

Rapportage werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting voor de industrie

Naar een snelle, simpele, transparante en robuuste toets op de
aardbevingsbestendigheid van de chemische industrie in Groningen.

4 november 2016

Inhoudsopgave

Samenvatting	3
1. Inleiding	4
2. Instelling en opdracht van de werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting	7
3. De aanpak van de werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting	8
4. Methodologische verantwoording van enkele hoofdaannames	9
5. De bevindingen van de werkgroep	11
Bevindingen stap 1	
Bevindingen stap 2	
Bevindingen stap 3	
Bevindingen stap 4	
Bevindingen stap 5	
Overall bevindingen van de werkgroep	
Slotsom	
Afkortingen en verklaringen	16
<i>Bijlage 1. Samenstelling werkgroep</i>	17
<i>Bijlage 2. Aanpak methodiekontwikkeling</i>	18
<i>Bijlage 3. KNMI rapport over Mmax en verwacht aardbevingspectrum op bedrijvenlocaties</i>	21
1. Introduction	
2. Maximum magnitude for Groningen	
3. Shakemaps for single event scenarios	
4. Hazard model V2	
5. Identification of "maximum considered earthquake" for industry areas in Groningen	
6. Hazard analysis for Chemiepark in Delfzijl	
7. Hazard analysis for Eemshaven	
8. Hazard analysis for Hoogezand/Foxhol	
9. Hazard analysis for Veendam	
10. Conclusions	
11. References	
12. Appendix	
<i>Bijlage 4. Generic Basis of Design (GBoD) for the structural verification of industrial facilities in Groningen: a first screening of the seismic capacity</i>	50
1. Introduction	
2. Definition of the seismic action	
3. Calculations and structural verifications	
4. First screening of the seismic capacity	
5. Conclusions of the four pilot case studies	
Technical Note: Verification of the ultimate limit state (ULS) of liquid storage facilities in Groningen	
1. Introduction	
2. Definition of the seismic input	
3. Definition of the design limit state	
4. Seismic analysis of structures (simple method)	
5. Seismic analysis of structures (advanced method)	
6. References	
<i>Bijlage 5. Conclusies na proefberekeningen in vier pilot bedrijven</i>	67
5.1 Chemical plant facility	
5.2 Liquid storage tank 1	
5.3 Liquid storage tank 2	
Aanbevelingen van de werkgroep over vervolgacties met betrekking tot shear buckling	
5.4 Above-ground pipeline network	

Samenvatting

Dit rapport bevat het verslag van een studie naar de uitwerking van een proportionele, simpele, transparante en robuuste toets op aardbevingsbestendigheid van de chemische industrie in Groningen volgens het advies van de Commissie Meijdam door de werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting.

De kern van de methode is dat

- Robuust gekozen is voor toetsing aan de theoretisch maximaal denkbare geïnduceerde aardbeving in Groningen, dat is een aardbeving van 5 op de schaal van Richter. Bij die toets mogen constructies niet zodanig beschadigd raken dat er gevaarlijke stoffen vrijkomen.
- Proportioneel wordt getoetst door het bij de maximale aardbeving *verwachte* waarde versnellingsspectrum te gebruiken als input voor een simpele 'klassieke' toets op aardbevingsbestendigheid aan de internationale normen volgens de Eurocodes.
- Transparantie wordt gegeven door de onzekerheden in de methode expliciet te benoemen: er wordt zichtbaar gemaakt of de constructies ook tegen een belasting van één zogenaamde standaarddeviatie hoger kunnen. De standaarddeviatie is een wiskundige norm voor de verwachte onzekerheid van een kansberekening.

Een test van de methode in vier chemische pilotbedrijven met representatieve installaties en constructies liet zien dat

- de methode inderdaad 'berekenbaar' is met een redelijke inspanning volgens de 'modale responspectrum analyse'-methode (MRA).
- twee van de vier getoetste constructies de voorgestelde toets kunnen doorstaan. Voor een van de constructies vergt dat een beperkte versterking die door de betrokken partijen ook begrepen wordt, de andere constructie is kwetsbaar voor één faalmechanisme waar nader onderzoek naar kwetsbaarheid en versterking voor nodig is dat voor het einde van het jaar gerond kan zijn.
- de hoge mate van onzekerheid in de seismische input leidt tot een grote standaarddeviatie. Bij belasting aan de verwachte waarde plus de standaarddeviatie verbaast het dan niet dat met name daardoor alle constructies kritische elementen blijken te hebben.

