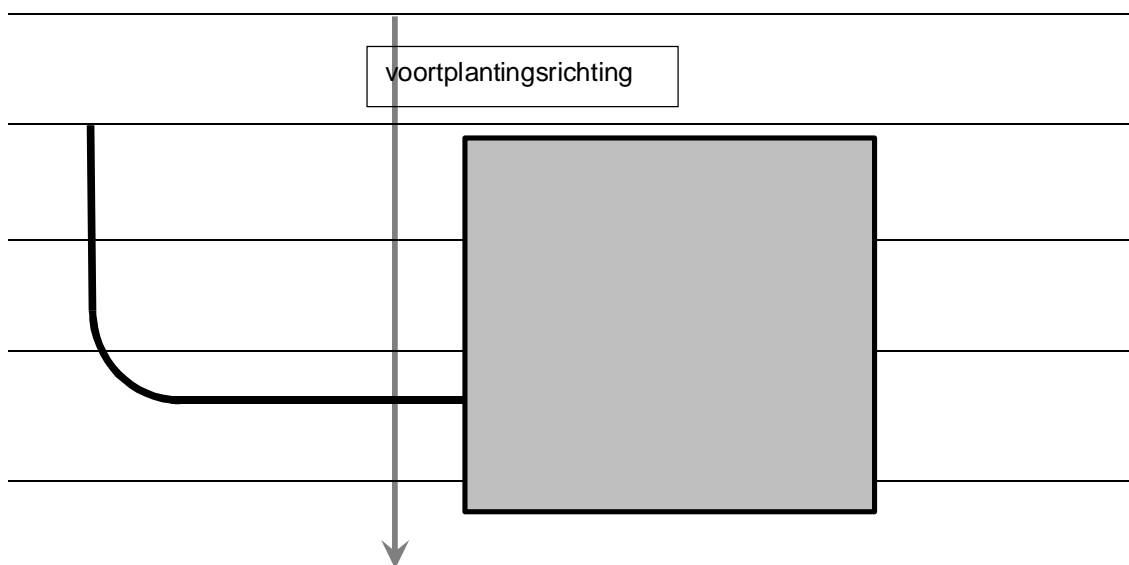


Figuur 6.14 Beweging in het horizontale vlak

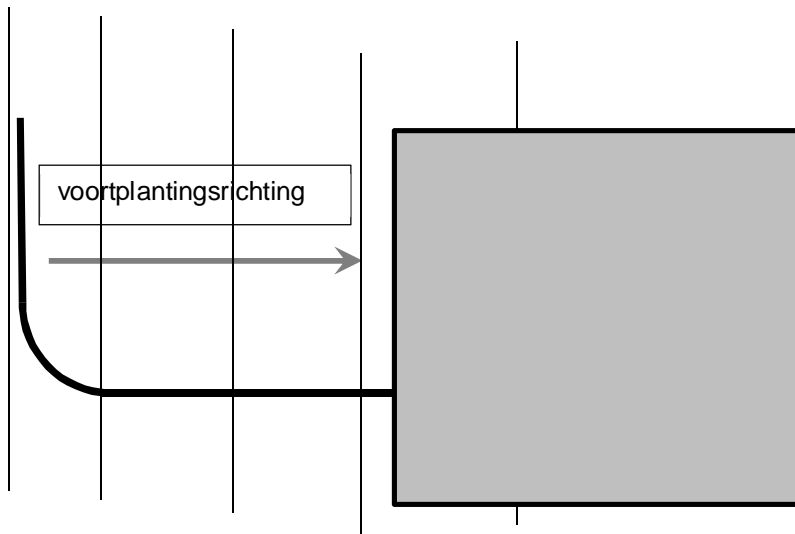
6.6.3 Uitgangspunten Verschilverplaatsing oplegpunten leiding

Tussen de oplegpunten kan een faseverschuiving in de verplaatsing aanwezig zijn. Welke dit is hangt af van de voortplantingsrichting van de aardbevingsgolf. Als er op de beschouwde locatie sprake is van een drukgolf en schuifgolf die vanuit de diepte verticaal omhoog lopen zal er tussen de verschillende punten nauwelijks sprake zijn van een faseverschil, en dus van een verschilverplaatsing.

Als er sprake is van een oppervlaktegolf wordt de verschilverplaatsing bepaald door de golfsnelheid in de toplaag. In dat geval kunnen er wel verschilverplaatsingen in de bodembeweging ontstaan. Dit laatste is als conservatief te beschouwen en zal daarom in de berekeningen worden verondersteld. De verschilverplaatsing hangt dan tevens af van de voortplantingsrichting van aardbevingsgolf. De volgende twee figuren tonen twee mogelijke voortplantingsrichtingen.



Figuur 6.15 Mogelijke voortplantingsrichting aardbevingsgolf X1-richting

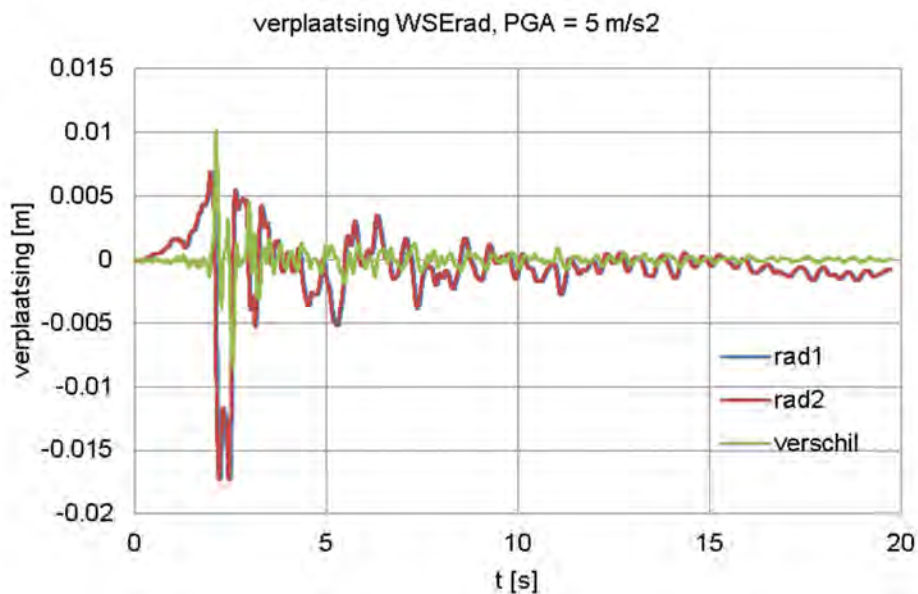


Figuur 6.16 Mogelijke voortplantingsrichting aardbevingsgolf X3 richting

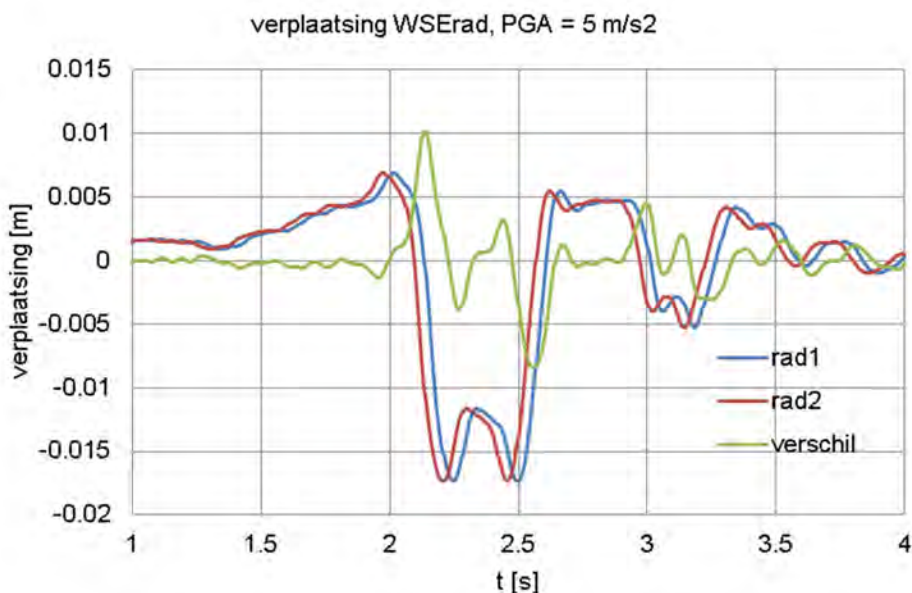
Als voorbeeld wordt de verschilverplaatsing voor de volgende situatie gegeven:

- Voortplantingssnelheid: $C_s = 120$ m/s.
- Afstand tussen steunpunten: $\Delta x = 5$ m.

Dit geeft een tijdsverschil van $\Delta t = 5/120 = 0,04167$ s. De volgende figuur toont het effect daarvan. Het maximale verschil in verplaatsing is 0,0101 m en -0,0084 m.



Figuur 6.17 Bepaling verschilverplaatsing, $C_s = 120$ m/s, $\Delta x = 5$ m



Figuur 6.18 Ingezoomd bepaling verschilverplaatsing, $C_s = 120$ m/s, $\Delta x = 5$ m

Een deel van de leiding ligt ondergronds (hart leiding ongeveer 1,3 m onder maaiveld). Er zal een verschil in verplaatsing tussen dit punt en het maaiveld zijn. Een eerste analyse gaf aan dat dit verschil in de orde van 1 mm ligt. Voor de sterkte berekening van de leiding kan dit verschil worden verwaarloosd.

De doorvoer van de leiding door de gevel zit redelijk dicht nabij het maaiveld. Voor de doorvoer hoeft dan ook niet met de verplaatsing volgens voorgaand hoofdstuk te worden gerekend.

6.6.4 Uitgangspunt beweging fundering compressorgebouw

In de vorige paragraaf is impliciet verondersteld dat de fundering van het pand dezelfde beweging ondergaat als het vrije maaiveld. Dit hoeft echter niet het geval te zijn.

Voor een eerste inschatting worden een aantal aannamen gedaan:

- Het fundatieblok van de compressor ligt los van de rest van het gebouw.
- Onder de gevel staan palen h.o.h. 3 m, dit geeft $(20 + 25 + 20 + 25)/3 = 30$ palen.
- Veerstijfheid palen (dynamisch): 500 MN/m per paal.
- Gewicht pand: $90 \text{ m} \cdot 2912 = 261900$ kg (voor gewichtsberekening zie bij berekening wand).

Dit geeft: $\omega = \sqrt{30 \cdot 500^6 / 261900} = 239 \text{ rad/s} = 38 \text{ Hz}$ ($T = 0,03 \text{ s}$).

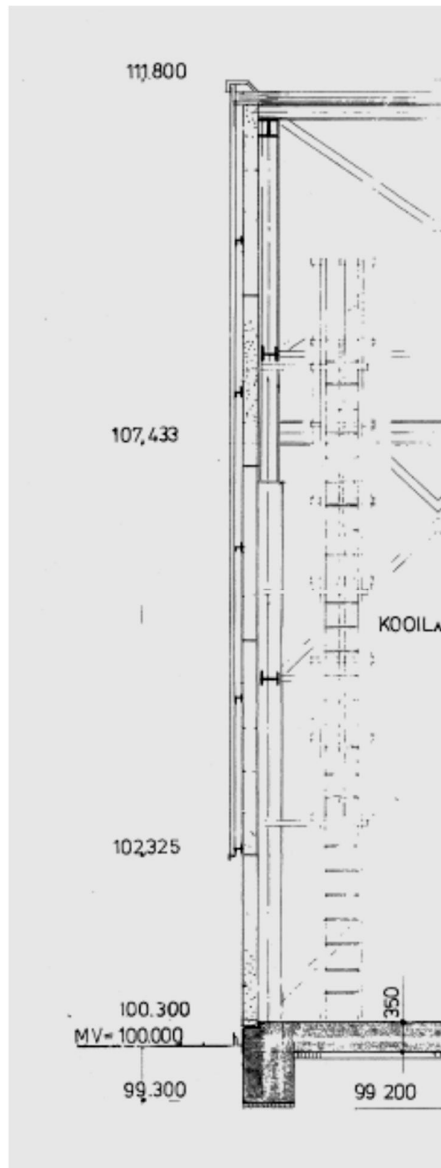
Bij deze aangenomen waarden blijkt de verschilbeweging verwaarloosbaar.

Zelfs bij een factor 10 lagere veerstijfheid is de verschilverplaatsing nog maar 2 mm, zodat de beweging van het compressor gebouw niet apart hoeft te worden beschouwd.

6.6.5 Uitgangspunt beweging wand compressor gebouw met leiding bevestiging

Een deel van de leiding is op twee punten bevestigd aan het compressorgebouw. De bevestigingspunten zijn op ongeveer 5 m boven maaiveld en nabij het dak.

Uit de beschikbare tekeningen worden de volgende gegevens voor het gebouw afgeleid.



Figuur 6.19 Constructie gebouw (tekening A-409-CG-218) waar de leiding aan zit bevestigd

- Gebouw
 - Hoogte: 11,8 m
 - Grondvlak: ongeveer 20*25 m

- gevel
 - stalen profielen met betonnen elementen
 - Profiel IPE 200 ($I = 1943^E 4 \text{ mm}^4$, $A = 2848 \text{ mm}^2$) N.B. dit type staat aangegeven als dakspant, type kolommen staat niet op beschikbare tekening
 - H.o.h. afstand ongeveer 5 m
 - beton elementen
 - dikte $D = 0,2 \text{ m}$
- dak
 - Stalen vakwerk

Voor de berekeningen is het nodig om zowel de stijfheid na de constructie als de massa van de constructie te bepalen.

De massa van de wand wordt als volgt geschat:

- Gewicht kolommen: $G = 11,8 \cdot 2848^E - 6 \cdot 7850 = 264 \text{ kg}$.
- Gewicht kolom per meter wandbreedte: 44 kg/m .
- Gewicht betonplaten: $G = 0,2 \cdot 11,8 \cdot 2500 = 5900 \text{ kg/m}$.

Voor de responsberekening wordt het eigen gewicht aan de kop gelumpd. Dit geeft $m_{\text{mod}} = 0,4 \cdot m = 2378 \text{ kg}$.

Hierbij moet nog de bijdrage van het eigen gewicht van het dak worden opgeteld. Dit gewicht wordt als volgt berekend:

- Spanten h.o.h. 5m, bestaande uit twee liggers met een vakwerk, voor het gewicht wordt uitgegaan van 3 IPE200 profielen (de exact afmetingen zijn uit de beschikbare tekeningen niet te bepalen). De halve overspanning wordt gesteld op 10 m Dit geeft $G = 3 \cdot 10 \cdot 2848^E - 6 \cdot 7850 = 670 \text{ kg}$. Per meter wandbreedte wordt dit 134 kg
- Gewicht dakbekleding: deze wordt gesteld op 40 kg/m^3 ; bij een overspanning van 20 m komt dit neer op 400 kg per meter wandbreedte.

De totale massa wordt daarmee $G = 2378 + 134 + 400 = 2912 \text{ kg}$. Deze massa wordt gedomineerd door het gewicht van de betonnen wandplaten.

T.b.v. de berekening van de gebouw respons worden de volgende schematiseringen toegepast:

- De wand wordt geschematiseerd tot een 1-massa-veer systeem.
- De profielen worden ingeklemd gedacht aan de fundering en aan het dak.
- Effect stijfheid dwarsgevels op veerstijfheid wordt verwaarloosd.
- De bijdrage van de beton elementen aan de wandstijfheid wordt verwaarloosd.

De veerstijfheid van de kolommen volgt uit de uitbuiging van de kolommen.

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{12EI\delta}{l^3\delta} = \frac{12EI}{l^3}$$

De volgende getallen worden gebruikt:

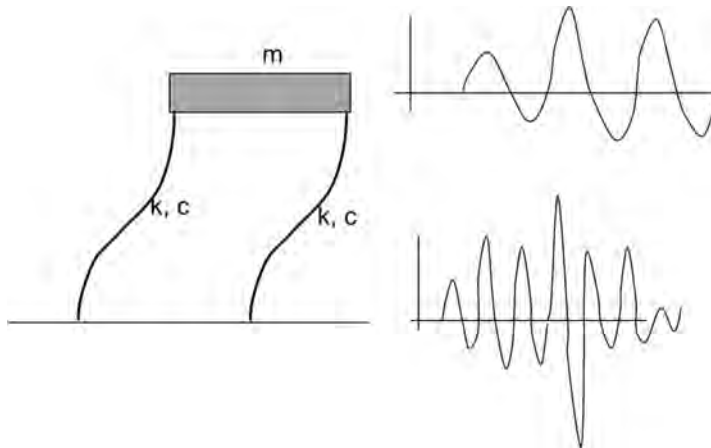
- $E = 2,1 \text{ E}8 \text{ kN/m}^2$.
- $I = 1943^E - 8 \text{ m}^4$.

- $L = 11,8 \text{ m}$.

Dit geeft: $k = 30 \text{ kN/m}$.

Om de waarde per eenheid van breedte wand te verkrijgen wordt dit getal gedeeld door de h.o.h. afstand. Dit geeft $k = 6 \text{ kN/m}$.

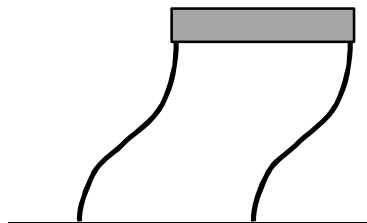
Als de eigen frequentie van de constructie bekend is kan de beweging (verplaatsing) van de wand worden bepaald. Uitgangspunt voor de beweging is een 1-massa-veer systeem.



Figuur 6.20 Schema berekening gebouwrespons

De volgende figuren geven de berekende verplaatsing en versnelling. Als invoer is het gefilterde verplaatsingssignaal WSErad gebruikt, verschaald naar een piekversnelling van 5 m/s^2 .

Voor de verplaatsing van het onderste steunpunt wordt op de beweging van de wand wordt gezien als een uitkragende ligger met een massa aan de kop.

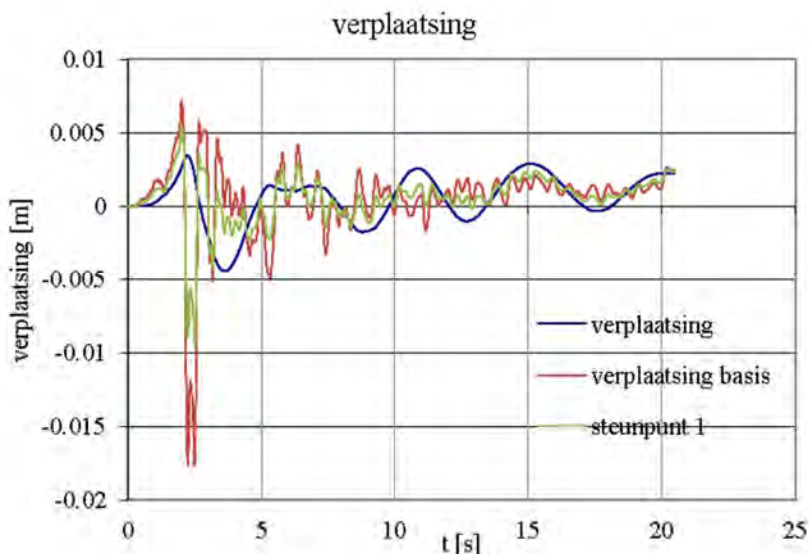


Figuur 6.21 Uitbuigingsvorm eerste eigen mode

De vorm van de buiging kan worden beschreven met:

$$u(z) = u_{basis} + (u_{dak} - u_{basis}) * (0,5 - 0,5\cos(2\pi z/2h))$$

De bevestigingspunten voor de afblaasleiding bevinden zich op 4,9 m boven maaiveld (opgemeten uit de beschikbare tekening A-409-LM-605, versie 15 dd 04-02-03) en ter hoogte van het dak. Figuur 6.22 toont de berekende verplaatsingen.



Figuur 6.22 Berekende verplaatsing, spreadsheet: massa-veer tbv wandverplaatsing.xlsx ($k = 6000 \text{ N/m}$, $m = 2912 \text{ kg}$)

6.6.6 Respons berekening met PLAXIS

Ter controle is tevens een eenvoudige respons berekening met PLAXIS gemaakt. In de PLAXISberekening wordt het versnellingssignaal aan de onderkant van de mesh voorgeschreven. Voor het materiaalgedrag is lineair-elastisch gedrag gebruikt.

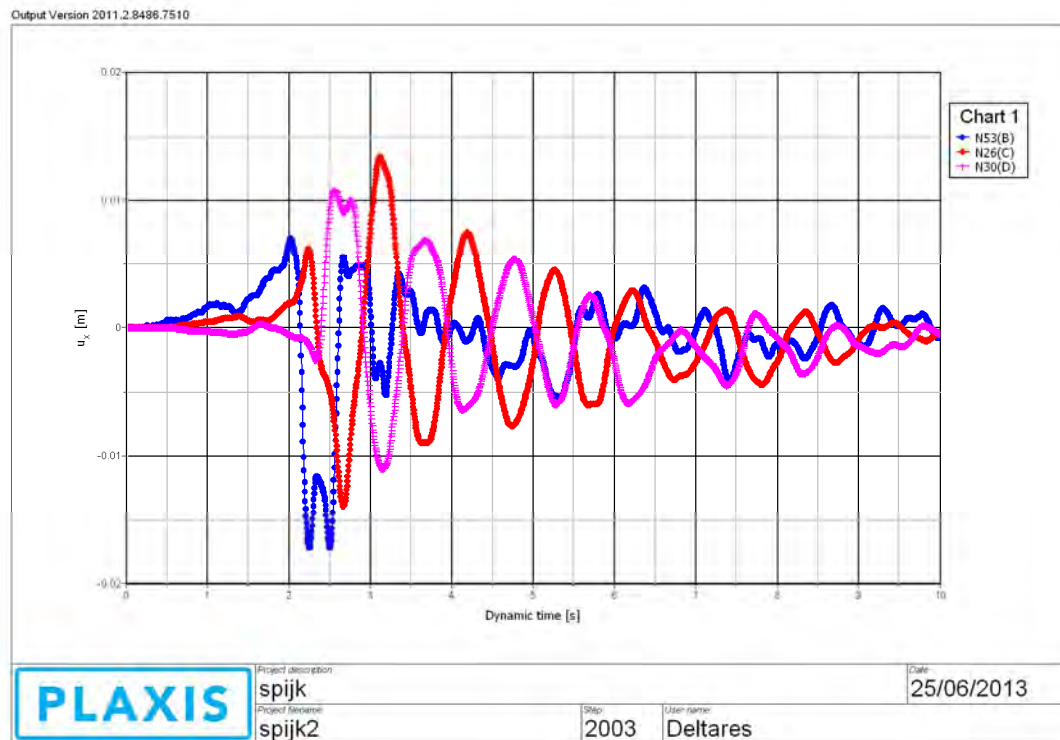
Het gebouw is gemodelleerd met plaalementen. Voor de eigenschappen van de wand wordt naar paragraaf 6.6.5 verwezen. Door de aanwezige vakwerklijger zal het dak een hoge stijfheid hebben. Dit is in rekening gebracht door de stijfheid van het dak een stijfheid te geven die een factor 100 hoger is dan de stijfheid van de wand.

De volgende parameters zijn gebruikt.

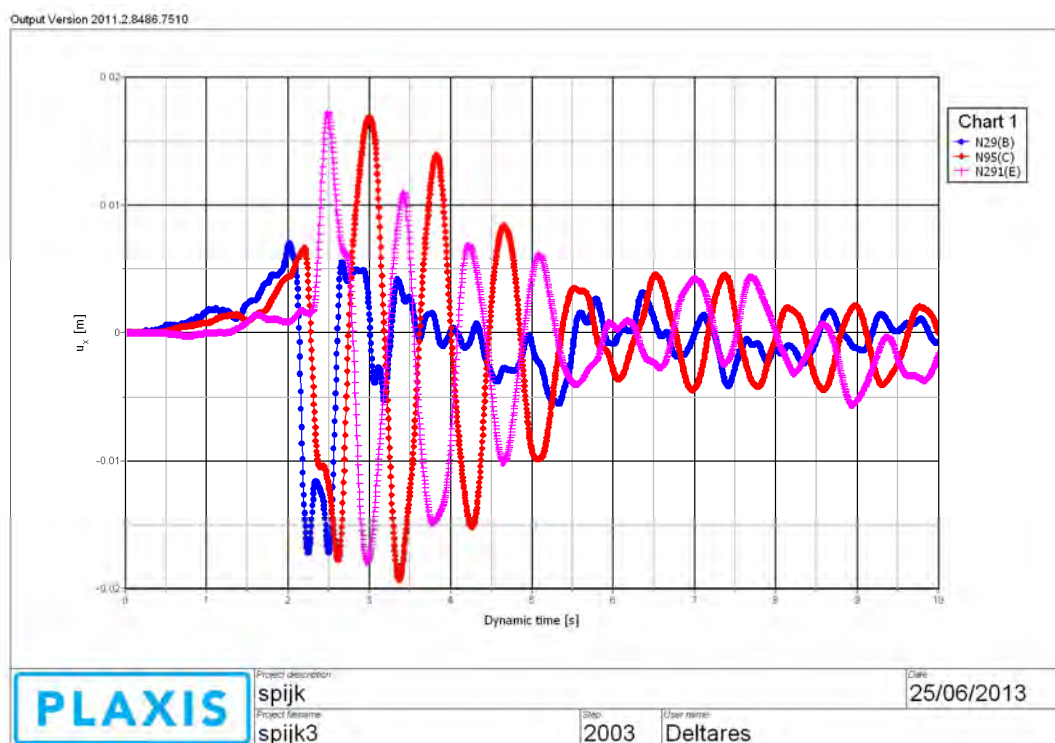
- Ondergrond
 - $E = 1^6 \text{ kN/m}^2$
 - $\text{Nu} = 0,2$
 - $\text{Gamma} = 20 \text{ kN/m}^3$
- wand
 - $EA = 1\text{E}4 \text{ kN/m}$
 - $EI = 816 \text{ kNm}^2/\text{m}$
 - $M = 5 \text{ kN/m}^2$ (bepaald door gewicht 0,2 m beton)

- dak
 - $EA = 1^E4 \text{ kN/m/}$
 - $EI = 81.6 \text{ E3 kNm}^2/\text{m}$
 - $M = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Voor de inklemming van de wand in de vloer zijn twee situaties beschouwd, namelijk een rotatie vrije oplegging en een inklemming. Voor beide situaties zijn de berekende verplaatsingen bij de twee bevestigingspunten in de volgende figuren weergegeven.



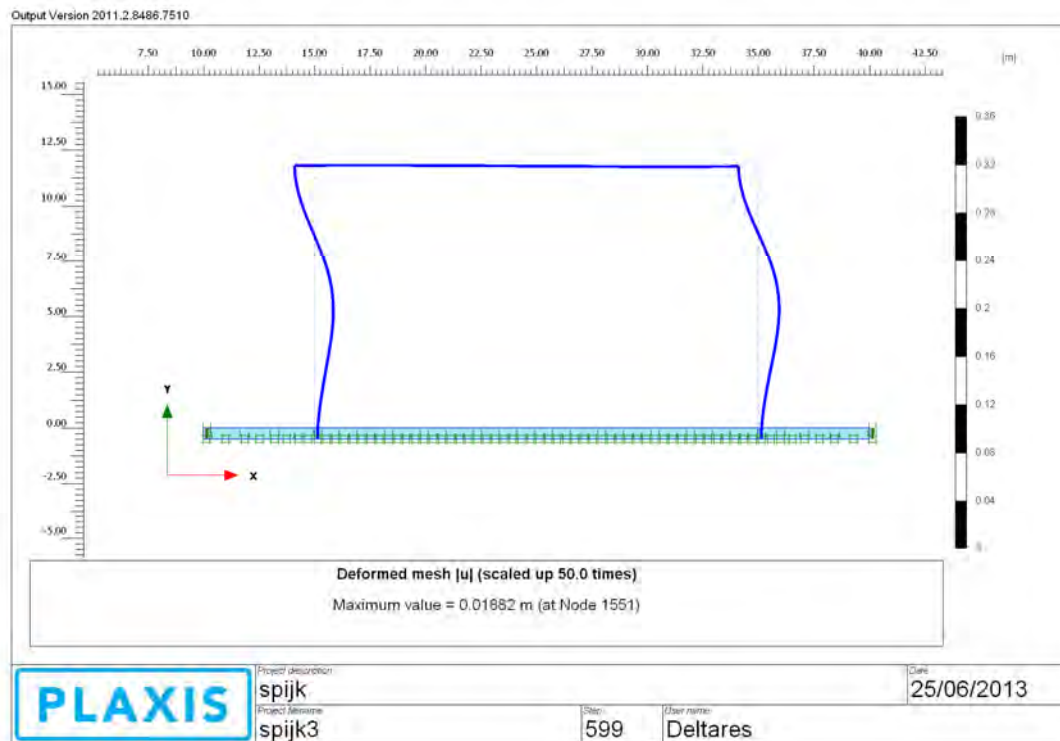
Figuur 6.23 Berekende respons gebouw, punt B: fundering; punt C: z = 5 m; punt E: dak; situatie fundering rotatievrij



Figuur 6.24 Berekende respons gebouw, punt B: fundering; punt C: z = 5 m; punt E: dak; situatie fundering ingeklemd

De tweede situatie blijkt maatgevend te zijn. Ook valt op dat de punten C en E in tegenfase bewegen. Blijkbaar wordt het pand niet in de eerste maar in de tweede eigen mode aangestoten. Figuur 6.25 geeft een momentopname van de berekende respons, en toont dat inderdaad de tweede eigen mode wordt aangestoten.

Voor de verplaatsing van het tussensteunpunt en het dak zal derhalve het resultaat van de PLAXISberekening worden gebruikt.

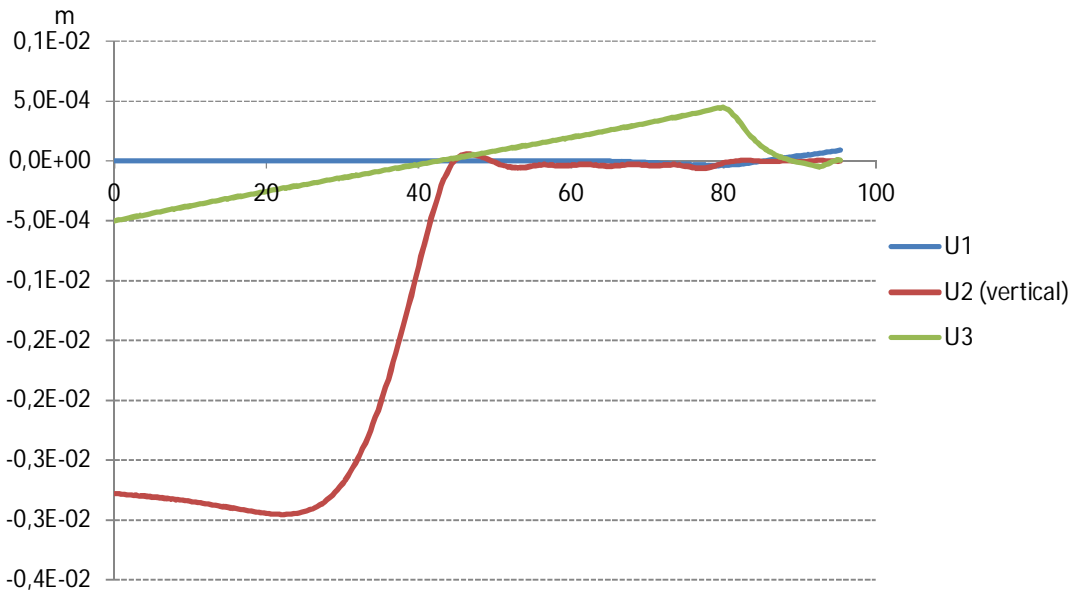


Figuur 6.25 Vervorming pand, $t = 3$ s

6.6.7 Resultaten leiding berekening

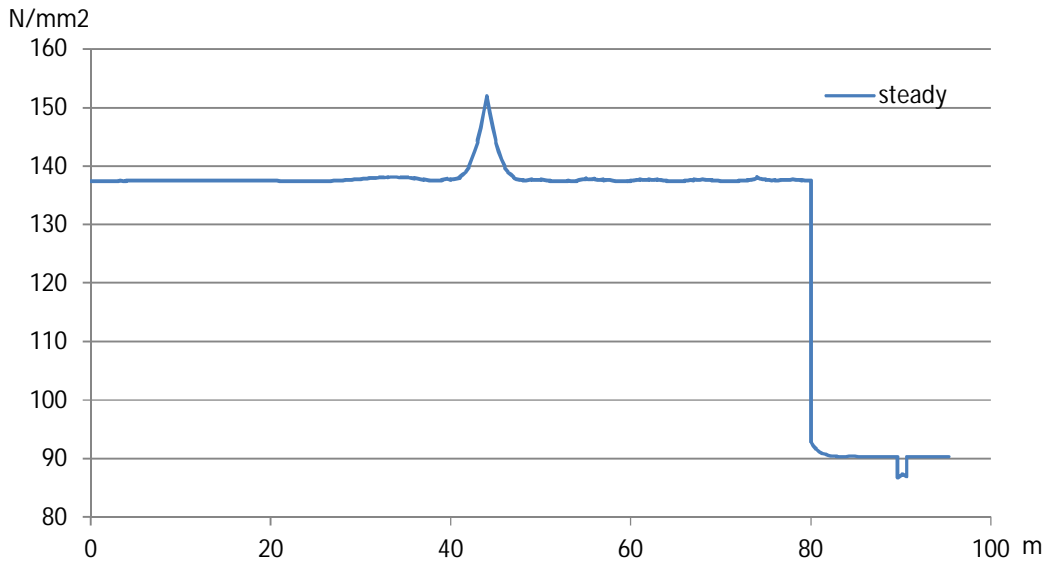
6.6.7.1 Initiële ligging van de leiding

In de initiële situatie heeft de leiding een verschil zakking ondergaan tussen het onderheide en niet onderheide deel. In de axiale richting leidt de druk tot een geringe vervorming van de leiding (zie onderstaande figuur). Rondom de leiding zijn grondveren aanwezig die zijn bepaald volgens NEN 3650 met dynamische eigenschappen van de grond.



Figuur 6.26 Verplaatsingen inclusief 2.5 cm verschilzetting. Zichtbaar is de overgang van het niet onderheide naar het wel onderheide deel. Eerste heipaal bevindt zich op 44 m vanaf het linker uiteinde van het model

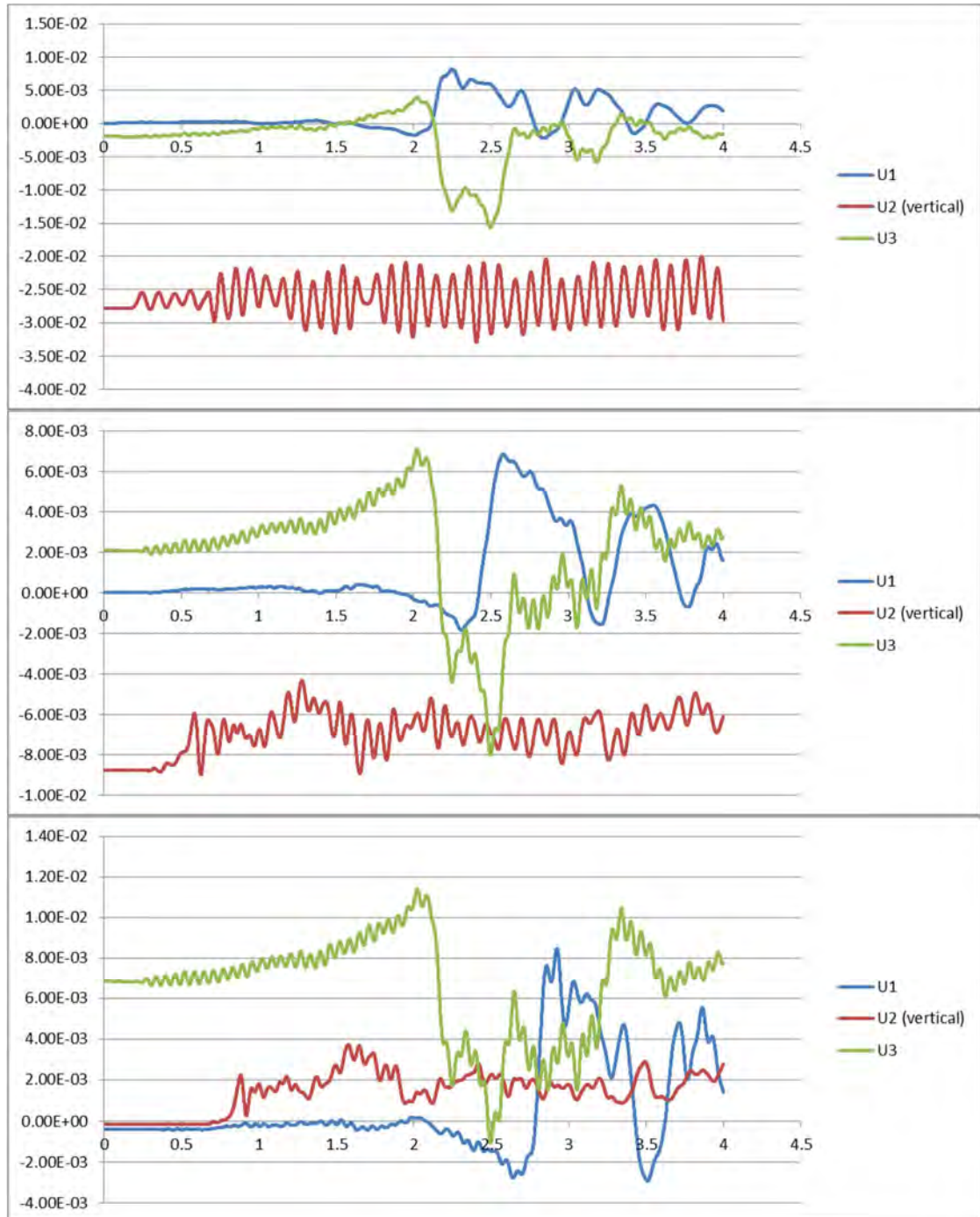
In de onderstaande grafiek zijn de bijhorende Von Mises spanningen te zien voordat een aardbeving optreedt.



Figuur 6.27 Verdeling van de maxima (de omhullende) van de dynamisch opgetreden Von Mises equivalente spanningen langs de ontwikkelde lengte van het rekenmodel. Vanaf 80m bevindt zich de 16" leiding, welke een relatief grotere wanddikte heeft, waardoor de spanningen lager zijn

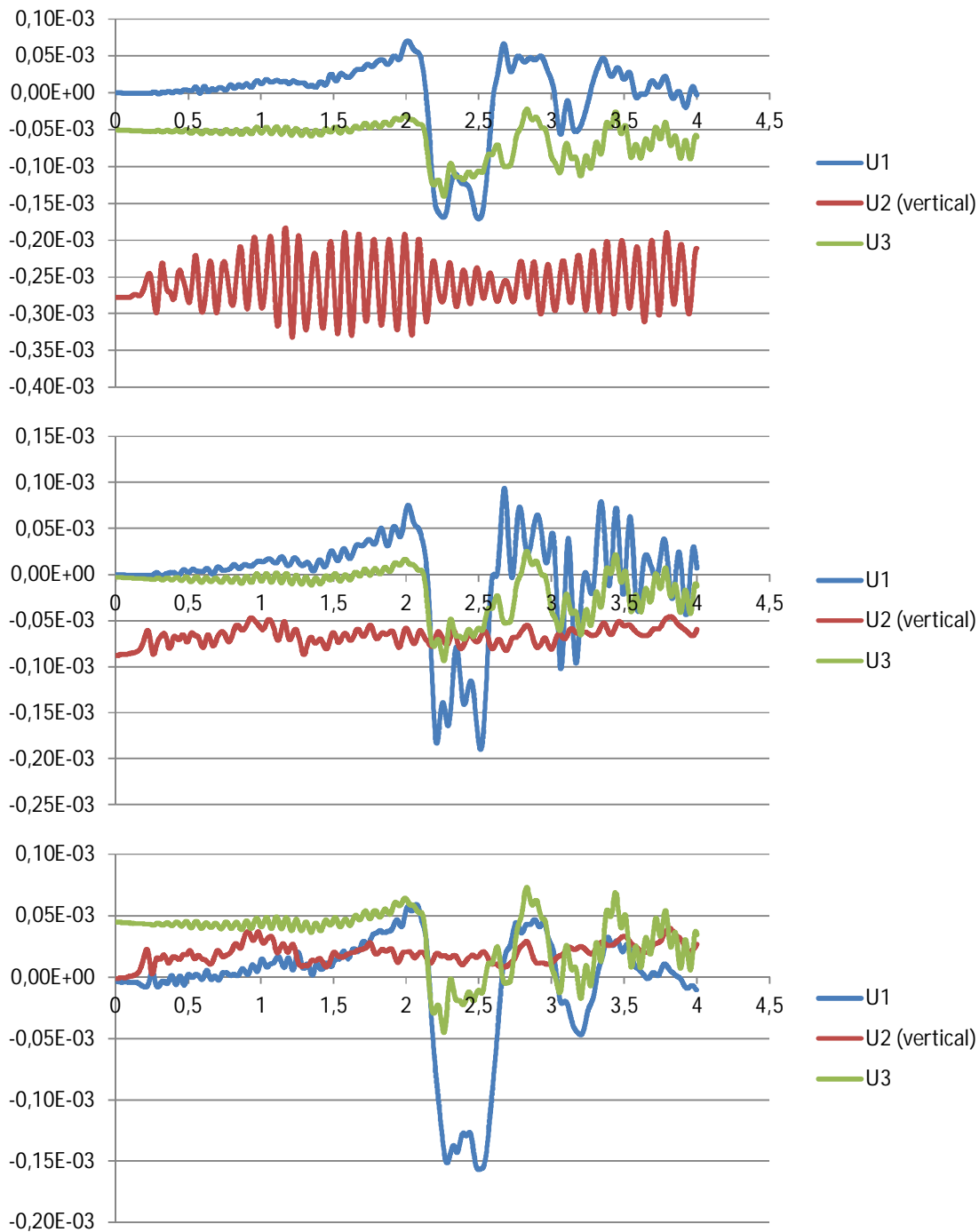
6.6.7.2 Golfval langs de X1 richting

In eerste instantie is de reactie van de leiding op een golfval vanuit de X1 richting bekeken. Dit is de richting evenwijdig aan de 36 " leiding. In de onderstaande grafieken is de respons van de leiding op de locaties 0 m, 40 m en 80 m weergegeven.



Figuur 6.28 Verplaatsingen in de tijd, op locaties 0 m, 40 m en 80 m vanaf het begin van de 36" leiding. De groene lijn is de axiale verplaatsing, De horizontale (blauwe lijn) en verticale (rode lijn) zijn dwarsverplaatsingen

6.6.7.3 Golfval langs de X3 richting

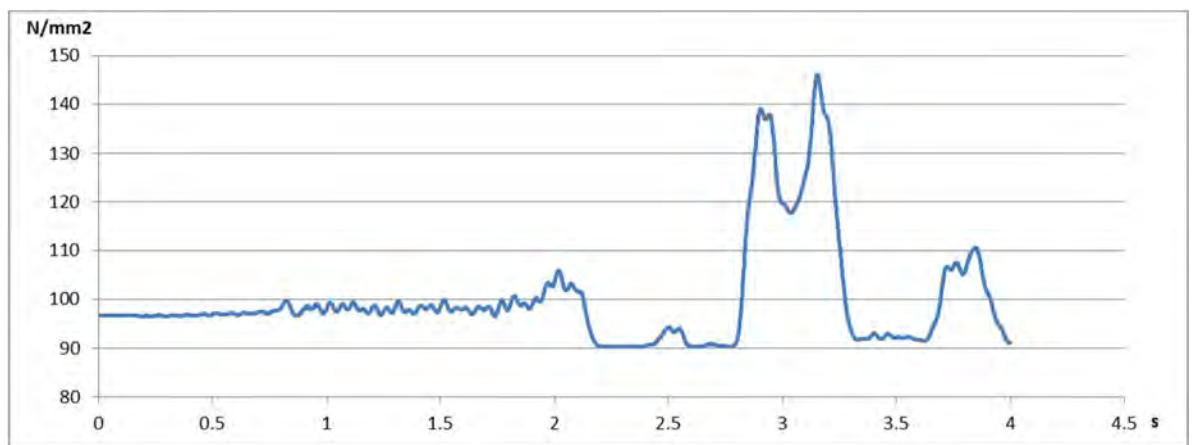


Figuur 6.29 Verplaatsingen in de tijd, op locaties 0 m, 40 m en 80 m vanaf het begin van de 36" leiding. De groene lijn is de axiale verplaatsing, De horizontale (blauwe lijn) en verticale (rode lijn) zijn dwarsverplaatsingen

6.6.8 Berekende spanningen

De aardbevingsgolf geeft een toename van de von Mises spanning. Deze toename is kleiner dan bij een quasi statistische beschouwing zoals eerder in dit hoofdstuk is beschreven. Dit is enerzijds het gevolg van de relatief lange golflengten door de grond opbouw op de locatie Spijk maar is anderzijds gevolg van de invloed van massa traagheid in de berekeningen.

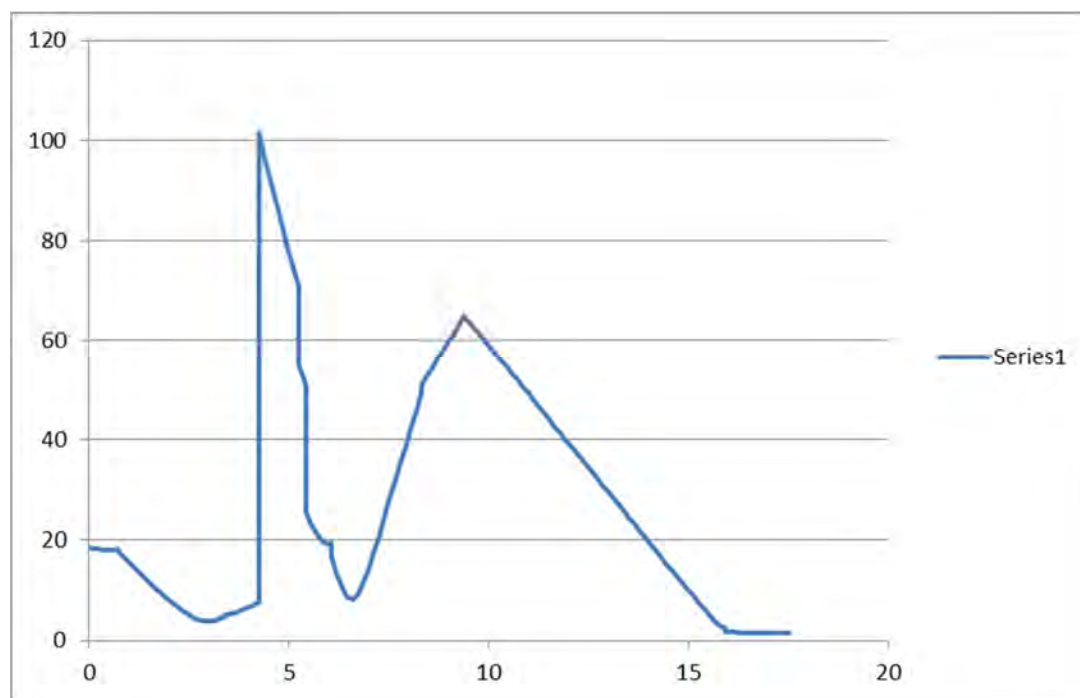
Uit de berekeningen volgt dat ter plaatse met de overgang van de 36 " en de 16 " leiding de grootste spanningsverhoging optreedt door de aardbevingsgolf. In de onderstaande figuur is de toename van de von Mises spanning uitgezet bij het passeren van de aardbevingsgolf in de X1 richting. De spanningstoename is aanzienlijk maar is bij deze invalshoek van de aardbevingsgolf toelaatbaar.



Figuur 6.30 Kritische locatie bij de 16 " buis

Ter plaatse van de verticale drukloze afblaasleiding die aan het compressor gebouw treden verschil verplaatsingen op, op de locaties waar de leiding aan het gebouw bevestigd is. In de onderstaande figuur zijn de spanningen uitgerekend voor de verplaatsing die optreedt bij een M=5 aardbeving.

In de figuur is te zien dat er een spanningsverhoging van ongeveer 100 N/mm² optreedt. Aangezien de leiding drukloos is deze spanningsverhoging gelijk aan de totaalspanning, zodat ook bij de afblaasleiding geen schade wordt verwacht.



Figuur 6.31 Von mises spanning op de verticale as in N/mm^2 als functie van de lengte van de leiding op de horizontale as in m

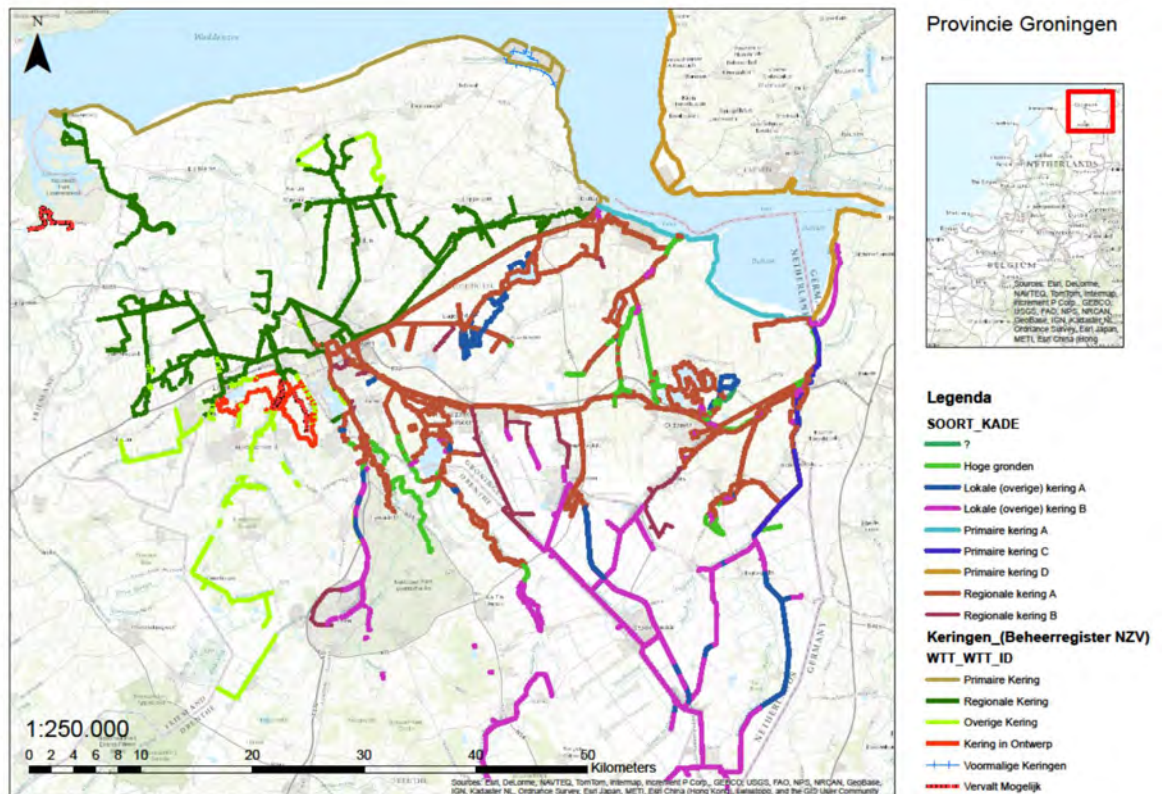
Uit de gemaakte berekeningen volgt dat de aansluitingsconstructie bij een aardbeving wel op enkele plaatsen een aanzienlijke spanningsverhoging ondergaat bij een M=5 aardbeving. De spanningstoename is toelaatbaar. Wel dient nog een schuine inval van de aardbevingsgolf te worden beschouwd.

6.7 Waterkeringen

6.7.1 Inleiding

In de quick scan rapportage van Deltares is uitgebreid aandacht besteed aan de standzekerheid van de waterkeringen. Hieronder volgende de belangrijkste conclusies

In Groningen ligt ongeveer 90 kilometer primaire waterkering en ongeveer 1000 kilometer regionale waterkering. De ligging van de waterkeringen is aangegeven in Figuur 6.32.



Figuur 6.32 Ligging primaire en regionale waterkeringen in Groningen

De waterkeringen hebben invloed op het gasleidingen netwerk als bezwijken van de waterkering plaatsvindt en overstromingen plaatsvinden.

Ten aanzien van de primaire keringen lijkt de kans op inundatie klein. Om te kijken of dit voldoende klein is en passend binnen de veiligheidsfilosofie voor waterkeringen zijn probabilistische analyses nodig. De combinatie van de kans op hoog water en een aardbeving of tijdens een reparatieperiode dient nog onderzocht te worden.

Bij regionale keringen is het verschil tussen dagelijks peil en normpeil (en dus de reserve in stabiliteit en hoogte) kleiner dan bij primaire keringen. Aan regionale waterkeringen worden bovendien lagere stabiliteitseisen gesteld dan aan primaire keringen, waardoor deze gevoeliger zijn voor extra belasting in de vorm van aardbevingen. Door de aardbevingsbelasting kan een zakking van de kruin (max. 30cm) optreden die tot schade kan leiden. Bij het Eemskanaal is vanwege de marge tussen kruinhoogte en normale waterstand de verwachting dat de kans op inundatie ook bij een piekversnelling van 0.5 g nog beperkt is.

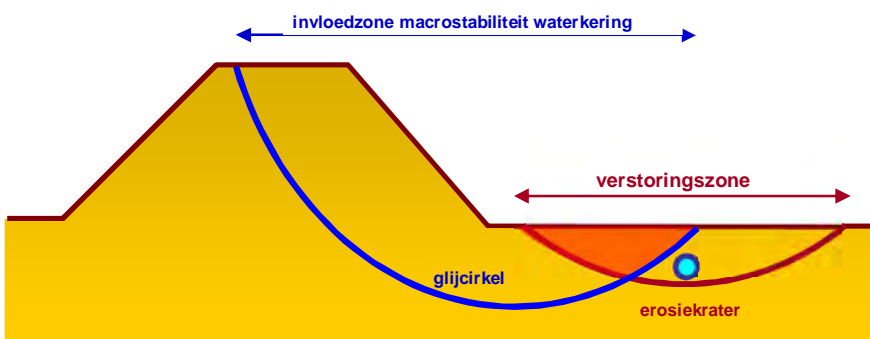
Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal een probabilistische analyse moeten worden uitgevoerd. Voor de overige regionale keringen moet dit nog lokaal worden bekeken, vooral voor die gebieden waar zand ondiep in de ondergrond voorkomt, de marge tussen normpeil en gemiddeld peil wellicht kleiner is of waar de keringen nu al een lage stabiliteitsfactor hebben. Bij versnellingen tussen 0.2 en 0.5g kan er aanzienlijke schade (zakkingen en vervormingen) aan de regionale waterkeringen optreden, doch dit leidt niet automatisch tot

inundatie. Regionale keringen lopen vooral kans op schade (afschuiving of kruindaling) in het geval dat er losgepakt zand aanwezig is of die een lage stabiliteitsfactor in de normale omstandigheden hebben.

6.7.2 Leidingen bij waterkeringen, parallelle ligging

Bij een parallelle ligging van de leiding naast een waterkering is de NEN 3651 van kracht. In de NEN 3651 worden het invloedsgebied van de waterkering en het invloedsgebied van een gasleiding met een calamiteit met elkaar vergeleken zoals in de onderstaande figuur te zien is.

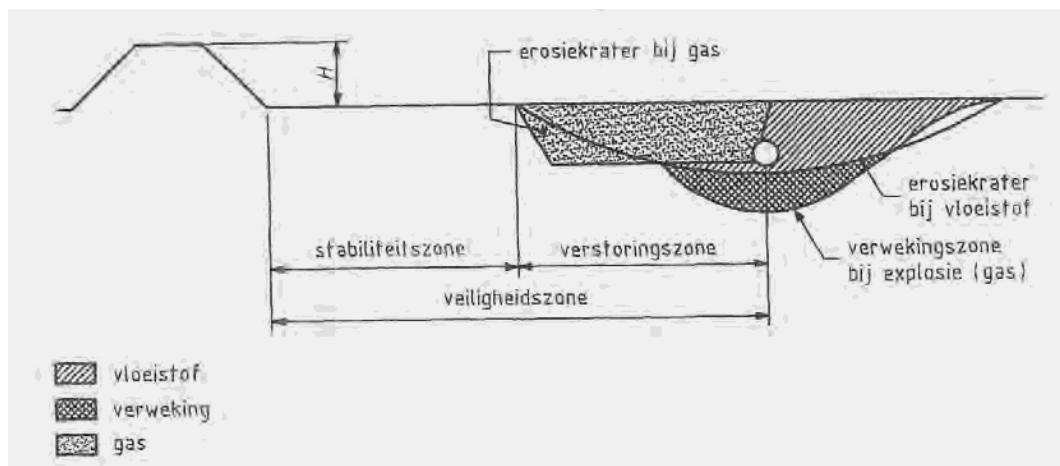
De NEN 3651 heeft de doelstelling de invloed van de leiding op de waterkering te beschouwen, maar kan ook worden gebruikt om andersom de invloed van de waterkering op de leiding te beschouwen.



Figuur 6.33 Interactie tussen invloedzone waterkering en leiding

De veiligheidszone wordt gemeten uit de teenlijn van de waterkering. De breedte van de veiligheidszone moet volgens NEN 3651 gelijk zijn aan de afstand tot het punt op de leiding-as waarbinnen ontgrondingen en verstoringen door lekkage kunnen optreden (verstoringzone), vermeerderd met de breedte van de stabiliteitszone (zie onderstaande figuur). De breedte van de stabiliteitszone is zodanig dat ontgrondingen buiten deze zone geen invloed hebben op de stabiliteit van de waterkering. De verstoringzone en de stabiliteitszone kunnen worden vastgesteld conform de bepalingen in NEN 3651:2012 - Hoofdstuk 6.

Indien een leiding zich in de stabiliteitszone bevindt en de waterkering instabiel wordt tijdens een aardbeving, zal de leiding zeer waarschijnlijk een grondweging ondervinden. De optredende groundbeweging kan dan tot schade aan de leiding leiden.



Figuur 6.34 NEN 3651 stabiliteitszone van de waterkering en de voorgeschreven ligging van een gasleiding

Als de leiding volgens de NEN 3651 is aangelegd is er dus geen risico dat de invloedzone van de waterkering en de leiding elkaar beïnvloeden, ook niet tijdens een aardbeving. Bij leidingen gelegen in de stabiliteitszon is beschouwing van het gedrag van de waterkering tijdens de aardbeving noodzakelijk.

6.7.3 Leidingen bij waterkeringen, kruising

Op een aantal locaties in het gebied kruisen leidingen de boezemvaarten en de daarbij behorende keringen. Er zijn drie soorten kruisingen in het gebied aanwezig:

- Leiding aanleg in zinkersleuf met vervangende waterkering.
- Leiding aanleg door middel van een gesloten front boring met vervangende waterkering.
- Leiding aanleg door middel van een horizontaal gestuurde boring op grote diepte.

Bij de eerste twee methoden zijn stalen damwanden in de water kering aangebracht die een functie hadden tijdens de uitvoering maar tevens na aanleg dienst doen als vervangende waterkering. In principe is de waterkering door de aanwezigheid van de damwanden sterker dan op de aangrenzende secties. De kans op vervorming van de waterkering tijdens een aardbeving is daardoor aanzienlijk kleiner, dan bij een aangrenzende sectie. Hierdoor is ook de kans dat vervorming van de waterkering de gasleiding beïnvloedt relatief klein (omgekeerd is een vervangende damwand ontworpen op ontgroning ter plaatse van de gasleiding, zodat ook de stabiliteit van de waterkering is gegarandeerd).

Alhoewel de leiding bij doorvoer door een damwand tijdens de aanleg altijd goed op afstand wordt gehouden van de damwand rand en waterstroming langs de leiding wordt tegengegaan door een kwelschermdoek, bestaat het risico dat de leiding door zakkings toch in de buurt van de damwand rand terecht is gekomen. Bij een aardbeving kunnen de grond en de leiding een andere beweging ondergaan dan de damwand, zodat bij contact tussen de leiding en de damwand schade mogelijk is. Echter, contact tussen de leiding en de damwand wordt niet waarschijnlijk geacht omdat dit door een kathodische bescherming meting direct zou worden vastgesteld en er actie zou worden ondernomen het contact te verhelpen.

Gezien de flexibiliteit van kwelschermdoek lijkt het optreden van waterstroming langs de leiding dat uiteindelijk kan leiden tot piping geen probleem dat bij aardbevingen kan optreden.

Leidingen die met de methode horizontaal gestuurd boren zijn aangelegd bevinden zich op grotere diepte onder de boezemvaarten en de bijhorende waterkeringen. Deze leidingen zijn in paragraaf 6.1.5 beschreven.

6.7.4 Overstromingen door kans op bezwijken waterkeringen

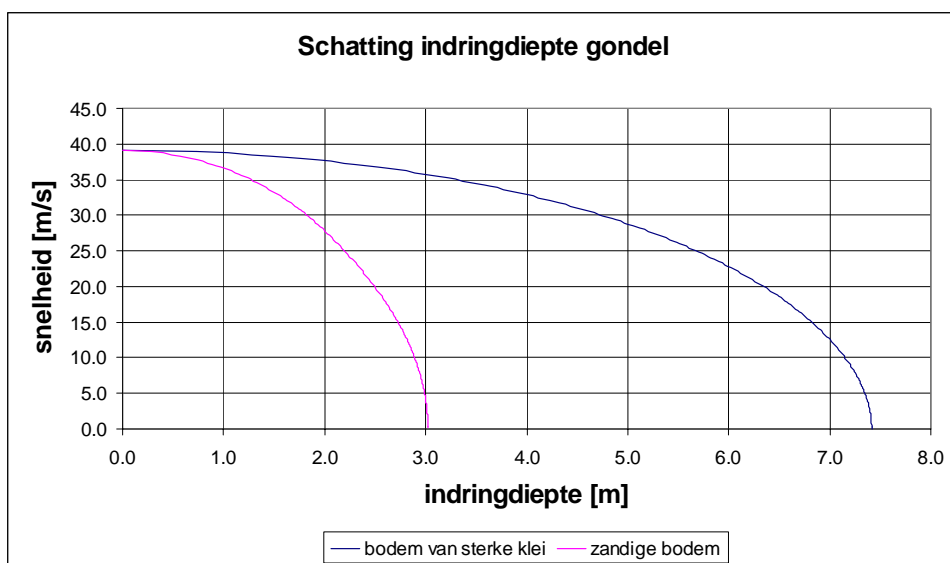
Hiervoor is aangegeven dat het optreden van verweking kan leiden tot verzwakking van de waterkering en dat mogelijk ook inundatie op kan treden. Inundatie wordt vooral verwacht op verwekingsgevoelige locaties. Momenteel zijn de verwekingsgevoelige locaties door middel van punt informatie ter plaatse van boringen en sonderingen in beeld gebracht. Een gebied dekkende indeling is nog niet gemaakt. Dit betekent dat het momenteel nog niet duidelijk is welke onderdelen van het Gasunie transportnetwerk door overstromingen kunnen worden bedreigd. Ook is niet duidelijk hoe na het optreden van een zware aardbeving met overstromingen schade locatie kunnen worden bereikt door personeel dat herstelwerkzaamheden gaat uitvoeren.

Deltares werkt momenteel aan een waterdiepte kaart voor de provincie Groningen voor verschillende overstromingen scenario's. Wellicht dat deze kaart in een vervolg studie kan worden gebruikt.

6.8 Omvallen windmolen op gasleiding

6.8.1.1 Omvallen van windmolen

Er zijn verschillende soorten windmolens c.q. windturbines in Groningen. Er zijn enkele locaties bekend waar een windmolen in de buurt van een gasleiding staat. Bij het omvallen van een windmolen zal de gondel van de windmolen ontoelaatbare schade kunnen aanrichten aan een gasleiding met een dekking van 1,5 m. In het verleden is aangetoond (rapportage GeoDelft CO-415310 "Invloed bezwijken windmolens") dat de penetratie van de gondel zowel in zandgrond als in kleigrond een penetratie van minimaal enkele meters veroorzaakt, zodat ontoelaatbare schade aan de gasleiding wordt verwacht. In de onderstaande figuur is de penetratie diepte van de gondel aangegeven.



Figuur 6.35 Berekening van de indringingsdiepte van een vallende gondel van een windmolen

Het bovenin afbreken van de gondel zal niet leiden tot schade aan een gasleiding, omdat de gasleiding in verband met de omvang van de fundering van de windmolen altijd op enige afstand van de voet van de windmolen is gelegen. Bij berekening van de standzekerheid van de windmolen is daarom beschouwing van vloeien van de voet van de windmolen van belang.