De werkgroep adviseert om de nadruk nu niet te leggen op jarenlange verdiepende studies naar de bestaande onzekerheden over zowel de hazard als de resulterende risico's voor de chemische industrie, maar op korte termijn installaties die niet voldoen aan de toets te versterken tot het proportionele niveau van de toets. Daarmee ontstaat snel en zonder verspilling van maatschappelijke middelen duidelijkheid voor Groningen wat er prioritair versterkt moet worden en daarmee een onmiskenbare verbetering van de veiligheid.

De werkgroep constateert verder dat de onzekerheid in met name de seismische belasting nog zo groot is dat zij adviseert dat, net als voor de overige constructies geldt, aanpassingen in de toets het beste plaats zouden kunnen vinden middels de jaarlijkse update van het meerjarenprogramma van de NCG waarin o.a. de nieuwste inzichten over de aardbevingssterkte zijn verwerkt.

Tenslotte adviseert de werkgroep om middels continue monitoring van de gevolgen van kleine aardbevingen op de chemische industrie a) beperkte schades meteen te kunnen herstellen en b) een beter inzicht te krijgen in de effecten van aardbevingen op de betreffende constructies teneinde de onzekerheden in de modellen te verkleinen.

1. Inleiding

Probleemstelling

Een van de bijzondere risico's van de door de aardgaswinning in Groningen geïnduceerde aardbevingen is het mogelijk ernstig beschadigd raken van installaties van de industrie die met gevaarlijke stoffen werkt en de gevolgen daarvan voor de omgevingsveiligheid.

Het is natuurlijk gewenst dit bijzondere risico te kunnen beheersen. Hiervoor is een rekenmethodiek benodigd om constructies door te rekenen, te toetsen en waar nodig te versterken. Er is tot heden geen dergelijke robuuste toets voorhanden die specifiek op de Groningse situatie is toegesneden. Voor de industrie gelden het Besluit risico's zware ongevallen (BRZO) en de bijbehorende regeling (RRZO) waarin staat dat bedrijven een kwalitatieve of semi-kwantitatieve analyse maken van het aardbevingsrisico, en maatregelen moeten nemen tegen het risico. Een volledige doorrekening van het aardbevingsrisico en versterking op basis daarvan is dus momenteel niet verplicht. De versterkingsverplichting voor bedrijven kan pas worden geformuleerd na een politiek besluit over het te volgen toetskader voor aardbevingsbestendigheid bij de industrie.

Geïnduceerde aardbevingen in Groningen

De situatie met geïnduceerde aardbevingen in Groningen is een bijzondere. In de eerste plaats gaat het om door menselijke activiteit veroorzaakte aardbevingen in vergelijking met de natuurlijke (tektonische) aardbevingen. Er is daarmee een extra reden om bijzondere zorg te hebben voor de veiligheid van de inwoners. Dit is des te meer het geval omdat er voor veel inwoners geen sprake was van een bewuste vrijwillige keus om in een aardbevingsgebied te gaan wonen. Geïnduceerde aardbevingen in Groningen zijn immers pas waargenomen sinds een tiental jaren.

De relatieve nieuwheid van geïnduceerde aardbevingen is wereldwijd een reden dat er veel onzekerheid is over de aard en omvang van de erbij behorende risico's. Het epicentrum van geïnduceerde aardbevingen ligt veel minder diep dan die van tektonische aardbevingen, de bevingen zijn korter en de verhouding tussen de verticale component van het aardbevingspectrum en de horizontale component is hoger dan bij tektonische aardbevingen. Een extra reden hiervoor in Groningen is dat de ondergrond van het gaswinningsgebied uit 162 geologische zones bestaat met ieder een eigen bodemsamenstelling, die over het algemeen veel slapper is en dus andere effecten heeft op de omzetting van een aardbeving in grondversnellingen dan het geval is in de hardere grondsoorten die in de meeste andere landen voorkomen.

Een eerste poging tot een methodiek, de Handreiking Industrie i.o.