Bij de berekening waarbij de kritische versnelling aan het maaiveld wordt vastgesteld is uit gegaan van een mid size windmolen met de volgende karakteristieken:

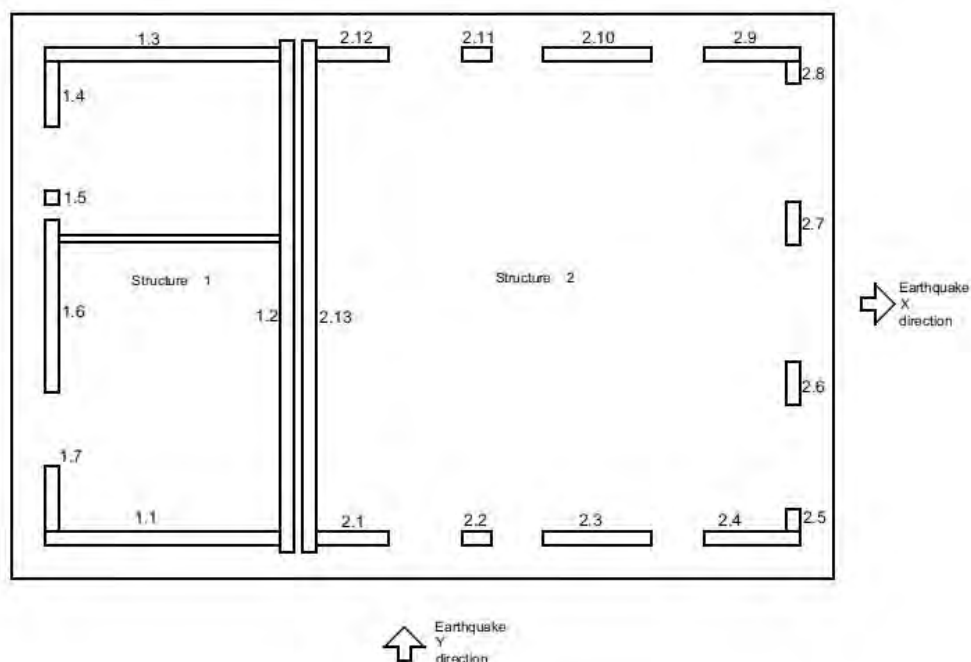
- Hoogte mast = 44 m.
- Hoogte positie as t.o.v. onderzijde = 45 m.
- Lengte bladen straal = 27 m.
- Diameter mast basis uitwendig = 3,3 m.
- Diameter mast top uitwendig = 2,1 m.
- wanddikte basis = 18 mm.
- wanddikte top = 10 mm.
- staalkwaliteit mast = S 355.
- fundatie gewapende beton plaat diameter = 10 m.
- Paalfundering lengte palen ca. 27 m (afmetingen palen onbekend).
- Massa van de gondel op 45 m hoogte = 23000 kg.

Uit de berekeningen in de TNO rapportage 2013 R 10973 "Quick Scan Kritieke Infrastructuur" (zie bijlage) blijkt een toelaatbare versnelling voor de windmolen van $8,8 \text{ m/s}^2$ c.q. $0,89 \text{ g}$. Dit is juist kleiner dan de maatgevende versnelling bij magnitude 6.

De genoemde resultaten zijn grotendeels gebaseerd op de berekening zoals uitgevoerd door TNO Bouw en weergegeven in Bijlage D. In afwijking van deze berekening zijn de in het hoofdrapport gepresenteerde waarden exclusief de veiligheidsfilosofie zoals uit de Eurocode volgt. De benodigde veiligheidsfactoren dienen in een latere fase in combinatie met de aardbevingsbelasting te worden beschouwd. Voorlopig is dus uitgegaan van waarden zonder de zogenaamde importance-factor (factor voor de belangrijkheid van een constructie).

6.9 Standzekerheid metselwerk bebouwing

Op verschillende locaties maar met name bij de GOS locaties (Gas ontvangst stations) is er metselwerk bebouwing aanwezig met daarin secundaire systemen en mechanische of civiele constructies. Bij falen van de bebouwing kunnen deze secundaire systemen en mechanische of civiele constructies eventueel beschadigen en daardoor wellicht enige tijd niet functioneren. Hierdoor is afhankelijk van bypass mogelijkheden die worden bepaald door de ligging van het epicentrum van een potentiële aardbeving het aanbod aan de lokale netwerkbeheerder mogelijk enige tijd ontregeld.



Figuur 6.36 Berekening van een aardbevingstrilling in een gebouw van metselwerk

Uit de berekeningen in de TNO rapportage 2013 R 10973 "Quick Scan Kritieke Infrastructuur" (zie bijlage) blijkt een toelaatbare versnelling voor de metselwerk bebouwing van $1,38 \text{ m/s}^2$ c.q. $0,14 \text{ g}$.

De genoemde resultaten zijn grotendeels gebaseerd op de berekening zoals uitgevoerd door TNO Bouw en weergegeven in Bijlage D. In afwijking van deze berekening zijn de in het hoofdrapport gepresenteerde waarden exclusief de veiligheidsfilosofie zoals uit de Eurocode volgt. De benodigde veiligheidsfactoren dienen in een latere fase in combinatie met de aardbevingsbelasting te worden beschouwd. Voorlopig is dus uitgegaan van waarden zonder de zogenaamde importance-factor (factor voor de belangrijkheid van een constructie).

7 Monitoring

7.1 Doel monitoring

Uit het voorgaande blijkt dat er schade op kan treden bij het optreden van aardbevingen. Schade aan het gastransportsysteem kan in de toekomst worden voorkomen door te zorgen voor een robuust systeem. Hiertoe kunnen onderdelen met een grote kans op schade worden vernieuwd of verbeterd. Naast het robuust maken van het systeem kan monitoring eveneens van nut zijn.

De monitoring dient voor het bereiken van de volgende 2 doelen:

- a. Waar doen zich problemen voor in het leidingennet. Door in het aardbevingsgevoelig gebied versnellingen te meten kan de locatie van de aardbeving nauwkeurig worden vastgesteld. Deze monitoring dient door een partij c.q. instituut te worden uitgevoerd, onafhankelijk van de verschillende infrastructurele partijen (het bestaande meetnet van het KNMI zou hiertoe kunnen worden uitgebreid). De informatie uit de metingen dient openbaar te zijn en kan dan worden gebruikt voor operationele doeleinden.

Naast het meten van de aardbevingsbelasting wordt door Gasunie voorgesteld om aanvullende drukmetingen, met name bij de eindpunten van de leidingsecties bij de lokale netbeheerder, uit te voeren om zo mogelijke gaslekkage te detecteren.

- b. Bijstellen aardbevingsmodellen doel: Modelvoorspellingen valideren.
De monitoring levert informatie om voorspellingen (op basis van modellen) over het optreden van schade aan leidingen en/of aansluitingen met constructies te kunnen valideren en daar waar nodig bij te stellen teneinde de voorspellingen te verbeteren. Deze monitoring is specifiek voor het Gasunie transport netwerk en dient door GTS Gasunie te worden opgezet.

Om te voorkomen dat de monitoring niet kan werken bij opgetreden schade (2^e orde effecten) dient gekeken te worden naar deze aspecten. Onderdelen in de monitoring kunnen uitvallen waarna er niet meer beschikt kan worden de data om beslissingen te kunnen nemen. Het gaat hier met name om:

- Energie uitval; de onderdelen meetapparatuur, doorzenden gegevens en presentatie gegevens zijn hiervoor gevoelig.
- Waterdichtheid; door overstroming kunnen onderdelen onder water komen te staan, het gaat hier met name om de onderdelen die in het veld staan.

Daar waar mogelijk dient gebruikt gemaakt te worden van de beschikbare informatie van het KNMI. Het KNMI (afdeling Seismologie) beheert een seismisch meetnetwerk van meer dan 20 stations dat de basis vormt van seismische waarnemingen in Nederland. In bijlage E is een overzicht gegeven van het KNMI seismische monitoring netwerk.

7.2 Operationeel doel

7.2.1 Algemeen

De meetdata dient continue beschikbaar te zijn. De gemeten data dient voor het operationele doel snel beschikbaar te zijn waarbij het overschrijden van de gekozen grenswaarden de trigger is om (vooraf aangekondigde) maatregelen te nemen.

Het is hierbij van belang dat voldoende meetlocaties worden gekozen, zodat het getroffen gebied goed kan worden vastgesteld.

Ten behoeve van het operationele doel dienen een groot aantal trillingsmeetpunten in het vrije veld te worden geplaatst in het gehele aardbevingsgevoelige gebied en bij voorkeur in de nabijheid van de leidingen en stations. Voor de operationele doelstelling is het van belang dat duidelijk wordt waar het getroffen gebied ligt. Er is een risico dat de omvang van het gebied niet kan worden vastgesteld als er te weinig meetlocaties worden ingericht

Het is zoals hiervoor aangegeven van belang dat op elke locatie de grondeigenschappen, inclusief dynamische parameters goed bekend zijn.

Overzicht hoeveelheid meetsensors:

- Vrije veld trillingsmeting : 40 (minimaal) meting van versnellingen.

De meetsensors zouden in het meetnetwerk van het KNMI kunnen worden opgenomen.

7.2.2 Verwerken en presenteren (analyse) van meetdata

Omdat de opnemers ver weg staan van de beoordelaar van de meetdata zal gewerkt moeten worden met dataloggers. Deze kunnen op een meetlocatie de data verzamelen. De data wordt periodiek uitgelezen of doorgestuurd (bijvoorbeeld via gsm).

Zoals eerder aangegeven is voor het operationele doel een snelle beschikbaarheid van de data belangrijk in verband met het kunnen nemen van maatregelen

Vanwege de korte tijdsduur van het optreden van een aardbeving is de meetfrequentie (sampling) hoog. De opslagcapaciteit van de logger bepaalt dan ook hoe snel data moet worden doorgestuurd.

Vooralsnog wordt voorzien dat de kabels van alle meetopnemers naar een centrale kast met de datalogger leiden. De kast dient op een beschermde locatie geplaatst te worden teneinde schade aan het systeem te voorkomen. Hierbij kan ervoor gezorgd om deze kast waterdicht te maken. De stroomvoorziening kan via netspanning verlopen maar i.v.m. het mogelijk uitvallen van de stroomvoorziening bij een grote aardbeving is stroomvoorziening via accu's (continu of als backup, zoals 48 uur capaciteit) aan te bevelen.

De meetdata wordt verzameld in een database. Software moet de meetdata beoordelen en verwerken, zodat resultaten online gepresenteerd kunnen worden.

De software moet aan bepaalde eisen voldoen:

- Het presenteren van de meetdata.
Dit gaat over trillingen (versnellingen als functie van de tijd).
- Het uitfilteren van niet aardbevingen (bijvoorbeeld lokale trillingen bij 1 station) of noise *.

- Het omzetten van meetdata naar bijvoorbeeld aardbevingsintensiteit, materiaalspanningen, hoekverdraaiingen of andere relevante te beoordelen parameters.
- Het presenteren van isolijnen en maxima.
- Het detecteren van overschrijding van grenswaarden gebaseerd op de gemaakte voorspellingen met de beschikbare modellen.
- Indien gekozen is voor een meetlocatie die afwijkt van een beoogde locatie (bijv. door onbereikbaarheid) dan dient bij de interpretatie gecorrigeerd te worden voor eventuele opslinging of demping.

7.3 Bijstellen modellen doel

7.3.1 Algemeen

Gekozen moet worden om niet op alle kritische locaties, maar op een selectie van enkele kritische locaties, de monitoring t.b.v. de bijstelling modellen doelen uit te voeren. Geadviseerd wordt te kiezen voor enkele locaties van elk van de kritische onderdelen uit de faalmechanismen, dus enkele bochten, enkele stations, en enkele vrije veld grid locaties.

Bij het bijstelling modellen doel moet informatie duidelijk worden over:

- In hoeverre wijkt een golf langs een leiding af van wat conservatief voorspeld wordt.
- Wat zijn de effecten van de grondopbouw op opslinging.
- Wat is de respons van de leiding, in trilling en in spanning als gevolg van een vrije trilling.

Bovenstaande is afhankelijk van de opbouw van de ondergrond (m.n. de toplaag van ca. 30 m), en kan afhankelijk zijn van type constructies. Bij de keuzes van de specifieke meetlocaties dient hier rekening mee gehouden te worden.

Gemeten data kan eventueel periodiek uitgelezen worden op de meetlocaties. Continue beschikbaarheid van de data is niet noodzakelijk.

In het leidingennet kunnen een aantal typische onderdelen onderscheiden worden:

- Veldstrekkingen (ligging ondergronds).
- Bochten.
- Isolatieverbindingen.
- Aansluitingen (ondergronds en bovengronds).
- Constructies.

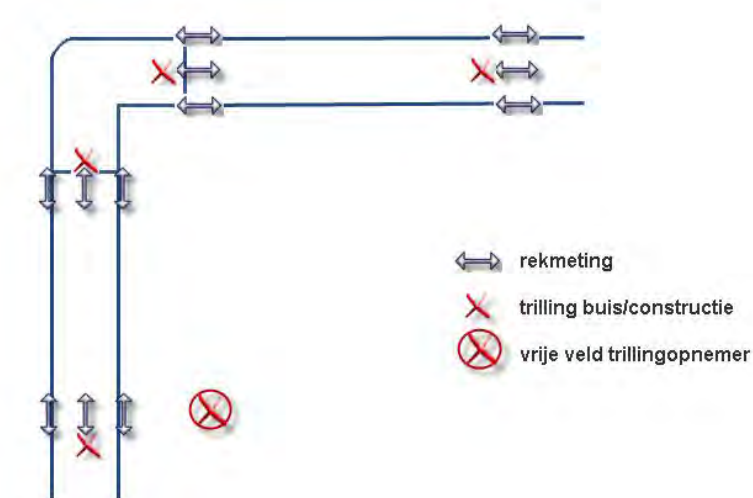
7.3.2 Detaillering monitoring

In de volgende paragrafen is, rekening houdend met overwegingen in bijlage F, een uitwerking gegeven van de gewenste monitoring.

7.3.2.1 Bocht

De te meten parameters zijn de vrije veld trillingen en de respons van de leiding aan weerszijden van de bocht. Deze respons betreft de rek op de buis. Vanuit bijstelling model oogpunt is ook de trilling van de buis (die de overdracht van vrije trilling naar trilling van de buis aangeeft) belangrijk. De respons bij scherpe bochten wordt als maatgevend beschouwd t.o.v. de flauwe bochten. Vooral nog is het meten bij scherpe bochten voorzien, echter aan te bevelen is ook bij flauwe bochten te meten om dan daadwerkelijk aan te tonen dat het daar minder maatgevend is.

De meetinrichting zou er als volgt uit kunnen zien als in onderstaande figuur.



Figuur 7.1 Bovenaanzicht haakse bocht (schematisch weergave)

De rekmetingen zijn voorzien nabij de bocht waar de grootste momenten zijn te verwachten en op een zekere afstand daarachter. Daarmee is de demping in de buis waar te nemen. Deze afstand dient nog later vastgesteld te worden en is afhankelijk van de stijfheid van de buis en de ondergrond. Alhoewel de grootste verplaatsingen worden verwacht in het horizontale vlak is het belangrijk om vast te stellen dat in het verticale vlak de verwachte bewegingen inderdaad minder maatgevend zijn. Derhalve worden de rekmetingen niet alleen aan de zijkanten van de buis, maar ook aan de bovenzijde en nabij de onderzijde van de buis voorzien.

Met de trillingsmeetpunten in het vrije veld en op de buis is de grootte van de trilling op de locatie en de overdracht van de trilling naar de leiding vast te stellen.

Overzicht hoeveelheid meetsensors:

- Vrije veld trillingsmeting : 1 (minimaal).
- Trilling buis : 4.
- Rek meting: 16 (4locaties x 4).

7.3.2.2 Constructie met regel unit

Het gaat hierbij om locaties met een voorziening die op basis van sensorinformatie een beveiliging inschakelt. Meestal om te voorkomen dat een systeemonderdeel kapot gaat of om schade ergens in het leidingnet te voorkomen. Waarschijnlijk is niet altijd een trillingsmeter aanwezig waarop het inschakelen van de beveiliging of het uitzetten van een systeemonderdeel op is gebaseerd.

Door het plaatsen van meetinstrument op een kritische locatie van het gebouw wordt informatie verzameld over de grootte van de trilling die behoort bij de uitgevoerde actie. Daarmee kan voorkomen worden dat een beveiligingssysteem te vroeg wordt ingeschakeld of

kunnen specificaties van toegepaste systeemonderdelen (afsluiters, kleppen enz.) worden aangepast zodat ze kunnen voldoen aan optredende trillingen.

Overzicht hoeveelheid meetsensors:

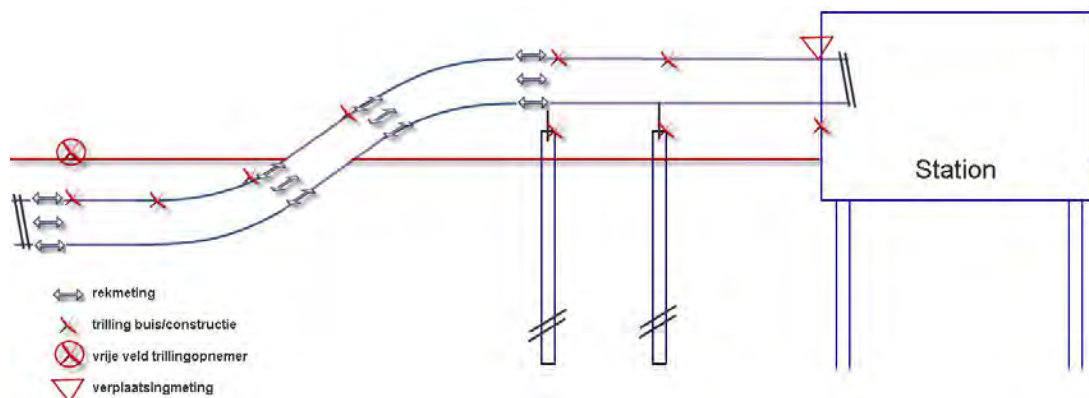
- Trilling constructie: 1 (minimaal).

7.3.2.3 Aansluiting

Een typische beschrijving van een aansluiting is een leiding die aankomt en die vrij ligt ondergronds en vervolgens boven maaiveld komt om over een fundering op palen, door een doorvoer van een constructie (met marge voor het opnemen van zakkingsverschillen) aansluit op een constructie (bijvoorbeeld compressorstation).

De te meten parameters zijn de vrije veld trillingen en de respons van de leiding, zowel ondergronds, bovengronds op de palen en op de constructie. Deze respons betreft de rek op de buis. Model oogpunt is ook de trilling van de buis (die de overdracht van vrije trilling naar trilling van de buis aangeeft) belangrijk en de trilling van de constructie (die de overdracht van vrije trilling naar trilling op de constructie aangeeft).

De meetinrichting zou er als volgt uit kunnen zien als in onderstaande figuur:



Figuur 7.2 Zij aanzicht aansluiting constructie

Langs de leiding moet op circa 5 of meer locaties (afhankelijk van de lengte van het deel op palen en de verwachte gevoeligheid van deze fundering) de trillingen gemeten worden. Bij de fundering op palen kan aan de uiteinde van de fundering ook een trillingsmeter geplaatst worden om de overdracht van paalfundering naar leiding te kunnen vaststellen. Op een aantal locaties van de leiding dienen aan beide zijdes van de leiding rekmetingen gedaan te worden. De rekmetingen zijn voorzien nabij de bochten en aansluiting met de paalfundering waar de grootste momenten zijn te verwachten en op een zekere afstand daarachter. Deze afstanden en locaties moeten nader vastgesteld worden afhankelijk van lokale omstandigheden.

Bij de doorvoer door het gebouw kan de zakking van de leiding t.o.v. het gebouw worden waargenomen. Door het plaatsen van trillingsmeter op een kritische locatie van het gebouw wordt informatie verzameld over de grootte van de trilling op het gebouw.

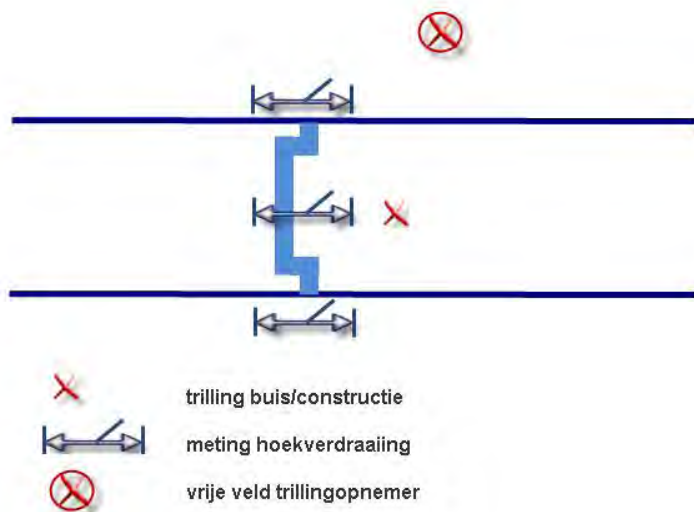
Overzicht hoeveelheid meetsensors:

- Vrije veld trillingsmeting : 1 (minimaal).
- Trilling buis : 6.
- Trilling paalfundering: 2.
- Trilling constructie: 1.
- Rek meting: 16 (4 locaties x 4).
- Verplaatsingsmeting doorvoer: 1.

7.3.2.4 Isolatieverbinding en/of veldstrekkingen

De te meten parameters zijn de vrije veld trillingen, de respons van de leiding en hoekverdraaiing om de koppeling. Dit laatste kan plaatsvinden door aan 4 zijden van de buis de verlenging over de koppeling te meten. Alhoewel de verwachting is dat de maatgevende beweging in het horizontale vlak zal plaatsvinden is de meting er ook op gericht om vast te stellen dat dit daadwerkelijk het geval is.

Een schematische weergave van een koppeling stuk is gegeven in onderstaande figuur.



Figuur 7.3 Bovenaanzicht schematische doorsnede isolatiekoppeling

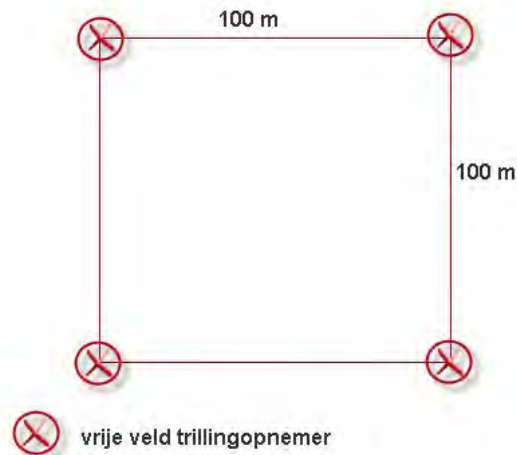
Overzicht hoeveelheid meetsensors:

- Meting hoekverdraaiing: 4.
- Vrije veld trillingsmeting: 1.
- Trilling buis: 1.

7.3.2.5 Vrije veld en voortplanting golf

De relevante parameters om te meten zijn de vrije veldtrilling op een locatie, als aanvulling op de KNMI-gegevens, en op diverse locaties ook de voortplanting van de trilling langs het oppervlak. Deze informatie is noodzakelijk om vast te stellen of de voortplanting van de golf is zoals nu wordt verondersteld dat deze zich langs een leiding zal manifesteren.

De voortgang snelheid en oriëntatie van een golf op een locatie (t.o.v. een epicentrum) kan bepaald worden door een grid van 4 trillingsmetingslocaties. De verschillen in aankomsttijd en intensiteit zeggen iets over de snelheid en de richting. De afstand tussen de meetpunten dient circa 100 m te bedragen. In onderstaande figuur is deze meetopstelling schematisch weergegeven.



Figuur 7.4 Grid trillingsmetingen (bovenaanzicht) tbv vaststelling richting en snelheid trillingsgolf

Overzicht hoeveelheid meetsensors:

- Vrije veld trillingsmeting : 4.

Uit efficiency overwegingen is het verstandig dit grid te maken in combinatie met een andere meting (een bocht locatie, of nabij een aansluiting met een constructie, zoals in voorgaande paragrafen aangegeven).

7.3.3 Waarmee meten

7.3.3.1 Trillingen

Met trillingsopnemers wordt de trillingsnelheid in de grond of leidingen of op constructies gemeten. De meetgegevens bestaan uit versnellingen of snelheden in de tijd. Hieruit kan de aardbevingstrilling worden bepaald.

Voor het meten van de trillingen is er keuze uit de volgende meetinstrumenten:

- Versnellingsmeter (accelerometer).
Deze meter meet de versnelling die optreedt tijdens de bewegingen als functie van de tijd (voor het operationele doel zullen een groot aantal moeten worden geïnstalleerd).
- Snelheidsmeters.
Deze meter meet de snelheid van de optredende beweging als functie van de tijd.

Voor beide meters geldt dat de trilling in 3 richtingen moet worden gemeten (X, Y, Z).

Voor het beoordelen van spanningen in een buis is uiteindelijk de rek (verplaatsing) benodigd. Door integratie kan deze worden afgeleid uit snelheidsmetingen of via dubbele

integratie vanuit de versnellingsmeters. Vanuit wiskundig optiek heeft zo min mogelijk integreren de voorkeur. Echter snelheidsmetingen hebben een bepaalde onnauwkeurigheid (opslingering) in het frequentiebereik van aardbevingen. Ook het KNMI maakt gebruik van beide type metingen. Verwacht wordt dat het corrigeren van de signalen mogelijk is. Derhalve hebben snelheidsmetingen de voorkeur boven versnellingsmetingen. Een ander voordeel is dat aansluiting gezocht kan worden met de beoordelingssystematiek van de SBR (voor constructies).

Een typische aardbevingsmeetperiode is 0,5 s. Het signaal moet in deze periode met voldoende hoge resolutie gesampled worden om een goede integratie te verkrijgen waarmee beweging kan worden afgeleid. Bij een grote aardbeving (orde Richter 5) treedt een versnelling op van circa 5 m/s², een snelheid van 0,5 m/s en een verplaatsing van enkele cm's. Echter ook een aardbeving met een lage intensiteit (orde Richter 1,5) moet een goed meetresultaat opleveren. Bij het bepalen van specificaties dient hiermee rekening gehouden te worden.

7.3.3.2 *Rek / spanning*

De spanning in het buismateriaal op een bepaalde locatie kan worden afgeleid door het meten van de rek. Rekmetingen hebben de voorkeur wanneer direct het effect op de buizen beoordeeld moet worden.

Gebruik kan worden gemaakt van rekstrookjes (met een elektrische geleider) of glasvezel. De opnemer moet op het te beoordelen materiaal worden gelijmd. Vooralsnog wordt er van uitgegaan dat de aanwezigheid van een coating geen verstoring van het meetsignaal geeft (een grotere of kleinere rek). Dit aspect dient nog beoordeeld te worden.

7.3.3.3 *Verplaatsingen*

Voor het meten van een verplaatsing (zakking, horizontale verplaatsing, een hoekverdraaiing) kan gebruik worden gemaakt van diverse meetssystemen die een fysieke verplaatsing kunnen meten.

Dit zal soms op een constructie en soms op een leiding (ook ondergronds) zijn. Hierbij wordt gedacht aan een automatische elektrische scheurwijdte meter.

Een deformatiemeting is eveneens mogelijk. Op voorhand is dit of een dure oplossing in geval van een automatische, continue meting (laser, total station). In het geval van een handmatige meting met meetbouten is dit een periodieke meting en past deze alleen in een operationele opstelling als de kans op overschrijding van grenswaarden langzaam verloopt.

7.3.3.4 *Specifieke installatie eisen*

Met betrekking tot stroomuitval of onder water staan kunnen specifieke eisen gesteld worden.

Energie uitval. De onderdelen meetapparatuur, doorzenden gegevens zijn hiervoor gevoelig. Stroom via het vaste stroomnet geeft veel zekerheid, echter bij uitval zal een accu beschikbaar moeten zijn die ingeschakeld wordt als de stroom uitvalt. Dit kunnen accu's zijn met een capaciteit van een dag/enkele dagen. Ook kan gekozen worden voor permanente accu's zodat er geen afhankelijkheid is van het stroomnet.

Waterdichtheid. Door overstroming kunnen onderdelen onder water komen te staan, het gaat hier met name om de onderdelen die in het veld staan onder de verwachte waterhoogte. Meet- en regelapparatuur kan in een waterdichte kast worden geplaatst.

7.4 Eisen aan monitoring

De volgende eisen dienen specifiek te worden vastgesteld.

7.4.1 Stel grenswaarden vast

Grenswaarden zijn in een monitoringsplan met een operationele doelstelling noodzakelijk. Bij het bereiken van bepaalde grenswaarden moeten passende en gewenste maatregelen uitgevoerd worden.

In bijlage F is aangegeven hoe deze grenswaarden gebruikt zouden moeten worden.

7.4.2 Bepaal de vereiste meetnauwkeurigheid en meetbereik

Bepaal de vereiste meetnauwkeurigheid van elke te monitoren parameter. Vastgesteld moet worden dat deze nauwkeurigheid voldoende groot is om de benodigde veranderingen te kunnen signaleren. Ook dient het meetbereik te worden vastgesteld. Een opnemer kan zeer nauwkeurig meten maar hoeft niet per se geschikt te zijn voor het benodigde meetbereik.

7.4.3 Bepaal de vereiste meetfrequentie

Bepaal de vereiste meetfrequentie van elke te monitoren parameter. De meetfrequentie moet zodanig gekozen zijn dan aan de doelen voldaan kan worden en er voldoende reactietijd aanwezig blijft om maatregelen uit te voeren bij overschrijding van grenswaarden.

7.4.4 Bepaal de locatie

Bij deze stap wordt zeker gesteld dat de locatie waar de te monitoren parameter wordt geregistreerd voldoende gevoeligheid heeft bij het betreffende faalmechanisme. Hiermee wordt bedoeld dat de xyz (diepte, hoogte, plaats, etc.) van elk instrument moet worden vastgesteld en zo gekozen dat het eventueel optreden van een mechanisme afgeleid kan worden uit de metingen. De eisen aan de locatie dienen te worden vastgelegd in het monitoringplan.

7.4.5 Instandhoudingsplan

Het systeem zal speciaal ontworpen zijn op een lange looptijd (operationeel doel) en een middellange looptijd (bijstelling modellen doel) van de monitoring. De instrumenten zullen gekozen worden voor deze lange meetperioden en worden zo geïnstalleerd dat ze bij een eventueel defect vervangen kunnen worden. Daarnaast moet er regelmatig op correct functioneren gecontroleerd worden (eventueel periodieke calibratie).

Alle instrumenten geven dusdanig veel meetwaardes waardoor ze aan de hand hiervan zijn te controleren op correct functioneren. Het systeem dat het wegvallen van netspanning bij de datalogger signaleert dient wel eens per half jaar gecontroleerd worden.

De opnemers zullen speciaal gekozen zijn voor langdurige metingen. Bepaald moet worden of er een periodieke calibratie nodig is.

Periodiek zal gerapporteerd moeten worden over de instandhouding (functionering, reparaties/vervanging, calibraties) van de monitoring.

8 Conclusies

Op basis van de resultaten van deze studie kan worden gesteld dat een aardbeving met $M=5$ tot aanzienlijk grotere versnellingen en snelheden van de groundbeweging leidt dan tot op heden is waargenomen (0,5 g versus 0,09 g). Er is dan ook geen mogelijkheid om bestaande ervaringen in Groningen te benutten en het feit dat tot op heden geen schade aan kritische infrastructuren zijn opgetreden zegt heel weinig over wat er kan gebeuren bij een sterkere beving. Derhalve is op basis van beschikbare rekenmethoden voor de verschillende onderdelen ingeschat wat de robuustheid is in geval van een aardbeving die leidt tot een versnelling aan de oppervlakte uitgedrukt in g-niveau. Er zijn 3 aardbevingen beschouwd:

- $M=3,5$ met $PGA = 1.53 \text{ m/s}^2 = 0,2 \text{ g}$.
- $M=5,0$ met $PGA = 4.63 \text{ m/s}^2 = 0,5 \text{ g}$.
- $M=6,0$ met $PGA = 8.72 \text{ m/s}^2 = 0,9 \text{ g}$.