Bestaande Nederlandse normen en technische voorschriften waaraan industriële installaties moeten voldoen houden geen rekening met geïnduceerde aardbevingsrisico's. Om die reden hebben Deltares en TNO op verzoek van EZ in 2013 de opdracht gekregen om een methode te ontwikkelen voor de beoordeling van de bestendigheid van industriële constructies tegen zwaardere bevingen die op langere termijn zouden kunnen plaatsvinden, de zogenaamde 'Handreiking Industrie'¹. Deze Handreiking Industrie zou moeten werken volgens de probabilistische methode, die als kern heeft dat voor alle denkbare aardbevingssterktes de gevolgen worden doorgerekend en gekoppeld aan de kans van optreden van zo'n aardbeving.

De eerste afgeronde fase van de ontwikkeling van de handreiking is een kwalitatieve risicobeoordeling die laat zien welke constructies bij een aardbeving de grootste faalkansen en potentiële impact op de veiligheid hebben.

¹ Deltares/TNO, "Handreiking voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden Delfzijl en Eemshaven"

Fase 2 behelst het doorrekenen van de meest risicorelevante constructies met geavanceerde beoordelingsmethoden en het analyseren van het risico. Op basis hiervan wordt duidelijk of er versterkingsmaatregelen en verdere mitigerende maatregelen in het bedrijfsproces nodig zijn. Dit deel van de methodiek bevindt zich nog in een conceptstadium.

Een cruciaal probleem bij de ontwikkeling van de handreiking is dat de enige Nederlandse veiligheidsnorm voor aardbevingen het individueel aardbevingsrisico (IR) van 10^{-5} per jaar is voor risico's van instorting en vallende objecten. Een externe veiligheidsnorm voor geïnduceerde aardbevingen is er niet. De aanvankelijke route van Deltares/TNO in 2015 was daarom een technische norm te bepalen door rekenkundige verbinding met externe veiligheid (kwantitatieve risicoanalyse met plaatsgebonden risico en groepsrisico). Het ministerie van Infrastructuur en Milieu bleek echter geen voorstander te zijn van vermenging van het onzekere aardbevingsrisico met het uitgebalanceerde stelsel van externe veiligheid voor de industrie. Immers, voor risico's die bedrijven veroorzaken met hun bedrijfsprocessen, en die ze *zelf* horen te beheersen geldt een plaatsgebonden risiconorm (PR) van 10^{-6} per jaar.

Het is natuurlijk voor bedrijven en omgeving wel belangrijk dat bedrijven zich bewust zijn welk risico zij lopen ook door *externe* oorzaken buiten hun macht, en er zo nodig iets aan (kunnen) doen. De recente Regeling Risico's zware ongevallen (RRZO) schrijft daarom voor dat de veiligheidsrapportageplichtige BRZO-bedrijven (VR-bedrijven) een goede analyse maken van het aardbevingsrisico en benoemen welke maatregelen ze nemen. De PGS-6² richtlijn is de uitwerking van de RRZO.

Een andere route, de aanbeveling van de Commissie Meijdam

De complexiteit en de lange doorlooptijd van de ontwikkeling van de Handreiking Industrie vormden voor de NCG mede de aanleiding om naast het lopende traject van de Handreiking Industrie een werkgroep in te stellen om te onderzoeken of de aanbeveling van de commissie Meijdam ten aanzien van industrie zo in te vullen is dat reeds eerder een eerste toets van de industrie kan plaatsvinden met een snelle, simpele en robuuste methode.

De commissie Meijdam heeft de minister van Economische Zaken in 2015 geadviseerd over de omgang met het risico van geïnduceerde aardbevingen.³ Het zwaartepunt van het advies lag op de normering van de risico's voor woningen, maar de commissie is ook gevraagd om een aanbeveling over de normstelling voor industrie, vitale infrastructuur en dijken. Dit was het resulterende advies:

De commissie stelt voor dat de chemische bedrijven en primaire zeeeringen in het aardbevingsgebied redelijkerwijs bestand moeten zijn tegen een ergst denkbare aardbeving op die locatie.

De minister van EZ heeft op basis van dit advies een politieke uitspraak gedaan over het gewenste beschermingsniveau: aardbevingen mogen geen zodanige gevolgen voor industrie of vitale infrastructuur hebben dat de omgevingsveiligheid achteruit gaat.

De commissie heeft daarnaast gewezen op de bezwaren tegen het strikt probabilistisch doorrekenen met beperkte datasets. De beschikbare gegevens zijn immers beperkt in jaren en aantallen bevingen, en bovendien zijn er nog geen zware geïnduceerde bevingen of daarmee samenhangende verweking waargenomen. De commissie heeft daarom de contouren geschetst van de wijze waarop een norm of ijkpunt voor het externe veiligheidsrisico voor industrie, vitale infrastructuur en dijken tot stand kan komen:

² Richtlijn Publicatiereeks Gevaarlijke Stoffen nr 6 "Aanwijzingen voor de implementatie van het Brzo 2015".