Voor deze 3 aardbevingen met verschillende sterkten zijn berekeningen gemaakt voor de verschillende faalmechanismen van onderdelen van het Gasunienetwerk. Aangezien naar verwachting binnenkort zal worden vastgesteld dat de maatgevende PGA in het centrum van het aardbevingsgevoelig gebied ca. 0,5 g zal bedragen, zijn in onderstaande tabel de conclusies per onderzocht faalmechanisme van een onderdeel van het Gasunienetwerk samengevat voor een aardbeving met $PGA = 0,5 \text{ g}$.

In deze studie zijn niet alle onderdelen van het uitgebreide Gasunie netwerk in het aardbevingsgevoelig gebied in detail beoordeeld. Er zijn voor verschillende randvoorwaarden berekeningen gemaakt voor faalmechanismen van onderdelen van het netwerk. Volgens Gasunie kunnen de berekende combinaties van randvoorwaarden en gekozen onderdelen als maatgevend worden verondersteld. Gasunie zal tijdens het reguliere beheer van het netwerk moeten beoordelen of er specifieke situaties ontstaan, die zover buiten de gekozen randvoorwaarden vallen dat een extra beoordeling op aardbevingsbelasting noodzakelijk is.

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
Ondergrondse leidingstrekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. Bij de leidingen die voor 1964 zijn aangelegd is enige schade niet uit te sluiten, omdat de som van de initiële spanningen en aanvullende spanningen door de aardbeving groter is dan de toetsspanning. 	<ul style="list-style-type: none"> Beoordeling van de initiële spanningstoestand van de leidingen die voor 1964 zijn aangelegd op basis van de lokale zettingsgevoeligheid van de grond en beoordeling van de te hanteren toetsspanning
Leidingstrekkingen aangelegd met de HDD methode	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, omdat de som van de initiële en aanvullende spanningen kleiner is dan de toetsspanning. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
Bochten van ondergrondse leidingstrekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Zijn robuust genoeg om een maatgevende aardbeving te doorstaan, als de aanwezige initiële spanningen niet te hoog zijn. De lokale zettingsgevoeligheid is maatgevend.. 	<ul style="list-style-type: none"> Beoordeling van de initiële spanningstoestand in scherpe bochten in leidingen op basis van de lokale zettingsgevoeligheid van de grond
Verweking effecten op leidingelementen en effecten op gebouwen en constructies	<ul style="list-style-type: none"> Bij verweking treedt geen schade op aan de nieuwere leidingen. De leidingen voor 1964 zullen bij verweking kwetsbaar zijn. Er treedt significante schade op aan constructies die op staal zijn gefundeerd 	<ul style="list-style-type: none"> Continuering onderzoek naar verweking bij geïnduceerde aardbevingen (in lopend onderzoek EZ)

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
Overgang ondergrondse leidingstrekkingen naar onderheide strekkingen	<ul style="list-style-type: none"> Bij de overgangen zijn geen problemen te verwachten, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
Aansluitingen met constructies (ondergronds en bovengronds)	<ul style="list-style-type: none"> De aansluitingen kunnen een maatgevende aardbeving doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
Isolatieverbindingen -isolatiekoppelingen -isolatieflenzen	<ul style="list-style-type: none"> De isolatie verbindingen kunnen een maatgevende aardbeving doorstaan, de aanvullende spanningen kunnen worden opgenomen. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
Leidingen bij waterkeringen, parallelle ligging	<ul style="list-style-type: none"> Geen probleem als de leiding volgens de vigerende norm afstand van de waterkering ligt Leidingen dicht bij de waterkering dan volgens NEN 3651 zijn mogelijk kwetsbaar 	<ul style="list-style-type: none"> Inventarisatie of zich leidingen dicht bij de waterkering bevinden dan volgens NEN 3651 is voorgeschreven.
Leidingen bij waterkeringen, kruising	<ul style="list-style-type: none"> Door de aanwezigheid van damwanden als vervangende waterkering is de waterkering sterker en is beïnvloeding van de leiding door grondbeweging geen groot risico Verschil beweging van leiding en damwand kan alleen tot schade leiden als er al contact is tussen leiding en damwand. Dit contact zal echter al direct worden opgemerkt door de KB-meting en is dus geen groot risico 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig

Faalmechanisme	Conclusie	Aanbevelingen
Omvalle windmolen op gasleiding	<ul style="list-style-type: none"> Een windmolen kan de aardbevingsbelasting weerstaan en zal niet omvallen op de gasleiding. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig
Standzekerheid metselwerk van de GOS bebouwing	<ul style="list-style-type: none"> Metselwerk van de GOS bebouwing zal vrijwel zeker instorten, dit leidt tot schade aan secundaire systemen en mechanische of civiele constructies als deze niet goed zijn beschermd. 	<ul style="list-style-type: none"> De GOS eigenaar (van het lokale distributie netwerk) dient de bescherming van secundaire systemen en mechanische of civiele constructies te beoordelen en indien nodig de GOS bebouwing te verstevigen.
Leiding bij waterleiding c.q. vloeistofleiding	<ul style="list-style-type: none"> Bij het ontstaan van een ontgrondingskrater door waterleidingbreuk is geen schade aan de gasleidingen te verwachten. 	<ul style="list-style-type: none"> Geen vervolgactie nodig

Uit het voorgaande blijkt dat er mogelijk enige schade op kan treden bij een aardbeving met een PGA van 0,5 g. Schade aan het gastransportsysteem kan worden voorkomen door te zorgen voor een robuust systeem. Hiertoe kunnen na het uitvoeren van de aanbevelingen onderdelen met een grotere kans op schade worden vernieuwd of verbeterd. Naast het robuust maken van het systeem kan monitoring eveneens van nut zijn.

De monitoring dient voor het bereiken van de volgende 2 doelen:

- a. Operationeel doel: Waar doen zich problemen voor in het leidingennet. Door in het aardbevingsgevoelig gebied versnellingen te meten kan de locatie van de aardbeving nauwkeurig worden vastgesteld. Deze monitoring dient door een partij c.q. instituut te worden uitgevoerd, onafhankelijk van de verschillende infrastructurele partijen (het bestaande meetnet van het KNMI zou hiertoe kunnen worden uitgebreid). De informatie uit de metingen dient openbaar te zijn en kan dan worden gebruikt voor operationele doeleinden.

Naast het meten van de aardbevingsbelasting wordt door Gasunie voorgesteld om aanvullende drukmetingen, met name bij de eindpunten van de leidingsecties bij de lokale netbeheerder, uit te voeren om zo mogelijke gaslekage te detecteren.

- b. Bijstellen aardbevingsmodellen doel: Modelvoorspellingen valideren. De monitoring levert informatie om voorspellingen (op basis van modellen) over het optreden van schade aan leidingen en/of aansluitingen met constructies te kunnen valideren en daar waar nodig bij te stellen teneinde de voorspellingen te verbeteren.

Deze monitoring is specifiek voor het Gasunie transport netwerk en kan door GTS Gasunie te worden opgezet.

9 Referenties

Akkar, S., Sandikkaya, M.A, en Bommer, J.J. (2013) Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended-Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East. Accepted for publication in Bulletin of Earthquake Engineering.

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.

Banerji, P. (1992) Earthquake hazards for cross country pipelines. Bull mater. Sci. vol 15 nr 1, India

Berendsen, H.J.A. (2004) De vorming van het land. Inleiding in de geologie en de geomorfologie van Nederland. Assen: Van Gorcum, 410 p. ISBN 90 232 4075 8.

Charlie, W. A., Veyerq, G. E., Abt, S. R. (1985) Predicting blast induced porewater pressure increases in soil: A review. Civil Engineering for practising and design engineers, Vol. 4, pp 311-328. Pergamon Press NY, 1985

Dash en Jain. (2007) An overview of seismic considerations of buried Pipelines. Journal of Structural engineering vol 34 No 5

Davis and Bardet (2000) Response of buried corrugated metal pipes to earthquakes, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering vol 28

DINO (2013) <http://www2.dinoloket.nl/nl/download/maps/goAtlas/form/hl.html>

Dost, B., T. Van Eck en H. Haak. (2004) Scaling of peak ground acceleration and peak ground velocity recorded in the Netherlands. Boll. Geofisica Teorica Applicata, 45, 3, pp 153-168

Dost, B. en Kraaijenpoel (2013). The August 16, 2012 earthquake near Huizinge (Groningen), KNMI,

Dost, B. (2013) Persoonlijke communicatie met G. de Lange, Deltares.

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

Finn, W. D. L. (2000) State-of-the-art geotechnical earthquake engineering practice. Soil dynamics and earthquake engineering 20 (2000) 1 - 15

Idriss, I.M. en Boulanger, R.W. (2008) Soil liquefaction during earthquakes. EERI Publication No. MNO-12.

Ishihara, K., Yoshimine, M. (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Soils and Foundations, Vol. 32, No.1, March 1992, pp 173-188.

- Kok, L. (1987) Simulation and prediction of the effects of contained explosions in water-saturated sands by numerical models. Proceedings MABS 10th international symposium on military applications of blast simulation pp 442-456, 1987
- (Korff e.a. 2013). Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen, Quick Scan naar de sterkte van de infrastructuur 1208149-006
- Kruse, G.A.M. (1998) Evaluatie van liquefactie door kleine ondiepe aardbevingen in Noord-Nederland. Grondmechanica Delft, CO-383750/13, november 1998
- Kruse, H.M.G. en Hölscher, P. (2010) Schade aan buisleiding door aardbeving, Deltares rapport 1001649-000
- Loeches (1995) Seismic effects on buried pipelines, Pipeline technology Vol 1
- Marcuson, W. F. III, Hynes, M. E., and Franklin, A. G. (1990) "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments" Earthquake Spectra, Vol. 6(3), pp. 529-572, 1990. (Uit: J.P. Koester, M.K. Sharp, M.E. Hynes Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction U.S. Army Corps of Engineers Rapport NUREG/CR-5741, March 2000)
- Mashaly and Datta (1989) "Seismic behaviour of buried pipelines, state of the art review", Journal of pipelines Vol 7, pp. 215-234
- Mašín, D. (2010) PLAXIS implementation of hypoplasticity. Plaxis bv, Delft
- NAM (2003) Winningsplan Groningen, openbare documenten NL Olie- en Gasportaal. nlog.nl
- NAM (2007), Winningsplan Groningen, openbare documenten NL Olie- en Gasportaal. nlog.nl
- NEN (2006) NEN 6740: nl Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen NEN Delft
- NEN (2012) 3650 D 3.1 Eisen voor buisleidingsystemen NEN Delft
- Newmark, N.M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankment. Fifth Rankine lecture. Géotechnique, Vol. 15No. 2, 1965 pp 139-159
- O'Rourke (1998) An overview of geotechnical and lifeline earthquake engineering, Geotechnical engineering and soil dynamics III
- O'Rourke and Liu (1999) Response of buried pipelines subjected to earthquake effects , monograph series nr 3, Multisc. Cent. earthquake research, Univ. Buffalo
- O'Rourke, Stewart and Jeon (2001) Geotechnical aspects of lifeline engineering. Proc of the institution of civil eng, geotechnical engineering 149
- RWS (2007) Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007
- Smit Transformers BV (2013) Analyse Seismic studie, Effecten van aardbevingen ten gevolge van bodemdaling, aan transformatoren en componenten. Datum 05-06-2013

Spiekhout en Beks (2013), Vaststellen technische en operationele consequenties betreffende het Gasunie transportsysteem tgv. van aardbevingen tot Richter 5 veroorzaakt door het Groningen gasveldas-veld en consequenties voor operations DNV Kema rapportage

STOWA. (2007) Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen. Stowa rapportnummer ORK 2007-02, 2007

van Tuijn, J. (2013) Effecten van aardbevingen op hoogspanningsinfrastructuur in Nederland, Tennet rapport PU-AM'13-1962013, versie 1.0. Datum 5 maart 2013

Verheij, H.J., Diermanse, F., van Eck, T., de Lange, G., Lindenberg, J., Simmelink, H.J. en

Weerts, H. J. T. (2002) Invloed van aardbevingen op overstromingsrisico's. WL|Delft Hydraulics i.s.m GeoDelft, NITG-TNO en KNMI. Q3177, december 2002

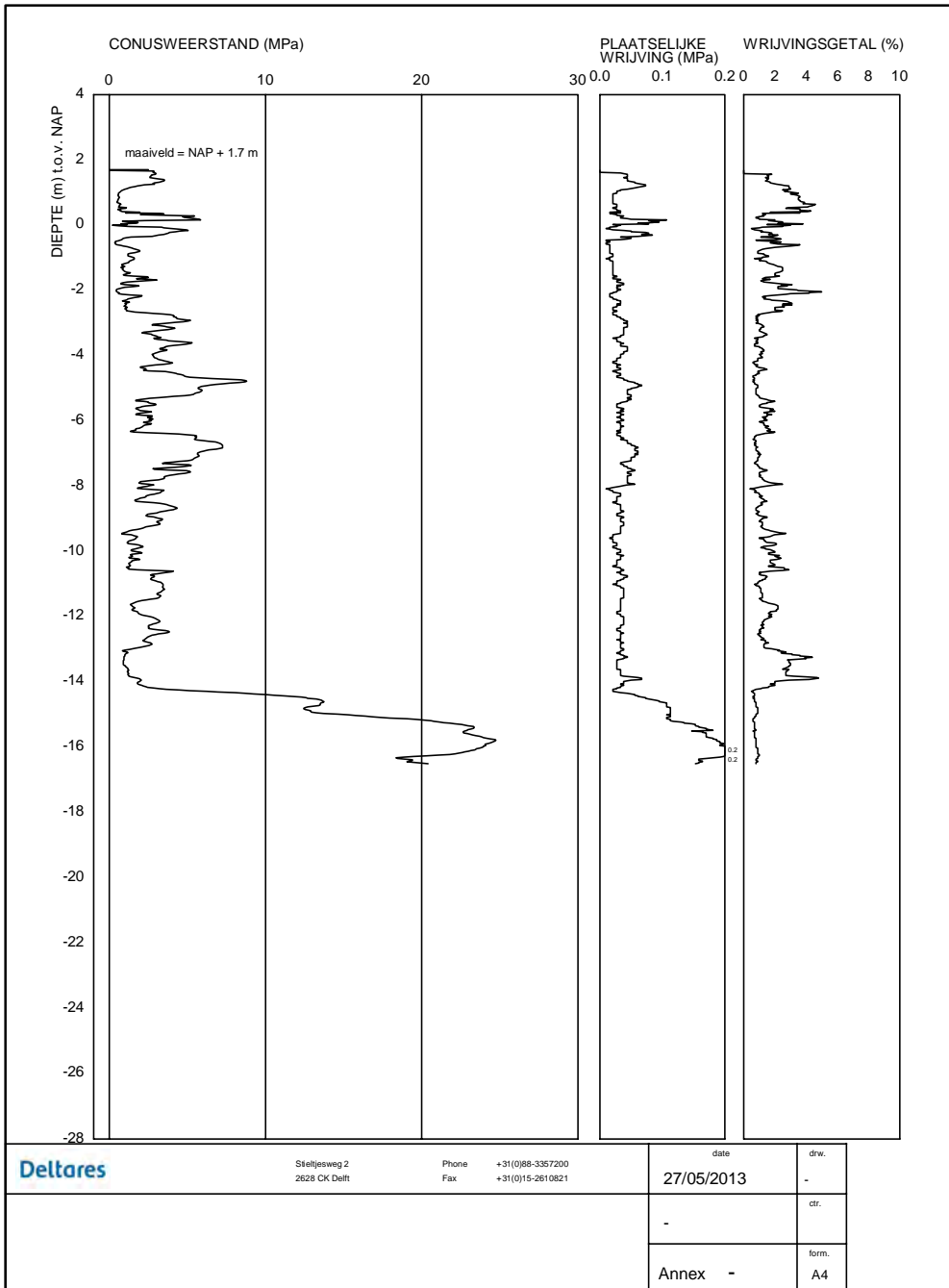
Wang and O'Rourke (1978) Overview of buried pipelines under seismic loading, Journal of Technic. Council of ASCE Vol 104. TC1

Wassing, Maljes, Westerhof, Bosch, Weerts. (2003) Seismic hazard van geïnduceerde aardbevingen, rapportage fase 1, TNO rapport NITG 03-185-C

Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Finn, W., Harder, L., Jr., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson, W., III, Martin, G., Mitchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., Seed, R., and Stokoe, K., II (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng. , 127 (10), 817–833

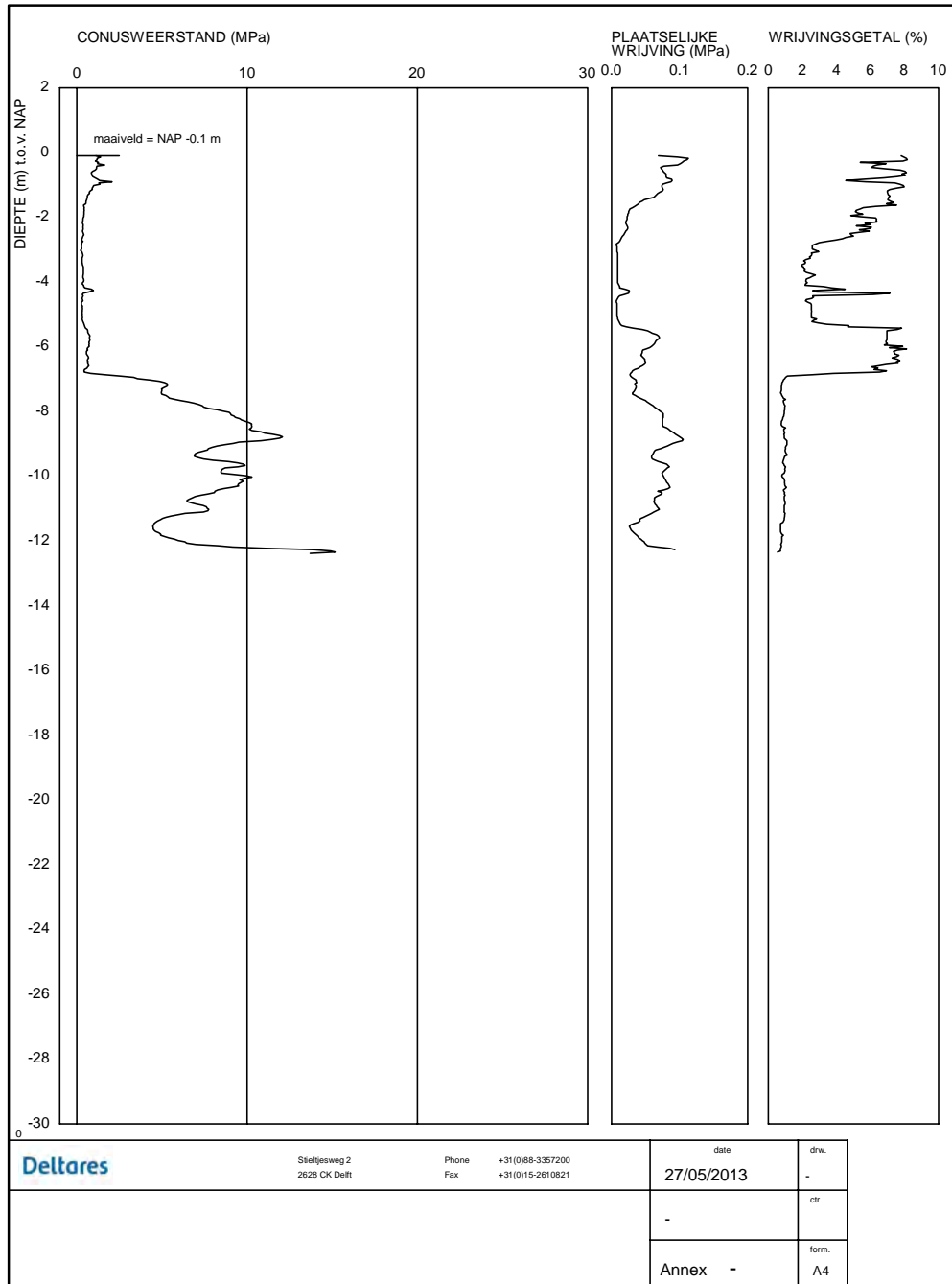
A Sonderingen 5 Representatieve Grondprofielen

Sondering S03D00023, Profiel 'Klei stijf'

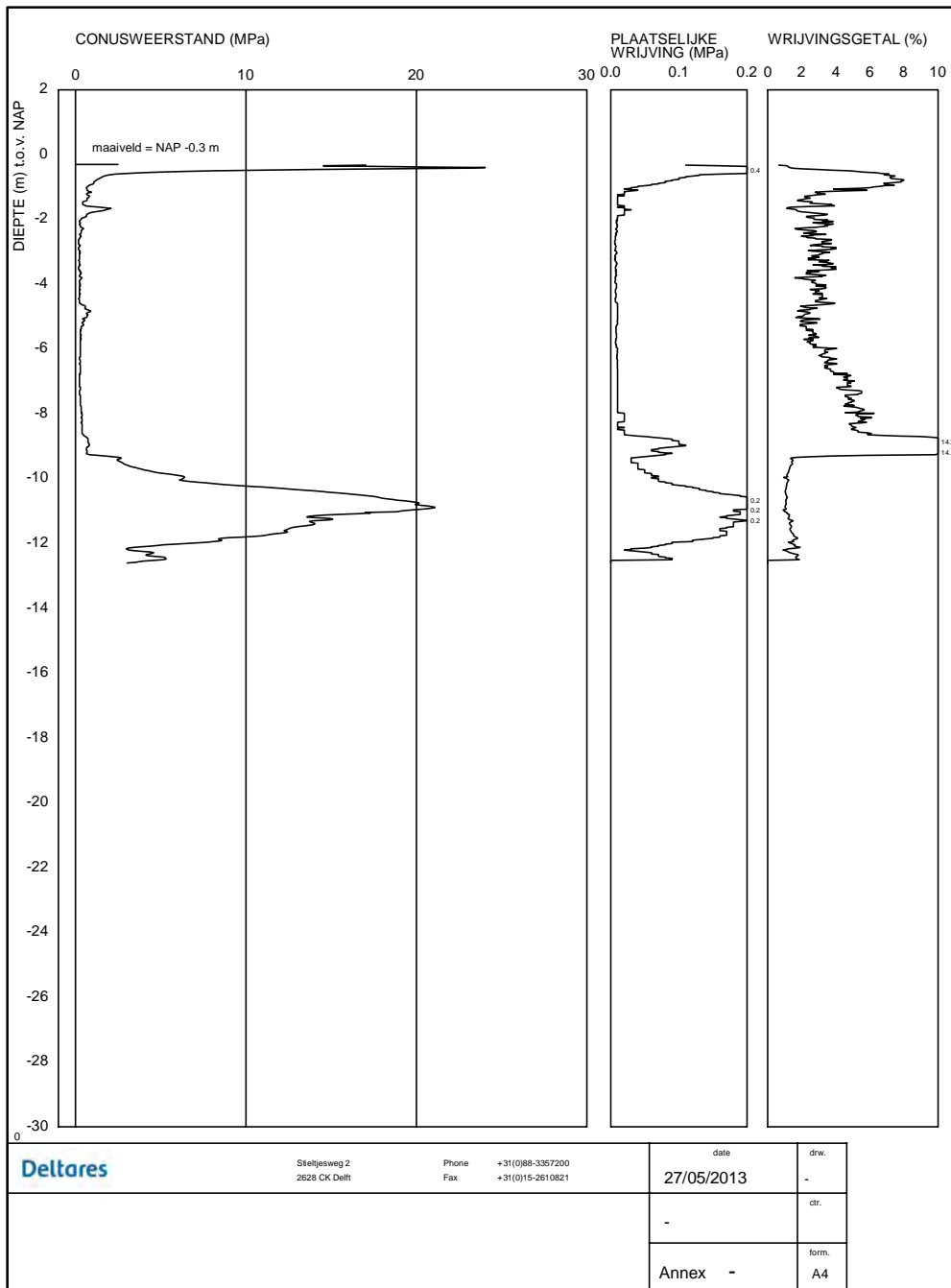


S03D00023

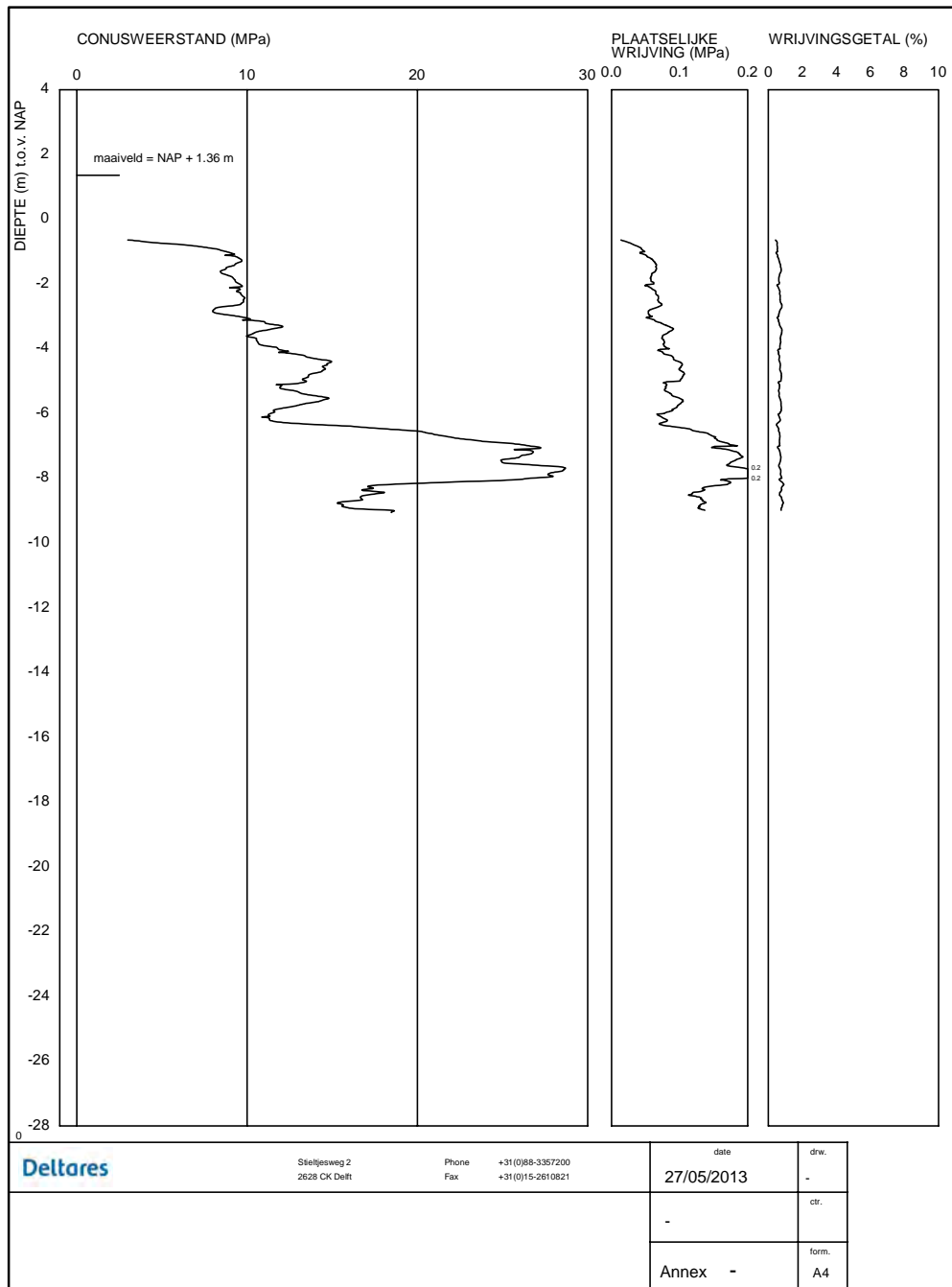
Sondering S07H00011, Profiel 'Veen'



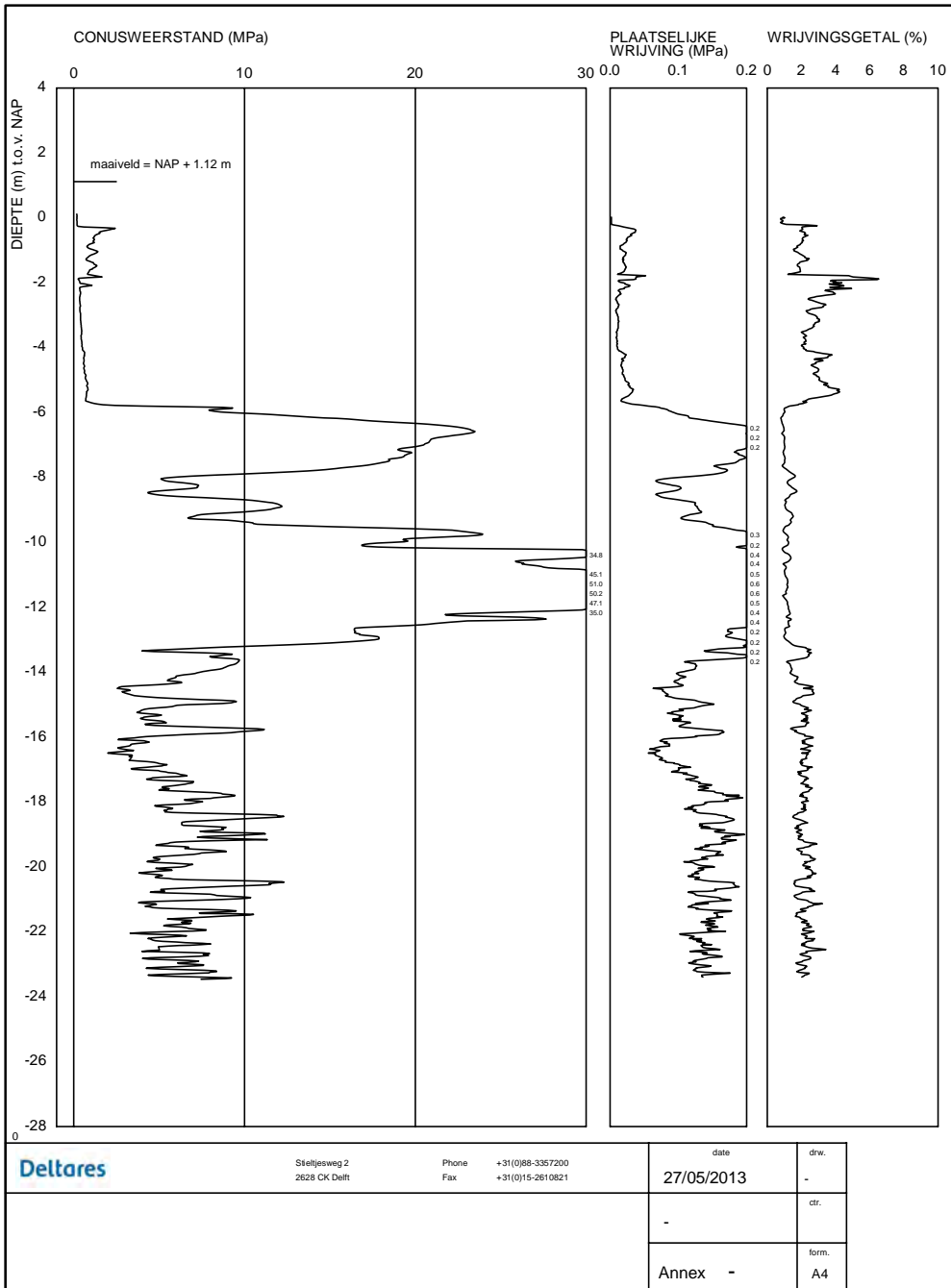
Sondering S07B00018, Profiel 'Slap diep'



Sondering S12E00029, Profiel 'Zand'



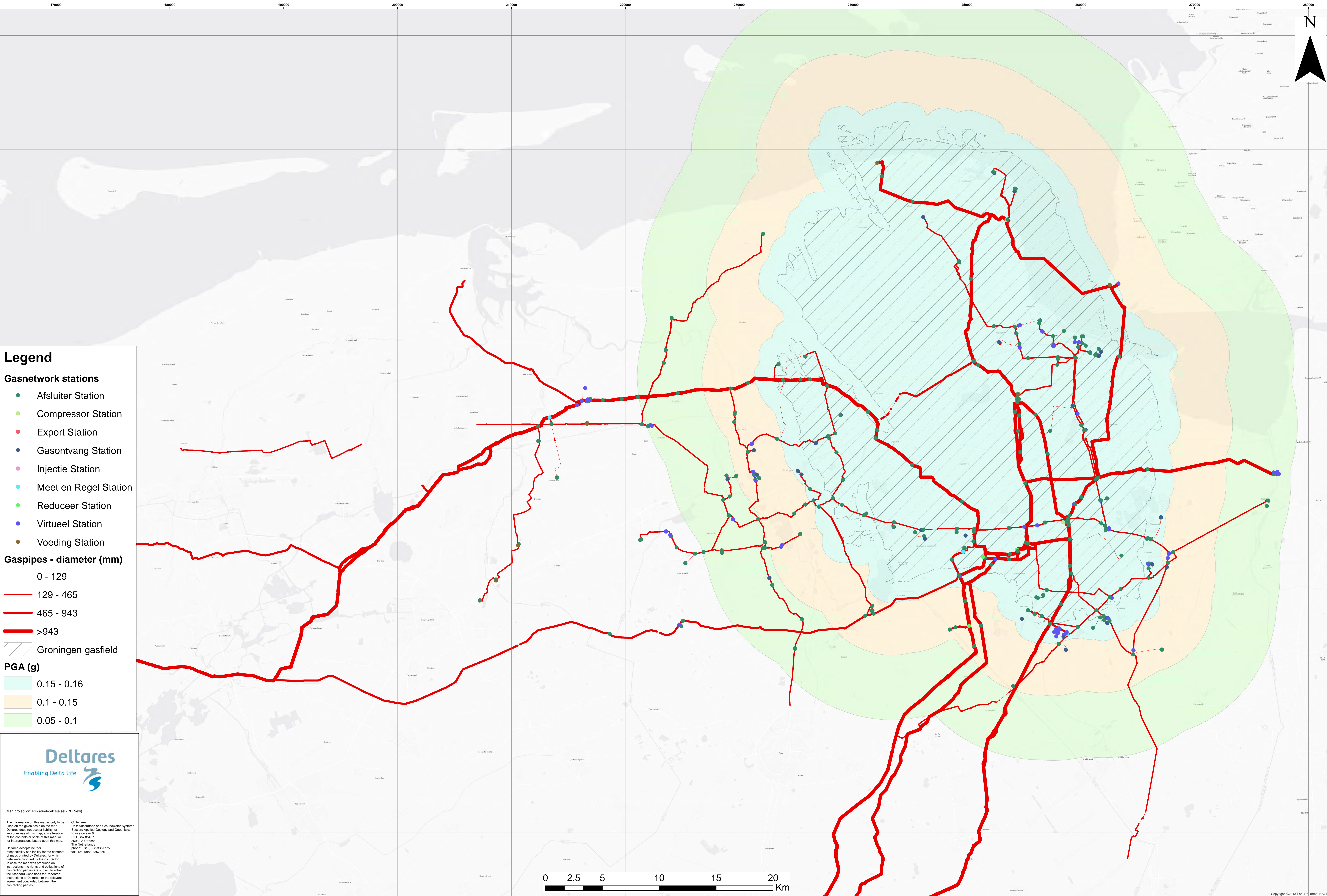
Sondering S07D00034, Profiel 'Slap ondiep'



B Kaarten aardbevingsinvloed op Gasunienetwerk

B.1 Magnitude =3,5

Peak Ground Acceleration, mean + 1 st. dev. acc. to Akkar et al. (2013); $M_w = 3.5$, focal depth 3 km, $V_{s30} = 184$ m/s



Legend

Gasnetwork stations

- Afsluiter Station
- Compressor Station
- Export Station
- Gasontvang Station
- Injectie Station
- Meet en Regel Station
- Reduceer Station
- Virtueel Station
- Voeding Station

Gaspipes - diameter (mm)

- 0 - 129
- 129 - 465
- 465 - 943
- >943

▨ Groningen gasfield

PGA (g)

- 0.15 - 0.16
- 0.1 - 0.15
- 0.05 - 0.1

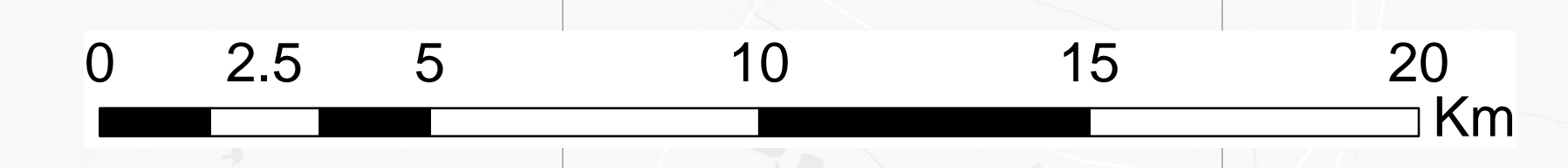
Deltares
Enabling Delta Life

Map projection: Rijksdriehoek stelsel (RD New)

The information on this map is only to be used on the given scale on the map. Deltares does not accept liability for incorrect use of this map, any alteration of the contents or scale of this map, or for interpretations based upon this map.