³ Kamerbrief 3 november 2015 over tweede advies commissie Meijdam (TK 33 529, nr. 205); Kamerbrief 18 december 2015 over o.m. de gaswinning in Groningen en het eindadvies van de commissie Meijdam (TK 33 529, nr. 212).

De commissie adviseert om bij het bepalen van de ergst denkbare aardbeving de methodologie van het KNMI en de daarbij behorende PGA-kaart als basis te hanteren.

Het KNMI-model houdt rekening met een aardbeving in het kerngebied met een maximale magnitude van 5.0 op de Schaal van Richter en de bijbehorende PGA-verdeling. In de berekening moeten dan de site response effects op die locatie worden meegenomen. Hierdoor wordt redelijkerwijs zeker gesteld dat Groningers geen extra risico lopen als gevolg van beschadiging van chemische installaties of primaire zeeweringen door aardbevingen. Het heeft ook als voordeel dat er geen complexe kansberekeningen gemaakt hoeven te worden volgens een systematiek die op dit moment niet is uitgekristalliseerd, laat staan gevalideerd. Het gebruik hiervan, gezien de hier uit voortvloeiende onzekerheden, is naar het oordeel van de commissie niet wenselijk.

'Redelijkerwijs' definieert de commissie als het werken met de verwachte belastingen. In de berekening van de sterkte van installaties en dijken kan dan een 'finite elements-methode' worden gebruikt gebaseerd op verwachte waarden van de relevante verdelingsfuncties.

2. Instelling en opdracht van de werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting

In maart 2016 heeft de stuurgroep Industrie de wens geuit van een onderzoeksmethode die eenvoudiger en sneller is dan de Handreiking Industrie i.o. en toch robuust, naast de evidente behoefte aan een norm waaraan de aardbevingsbestendigheid getoetst kan worden.

Daarnaast heeft de minister aan de Tweede Kamer toegezegd om in 2016 terug te komen op aanbeveling van de commissie Meijdam over de aardbevingsbestendigheid van de industrie.

De Nationaal Coördinator Groningen (NCG) heeft daartoe medio april 2016 een werkgroep ingesteld om deze voorgestelde omgang met het aardbevingsrisico spoedig te verkennen (zie bijlage 1 voor de samenstelling van de commissie).

De opdracht van de werkgroep is om een methodiek te ontwikkelen zodanig dat daarmee medio 2016 is vast te stellen of de 'benadering Meijdam' zodanig uitvoerbaar is dat eind 2016 een eerste toets van de industrie heeft kunnen plaatsvinden met een snelle, simpele en robuuste methode. Het voorstel van de werkgroep moet passen bij de toepasselijke regelgeving, in het bijzonder die voor gevaarlijke stoffen (BRZO).

De werkgroep brengt rapport met advies uit aan de NCG, die er in overleg met de ministeries van EZ en IenM over adviseert aan de minister van EZ in verband met diens toegezegde beslissing over de aanbeveling van de commissie Meijdam.

De reactie van de minister aan de Tweede Kamer vormt dan het kader voor toepassing van de eerdere normerende uitspraak dat aardbevingen geen zodanige gevolgen voor industrie of vitale infrastructuur mogen hebben dat de omgevingsveiligheid achteruit gaat.

3. De aanpak van de werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting

Kernelementen advies

De werkgroep heeft in eerste instantie de volgende noodzakelijke kernelementen gedefinieerd voor haar advies:

- het benoemen van de zwaarst aannemelijke aardbevingsbelasting die als maatgevend beschouwd moet worden,
- de ontwikkeling van een transparante en robuuste eenvoudige methodiek waarmee (in ieder geval voor de industrie) aangetoond kan worden dat constructies sterk genoeg zijn om bij die belasting geen aantasting te veroorzaken van het bestaande veiligheidsniveau, en
- het geven van een inschatting van de mate van (on)zekerheid.

Uitgangspunt van de werkgroep voor de methodiek is dat wanneer bij de zwaarst aannemelijke belasting geen gevaarlijke stoffen vrijkomen (geen Loss of Containment), de veiligheid per definitie op peil blijft. Zo niet, dan zijn versterkingsmaatregelen nodig.