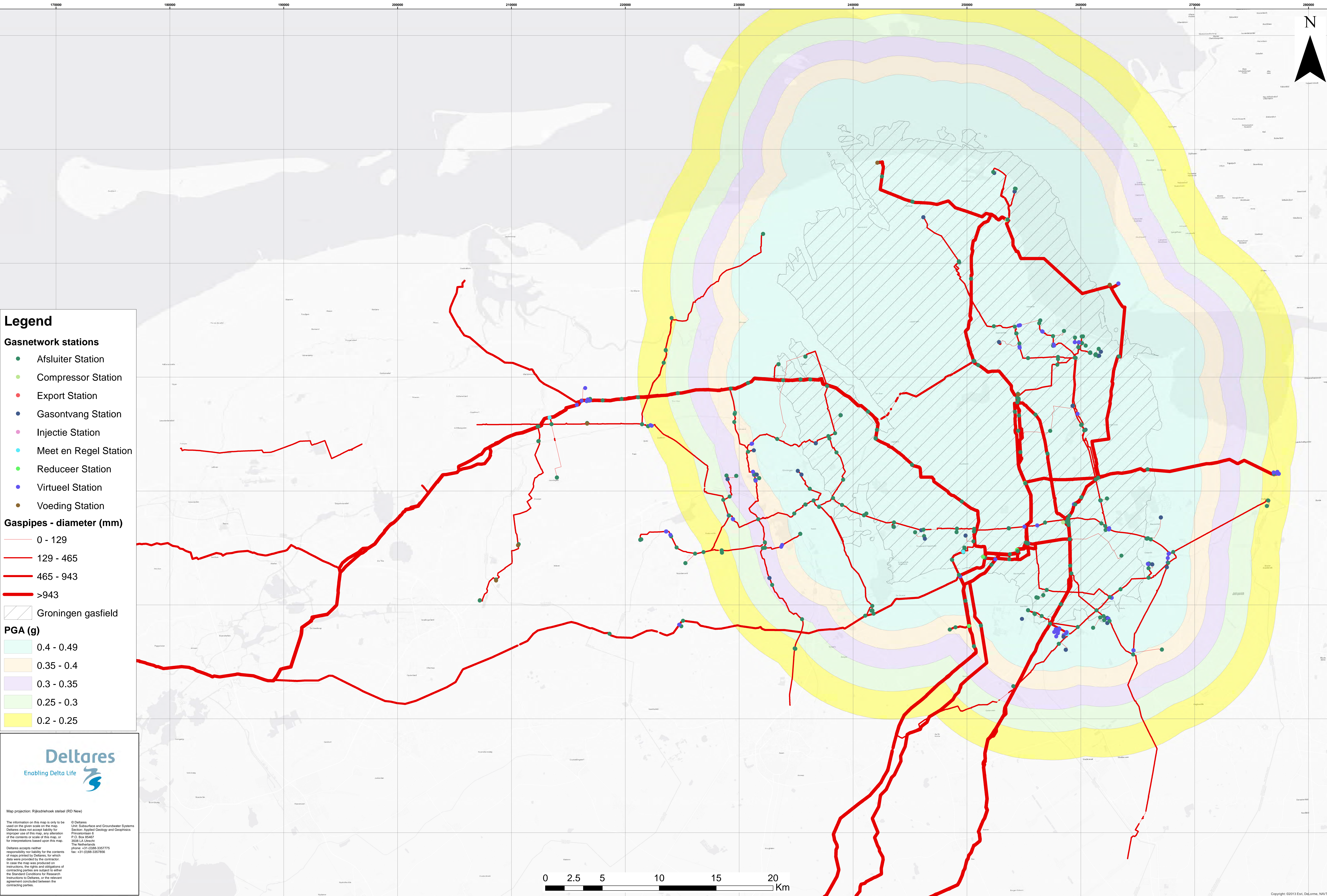
Deltares accepts neither responsibility nor liability for the contents of maps printed by Deltares, for which one was provided by the contractor. In case the map was produced on instructions, the rights and obligations of contracting parties are subject to either the Standard Conditions for Research Instructions to Deltares, or the relevant agreement concluded between the contracting parties.

© Deltares
Unit: Subsurface and Groundwater Systems
Section: Applied Geology and Geophysics
P.O. Box 85467
3008 LA Utrecht
The Netherlands
phone: +31 (0)88-3337775
fax: +31 (0)88-3337856



B.2 Magnitude =5,0

Peak Ground Acceleration, mean + 1 st. dev. acc. to Akkar et al. (2013); $M_w = 5.0$, focal depth 3 km, $V_{s30} = 184$ m/s



Legend

Gasnetwork stations

- Afsluiter Station
- Compressor Station
- Export Station
- Gasontvang Station
- Injectie Station
- Meet en Regel Station
- Reduceer Station
- Virtueel Station
- Voeding Station

Gaspipes - diameter (mm)

- 0 - 129
- 129 - 465
- 465 - 943
- >943

▨ Groningen gasfield

PGA (g)

- 0.4 - 0.49
- 0.35 - 0.4
- 0.3 - 0.35
- 0.25 - 0.3
- 0.2 - 0.25

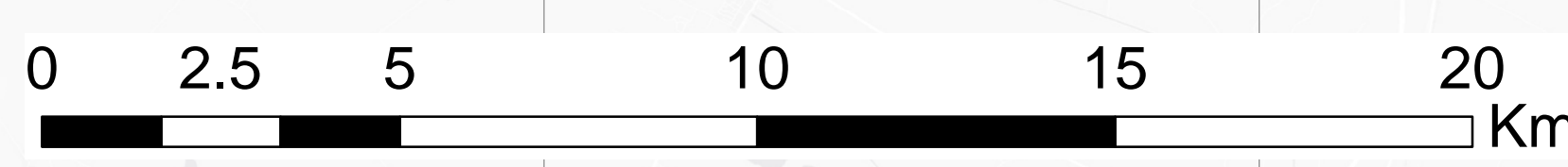
Deltares
Enabling Delta Life

Map projection: Rijksdriehoek stelsel (RD New)

The information on this map is only to be used on the given scale on the map. Deltares does not accept liability for incorrect use of this map, any alteration of the contents or scale of this map, or for interpretations based upon this map.

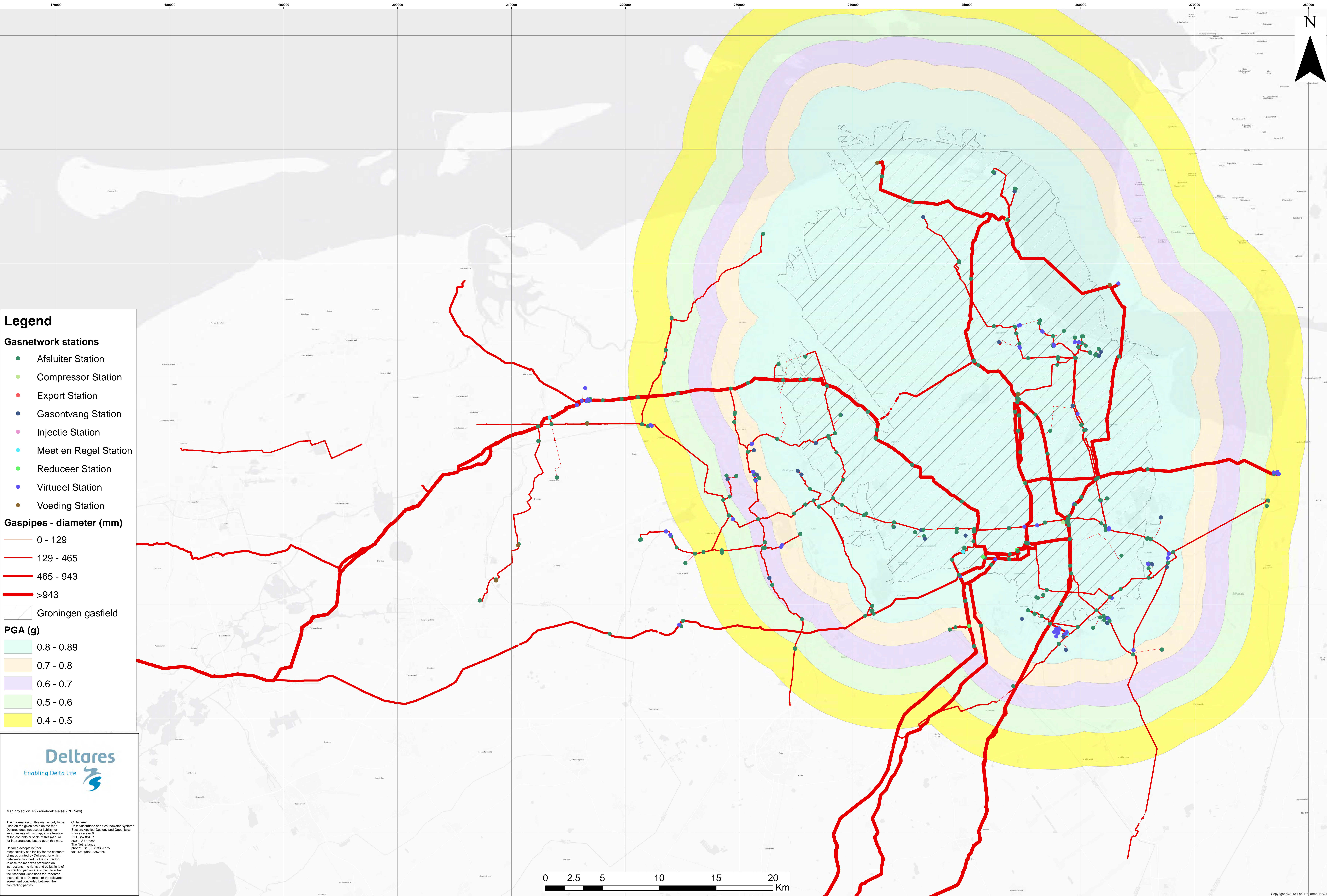
Deltares accepts neither responsibility nor liability for the contents of maps printed by Deltares, for which one was provided by the contractor. In case the map was produced on instructions, the rights and obligations of contracting parties are subject to either the Standard Conditions for Research Instructions to Deltares, or the relevant agreement concluded between the contracting parties.

© Deltares
Unit: Subsurface and Groundwater Systems
Section: Applied Geology and Geophysics
P.O. Box 85467
3008 LA Utrecht
The Netherlands
phone: +31 (0)88-3337775
fax: +31 (0)88-3337856



B.1 Magnitude =6,0

Peak Ground Acceleration, mean + 1 st. dev. acc. to Akkar et al. (2013); $M_w = 6.0$, focal depth 3 km, $V_{s30} = 184$ m/s



Legend

Gasnetwork stations

- Afsluiter Station
- Compressor Station
- Export Station
- Gasontvang Station
- Injectie Station
- Meet en Regel Station
- Reduceer Station
- Virtueel Station
- Voeding Station

Gaspipes - diameter (mm)

- 0 - 129
- 129 - 465
- 465 - 943
- >943

▨ Groningen gasfield

PGA (g)

- 0.8 - 0.89
- 0.7 - 0.8
- 0.6 - 0.7
- 0.5 - 0.6
- 0.4 - 0.5

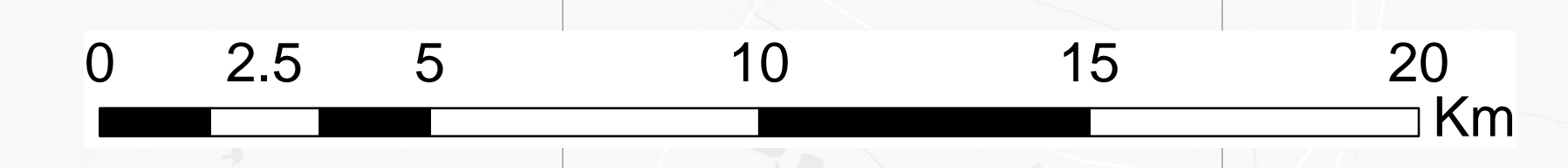
Deltares
Enabling Delta Life

Map projection: Rijksdriehoek stelsel (RD New)

The information on this map is only to be used on the given scale on the map. Deltares does not accept liability for incorrect use of this map, any alteration of the contents or scale of this map, or for interpretations based upon this map.

Deltares accepts neither responsibility nor liability for the contents of maps produced by Deltares, for which data were provided by the contractor. In case the map was produced on instructions, the rights and obligations of contracting parties are subject to either the Standard Conditions for Research Instructions to Deltares, or the relevant agreement concluded between the contracting parties.

© Deltares
Unit: Subsurface and Groundwater Systems
Section: Applied Geology and Geophysics
P.O. Box 85467
3008 LA Utrecht
The Netherlands
phone: +31 (0)88-3337775
fax: +31 (0)88-3337856



C Literatuuronderzoek leidingen

In deze bijlage wordt de beschikbare literatuur met ervaringsdata bekeken, waarbij getracht wordt conclusies te trekken voor de sterkte van de geïnduceerde aardbevingen zoals die in Nederland momenteel verwacht worden.

De volgende ervaringsdata zijn beschikbaar (de figuur nummers verwijzen naar de originele referenties):

O'Rourke 1998

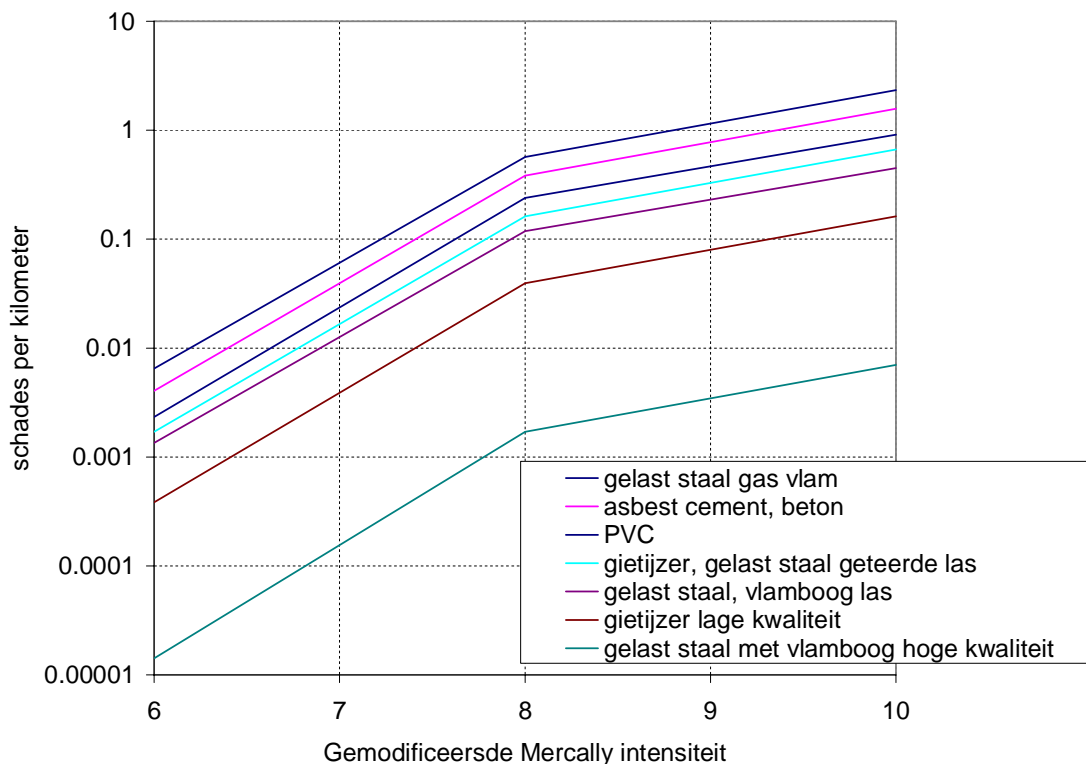
Uit een figuur kan worden afgelezen dat bij een grond pieksnelheid van 200 mm/s 0.02 reparaties per km worden verwacht, dus er treedt gemiddeld op een leiding van 50 km één beschadiging op.

O'Rourke et al, 2001

Een andere figuur geeft echter andere getallen aan. Bij een piek grondsnelheid van 200 mm/s varieert het aantal schades van 0.06 voor asbest cement tot 0.6 voor stalen leidingen. Dat wil zeggen dat er per 16 km asbest cement leiding een beschadiging verwacht wordt, terwijl dit voor stalen leiding per 1.6 km het geval is.

O'Rourke en Liu, 1999

In Alaska, 1964, waren de meeste van de 300 schades aan leidingen veroorzaakt door afschuivingen en grondbreuk (scheurvorming, hoogteverschil). Figuur C. geeft voor de gemodificeerde Mercalli schaal het aantal schades per kilometer leiding. Opvallend hierbij is de constatering dat bij gelaste buizen de soort las maatgevend is voor de schade kans.



Figuur C.1 Schade frequentie bij natuurlijke aardbevingen [O'Rourke, Liu, 1999]

Pradipta Banerji, 1992.

Figuur 2 geeft voor relatief zware aardbevingen (kracht 6 op de *modified* Mercalli schaal) 0.04 tot 0.06 reparatie per kilometer (één reparatie per 25 tot 16 km), een en ander afhankelijk van het type leiding.

Wang, O'Rourke, 1978

Het aantal schades is gerelateerd aan de grondsoort: hoe zachter de grond, des te meer schades worden er waargenomen. Japanse resultaten geven aan dat bij Magnitude 7 het aantal schades door grondtrilling dramatisch toeneemt. Maar, het hangt ook af van de bodem situatie, als er veel blijvende deformaties optreden, is het beeld veel minder duidelijk.

Er lijkt geen verband te bestaan tussen het aantal schades en de leiding diameter, zowel een toenemende als een afnemende schade kans met toenemende diameter worden gerapporteerd. Er bestaat ook geen verband tussen het doel en het belang van de leiding.

Wel neemt het aantal schades toe als de leiding in verschillende grondsoorten loopt (en dus grond overgangen kruist). Ook is een leiding die evenwijdig loopt aan de richting van de aardbevingsgolven 2.5 keer zo gevoelig voor schade als in de richting er loodrecht op.

Uit Japans onderzoek is gebleken dat ver weg van de bron (lage frequenties overheersen) de leiding vrijwel volledig met de grond meebeweegt. Nabij de bron (hoge frequenties overheersen) ontstaan relatief meer verschillen, maar deze blijven klein.

De leiding heeft weinig invloed op de grondverplaatsing, de massa van de leiding speelt nauwelijks een rol in de responsie.

Zowel buig als normaalspanningen treden op, maar de normaalspanningen overheersen het gedrag. De overheersende frequentie heeft meer invloed op de spanningen dan de sterkte van de trillingen.

Compressie golven die zich evenwijdig aan de leiding voortplanten, leiden tot axiale spanningen, terwijl schuifgolven die zich onder een hoek van 45 graden op de leiding voortplanten, ook leiden tot axiale spanningen.

Dash en Jain 2007.

Internationaal wordt na optreden van natuurlijke aardbevingen (met name in de VS) vaak een schade analyse uitgevoerd. Dash en Jain (2007) hebben waarnemingen van verschillende onderzoekers gebundeld en in een tabel weergegeven. Deze tabel is weergegeven in de onderstaande tabel.

Year	Earthquake	M	Damage to Oil and Gas Pipelines	References
1906	San Francisco Earthquake	7.8	Major damage to buried pipelines; Major damage to waterworks; About 50% of all pipeline damage occurred in or near the PGD zone, and remaining was mostly due to seismic wave propagation.	El Hamadi and O'Rourke ¹⁵
1923	Kanto Earthquake	8.3	Major fire damage; Over 4000 breaks and about 1500 blocks of Tokyo gas distribution lines were destroyed in Tokyo; Most of the damage occurred at the joints of small diameter cast-iron pipes.	Eguchi ¹⁶ Strand ¹⁷
1933	Long-Beach Earthquake	6.3	Utility lines, oil pipelines, and waste water lines were extensively damaged; Along the fault zone there were thousands of damaged natural gas mains, valves, and service connections; Numerous fires in streets at broken gas lines; Failures at many locations of gas transmission pipeline due to ground failure; Damage to oil storage facilities.	Tousson et al ¹⁸
1952	Kern County Earthquake	7.5	Extensive damage reported to the oxyacetylene-welded pipelines than those with electric arc-welded pipelines.	McCaffery and O'Rourke ¹⁹
1964	Alaska Earthquake	8.4	Over 200 breaks in gas pipelines were reported; Over 100 breaks in water distribution pipelines at anchorages; Gas lines within the fault zone were ruptured; Most of the pipeline damages were due to landslides and ground cracking.	Hansen ²⁰ O'Rourke and Liu ²¹

1964	Niigata Earthquake	7.5	Most of the pipeline failures were due to breakage of pipe welding and joint separations; Average no of breaks occurred in oxyacetylene-welded steel pipes were five times more than that experienced by normal arc welded steel pipes.	Hamada and O'Rourke ²² Eguchi ¹⁶
1965	Puget-Sound Earthquake	6.5	Major damage to the pipelines; The sole damage was due to the seismic wave propagation and not due to permanent ground displacement.	Wang ²³
1971	San Fernando Earthquake	6.6	Major damage to the water supply system; About 1400 breaks in various piping system reported; Major source of failure was liquefaction-induced lateral spreading Strong and ductile pipeline withstood ground shaking but were unable to resist the large permanent ground deformation generated by faulting and ground failures.	Ariman and Teoman ²⁴ McCaffery and O'Rourke ¹⁹
1976	Tangshan Earthquake	7.8	Many examples of secondary damages to the pipelines were reported.	FEMA 233 ¹
1978	Miyagi-ken-oki Earthquake	7.4	Lifelines such as gas, city water and sewer systems suffered considerably; Most of the damages were due to permanent ground deformations.	FEMA 233 ¹
1983	Coalinga Earthquake	6.7	Most of the damages to the pipeline were due to seismic wave propagation.	FEMA 233 ¹
1983	Nihonaki-Chubu Earthquake	7.7	Damage to welded steel gas pipelines at elbows were mostly due to permanent ground displacement at southern area of Noshiro city; Wastewater pipes which in the liquefied soil layer were displaced more than the ground surface movement as the liquefied layer moved more than the non-liquefied layer above it.	Hamada and O'Rourke ²²
1987	Ecuador Earthquake	7.0	Major damage to Trans-Ecuadorian pipeline (D = 660 mm), which represents the largest pipeline lost in the history; It cost roughly \$800 million in lost sales and reconstruction.	O'Rourke and Liu ²¹
1994	Northridge Earthquake	6.8	Many gas-related fire breakouts were reported; 14,062 natural gas leaks were reported in customer facilities.	Strand ²⁵
1995	Kobe Earthquake	6.9	Numerous breaks in the underground gas distribution system; Buried water pipelines sustained severe damage with number of breaks resulting lack of service in Kobe area.	Comartin et al ²⁶
1999	Chi-Chi Earthquake	7.6	Remarkable damages to buried water pipelines; Pull-out and push-in of the pipe joints were reported and most of them were concentrated in areas close to the fault; No damage to the gas pipelines observed as no ground deformation observed in the pipeline route, but some secondary damages occurred where the pipeline was attached to the Wu-Shi bridge girder.	Suzuki et al ²⁷
1999	Kocaeli Earthquake	7.4	Some damages to buried pipelines reported; Most of the damages were due to fault movement and ground liquefaction.	Suzuki et al ²⁷
2002	Denali Earthquake	7.9	Trans-Alaska pipeline performed well leaving some minor permanent damages to the structural hardware.	Douglas et al ²⁸

Uit de tabel met gegevens van ernstige aardbevingen volgen verschillende vormen van schade. Schade door de passerende aardbevingsgolven en schade door blijvende grondverplaatsingen worden gerapporteerd (afschuivende grondmassa's, verweking van de grond). Daarnaast wordt vaak ernstige vervolg schade gerapporteerd, waaronder branden bij gebroken gasleidingen en het niet meer functioneren van het hele transport netwerk.

Davis Barbet 2000

Davis en Barbet analyseren de schade bij een waterleidingennetwerk ten gevolge van de 1994 Northridge aardbeving. De maximale trillingsnelheid van de bodem varieerde van 500-1600 mm/s. Van de kleine diameter leidingen is er slechts één beschadigd, terwijl de grote diameter leidingen ($D > 1$ m) veel meer schade hebben. Opvallend is dat de verbindingen en dergelijke hier niet afzonderlijk genoemd worden als bijzondere risico factor.

Loeches 1995

Geeft aan dat uitsluitend het optreden van permanente verplaatsingen een probleem is, niet de aardbevingsgolven zelf. Dit is niet in lijn met de voorgaande bevindingen.

Conclusies literatuuronderzoek

Op basis van extrapolatie van de bestaande kennis voor zware natuurlijke aardbevingen kan verwacht worden dat bij het zwaarst verwachte type aardbeving het schade getal ongeveer 0.01 /km zal zijn, met andere woorden per 100 km leiding zal één schade geval optreden. Er moet wel rekening gehouden worden met de situatie dat hierdoor wel onverwacht de

capaciteit van het gehele netwerk kan worden aangetast. Verder bestaat de indruk dat de grote diameter leidingen kwetsbaarder zijn dan de kleine diameter leidingen. Het type leiding is relevant. De meeste schade wordt veroorzaakt door de permanente verplaatsingen als gevolg van de aardbevingen.

In de Eurocode 8 wordt onderscheid gemaakt tussen voorbijgaande tijdelijke grondbeweging en Permanente grondverplaatsing. Indien er geen risico aanwezig is op het optreden van permanente grondverplaatsing (dit volgt uit een studie naar de grond waarin de leiding is aangelegd) kan de leiding worden beoordeeld door middel van een studie naar de voorbijgaande tijdelijke grondverplaatsingen.

Bij deze studie dient aandacht te worden besteed aan:

- Optredende rek.
- Optredende buiging.
- Optredende hoekverdraaiing (bij koppelingen van gelede leidingen).

Ten aanzien van de optredende rek worden er maximale waarden genoemd voor een situatie met trek en een situatie met compressie voor stalen gelaste leidingen.

D Rapportage TNO

TNO-rapport

2013 R 10973
Aardbevingen: Quick Scan Kritieke
Infrastructuur

Technical Sciences

Van Mourik Broekmanweg 6
2628 XE Delft
Postbus 49
2600 AA Delft

www.tno.nl

T +31 88 866 30 00
F +31 88 866 30 10
infodesk@tno.nl

Datum	8 juli 2013
Auteur(s)	Ir. J.M.J. Oostvogels Ir. J.H. Paulissen Ir. H. Burggraaf Dr.ir. S. Miraglia Ir. W. van Kanten-Roos Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen Dr.ir. W.M.G. Courage
Exemplaarnummer	060-DTM-2013-01676
Oplage	
Aantal pagina's	39 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Deltares t.a.v. M. Korff Postbus 177 2600 MH, Delft
Projectnaam	Aardbevingen: quick scan kritieke infra
Projectnummer	060.04155/01.01

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd 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-hebbers is toegestaan.

© 2013 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	4
2	Quickscan windturbine	5
2.1	Technische gegevens van de windturbine	5
2.2	Eenvoudige verkennende calculaties van de windturbine.....	5
2.3	Aannamen en beperkingen betreffende de windturbine.....	5
2.4	De eerste eigenfrequentie van de windturbine	5
2.5	Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling voor de windturbine	6
2.6	Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:.....	6
3	Quickscan hoogspanningsmast	9
3.1	Technische gegevens van de hoogspanningsmast	9
3.2	Eenvoudige verkennende calculaties van de hoogspanningsmast.....	9
3.3	Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoogspanningsmast	9
3.4	De eerste eigenfrequentie van de hoogspanningsmast	10
3.5	Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoogspanningsmast .	10
3.6	Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:.....	10
4	Quickscan Zendmast	13
4.1	Technische gegevens van de zendmast	13
4.2	Aannamen en beperkingen met betrekking tot de zendmast.....	13
4.3	De eerste eigenfrequentie van de zendmast.....	13
4.4	Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de zendmast	13
4.5	Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:.....	14
5	Quickscan kolom portaalverdeelstation	16
5.1	Technische gegevens van de kolom	16
5.2	Beperkingen.....	16
5.3	Aanpak.....	16
5.4	Uitgangspunten berekening.....	17
5.5	Berekening maximaal toelaatbare base shear	19
5.6	Berekening maximale horizontale versnelling	19
5.7	Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling.....	19
6	Quickscan metselwerk verdeelstation	22
6.1	Description of the structure	22
6.2	Model and computation	24
6.3	Computation of maximum capacity	28
6.4	Calculation maximum accelerations	31
6.5	Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:.....	31
7	Conclusies	33
8	Aanbevelingen:	36

9	Ondertekening	37
10	Referenties	38

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. De in dit rapport behandelde quickscans betreffen:

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

De aanbieder, Ref [1], vermeldt over de werkwijze onder meer:

- 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 respons spectrum is een eerste voorlopige inschatting op basis van een aantal karakteristieke aardbevingsignalen zoals in Groningen gemeten gedurende de afgelopen jaren.

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

2 Quicksan windturbine

2.1 Technische gegevens van de windturbine

De technische gegevens van de beschouwde middelgrote windturbine zijn vastgelegd in Ref 4.

De constructie is opgetrokken in staal S355, met een rekgrens van 355 MPa en een treksterkte van 470 tot 630 MPa. Een taps toelopende buiskolom, 44 meter hoog, draagt een gondel van 23000 kg. De wanddikte en de diameter verlopen van de basis (18 mm en 3.3 m) tot aan de gondel (10 mm en 2.1 m).

2.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de windturbine

Er is een spreadsheet opgesteld waarin de wanddikte en diameter van de kolom per meter lineair zijn aangepast aan de gegevens.

De massa van de kolom is berekend; deze bedraagt 41930 kg. De constructie drukt met een gewicht van $(M_{\text{kolom}} + M_{\text{gondel}}) \times g$ op de basis. Dit levert een gewicht van de windturbine gelijk aan 637 kN.

Een analyse van de capaciteit leert dat de rekenwaarde van de vloeispanning wordt bereikt bij een buigend moment van 54.6 MNm. Echter, voor bezwijken zal plooiën maatgevend zijn. Aan de voet heeft de windmolen een diameter van 3.3 m en een wanddikte van 18 mm. Daarmee komt de doorsnede in klasse 4 (NEN-EN 1993) te liggen. Een volledige toetsing op plooiën wordt binnen deze quick-scan achterwege gelaten. Ter vereenvoudiging, wordt, op basis van toelaatbare rek, afdwongen dat de doorsnede in klasse 3 blijft en dat een elastische toetsing volstaat. De eis van klasse 3, resulteert in een rekenwaarde van de spanning van 115 MPa (i.p.v. 355 MPa). Deze spanning wordt bereikt bij een buigend moment van 17.7 MNm.

2.3 Aannamen en beperkingen betreffende de windturbine

Aangenomen werd dat de diameter en de wanddikte lineair (met stappen van één meter) verlopen over de hoogte van de kolom en dat er geen tuien zijn toegepast. Bij gebrek aan gegevens is de bevestiging met bouten aan de fundatie niet belicht.

2.4 De eerste eigenfrequentie van de windturbine

De gondel wordt door een denkbeeldige veer (modale stijfheid k_{mod}) horizontaal op zijn plaats gehouden.

Om een idee te ontwikkelen van die veerstijfheid k_{mod} wordt uit gegaan van een horizontale kracht die aangrijpt op de gondel. Iedere (één meter lange) sectie van de kolom wordt belast met die dwarskracht en levert door buiging een verplaatsing van de gondel. De optelling van die verplaatsingsbijdragen levert uiteindelijk de stijfheid van de kolom: $k_{\text{mod}} = 1.2 \text{ MN/m}$.

De modale massa wordt geschat op: $M_{\text{mod}} = M_{\text{gondel}} + 0.25M_{\text{kolom}} = 33500 \text{ kg}$.

De eerste eigenfrequentie van de windturbine bedraagt $f = (1/2\pi) \cdot \sqrt{(k_{\text{mod}}/M_{\text{mod}})} = 1 \text{ Hz}$ en de periode bedraagt $T = 1.04 \text{ s}$.

2.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling voor de windturbine

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: $F_b = 573$ 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 64930 kg levert dit voor de toelaatbare versnelling van de windturbine:

$$S_d = 8.8 \text{ m/s}^2.$$

Er is niet gecontroleerd of afbreken van de wieken of bezwijken van de bevestiging van de nacale aan de mast het maatgevende bezwijkmechanisme is. Bij windmolens is vermoeiing vaak het maatgevende mechanisme voor het ontwerp van de mast. In deze studie is niet meegenomen het feit dat dit mechanisme de sterkte mogelijk al heeft doen afnemen.

2.6 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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 te bepalen.

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 *Importance factor*

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_I = 1.4$.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor $\gamma = 1,0$ is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, 3.2.1(3).

(4)P The value of γ for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ , as described in EN 1998-1:2004, 2.1(3).

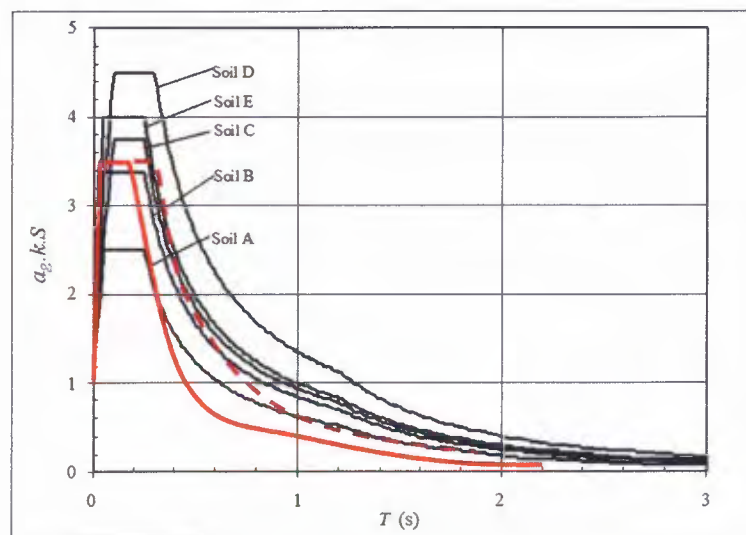
NOTE The values to be ascribed to γ for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended values of γ for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

2.6.3 Damping

Conform IEC 61400, Annex C (Wind Turbines, Design Requirements), wordt een dampingswaarde aangehouden van $\zeta=1\%$.

2.6.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie is bepaald op $T1 = 1.04$ s.



Figuur 2.1 Voorlopige inschatting van elastisch respons spectrum (bij $\zeta = 5\%$ damping)

Voor het elastisch respons spectrum wordt de voorlopige aanname in Figuur 2.1 gevolgd. Daar is op basis van een aantal aardbevingssignalen afkomstig uit de

aardbevingen in Groningen de laatste jaren een schatting gemaakt voor het respons spectrum op basis van een één massa veer systeem met 5% demping. De dominante frequentie in de aardbevingen lijkt redelijk hoog te zijn, echter de mate waarin lagere frequenties een rol spelen is onzeker, vandaar de gestippelde lijn.

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 2.1 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 0.6$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft

$$(S_e/a_g)_{1\%} = \eta (S_e/a_g)_{5\%}$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)} = 1.29$$

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 0.775$$

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

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 6.2 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 0.775 = 8.0 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g,\text{eff}}$ van:

$$a_{g,\text{eff}} = a_g / \gamma_I = 5.7 \text{ m/s}^2$$

3 Quickscan hoogspanningsmast

3.1 Technische gegevens van de hoogspanningsmast

De technische gegevens van de "verhoogde mast" zijn vastgelegd in Ref [5], daar wordt het voorbeeld opgevoerd van mast 34 in de verbinding Eemshaven-Meeden. Deze masten staan in het veld met een tussenruimte van 420 meter. Een indruk van de geometrie wordt verkregen uit Ref [6]. Daar wordt als materiaalkwaliteit aangegeven: "Fe 510 CFN, tenzij anders vermeld". Dat is tegenwoordig grade S355 met een rekgrens van 355 MPa en een treksterkte van 470 tot 630 MPa.

De naar boven taps toelopende vakwerkconstructie, hoogte $h = 96$ meter, heeft een leeg gewicht van 1118 kN inclusief drie traverses (op hoogtes 68, 80 en 91 meter). Deze dragen bundels elektrische geleiders met een totaal gewicht van 346 kN per mast en bovendien 118 kN per mast aan klemmen en isolatoren. De gewichten daarvan, in totaal 464 kN, worden in een statische verticale calculatie vanzelfsprekend toegevoegd aan de drukkracht waarmee de fundatie belast wordt. 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.

3.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de hoogspanningsmast

Volgens de tekening staat de mast, met een totaalgewicht van 1613 kN, op acht in beton gestorte hoekstalen L180x180x16, met een gezamenlijke doorsnede van $A = 0.0408 \text{ m}^2$. De statische drukspanning bedraagt $\sigma_{\text{druk}} = 40 \text{ MPa}$.

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 420 meter per mast; de rekenwaarde van de windbelasting op de geleiders bedraagt dan per mast 695 kN aangrijpend op 80 meter hoogte.
- Voor de mast zelf wordt een rekenwaarde van de windbelasting van 500 kN aangenomen aangrijpend op 60 meter hoogte naar schatting.

In deze studie wordt uitgegaan van het feit dat deze aannamen correct zijn. Een verificatie dient dit nader uit te wijzen.

Aangenomen wordt dat stabiliteitsvragen afgedekt zijn zolang de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft. Daarom wordt deze maximale spanning ten gevolge van de windbelasting als maatgevend genomen ter bepaling van de capaciteit van de elektriciteitsmast. Het maximaal opneembare buigend moment wordt dan gesteld op 86 MNm.

3.3 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoogspanningsmast

Aanname: de mast heeft een vierkant basis van 20 x 20 meter. Op de hoeken daarvan rust de mast op vier maal twee hoekprofielen L 180 x 180 x 16. Deze zijn loodrecht verondersteld, maar de werkelijkheid wijkt daar 5 à 8 graden van af. De verdeling van massa over de hoogte is benaderd.

Optelling van op tekening Ref [6] aangeduide massa's levert mast (zonder circuits)= $104 \cdot 10^3 \text{ kg}$. Ref [5] vermeldt $114 \cdot 10^3 \text{ kg}$. Er is uitgegaan van $114 \cdot 10^3 \text{ kg}$.

Beperkingen van de rekenwijze: er is geen aandacht geschonken aan stabiliteitsvragen. Er is aangenomen dat er voldoende anti-kliek 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 hoogspanningsmast

De stijfheidswaarden en -verdelingen zijn voor de elektriciteitsmast op basis van de tekeningen binnen de randvoorwaarden van een quickscan moeilijk in te schatten. Daarom wordt uitgegaan van Appendix F van EN-1998-6:

(3) The fundamental frequency of these types of structure typically ranges from 0.5 Hz to 6 Hz. Single-pole types of structure have fundamental mode frequencies in the 0.5 Hz to 1.5 Hz range. H-frame structures have fundamental mode frequencies in the 1 Hz to 3 Hz ranges, with the lower frequencies in the direction normal to the plane of the structure and the higher ones in-plane. Four-legged lattice structures have fundamental mode frequencies in the 2 Hz to 6 Hz range. Lattice tangent structures typically have lower frequencies in this range; angle and dead end structures have higher frequencies in the range. These frequency ranges can be used to determine whether earthquake loading is likely to control the structural design of the tower. If it is, then a more detailed evaluation of the structure vibration frequencies and mode shapes should be performed.

Waarbij geconcludeerd wordt dat de frequenties in de range van 2 tot 6 Hz kunnen liggen.

3.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoogspanningsmast

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. 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: $F_b = 1196$ kN. De base shear force F_b kan worden 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 114000 kg levert dit:

$$S_d = 10,5 \text{ m/s}^2.$$

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 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_I = 1.4$.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor $\gamma_I = 1,0$ is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, 3.2.1(3).

(4)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I , as described in EN 1998-1:2004, 2.1(3).

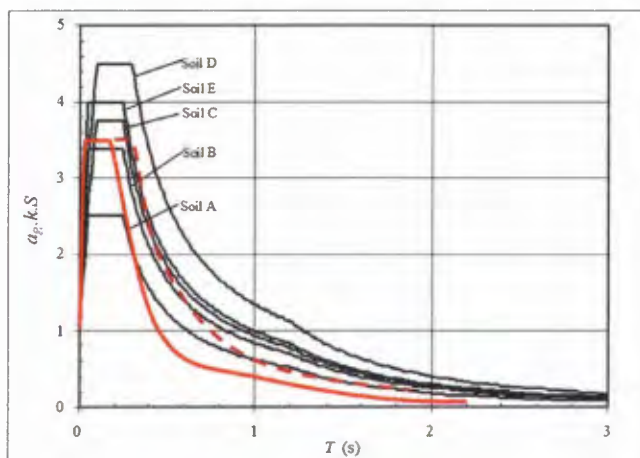
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

3.6.3 Damping

Ook voor de hoogspanningsmast wordt een damping van 1% in rekening gebracht

3.6.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

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



Figuur 3.1 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij $\zeta = 5\%$ demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 3.1 een waarde afgelezen van

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

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

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

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

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 7.4 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 4.5 = 1.6 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g,eff}$ van:

$$a_{g,eff} = a_g / \gamma_I = 1.2 \text{ m/s}^2$$

4 Quickscan Zendmast

4.1 Technische gegevens van de zendmast

De technische gegevens van de zendmast zijn ontnomen van "Statische Ontwerp Berekening; 52,50 meter vakwerkmast ten behoeven van ITO antenne systeem", Ref [8].

De mast is een standaard staaf vakwerkmast met een hoogte van 52,5 m, welke is voorzien van een topbuis van ca. 3 meter.

De mast is opgebouwd uit zeven secties van 7,5 m. Deze secties zijn volledig gelast. De profielen zijn massieve ronde staven. De mast is voorzien van kabelstrippen aan de binnenkant en een valbeveiligingslijn langs de randstaaf. De voetmaat is een driehoek van 2,3 m; de topmaat is een driehoek van ,9 m.

De volgende antenne bezetting is in rekening gebracht:

Ten behoeve van C200:

1* K5516231 antenne op topbuis op 55,5 m hoogte

3* K751637 antennes op 52,5 m hoogte met onderlinge afstand van 5 m

Ten behoeve van GSM en DCS opstelling:

3* 739495 DCS antennes op 38,2 m hoogte

3* 739662 GSM antennes op 34,2 en 30,5 m hoogte

3* 739495 DCS antennes op 28,7 en 26,9 m hoogte

De materiaal kwaliteit is S355. De totale massa (inclusief antennes en kabels) bedraagt 8878 kg.

4.2 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de zendmast

Voor de discretisering van de mast in secties met bijbehorende massa verdelingen worden dezelfde aannamen gedaan als in Ref. [8].

Aangenomen wordt dat stabiliteitsvragen afgedekt zijn zolang de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft. Daarom wordt het belasting effect ten gevolge van de windbelasting als maatgevend genomen ter bepaling van de capaciteit van de elektriciteitsmast. Het maximaal opneembare buigend moment wordt dan gesteld op 2.53 MNm (gebaseerd op rekenwaarde windbelasting).

4.3 De eerste eigenfrequentie van de zendmast

De eerste eigenfrequentie is, analoog aan Ref. [8], bepaald op 0.79 Hz.

4.4 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de zendmast

In een spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. 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: $F_b = 69$ kN. De base shear force F_b kan worden 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 8878 kg levert dit:

$$S_d = 7,8 \text{ m/s}^2.$$

4.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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.

4.5.1 Ductiliteitsfactor

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

4.5.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_I = 1.4$.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor $\gamma_I = 1,0$ is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, 3.2.1(3).

(4)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I , as described in EN 1998-1:2004, 2.1(3).

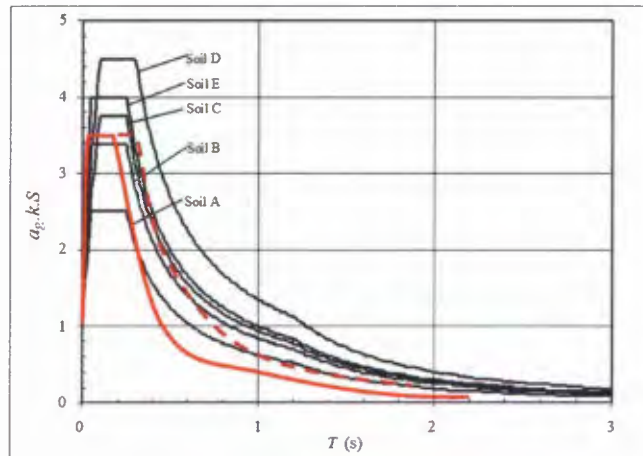
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

4.5.3 Damping

Ook voor de zendmast wordt een damping van 1% in rekening gebracht

4.5.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie bedraagt 1.26 s



Figuur 4.1 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij $\zeta = 5\%$ demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 4.1 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 0.5$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 0.65$$

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

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 5.5 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 0.65 = 8.5 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g,\text{eff}}$ van:

$$a_{g,\text{eff}} = a_g / \gamma_I = 6.1 \text{ m/s}^2$$

5 Quickscan kolom portaalverdeelstation

5.1 Technische gegevens van de kolom

Deze quickscan betreft de ronde staalkolom waarop 380kV isolatoren van de hoofd rail bevestigd zijn. In de documentatie wordt dit onderdeel aangeduid met BOUWSTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN (BOU.01.033). In de quickscan zijn de staalkolom en de ankerverbinding aan de voet van de kolom beschouwd.

Voor deze quickscan zijn de volgende bronnen gebruikt

- Statische berekening, berekening 033 – hoofd rail steun, Bartels, 11-01-2011
- Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN, 13-12-2010
- Tekening BOUWTEEN 420kV STEUNISOLATOR PCC-C21-1800 KLASSE 4, 08-12-2010
- Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN STAALTEKENING, 01-03-2011
- NEN-EN1993-1-8
- NEN-EN 1998-1

5.2 Beperkingen

In deze quickscan is gekeken naar het bezwijken van de staalkolom en ankerverbinding aan de voet van de kolom. Hiervoor is een relatief eenvoudige rekenmethode uit NEN-EN 1998-1 gebruikt (zie aanpak).

De verbinding tussen de staalkolom en de isolator, de isolatoren zelf en de verbinding tussen de isolator en de hoofd rail zijn niet beschouwd. Beoordeling van het optreden van schade maakt geen onderdeel uit van deze quickscan. Het is dus goed mogelijk dat bij de berekende horizontale piekgrondversnellingen schade aan de constructie en/of isolatoren optreedt.

5.3 Aanpak

Om tot de horizontale piekgrondversnelling te komen waarbij de staalkolom en de ankerverbinding aan de voet bezwijken is vanuit de capaciteit van de beschouwde onderdelen teruggerekend naar een maximaal toelaatbare base shear veroorzaakt door de aardbeving aan de voet van de kolom. Met deze base shear is vervolgens de maximaal toelaatbare ontwerpwaarde van de resultante horizontale grondversnelling bepaald waarbij de constructie bezwijkt. Dit is gedaan aan de hand van de *Lateral Force Method of Analysis* uit NEN-EN 1998-1.

Aan de hand van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigen-trillingstijd van de constructie is de maximaal toelaatbare ontwerpwaarde van de horizontale grond-versnelling vertaald naar een maximale toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrond-versnelling in een enkele richting.

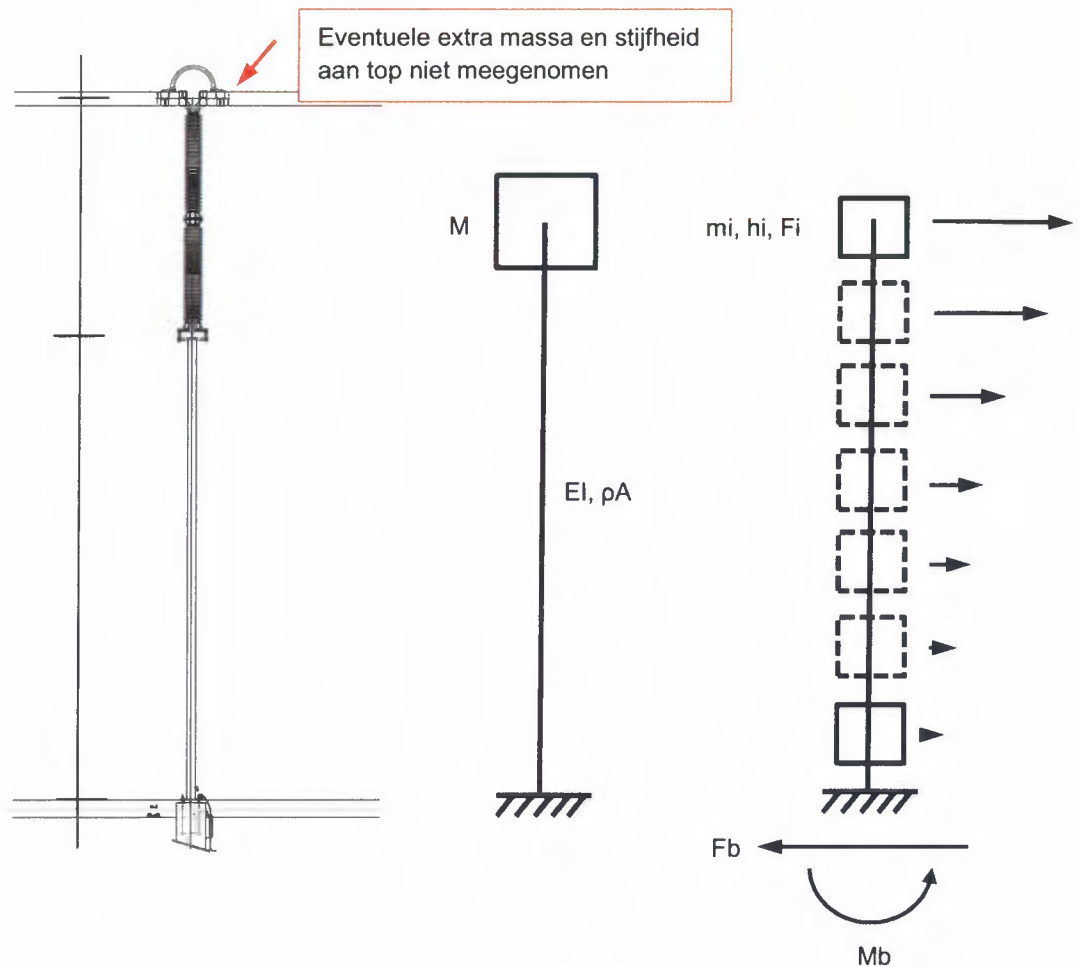
5.4 Uitgangspunten berekening

5.4.1 Schematisering van de constructie

Voor de berekening van de eerste eigenfrequentie en eerste eigentrilvorm is de constructie geschematiseerd tot een aan de voet ingeklemde ligger met aan het uiteinde een puntmassa (middelste plaatje in Figuur 5.1). De ligger heeft hierbij een verdeelde massa en constante stijfheid over de hoogte.

Voor de berekening van de maximaal toelaatbare base shear is de constructie geschematiseerd tot 12 puntmassa's (rechter plaatje in onderstaande figuur). De bijdrage van ieder van de 12 massa's aan de totale base shear en het moment aan de voet is hierbij geschaald aan de hand van het product van de massa en de uitbuiging van de trilvorm ter plaatse van de massa (formule 4.10 uit NEN-EN 1998-1).

Omdat geen gegevens beschikbaar zijn over eventuele extra massa en/of ondersteuning aan de top van de constructie zijn deze niet beschouwd in de berekening.



Figuur 5.1 Ontwerptekening en schematisering van de kolom voor de hoofd railsteun

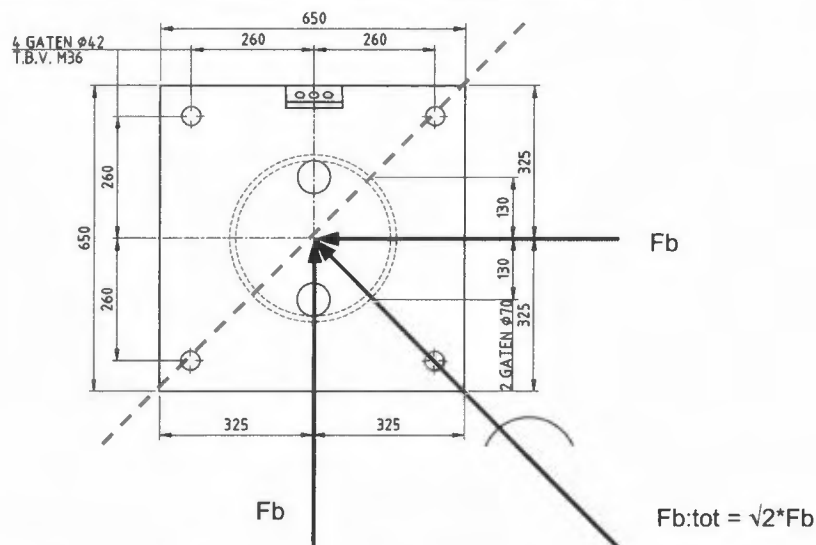
5.4.2 Capaciteiten ter plaatse van de kolomvoet.

De capaciteit van het stalen buisprofiel, de voetplaat en de las tussen het buisprofiel en de voetplaat zijn afgeleid uit de statische berekening van Bartels. Hierin wordt uitgegaan van de plastische moment capaciteit van het buisprofiel ($\text{Ø}355.6-12.5\text{mm}$, S235) en de voetplaat ($650 \times 650 \times 50\text{mm}$, S355). Omdat de ankerverbinding bij horizontale aardbevingsbelasting over een andere as belast wordt dan in de statische situatie is de momentcapaciteit van de ankerverbinding over de schuine as bepaald. Hierbij is uitgegaan van de trekcapaciteit voor M36 (boutklasse 8.8) ankers met een gesneden draad conform NEN-EN 1993-1-8 tabel 4.3. Hiermee komt de rekenwaarde van de momentcapaciteit van de ankerverbinding op:

$$F_{t,Rd} = \frac{\alpha_{red.2} \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.85 \cdot 0.9 \cdot 800 \cdot 817}{1.25} = 400 \text{ kN}$$

$$M_{a,Rd} = F_{t,Rd} \cdot a = 400 \cdot 0.735 = 294 \text{ kNm}$$

Omdat de voetplaat van de ankerverbinding niet is ondersabeld treedt verder nog lokale buiging in de ankers op. Dit is in de berekening meegenomen door het deel van de ankers tussen de voetplaat en de betonnen poer te beschouwen als ligger belast op normaalkracht, dwarskracht en moment. Uit de berekening blijkt dat dit maatgevend is voor de capaciteit van de ankers. Effectief komt dit neer op een reductie van de capaciteit van de verbinding met circa 5%.



Figuur 5.2 Ontwerptekening en maatgevende belastingrichting van de voetplaat

De in deze quickscan aangehouden capaciteiten zijn opgenomen in Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Aangehouden capaciteiten in de quickscan

Onderdeel	Capaciteit
Momentcapaciteit buisprofiel (elastisch)	346kNm
Momentcapaciteit voetplaat (elastisch)	321kNm
Momentcapaciteit las kolom – voetplaat	353kNm
Momentcapaciteit ankerverbinding*	278kNm*
Dwarskrachtcapaciteit ankerverbinding	78.4kN

* Gereduceerd voor lokale buiging in de ankers

5.5 Berekening maximaal toelaatbare base shear

Op basis van bovenstaande capaciteiten en de rechter schematisering is de maximaal toelaatbare resultante base shear ten gevolge van de aardbevingsbelasting bepaald. Hierbij is zowel de situatie zonder als met combinatie met de kortsluitkracht beschouwd. Uit de berekening van Bartels volgt een moment van 182kNm tgv de kortsluitkracht. In de berekening is dit moment afgetrokken van capaciteit ter plaatse van de kolomvoet. Dit resulteert in de onderstaande maximaal toelaatbare base shear, hierbij wordt opgemerkt dat de momentcapaciteit van de ankers maatgevend is.

- Zonder combinatie met kortsluitkracht $F_{b;tot;max} = 31.0\text{kN}$
- Met combinatie met kortsluitkracht $F_{b;tot;max;r} = 12.3\text{kN}$

5.6 Berekening maximale horizontale versnelling

Uit de totale massa van de constructie volgt vervolgens de maximale ontwerpwaarde van de resultante horizontale grondversnelling (NEN-EN1998-1 formule 4.5). Met een totale masa van 1735kg komt deze op:

- Zonder combinatie met kortsluitkracht $S_d = 17.6\text{m/s}^2$
- Met combinatie met kortsluitkracht $S_d = 7.0\text{m/s}^2$

5.7 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling

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.

5.7.1 Ductiliteitsfactor

Omdat de ankers maatgevend zijn is hierbij uitgegaan van een ductiliteitsfactor van $q = 1.0$. Hierbij wordt wel opgemerkt dat het vloeimoment van het buisprofiel en de voetplaat lager is dan de momentcapaciteit van de ankerverbinding. Het is dus waarschijnlijk dat voordat de ankerverbinding bezwaken is enige vloeit heeft opgetreden in het buisprofiel en/of de voetplaat. Dit geeft mogelijk aanleiding tot het aanhouden van een iets hogere q -factor. Om dit te kunnen onderbouwen zal echter een fysisch niet-lineaire berekening uitgevoerd moeten worden. Dit valt buiten de scope van deze quickscan dus er is conservatief uitgegaan van een q -factor van 1.0.

5.7.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse III en klasse IV (zie tabel 4.3 uit NEN-EN1998-1 op de volgende pagina voor een indruk van het type constructies dat hierin valt). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_I = 1.2$ en $\gamma_I = 1.4$ voor respectievelijk klasse III en IV.

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

(5)P The value of η for importance class II shall be, by definition, equal to 1.0.

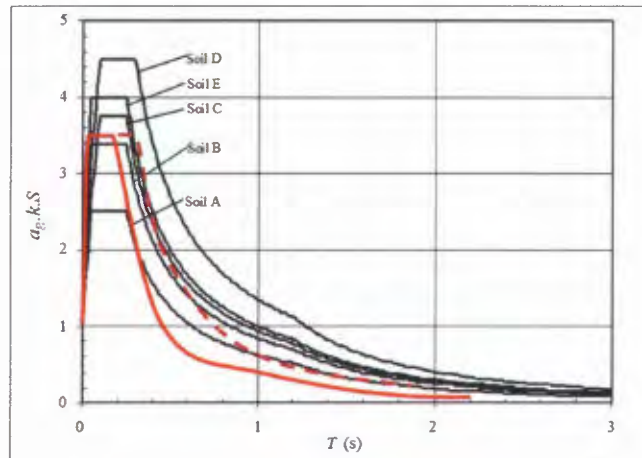
NOTE The values to be ascribed to η for use in a country may be found in its National Annex. The values of η may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to 2.1(4)). The recommended values of η for importance classes I, III and IV are equal to 0.8, 1.2 and 1.4, respectively.

5.7.3 Damping

Omdat de kolom bestaat uit een stalen buis zonder verbindingen (behalve bij de voet en bij de verbinding met de isolator), wordt een dempingsmaat aangehouden van $\zeta = 1\%$.

5.7.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum:

Aan de hand van de linker schematisering in Figuur 5.1 wordt een eerste eigenfrequentie van 2.06 Hz berekend. Hieruit volgt een eerste eigentrillingstijd van $T_1 = 0.5s$.



Figuur 5.3 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij $\zeta = 5\%$ demping)

De afgelezen waarde uit Figuur 5.3 bedraagt dan

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 2.0$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 2.6$$

Op basis van deze uitgangspunten geeft de onderstaande tabel de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling $a_{g,eff}$ in een enkele richting. Hierbij zijn zowel de waarden voor zonder combinatie met de kortsluitkracht als met combinatie met de kortsluitkracht gegeven.