Deze heldere beleidsnorm betekent dat een betrekkelijk eenvoudige toets op constructieve veiligheid een voldoende robuust inzicht geeft, en dat er dus geen verbinding nodig is met de gecompliceerde systematiek van externe veiligheid.

Stappenplan

De werkgroep heeft een stappenplan ontwikkeld bestaande uit 6 stappen, waarin TUD en KNMI voor de grootste bestanddelen zorgden.

Stap 1: vaststellen van de zwaarste aannemelijk aardbeving op basis van advies van het KNMI met gebruikmaking van het rapport van de internationale Mmax werkgroep.⁴

Stap 2: door het KNMI laten bepalen wat de **verwachte** resulterende seismische belasting is op de locaties van de industrie of vitale infrastructuur in termen van een spectrum inclusief duur van de beving.

Stap 3: i.o.m. TU Delft een eenvoudige aanpak bepalen en uitproberen waarmee geconstateerd kan worden of de objecten de verwachte aardbevingssterkte 'redelijkerwijs zonder schade die tot extra risico leidt' kunnen doorstaan.

Stap 4: de onzekerheid van deze aanpak in beeld brengen, zodat er transparant en afgewogen bestuurlijk kan worden besloten.

Stap 5: het uitvoeren van de berekeningen bij een viertal grote, meer risicovolle bedrijven in Groningen die met gevaarlijke stoffen werken. Voor de resultaten zie bijlage 5.

Stap 6: evalueren, rapporteren en advies uitbrengen.

Voor een meer gedetailleerde uitwerking van de methodiek zie bijlage 2.

Een aanvullende vraag

De focus van de werkgroep lag in eerste instantie op alleen het terrein van de aardbevingsbelasting op constructies. De vraag rees echter bij de opdrachtgever of op deze wijze ook de problematiek van verweking aan te pakken was. Ook hier speelt immers het probleem van berekeningen waarin onzekerheden bestuurlijk gezien ondoorzichtig verwerkt zijn. De werkgroep heeft in haar methode/advies de bestaande (internationale) kennis over verweking meegenomen.

⁴ Report on Mmax Expert Workshop, 8-10 March 2016, World Trade Centre, Schiphol Airport

4. Methodologische verantwoording van enkele hoofdaannames

Semi-deterministisch in plaats van volledig probabilistisch

Een kernuitgangspunt van de werkgroep is dat tenminste op dit moment de onzekerheden rondom de hazard (aardbevingssterkte en resulterende verweking onder en versnelling aan de oppervlakte) en het risico (effect op constructies) zo groot zijn dat een andere dan de klassieke probabilistische aanpak gekozen moet worden voor de industrie. Bij een strikt probabilistische aanpak wordt de bestaande onzekerheid verwerkt in de methode/norm via bijvoorbeeld het rekenen met een 'jaarlijkse overschrijdingskans van 0,2%'. Aangezien de onzekerheid van de data groot is en de overschrijdingskansen die voor de chemische industrie gehanteerd worden heel erg klein zijn, kan deze aanpak leiden tot enorm hoge belastingen en daarmee tot onevenredig hoge veiligheidseisen.

Als illustratie, de effecten van onzekerheid bij het gebruik van een puur probabilistische aanpak zijn zichtbaar in Groningen als het gaat om de veiligheid van bouwwerken. De aanvankelijke grote onzekerheid werd via de probabilistische methode vertaald in 2014 naar een groot gebied waarin hogere grondversnellingen werden verwacht en tot tienduizenden woningen beneden de gehanteerde veiligheidsnorm van een individueel risico van 10^{-5} . Meer data die door het KNMI is verkregen met het nieuwe meetnet leidde in 2015 tot een lagere onzekerheid en tevens tot een kleiner bedreigd gebied. Opvallend is echter dat de verwachte belasting en daarmee het verwachte aantal bedreigde woningen niet noemenswaardig was veranderd: dat aantal was in beide gevallen enkele honderden woningen. Dat laatste aantal paste bij de statistische verwachtingen op grond van een internationaal vergelijk.⁵

Beleid dat op basis van probabilistische methoden in situaties van grotere onzekerheid over de basisdata leidt tot een norm voor individuele overlijdensrisico's is daarom altijd ingewikkeld te verantwoorden. In het Nederlandse beleid wordt in de praktijk ook vaak gewerkt met een mix van deterministische en probabilistische elementen. Zo wordt bij het berekenen van het individuele overstromingsrisico gewerkt met de kansverdeling van het bezwijken van dijken maar met een verwacht percentage van 1% van het aantal aanwezigen dat door de overstroming zal omkomen.⁶

De werkgroep heeft daaruit geconcludeerd dat tenminste voor het Groningse aardbevingsrisico voor de industrie gekozen moet worden, zoals de commissie Meijdam ook heeft aanbevolen, voor een andere aanpak en daarmee een andere benadering dan de oorspronkelijk beoogde handleiding Industrie (die een zuiver probabilistische benadering wil hanteren maar waarvan de uitwerking op dit moment nog niet beschikbaar is).

De aanpak die gekozen is door de werkgroep is om op het punt van de grootste onzekerheid, dat is de hazard, gebruik te maken van een semi-deterministische aanpak:

- Deterministisch is dat de werkgroep, conform de aanbeveling van de commissie Meijdam, een maatgevende aardbevingsbelasting gebruikt om een toets op één scenario op te baseren. Er wordt gekozen voor het scenario van de zwaarste denkbare geïnduceerde aardbeving.
- Vervolgens moeten er keuzes gemaakt worden hoe met deze 'input' wordt gerekend. Zowel de verspreiding van de aardbeving door de grond tot aan het maaiveld als de resulterende effecten op constructies zijn ook kansverdelingen met op onderdelen soms grote onzekerheden. Een standaard probabilistische aanpak leidt daarmee voorspelbaar tot bijvoorbeeld grondversnellingen die normaliter geassocieerd worden met zware tektonische aardbevingen, en dat kan niet als realistisch worden beschouwd. Een bijkomend probleem is dat de standaard probabilistische aanpak uitgaat van een in de tijd en qua locatie constante seismische belasting terwijl in Groningen de seismische belasting niet-stationair is en

⁵ Merk overigens op dat het te verwachten is dat de (oudere) bakstenen woningen in Groningen kwetsbaarder zijn dan de staal en beton constructies van de industrie die al volgens internationale normen ontworpen zijn.

⁶ Zie de achtergrondrapportage 'omgaan met risico's in Nederland' bij het rapport van de commissie Meijdam voor meer informatie.

bovendien sterk samenhangt met de gasproductie en daarom waarschijnlijk binnen een tiental jaren zeer sterk is afgenomen. De keuze die de werkgroep heeft gemaakt is om a) te werken met de verwachte waarden die minder gevoelig zijn voor de onzekerheden⁷ en b) de onzekerheid transparant te maken door ook te rekenen met één standaarddeviatie hoger. De standaarddeviatie is een wiskundige maat voor de onzekerheid.⁸ Als ijkpunt geldt alleen de verwachte waarde.

Enkele specifieke technische hoofdaannames

De verwachte grondversnellingen zijn berekend met behulp van de shakemap software van het KNMI. Hierbij is gebruik gemaakt van het meest recente seismische modellen (Ground Motion Prediction Equation model versie 2). Dit zijn dezelfde modellen die ook gebruikt worden om de meer bekende pga-contouren kaarten te maken waarop zichtbaar is op welke locatie een bepaalde grondversnelling met 99,8% zekerheid niet wordt overschreden.

Voor de toets om te bepalen of er geen aantasting is van het huidige veiligheidsniveau is gekozen voor een toets aan de internationale 'Ultimate Limit State' (ULS) zoals beschreven in section 2.1.2 van NEN-EN 1998-4:2007: 'For particular elements of the network, as well as for independent units whose complete collapse would entail severe consequences, the ULS is defined as that of a state prior to structural collapse that, although possibly severe, would exclude brittle failures and would allow for a controlled release of the contents. When the failure of the aforementioned elements does not entail severe consequences, the ULS may be defined as corresponding to total structural collapse.' Met andere woorden, de werkgroep gaat uit van grenstoestand (ULS) waarbij er, zelfs met schade aan supports en processystemen, geen release van gevaarlijke inhoud naar de omgeving is (dus geen LoC). Het is daarmee ook niet relevant om welke stoffen het precies gaat. Als er geen LoC plaatsvindt, blijft de veiligheid per definitie op peil.