Tabel 5.2 Toelaatbare referentiewaarden van toelaatbare piekgrondversnelling $a_{g,eff}$ [m/s^2]

$a_{g,eff}$ [m/s^2]		$(S_e/a_g)_{1\%}$
		2.6
γ_I [-]	1.2 [-]	4.0 / 1.6*
	1.4 [-]	3.5 / 1.4*

* bij combinatie met kortsluitkracht

6 Quickscan metselwerk verdeelstation

Deze studie is gedeeltelijk in de Engelse taal gerapporteerd.

6.1 Description of the structure

The structure is made of two buildings on one level and connected only through the foundations (ring concrete beam). In addition, both buildings have two main walls in one direction that could give quite a large contribution to the capacity, but the structure has no rigid slab/ or concrete ring on the top edge that connects the walls. Therefore, the walls cannot behave as a box-structure and the displacements on the top of the structure cannot be considered to be the same at the top edge of every wall. Indeed, the roof is made of a slender system of steel primary beams (4xHE200A and 1xHE240A) and solid wood purlins (14 purlins 75x175mm each structure) simply supported and positioned on the top edge of the walls. The drawings in Figure 6.1 to Figure 6.3 show the geometry of the two structures, the weight influence area on the primary beams and the schematization and numbering of the walls.

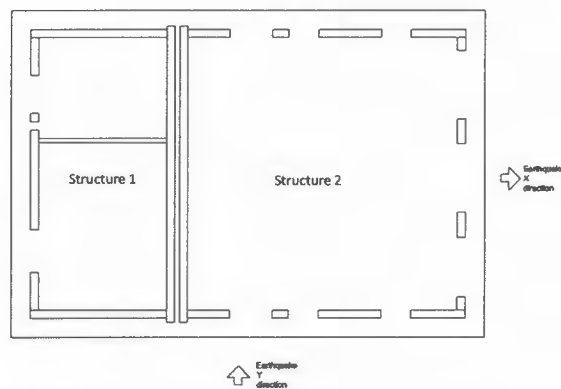


Figure 6.1. Drawing of the geometrical configuration of the two structures.

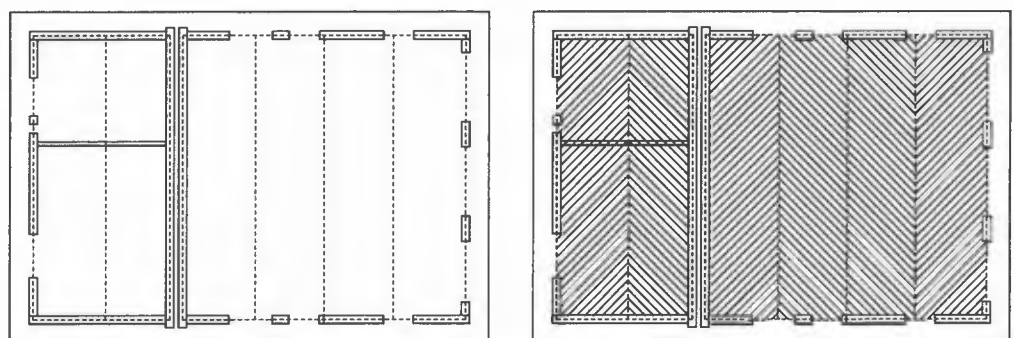


Figure 6.2. Drawing of the position of primary beams on the two structures and influence areas of the roof weight for the primary beams.

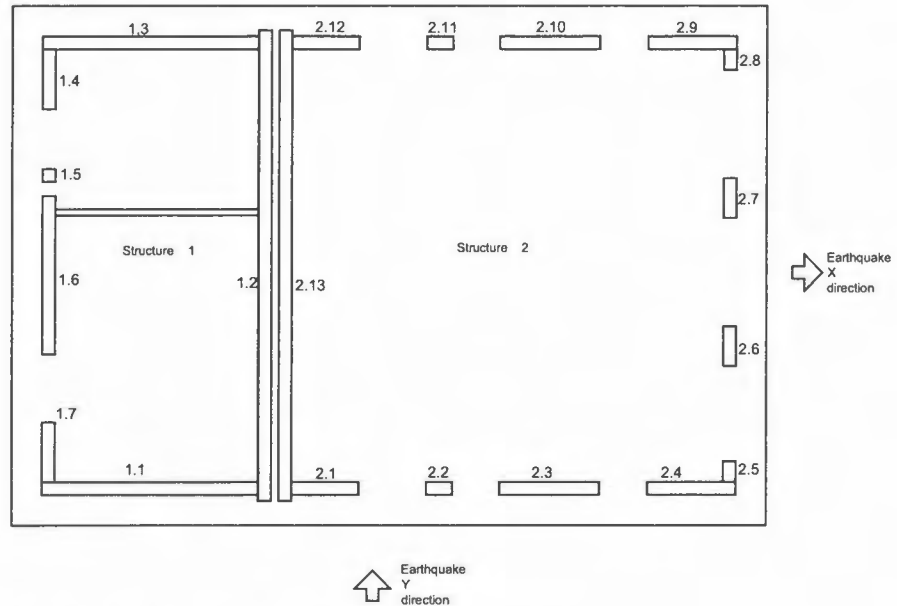


Figure 6.3. Numbering the walls of the two structures.

The two structures are built with unreinforced brick masonry in flemish bond configuration.

In Table 6.1 the properties of the masonry are summarized. They are based on the information given in ref. [9] and relevant paragraphs of NEN-EN 1996-1-1/NB and NEN 6790.

The depth of the masonry walls is 210 mm.

Table 6.1. Mechanical properties of the masonry

Bricks	f_{cm} [MPa], mean compressive strength	15
	$f_{vk} = \min(0.3 + 0.4 \cdot f_{ck}; 0.065 \cdot f_{cm})$ [MPa], characteristic shear strength The lower bound $0.065 \cdot f_{cm}$ is considered	0.975
	$E = 700 \cdot f_{ck}$ [MPa], elastic modulus	4812.03
	$G \approx 0.4 \cdot E = 400 \cdot f_{ck}$ [MPa], secant tangent modulus	1924.8
	ρ [kg/m ³], specific weight	2100
Mortar M15	f_{mk} [MPa] mortar characteristic strength	7.5
	f_{mm} [MPa] mortar mean strength	12
Bricks+Mortar	$f_{ck,d} = 1.3 \cdot (k \cdot f_{ck}^{0.65} \cdot f_{cmk}^{0.25}) / 1.7$ [MPa] with $k=0.6$ for few porosity brick and cement mortar $f_{ck,d}$ is the design value of the compressive strength	4.96
	$f_{vk,d} = f_{vk} / 1.7$ is the design value of the shear strength [MPa]	0.57

The roof is built with simple supported steel primary beams and solid wood purlins. A layer of isolation material is also present.

The weight properties and sections are listed in Table 6.2.

Table 6.2. Roof material weights and elements

Steel primary beams 4xHE200A 1xHE240A	ρ_{HE200A} [kN/m], linear weight	0.423
	ρ_{HE240A} [kN/m], linear weight	0.600
	L_{s1} [m], span on str.1	7.5
	L_{s2} [m], span on str.2	7.5
Solid wood purlins C18 Cross Section 75x175mm	ρ_{sw} [kN/m ³], specific weight	3.8
	L_{sw1} [m], span on str.1	3.75
	L_{sw2} [m], span on str.2	7.5
Isolation	w_i [kN/m ²], weight	0.4

6.2 Model and computation

The seismic mass that can be excited during an earthquake is given by the mass of the roof and walls. Due to the fact that no box-behavior is possible, it is not possible to consider the total mass as applied as one lumped mass on the top of the entire structure but we can consider a lumped mass proportional to dead weight load transferred by the primary beams to the walls according to the influence area (see Figure 6.2).

The primary beams are supported and located on the following walls: 1.1, 1.2, 1.3; 2.1, 2.3, 2.4, 2.9, 2.10, 2.12 and 2.13. The value of dead load transferred from the roof to the walls is listed in Table 6.3.

Table 6.3 also lists the geometric dimensions (ax , ay , h) of the walls in direction x and y (see Figure 6.1), the self-weight and the total seismic mass on the top of each wall.

It is legitimate to point out that in the modeling of the system and computing the seismic lumped mass that has to be positioned on the top of the wall, the mass of the wall is conventionally considered as half the total mass of the wall.

Table 6.3 Mass properties

Panels	Load from roof [kN]	ax [m]	ay [m]	h [m]	masonry [N/m ³]	Self-weight W [N]	Total mass = W/g [kg]
1.1	5,050	3,750	0,210	3,770	2100	3117,319	3622,319
1.2	10,100	0,210	7,500	3,770	2100	6234,638	7244,638
1.3	5,050	3,750	0,210	3,770	2100	3117,319	3622,319
1.4	0,000	0,210	0,770	3,770	2100	640,089	640,089
1.5	0,000	0,210	0,210	3,770	2100	174,570	174,570
1.6	0,000	0,210	3,740	3,770	2100	3109,006	3109,006
1.7	0,000	0,210	0,770	3,770	2100	640,089	640,089
Panels	Load from roof [kN]	ax [m]	ay [m]	h [m]	masonry [N/m ³]	Self-weight W [N]	Total mass = W/g [kg]
2.1	0,000	1,100	0,210	3,770	2100	914,414	914,414
2.2	0,000	0,430	0,210	3,770	2100	357,453	357,453
2.3	9,184	2,420	0,210	3,770	2100	2011,710	2930,110
2.4	5,050	1,090	0,210	3,770	2100	906,101	1411,101
2.5	0,000	0,210	0,340	3,770	2100	282,637	282,637
2.6	0,000	0,210	0,650	3,770	2100	540,335	540,335
2.7	0,000	0,210	0,650	3,770	2100	540,335	540,335
2.8	0,000	0,210	0,440	3,770	2100	365,765	365,765
2.9	5,050	1,090	0,210	3,770	2100	906,101	1411,101
2.10	9,184	2,420	0,210	3,770	2100	2011,710	2930,110
2.11	0,000	0,430	0,210	3,770	2100	357,453	357,453
2.12	0,000	1,100	0,210	3,770	2100	914,414	914,414
2.13	10,100	0,210	7,500	3,770	2100	6234,638	7244,638

To compute the maximum acceleration that the structure can stand in case of earthquake, we model the masonry wall structures as single degree of freedom systems. We assume a 5% equivalent viscosity-damping factor.

The walls can be modeled as a system of vertical elements represented by the continuous vertical panels between the openings. The roof structure cannot be considered as rigid slab neither a stiff ring-beam on the top edge of the panels is present. Therefore it is not possible to consider a box behavior for the walls of the structure. The behavior of the walls can be modeled as shown in Fig. 6.5.

Fig. 6.5 (a): let us consider one direction of the earthquake action V , the structure has to stand the horizontal force in of the main direction of the wall;

Fig. 6.5 (b): the wall in the direction of the horizontal force V is divided in wall bays (wb) and connection panels (p) that assure that the walls together have the same displacement on the top under the force V ; this is also assumed to be assured by the roof structure.

Fig. 6.5 (c): the wall bays behave together as vertical cantilevers with a swing as additional constraint at the top.

The wall bays have the same displacement on the top (for each separate direction x, y of the horizontal force) and the system of bay walls react with an inertial force proportional to sum of the elastic lateral stiffness of the bay walls $K = \sum 12EI/h^3$.

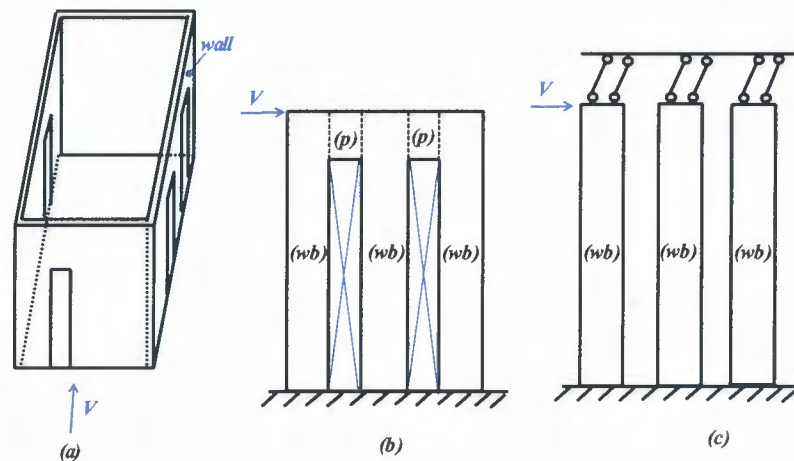


Figure 6.5. Behavior of masonry bay walls

In the expression of the lateral stiffness K , E is the elastic modulus of the material and I is the elastic second moment of inertia respect to the direction of the seismic action.

Therefore, for each direction x, y we need to compute the wall characteristic curve $V-d$ in elastic field, where V is the horizontal force on the top of the wall and d is the displacement under the force V . For each bay wall the maximum horizontal force V and the associated displacement d are computed. The maximum force V is computed from the resistance domain of the masonry wall as further explained in the next section. The displacement d is computed according to eq.(1), where h is

the height of the wall, G is the shear elastic modulus, A is the cross section of the wall and $\chi = 1.2$.

$$d = \chi \frac{V \cdot h}{G \cdot A} + \frac{V \cdot h^3}{12EI} \quad (1)$$

The three bay walls work together. The bay walls are connected at the top and undergo the same displacement at this location. Therefore the maximum elastic displacement of the system will correspond to the displacement until failure of the weakest bay wall. The maximum allowable displacement of the weakest bay wall is governing the response of the system and thereby the shear forces in each of the three bay walls. Summing up these shear forces provides us the maximum allowable shear force.

Example: we assume that the left bay wall of Fig. 6.6 is the weakest one and has a displacement $d1$ under the maximum force $V1$. The maximum horizontal force associated to the system of bay walls is the sum of the horizontal forces on the panels computed based on that minimum value of the displacement $d1$ (see Fig. 6.6).

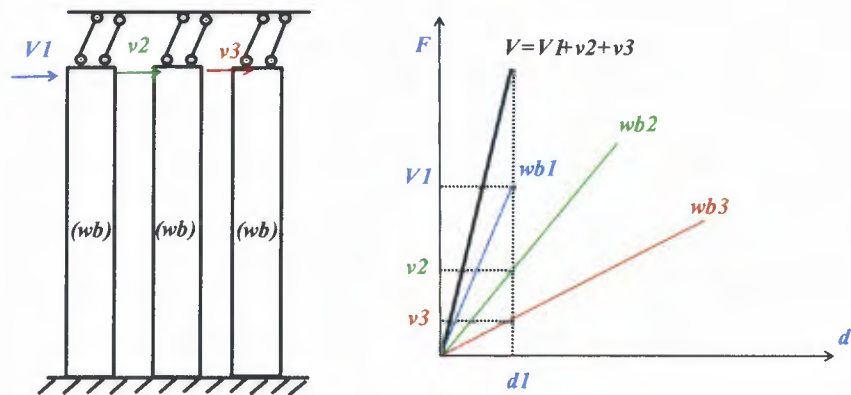


Figure 6.6. Graphical computation of maximum horizontal force of the system of bay walls

6.3 Computation of maximum capacity

The maximum horizontal force that the two structures can stand corresponds to the minimum force that the weakest masonry wall bay can stand. The computations are done for the model in the two separate orthogonal directions (x,y) of the building (see Figure 6.1). Therefore, we can compute two separate models for each direction and two different values of the acceleration in the two directions.

The maximum horizontal force is computed only in a linear elastic analysis at this stage of the study.

The maximum horizontal force V on the top of each bay wall is given by the minimum between the shear computed according to Eq.(2) for bending failure and Eq.(3) for pure shear failure.

$$V = \begin{cases} N_u \frac{b}{h} \left[\left(\frac{N}{N_u} \right) - \frac{4}{3} \left(\frac{N}{N_u} \right)^2 \right], & \text{if } 0 < \left(\frac{N}{N_u} \right) < \frac{1}{2} \\ \frac{N_u b}{3 h} \left[1 - \left(\frac{N}{N_u} \right) \right], & \text{if } \frac{1}{2} < \left(\frac{N}{N_u} \right) < 1 \end{cases} \quad (2)$$

$$V = b \cdot s \cdot \tau_d \sqrt{\left(1 + \frac{N/A}{1.5 \cdot \tau_d} \right)} \quad (3)$$

Here, N is the vertical load, b is the cross section width in the direction of the V force (indicated as a_x and a_y in Table 6.3), s is the depth of the cross section, h is the height of the panel, A is the area of the cross section, $N_u = b \cdot s \cdot \sigma_d$ is the maximum compression vertical force on the panel, σ_d and τ_d are respectively compression and shear design strength of the masonry.

The characteristic floor curves for the two buildings are shown in Fig. 6.6 to Fig. 6.9 (both floor characteristic curves in black and blue thick lines and single panels curves) for the two main direction (x,y) of the horizontal force V .

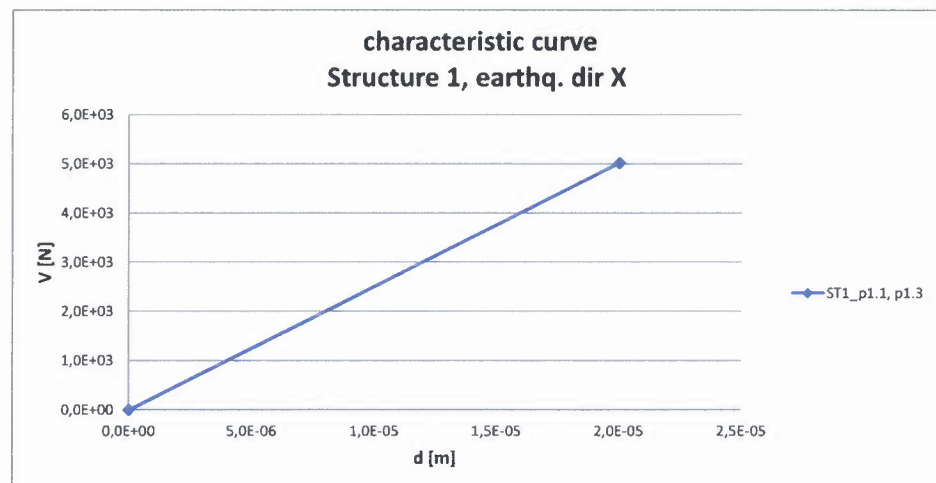


Figure 6.6. Floor characteristic V-d curve structure 1; x-direction

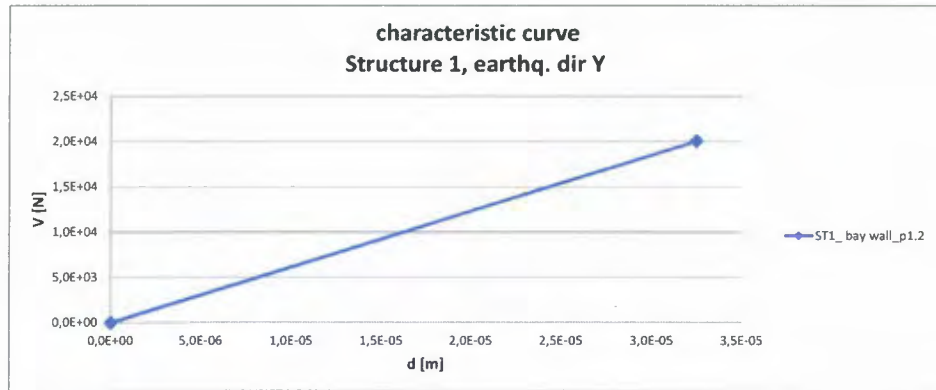


Figure 6.7. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction, bay wall 1.2

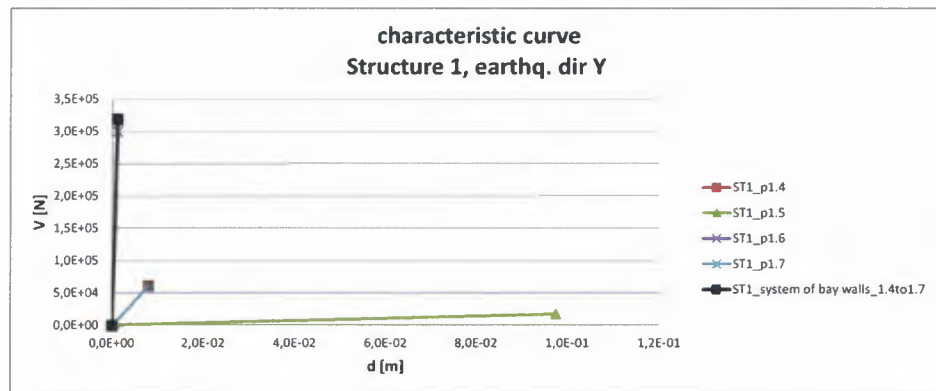


Figure 6.8. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction; other bay walls

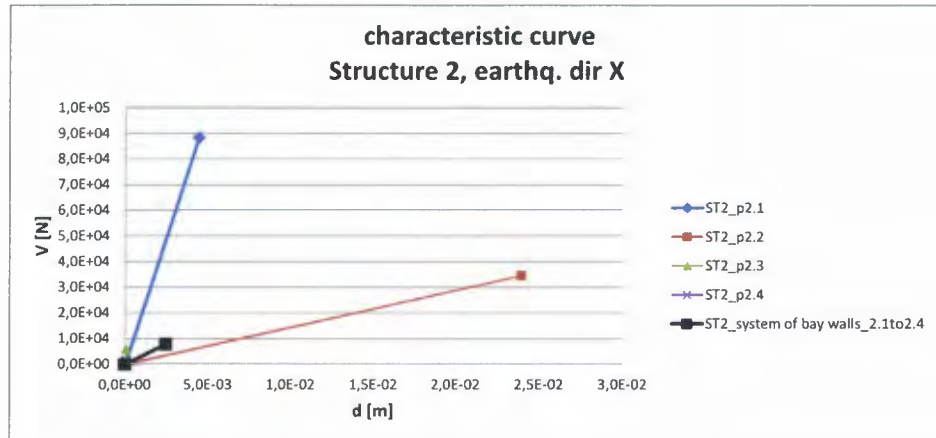


Figure 6.9. Floor characteristic V-d curve structure 2; x-direction

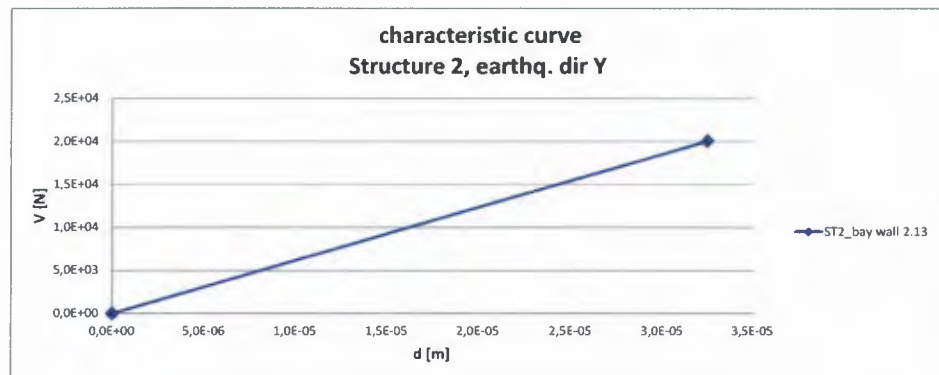


Figure 6.10. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, bay wall 2.13

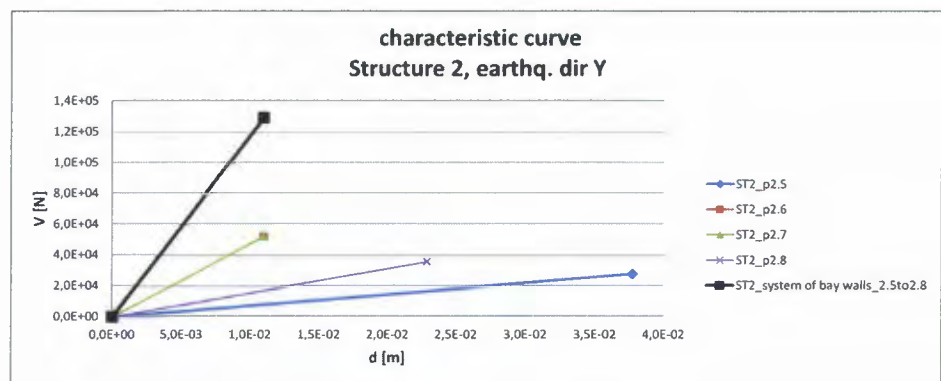


Figure 6.11. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, other bay walls

6.4 Calculation maximum accelerations

According to the values of maximum horizontal force V on the elastic characteristic curve the maximum acceleration in the two main direction x and y are summarized in Table 5.5. These values are based on the capacity of the weakest combination of bay walls in each direction.

Tabel 5.4 Toelaatbare versnellingen

Building	S_d [m/s^2], X direction	S_d [g], X direction	S_d [m/s^2], Y direction	S_d [g], Y direction
1	1.38	0.141	2.76	0.28
2	1.4	0.143	2.76	0.28

6.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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.

6.5.1 *Ductiliteitsfactor*

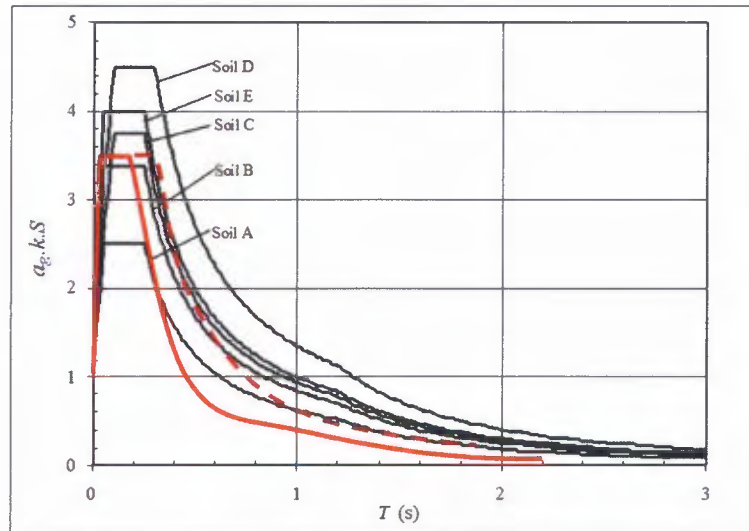
Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor $q = 1.5$ volgens EN 1998 voor metselwerk.

6.5.2 *Importance factor*

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van $\gamma_I = 1.0$.

6.5.3 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum*

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie wordt verwacht te liggen tussen 0.1 en 0.5 [s].



Figuur 6.10 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij $\zeta = 5\%$ demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 6.10 een waarde afgelezen van

$$S_e/a_g = 3.5$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het belasten van het gebouw in de zwakke richting met de aardbevingsbelasting:

$$S_d = 1.38 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S_d \cdot q / 3.5 = 0.6 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g,\text{eff}}$ van:

$$a_{g,\text{eff}} = a_g / \gamma_I = 0.6 \text{ m/s}^2$$

Deze waarde betreft een eerste conservatieve inschatting.

Twee aanvullende analyses worden voorgesteld:

- Een beter begrip voor de constructie kan verkregen worden door een niet-lineaire 'push over' berekening uit te voeren. Het gunstig werkende niet-lineaire plastisch gedrag van de constructie wordt zo in rekening gebracht.
- De mate waarin de gebouwconstructie samenwerkt in een doosconstructie dient nader vastgesteld te worden.

7 Conclusies

Er zijn berekeningen uitgevoerd aan een middelgrote windturbine en aan een verhoogde hoogspanningsmast, een zendmast, een kolom van een elektriciteit verdeelstation en een gebouw van een gas verdeelstation, om een indruk te verkrijgen hoe deze zullen reageren op seismische invloeden.

Er is getoetst op bezwijken en niet op schade. Bij de toetsingen op bezwijken is geen rekening gehouden met combinaties met overige belastingen.

De beschouwde windturbine is getoetst op een maximaal moment aan de kolomvoet. Het maatgevende bezwijkmechanisme wordt geacht plooiën te zijn. In deze quickscan is de plooi capaciteit bepaald door af te dwingen dat de doorsnede aan de kolomvoet in klasse 3 ligt, met een toelaatbare rekenspanning van 115 MPa. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 573 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 8.8 m/s^2 . Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 5.7 m/s^2 .

Voor de hoogspanningsmast is getoetst op het niet overschrijden van de windbelasting. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 1196 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 10.5 m/s^2 . Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 1.2 m/s^2 .

Ook voor de zendmast is getoetst op het niet overschrijden van de windbelasting. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 69 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 7.8 m/s^2 . Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 6.1 m/s^2 .

Voor de kolom van de hoofd railsteun is in deze quickscan het bezwijken van de staalkolom en de ankerverbinding ter plaatse van de voet van BOUWSTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN door aardbevingsbelasting beschouwd. Eventueel bezwijken van andere onderdelen en optreden van schade is niet beoordeeld. Omdat geen gegevens beschikbaar waren is in de quickscan geen rekening gehouden met eventuele extra massa en/of ondersteuning aan de top van de constructie.

De quickscan concludeert dat de resultante base shear veroorzaakt door een aardbeving maximaal 31 kN mag bedragen. De momentcapaciteit van de ankerverbinding is hierbij maatgevend. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare resultante horizontale respons versnelling van 17.6 m/s^2 . Indien de effecten van de aardbevingsbelasting gecombineerd moeten worden met effecten van de kortsluitkracht neemt dit af naar respectievelijk 12.3 kN en 7.0 m/s^2 .

Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 3.5 m/s^2 . Indien gecombineerd moet worden met de kortsluitkracht neemt dit af naar 1.4 m/s^2 .

Voor het metselwerk gebouw van het verdeelstation is getoetst op buiging en dwarskracht in het metselwerk. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale versnelling van 1.38 m/s^2 . Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 0.6 m/s^2 .

De maximaal toelaatbare respons versnellingen, op basis de quick scan, staan weergegeven in Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Maximaal toelaatbare responsversnellingen op basis van de quick scan

constructie	f_{eigen} [Hz]	S_d [m/s ²]	Opmerking
windturbine	1.0	8.8	Vloei voet mast beschouwd
hoogspanningsmast	2 à 6	10.5	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
zendmast	0.79	7.8	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
verdeelstation	2.06	7 – 17.6	Alleen ontwerpsterkte voor bezwijken staander beschouwd. Met kortsluitkracht: 7 m/s^2 Zonder kortsluitkracht: 17.6 m/s^2
metselwerk	2 à 10 (schatting)	1.38	Gebaseerd op het separate elastisch trillingsgedrag van de zwakste gevel

Voor de berekening van de toelaatbare referentie waarde dienen deze ontwerp respons versnellingen via het elastisch respons spectrum en de van toepassing zijnde veiligheidsfactoren op de belasting terug vertaald te worden. Zowel het elastisch respons spectrum voor de geïnduceerde aardbevingen in Groningen als de te hanteren veiligheidsfactoren conform overeenkomstig te hanteren herhalingstijden zijn nog niet gedefinieerd.

Om niettemin een indicatie te geven van de orde grootte van deze toelaatbare effectieve referentiewaarden van de horizontale piek grondversnelling wordt het voorlopig slechts ingeschatte responspectrum uit hoofdstuk 2 t/6 gebruikt in combinatie met belastingfactoren conform EN 1998, belasting in 2 richtingen en 1% demping. Bij het metselwerk zijn de waarden gebaseerd op een importance factor 1, demping van 5% en belasting in alleen de zwakke richting. De resulterende indicatieve waarden staan samengevat in Tabel 7.2

Tabel 7.2 Indicatieve waarden voor de effectieve referentiewaarden van de horizontale piek grondversnelling op basis van ingeschat respons spectrum, belastingfactoren conform EN 1998, belasting in 2 richtingen en 1% demping. Bij het metselwerk zijn de waarden gebaseerd op een importance factor 1, demping van 5% en belasting in alleen de zwakke richting.

constructie	$a_{g;eff}$ [m/s ²]	Opmerking
windturbine	5.7	Vloei voet mast beschouwd
hoogspanningsmast	1.2	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
Zendmast	6.1	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
verdeelstation	1.4 – 3.5	Alleen ontwerpsterkte voor bezwijken staander beschouwd. Met kortsluitkracht: 1.4 m/s ² Zonder kortsluitkracht: 3.5 m/s ²
metselwerk	0.6	Gebaseerd op het separate elastisch trillingsgedrag van de zwakste gevel

8 Aanbevelingen:

De quick scans zijn gebaseerd op de vereenvoudigde lateral force methode in combinatie met de het elastisch respons spectrum.

- Ofschoon verder in het algemeen conservatisme is ingebracht, is de lateral force methode zelf niet per definitie conservatief. Met name voor constructies met een hoge trillingstijd voor de eerste frequentie (bijvoorbeeld de windmolen), kunnen ook hogere trillingsmodes dan alleen de eerste nog significante bijdragen leveren aan de belastingen. Het verdient dus aanbeveling om voor elk van de constructies een dynamische analyse uit te voeren op basis van het respons spectrum met in achtnaam van voldoende eigentrillingen of een tijdsdomein analyse met behulp van een representatieve set tijdssignalen.
- Het uitvoeren van een fysisch niet-lineaire berekening leidt zeer waarschijnlijk tot een hogere ductiliteitsfactor en daarmee tot een hogere toelaatbare horizontale piekgrondversnelling.
- Nader analyse van de metselwerkconstructie is gewenst. Daarbij dienen zowel de krachtwerking en samenwerking binnen de constructie als ook het fysisch niet lineaire gedrag onderzocht te worden. Kwantificering van deze effecten leidt tot hogere toelaatbare horizontale versnellingen.
- Het verdient aanbeveling om gescheurd metselwerk te modelleren, aangezien veel van het metselwerk in Groningen reeds gescheurd is. Enerzijds leidt dit tot mogelijk hogere toelaatbare piek grondversnellingen, aangezien de eigenfrequenties dan lager zijn en de vergroting in het respons spectrum kleiner. Anderzijds moet dit dan wel gecombineerd worden met de juiste sterkte van het gescheurde metselwerk.
- In deze studie zijn de combinaties met andere belastingen niet beschouwd. Aanbeveling is dit alsnog te uit te voeren. Dit levert een mogelijk ongunstig effect op.
- Grond constructie interactie is niet meegenomen. Dit kan leiden tot aanzienlijke bijstelling van de toelaatbare versnellingen en andere faalmechanismes zoals bezwijken van grond en/of funderingen. Het verdient daarom aanbeveling om dit verder te toetsen met een geschikte modellering, b.v. middels PLAXIS of DIANA.
- De studie is uitgevoerd op 5 specifieke constructies. De resultaten zijn daarom indicatief en niet maatgevend voor de gehele populatie.

9 Ondertekening

Delft, 27-06-2013

M.D. Stamm
Ir. J.H. Paulissen
Ir. H. Burggraaf
Dr.ir. S. Miraglia
Ir. W. van Kanten-Roos
Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen
Dr.ir. W.M.G. Courage
Afdelingshoofd

Ir. J.M.J. Oostvogels

Auteurs

Toetsen,

Dr ir. W.M.G. Courage

10 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]

Tekeningenpakket uit 1994 van AGO
380 kV-lijn Eemshaven - Meeden
Tek 61063, Masttype S+34, in te storten randen, 23718-62-230
Tek 61064, Masttype S+34, onderstuk, 23718-62-231
Tek 61065, Masttype S+34, hor. pootverband, 23718-62-232
Tek 61066, Masttype S+34, 1e tussenstuk, 23718-62-233
Tek 61067, Masttype S+34, 2e tussenstuk, 23718-62-234
Tek 61068, Masttype S+34, 3e tussenstuk, 23718-62-235
Tek 61069, Masttype S+34, 48 tussenstuk, 23718-62-236
Tek 61070, Masttype S+34, 58 tussenstuk, 23718-62-237
Tek 61071, Masttype S+34, 68 tussenstuk, 23718-62-238
Tek 61072, Masttype S+34, Hor. verbanden, 23718-62-239
Tek 61073, Masttype S+34, Bovenstuk, 23718-62-240
Tek 61074, Masttype S+34, Ondertraverse, 23718-62-241
Tek 61075, Masttype S+34, Middentraverse, 23718-62-242
Tek 61076, Masttype S+34, Boventraverse, 23718-62-243
Tek 61136, Masttype S+34, Ladderafsteuningen, 23718-62-245
Tek 61137, Masttype S+34, Plan ladder, 93052-246
Tek 61134, Masttype S+34, Ladder afsteuningen, 23718-62-252
Tek 61138, Masttype S+34, Ladderafsteuningen + bordessen, 23718-62-253

Ref [7]

Informatie hoofd railsteun:

Statische berekening, berekening 033 – hoofd railsteun, Bartels, 11-01-2011

Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN, 13-12-2010

Tekening BOUWTEEN 420kV STEUN IOLATOR PCC-C21-1800 KLASSE 4, 08-12-2010

Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN STAALTEKENING, 01-03-2011

Ref. [8]

Statische Ontwerp Berekening; 52,50 meter vakwerkmast ten behoeven van ITO antenne systeem", Netwerk Bouw BV / Mobiel, Apeldoorn, 22 juni 2001.

Ref. [9]

Constructieberekeningen gasontvangstation Haaren. 22-11-2012. Enexis.

Ref. [10]

Augenti N. Il calcolo sismico degli edifici in muratura, Utet. Torino 2004.

Ref. [11]

Degee H., Denoel V., Candeias., Campos Costa A., Coelho E., Experimental Investigation on the seismic behaviour of north European masonry houses, proc. 7^o Congresso de Sismologia e Engenharia Sismica, Porto, Portugal, 2007.

Normen:

EN 1998, NEN-EN 1996-1-1, NEN 6790.

E KNMI seismische monitoring

Seismische stations aan het aardoppervlak

Het KNMI heeft voornamelijk in het Zuiden en het Oosten van Nederland seismografen opgesteld. De reden hiervoor is dat de natuurlijke seismiciteit in Nederland voornamelijk plaats vindt in de provincies Limburg en Brabant. Tevens is op sommige plekken in dit deel van Nederland de bodemruis laag. Voor een betere verspreiding van stations in Nederland is ook een station in Drenthe opgenomen (WIT). Signalen van drie stations (HGN, WTS en WIT) worden via telefoonverbindingen direct naar de Bilt gezonden. De overige stations (VKB, RDC, OPL) zijn opbelbaar.

Netwerk van boorgatstations

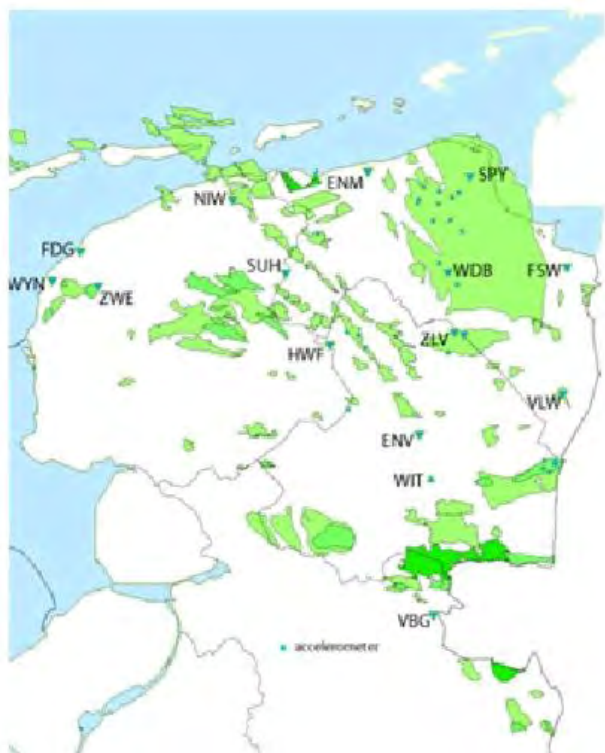
Sinds 1986 worden aardbevingen geregistreerd in Noord-Nederland. Deze bevingen houden verband met de gaswinning ter plaatse. In 1991 is bij Finsterwolde (FSW) een boorgat van 300m diep gemaakt en in gebruik genomen. In dit boorgat zijn op een diepte van 0-75-150-225 en 300m geofoons geïnstalleerd. Per niveau worden 3 richtingen geregistreerd (1 verticale en 2 horizontale richtingen). Op dieptes vanaf 150m is de bodemruis een factor 10-100 lager dan aan het oppervlak, zodat ook kleine aardbevingen geregistreerd kunnen worden.

Omdat het boorgat bij Finsterwolde zeer succesvol bleek, werd besloten een netwerk van in totaal 8 boorgatstations in Groningen en Drenthe te installeren. Ook werd een netwerk van drie boorgatstations rond Alkmaar geïnstalleerd. Beide boorgatnetwerken zijn sinds mei 1995 operationeel. Het KNMI heeft toegang tot de stations via telefoonlijnen.

Netwerk van versnellingsmeters

Aardbevingen in Noord Nederland van een magnitude groter dan 2,0 worden veelal gevoeld door de bevolking ter plaatse. Dit komt door de geringe diepte van de bevingen, gemiddeld ongeveer 2,5 km. Het KNMI heeft regelmatig enquêtes onder de bevolking gehouden om een nauwkeurig beeld te krijgen van het epicentrum en de macroseismische gevolgen. Een aanvulling op deze gegevens wordt verkregen door de versnelling van de bodem in het epicentrale gebied te meten, zodat een relatie tussen de intensiteit van de beving en de versnelling kan worden gevonden. Voor dit doel heeft het KNMI sinds eind 1996 gefaseerd 12 versnellingsmeters in Noord-Nederland en 8 in Zuid-Nederland geplaatst in gebieden waar regelmatig aardbevingen voorkomen.

In Figuur E.1 Figuur E.9.1 [bron: <http://www.knmi.nl/research/seismology/observations.html>] zijn de meetstations in Noord-Oost Nederland weergegeven. Op de website is een overzicht van de KNMI stations met relevante gegevens (o.a. type meting en locatiegegevens) beschikbaar.



Figuur E.9.1 KNMI monitoring network in the northern part of the Netherlands. Triangles show borehole installations, squares accelerometer stations. Gas fields are shown in green.

Uit een gesprek met KNMI is geconstateerd dat KNMI geen voorkeur heeft voor versnellings- of snelheidsmetingen. Versnellingsmeters zijn door KNMI vooral ingezet dicht bij verwachte epicentra. De snelheidsmetingen (geofoons) zijn op diverse dieptes geplaatst waardoor de nauwkeurigheid voor het detecteren van aardbevingen (niet alleen als gevolg van het gasveld) wordt vergroot en de geregistreerde ruis afneemt. Lokale afwijkingen van het signaal, bijvoorbeeld door lokale trillingen, weersinvloeden e.d. worden automatisch uit het signaal gefilterd. Soms valt er wel eens stroom uit, hiervoor zijn geen backup accu's voorzien. Over het algemeen zal de aardbevingstrilling al gedetecteerd en opgeslagen zijn.

F Monitoringsplan overwegingen

F.1 Wat te meten

De twee monitoringsystemen zijn verschillend. Het eerste monitoringsysteem is een detectiesysteem dat alleen de ruimtelijke variatie in de trillingen meet. Het tweede systeem is gerelateerd aan faalmechanismen en moet meer sophisticated meten (zie hoofdstuk 7).

F.2 Aandachtspunten m.b.t. invulling monitoringsplan

F.2.1 Grenswaarden

Grenswaarden zijn in een monitoringsplan met een operationele doelstelling noodzakelijk. Bij het bereiken van bepaalde grenswaarden moeten passende en gewenste maatregelen uitgevoerd worden.

Overschrijden grenswaarde

Wanneer een grenswaarde wordt overschreden is er sprake van een alarmfase.

F.2.2 Vaststellen relevante omgevingsinvloeden die metingen kunnen verstoren

Invloeden vanuit de omgeving van de meetinstallatie kunnen mogelijk de metingen verstoren. Door hier in deze stap over na te denken wordt vastgesteld of de invloed daarvan is uitgesloten door een gerichte maatregel. Vastgesteld moet worden dat de relevante omgevingsfactoren verwerkt zijn in het monitoringplan.

Door dat te doen wordt het tijdsplan van de monitoring en het tijdsplan van de omgevingsinvloed met elkaar in verband gebracht. Als blijkt dat invloeden uit de omgeving dusdanig zijn dat de metingen niet bruikbaar zijn moet mogelijk een andere monitoringstechniek worden toegepast.

Twee voor de hand liggende omgevingsinvloeden zijn:

- Trillingen door andere oorzaken, (bouw-)verkeer, spoorlijn.
- Elektrische beïnvloeding van spoorlijnen of energietransport.

De nu als voorbeeld genoemde invloeden lijken of uitgefilterd te kunnen worden (lokale extra trillingen die elders niet geregistreerd worden) of kunnen voorkomen worden door meetinstrumenten en kabels ver genoeg buiten het invloedsgebied te plaatsen.

F.2.3 Verkrijgen, verwerken en presenteren (analyse) van meetdata

Omdat de opnemers ver weg staan van de beoordelaar van de meetdata zal gewerkt moeten worden met dataloggers. Deze kunnen op een meetlocatie de data verzamelen. De data wordt periodiek uitgelezen of doorgestuurd (bijvoorbeeld via gsm).

Zoals eerder aangegeven is voor het operationele doel een snelle beschikbaarheid van de data belangrijk in verband met het kunnen nemen van maatregelen. Voor het bijstelling model doel is dit veel minder het geval.

Vanwege de korte tijdsduur van het optreden van een aardbeving is de meetfrequentie (sampling) hoog. De opslagcapaciteit van de logger bepaald dan ook hoe snel data moet worden doorgestuurd.

Vooralsnog wordt voorzien dat de kabels van alle meetopnemers naar een centrale kast met de datalogger leiden. De kast dient op een beschermde locatie geplaatst te worden teneinde schade aan het systeem te voorkomen. Hierbij kan ervoor gezorgd om deze kast waterdicht te maken. De stroomvoorziening kan via netspanning verlopen maar i.v.m. het mogelijk uitvallen van de stroomvoorziening bij een grote aardbeving is stroomvoorziening via accu's (continu of als backup, zoals 48 uur capaciteit) aan te bevelen.

De meetdata wordt verzameld in een database. Software moet de meetdata beoordelen en verwerken zodat resultaten gepresenteerd kunnen worden.

T.b.v. de opslag moet per type monitoringinstrument het volgende aangegeven worden:

- Locatie(s); bijvoorbeeld op tekening aangegeven.
- Tijdstip en tijdsduur van uitvoering van de nulmeting.
- Meetfrequentie.
- Meetperiode.
- Benodigde tijdstippen aanlevering meetdata; hoe snel moeten de metingen worden gepresenteerd?
- Format meetdata + manier van presenteren; hoe moeten de metingen worden gepresenteerd?
- Eisen aan de verwerking van de metingen; plan de verwerking van de metingen.
- Hiermee wordt geregeld dat de benodigde verwerking ten behoeve van vervolgacties uitgewerkt is.
- Tijdstip en tijdsduur van uitvoering van de eindmeting.

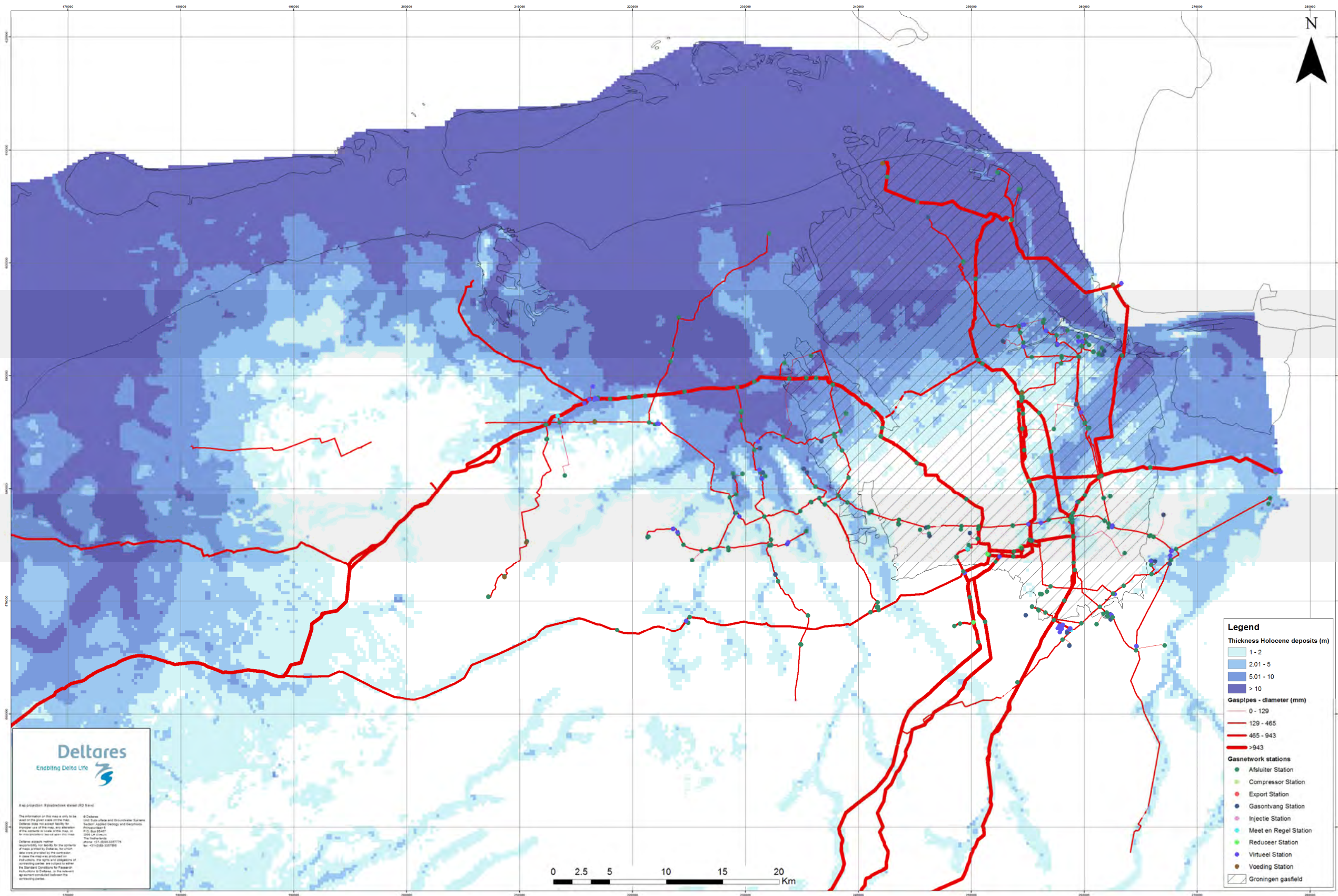
De software moet aan bepaalde eisen voldoen:

- Het presenteren van de meetdata. Dit gaat over trillingen (versnellingen of snelheden als functie van de tijd), rekken, en verplaatsingen op de verschillende locaties
- Het uitfilteren van niet aardbevingen (bijvoorbeeld lokale trillingen bij 1 station) of noise *
- Het omzetten van meetdata naar bijvoorbeeld aardbevingsintensiteit, materiaalspanningen, hoekverdraaiingen of andere relevante te beoordelen parameters.
- Het presenteren van isolijnen en maxima
- Het detecteren van overschrijding van grenswaarden gebaseerd op de gemaakte voorspellingen met de beschikbare modellen
- Indien gekozen is voor een meetlocatie die afwijkt van een beoogde locatie (bijv. door onbereikbaarheid) dan dient bij de interpretatie gecorrigeerd te worden voor eventuele opslingering of demping.

G Compressor station Spijk

H Dikte kaart Holocene afzettingen

Thickness holocene deposits



H-1H-1

I Overige uitgangspunten berekeningen

I.1 Aardbevingsbelasting

In deze paragraaf worden de gebruikte trillingssnelheid en periode per profiel gegeven voor elk van de drie beschouwde sterktes.

profiel nummer	golfsnelheid	trillingssnelheid	periode
	m/s	m/s	s
1	186	0.032	0.13
2	136	0.034	0.13
3	107	0.035	0.12
4	262	0.028	0.125
5	172	0.032	0.13

Tabel I.1 Aardbevingsdata per profiel bij $M = 3.5$ aardbeving

profiel nummer	golfsnelheid	trillingssnelheid	periode
	m/s	m/s	s
1	186	0.245	0.15
2	136	0.255	0.15
3	107	0.262	0.14
4	262	0.229	0.15
5	172	0.248	0.15

Tabel I.2 Aardbevingsdata per profiel bij $M = 5$ aardbeving

profiel nummer	golfsnelheid	trillingssnelheid	periode
	m/s	m/s	s
1	186	0.726	0.15
2	136	0.751	0.16
3	107	0.769	0.17
4	262	0.690	0.15
5	172	0.732	0.14

Tabel I.3 Aardbevingsdata per profiel bij $M = 6$ aardbeving

I.2 Bodemstijfheden

Deze paragraaf geeft de gebruikte horizontale stijfheid van de bodem en de axiale stijfheid. Tabel 6.5 geeft aan welk materiaal rondom de leiding licht in elk profiel. Let bij deze tabellen op dat de eenheid in de twee tabellen verschilt.

leiding in	slappe klei	veen	stijve klei	zand
buis D [mm]				
1219	1.08	0.24	7.20	24.00
914	1.02	0.23	7.20	22.50
762	1.00	0.22	8.80	24.00
267	1.28	0.51	8.01	21.63
159	1.27	0.37	5.57	17.49
114	0.91	0.26	3.99	12.54

Tabel I.4 Horizontale dynamische veerstijfheid voor leiding berekeningen in MPa

leiding in	slappe klei	veen	stijve klei	zand
buis D [mm]				
1219	1.44	0.32	6.13	8.21
914	1.08	0.24	4.59	6.15
762	0.90	0.20	3.83	5.13
267	0.31	0.07	1.34	1.80
159	0.20	0.04	0.84	1.13
114	0.19	0.04	0.80	1.07

Tabel I.5 Axiale dynamische veerstijfheden voorleidingberekeningen in kPa

J Beschouwing effect van mogelijk kleinere wanddikte

In deze bijlage wordt aangegeven wat de invloed van een dunnere wanddikte voor een leiding met 914 mm diameter is. Deze leiding is in hoofdstuk **Error! Reference source not found.** beschouwd met een wanddikte van 11.8 mm. In deze bijlage wordt voor een aantal faalmechanismes nagegaan wat de invloed van een lagere wanddikte is, omdat er mogelijk een leidingstrekking aanwezig zou kunnen zijn met een kleinere wanddikte. Er is gekozen voor een wanddikte van 9.9 mm.

Bij bochten zou theoretisch een grotere wanddikte kunnen leiden tot een grotere afname van de flexibiliteit dan dat de sterkte van de leiding toeneemt. In deze bijlage wordt derhalve een 1219 mm leiding met een grotere wanddikte beschouwd. De gekozen wanddikte is 19.6 mm, ten opzichte van 15.9 mm in de oorspronkelijke analyse. De beschouwing is beperkt tot het faalmechanisme bocht.

J.1 Invloed initiële spanning

De initiële spanning wordt veroorzaakt door twee componenten: de maximale gasdruk (8 MPa) en de maximale vervorming door zettingen. De zettingen leiden uitsluitend tot buigspanningen.

Dit geeft: voor de initiële spanningen voor de 914 mm leiding met 9,9 mm wanddikte:

axiaal = $47 + 1.19 \cdot 152.3 = 229.0$ MPa (was 199.9)

tangentieel = $1.19 \cdot 305.8 = 363.9$ MPa (was 305.8)

Dit geeft: voor de initiële spanningen voor de 1219 mm leiding met 19,6 mm wanddikte:

axiaal = $62.7 + 0.81 \cdot 151.3 = 185.5$ MPa (was 214)

tangentieel = $0.81 \cdot 302.7 = 245.6$ MPa (was 303)

J.2 Veldstrekkingen

De veldstrekkingen zijn beoordeeld in paragraaf **Error! Reference source not found.** De beschouwing moet worden uitgevoerd voor zowel schuifgolven als normaalgolven.

Schuifgolf

Diameter [mm]	wanddikte [mm]	Buigspanning N/mm2	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2	reserve factor
914	11.8	238	438	306	389	1.6
914	9.9	238	467	364	425	1.5

Tabel J.1 Invloedwanddikte op spanning in buisleiding met dikte 11.8 en 9.9 ten gevolge van schuifgolf bij een aardbeving van 0,9 g

Normaalgolven

Diameter [mm]	wanddikte [mm]	Compressie N/mm2	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2	reserve factor
914	11.8	85	285	306	296	2.2
914	9.9	85	314	364	342	1.9

Tabel J.2 Invloedwanddikte maximale compressiespanningen in buisleidingen ten gevolge van compressiegolf bij een aardbeving bij 0,9 g

Conclusie

De leiding met een kleinere wanddikte heeft een iets lagere veiligheidsfactor. De situatie voldoet wel ruimschoots en de relatieve afname is gering.

J.3 Bochten

De bochten zijn identiek doorgerekend als in paragraaf **Error! Reference source not found.** De resultaten worden voor alle drie de aardbevingssterkten gepresenteerd in afzonderlijke tabellen. In elke tabel staat voor elk grondprofiel de resultaten voor zowel de factor op het veldmoment als de reserve factor. Steeds wordt het resultaat voor de oorspronkelijke berekening (zie paragraaf **Error! Reference source not found.**) en de waarde voor de aangepaste wanddikte vergeleken.

M = 3.5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C_s				
1	186	0.45	0.47	2.38	2.01
2	136	0.64	0.62	2.37	2.00
3	107	0.67	0.65	2.36	2.00
4	262	0.71	0.73	2.38	2.01
5	172	0.44	0.43	2.38	2.01

Tabel J.3 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 3.5

M = 5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C_s				
1	186	0.50	0.52	2.35	1.99
2	136	0.56	0.54	2.32	1.97
3	107	0.58	0.56	2.25	1.93
4	262	0.88	0.93	2.36	2.00
5	172	0.41	0.41	2.36	1.99

Tabel J.4 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 5

M = 6		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C_s				
1	186	0.50	0.52	2.29	1.95
2	136	0.52	0.51	2.18	1.89
3	107	0.47	0.45	2.07	1.82
4	262	0.88	0.93	2.31	1.96
5	172	0.42	0.42	2.28	1.95

Tabel J.5 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 6

Uit de tabellen blijkt dat de momentfactor (is maximale moment in de bocht gedeeld door het maximale moment inde veldstrekking) slechts weinig wijzigt. Hierbij wordt opgemerkt dat de werkelijk optredende momenten wel wijzigen. De reserve factoren worden enigszins kleiner, maar blijven ruimschoots boven de toetswaarde.

toeneemt. De afname is omgekeerd evenredig met de wanddikte, dus 15.9 mm/19.6 m

J.4 Een leiding van 1219 mm (48") met grotere wanddikte

M = 3.5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.43	0.43	2.78	3.38
2	136	0.79	0.82	2.76	3.34
3	107	0.83	0.86	2.74	3.30
4	262	0.58	0.56	2.78	3.38
5	172	0.49	0.51	2.78	3.37

Tabel J.6 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 3.5

M = 5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.41	0.41	2.75	3.31
2	136	0.70	0.72	2.62	3.10
3	107	0.73	0.75	2.44	2.80
4	262	0.66	0.64	2.76	3.34
5	172	0.45	0.45	2.73	3.29

Tabel J.7 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 5

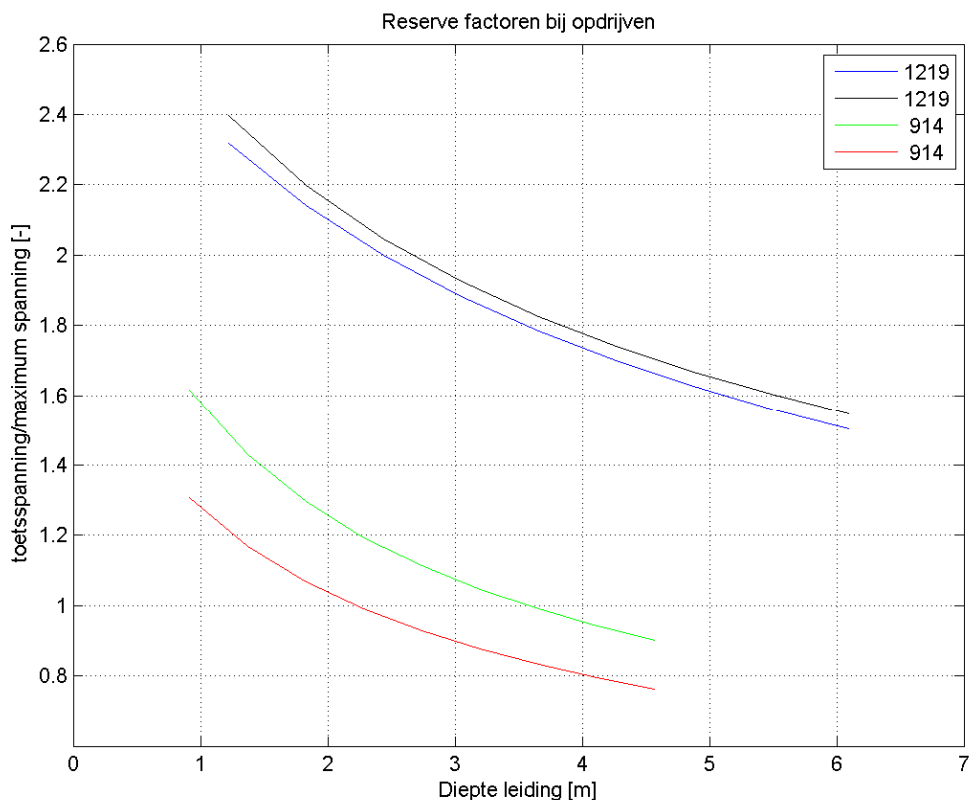
M = 6		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.41	0.41	2.65	3.15
2	136	0.66	0.68	2.28	2.55
3	107	0.61	0.63	2.03	2.20
4	262	0.66	0.64	2.68	3.21
5	172	0.45	0.47	2.57	3.01

Tabel J.8 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 6

De conclusie is dat in dit geval de reservefactoren toenemen door een grotere toename van de sterkte van de leiding ten opzichte van de afname van de flexibiliteit. De leiding voldoet aan de eisen.

J.5 Verweking

De invloed van een dunnere wanddikte op het faalmechanisme verweking is met een vereenvoudigd model doorgerekend. Dit model gaat uit van een inklemming aan de niet verweekte zijde en verwaarloost de invloed van het drijvende deel van de leiding. Dit model geeft een ondergrens van de reservefactor (het is conservatief). Het geeft daarmee wel de invloed van de wanddikte weer.



Figuur J.9 Invloed wanddikte op opdrijven leidingen (eerste lijn voor de diameter is oorspronkelijke wanddikte, tweede lijn voor de diameter is aangepaste wanddikte)

Figuur J.99 geeft het resultaat van deze modellering. Getoond wordt de veiligheidsfactor als functie van de diepte van de leiding. Het resultaat voor de 1219 mm leiding geeft aan dat in dit geval de grotere wanddikte een hogere reserve factor geeft. De situatie wordt dus veiliger. Het resultaat voor de 914 mm leiding toont dat een lagere wanddikte een lagere reserve factor oplevert.

Deze (ondergrens) benadering geeft voor de 914 mm leiding aan dat bij een diepte van minder dan 2.2 m er nog geen sprake is van een reserve factor minder dan 1.0. Deze situatie voldoet aan de gestelde eisen.

J.6 Waterleidingbreuk

J.10 evalueert de situatie bij een waterleidingbreuk voor een leegstromende krater. Zowel de oorspronkelijk beschouwde situatie als de variatie is beschouwd. Bij afnemende wanddikte neemt de reservefactor af. Voor de beschouwde situaties is de reserve factor groter dan 1 en voldoet de situatie aan de gestelde eis.

diameter	wanddikte	moment	reservefactor
[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
1219	15.9	1619	2.5
1219	19.6	1990	2.9
914	11.8	901	2.0
914	9.9	758	1.8

Tabel J.2 Invloed wanddikte op situatie lege krater

Voor de water gevulde krater kan verwezen worden naar Tabel 6.22. De wanddikte heeft een belangrijke invloed op het gewicht, terwijl de opwaartse kracht gelijk blijft bij gelijke diameter. De variaties in wanddikte zijn zodanig dat voor de leidingen met de grote diameters geen andere conclusie getrokken zal worden. Voor de kleinere diameters lijkt een variatie in wanddikte wel meer invloed te hebben op het gewicht waarvan de grootte vergelijkbaar is met de opwaartse kracht.

J.7 Conclusie variaties in wanddikte

Met betrekking tot het voorkomen van leidingsecties met afwijkende wanddiktes dan gekozen voor de berekeningen in deze rapportage kan worden geconcludeerd dat de conclusies in dit rapport niet wijzigen. In deze bijlage is aangetoond dat de variatie in wanddikte weliswaar enig effect heeft op de berekende reserve factoren, maar dat het effect zeer gering is.