Voor de berekening van de constructieiligheid tegen de verwachte aardbevingsverwachting is aansluiting gezocht bij de internationale technische normen voor de aardbevingsbestendigheid van industriële installaties (Eurocodes).

Samenvattend

Er is samenvattend gekozen voor de meest conservatieve keuze voor de seismische hazard ($M_{max}=5$) waarna verder realistisch wordt gerekend om tot de grondversnelling aan de oppervlakte te komen (verwachtingswaarde met behulp van shakemaps en locatie M_{max} in kerngebied). Daarna wordt gebruik gemaakt van relatief simpele internationale methodes om te toetsen aan geen LoC van de installaties. De keuze voor de parameters volgens deze internationale methodes garandeert een conservatieve inschatting van de sterkte van de constructies, dat wil zeggen dat bij gedetailleerdere berekeningen zal blijken dat constructies sterker zijn dan de simpele berekeningen laten zien.

⁷ Deze aanpak is overigens ook gebruikelijk binnen het externe veiligheidsdomein. Omgekeerd worden binnen de probabilistische berekening van het aardbevings-IR voor woningen op onderdelen ook gewerkt met verwachte waarden zoals voor het aantal slachtoffers dat bij het instorten van een bouwwerk valt.

⁸ Voor de zogenaamde normale kansverdeling is de standaarddeviatie 34,1%.

5. De bevindingen van de werkgroep

De werkgroep concludeert het volgende.

Bevindingen stap 1

De maximaal aannemelijke (maatgevende) geïnduceerde aardbeving is magnitude 5 in de kern van het aardbevingsgebied.

In de kern is de argumentatie van het KNMI, die ook onderschreven is in een internationale review, dat er nergens ter wereld een geïnduceerde aardbeving van een grotere sterkte dan $M=4,5$ heeft plaatsgevonden, dat er geen redenen zijn om aan te nemen dat Groningen een uitzondering is en dat dus $M=5$ een conservatieve, veilige bovengrens is.

Disaggregatie analyse laat zien welke aardbeving het meeste bijdraagt aan de seismische belasting op industrielocaties. Dit blijkt, onafhankelijk van herhalingstijden, een M_{max} in kern van het gebied te zijn. Als verklaring geldt dat daar nu eenmaal de meeste compactie is opgebouwd in de afgelopen decennia.

In de KNMI rapportage is de argumentatie voor de M_{max} en het kerngebied preciezer weergegeven (zie bijlage 3).

De werkgroep volgt de redenering van het KNMI dat er geen rekening gehouden hoeft te worden met de in de internationale review benoemde denkbeeldige situatie dat een geïnduceerde aardbeving in Groningen kan leiden tot een tektonische aardbeving op veel grotere diepte ergens in Nederland vanwege een nog onbekende breuklijn. In Nederland is overigens geen beleid om rekening te houden met tektonische aardbevingen.

Zoals bekend is de stellingname van het KNMI dat een jaarlijkse ijking van de bevindingen over de hazard noodzakelijk is gezien de onzekerheid over de precieze ontwikkeling van de aardbevingen in de Groningen, die immers mede afhangen van keuzes over de winning. Zo zal een significante verschuiving van het kerngebied ook implicaties hebben voor de verwachte maximale seismische belasting op de industrielocaties.

Bevindingen stap 2

Met behulp van de shakemap software zijn de verwachte maximale aardbevingssterktes voor vier industrielocaties berekend (Chemiepark Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand/Foxhol en Veendam). Dit zijn de sterktes die horen bij de maximaal denkbare geïnduceerde aardbeving ($M=5$) in het kerngebied, aangezien die het meeste effect op die locaties zal hebben.

Op ieder van die vier locaties zijn de pga 's berekend voor 4 punten uit het spectrum. Om van de vier punten naar een volledig spectrum te komen is het karakteristieke spectrum voor Groningse aardbevingen gefit aan die vier punten.

Bevindingen stap 3

Om te kunnen berekenen wat de effecten van het berekende spectrum is op industriële constructies, inclusief het effect van verweking, is er door de TU Delft een Generic Basis of Design (GBoD) opgesteld voor constructeurs op basis van de relevante internationale normen (Eurocodes). Eenvoudig gezegd is dit een 'kookboek' dat precies beschrijft hoe constructeurs de toets moeten uitvoeren.

De werkgroep heeft daarbij twee methoden beschreven:

- Een beoogd simpel uit te voeren handberekeningsmethode die naar verwachting structureel een conservatief beeld van de aardbevingssterkte zou geven.
- Een meer precieze 'modale responspectrum analyse'-methode (MRA).

Specifiek voor verweking worstelde de werkgroep met welke berekeningsmethode gehanteerd zou moeten worden. In de Nederlandse NPR (NPR9998:dec2015) wordt gewerkt met een conservatievere keuze voor de parameters die gebruikt moeten worden dan internationaal gebruikelijk. Voor deze afwijking kan de werkgroep geen onderbouwing vinden en die is haar desgevraagd ook niet aangeleverd. In twee van de vier de pilot berekeningen is de NPR methode gebruikt op verzoek van de uitvoerende ingenieursbureaus maar daarmee zijn de uitkomsten voor het effect van verweking conservatiever dan internationaal gebruikelijk.⁹

De huidige stand van kennis is verwerkt in de GBoD. De werkgroep adviseert om de internationaal gebruikelijke keuze voor parameters te hanteren. Natuurlijk moeten eventueel toekomstige nadere inzichten in het verwekingsrisico verwerkt worden in de GBoD zoals dat geldt voor alle toetsingsaspecten.

Bevindingen stap 4

Als installaties de verwachte seismische belasting van een maximale aardbeving kunnen doorstaan dan voldoen ze aan de voorgestelde toets.

Om transparant te zijn over de bandbreedte van onzekerheid die bestaat over de seismische input (en de gevolgen daarvan) stelt de werkgroep voor om op te nemen in de Generic Basis of Design dat ook moet worden doorgerekend of de constructies bestand zijn tegen een belasting van 'de verwachte waarde van de grondversnelling plus één standaarddeviatie'.

Het is belangrijk om (nogmaals) duidelijk te maken dat de werkgroep niet voorstelt dat installaties ook bestand zouden moeten zijn tegen die hogere belasting. Deze aanvullende berekening dient uitsluitend om de onzekerheid zichtbaar te maken die bestaat vanwege de momenteel nog ontoereikende kennis over de seismische input. In de voorgestelde methode zit de noodzakelijke zekerheid 'ingebakken' door te kiezen voor een maximaal denkbare aardbeving en door conservatieve berekeningen van de weerstand tegen de verwachte seismische belasting die bij die Mmax hoort.

Bevindingen stap 5

De GBoD is toegepast op kritische installaties in de vier pilotbedrijven die naar voren zijn gekomen uit het eerdere kwalitatieve onderzoek (fase 1 van de ontwikkeling van de oorspronkelijk beoogde handleiding industrie).

Het resultaat van de toepassing van de GBoD op vier chemische pilotbedrijven, met representatieve installaties en constructies voor de gehele Groningse chemische industrie, liet zien:

- De handberekeningsmethode is voor deze relatief complexe structuren niet geschikt omdat de gewenste structurele overschatting van de aardbevingsbestendigheid niet plaatsvindt, maar de handberekeningsmethode is naar verwachting wel geschikt voor eenvoudiger meer symmetrische installaties.
- De MRA-methode is inderdaad 'berekenbaar' met een redelijke inspanning.
- Twee van de vier getoetste constructies kunnen de voorgestelde toets doorstaan. Voor een van de constructies die de toets niet doorstaat vergt dat een beperkte versterking

⁹ Meer precies: In de eerste plaats geeft sectie 4.1.4(11) of NEN-EN 1998-5 aan dat grond kwetsbaar is voor verweking als de door de aardbeving veroorzaakte drukspanning volgens de berekening een bepaalde kritische grens overschrijdt. De aanbevolen kritieke spanningsverhouding is $\lambda=0.8$ hetgeen correspondeert met een veiligheidsfactor $SF=1.25$. NPR9998:dec2015 echter gebruikt een veiligheidsfactor van 2. (zie hoofdstuk 10 en bijlage D). In de tweede plaats is wel de representatieve waarde $r_{u,rep}$ in the NPR9998:dec2015 conform de aanbeveling in de internationale literatuur maar is de ontwerpwaarde $r_{u,d}$ uit NPR meer conservatief dan internationaal gebruikelijk zonder dat wij daarvoor onderbouwing hebben kunnen vinden.

van enkele dwarsverbanden die door de betrokken partijen begrepen wordt.

Voor de andere constructie (een tank) die de toets niet doorstaat gaat het alleen om één faalmechanisme, shear buckling, waardoor twee van de ringen waaruit de tank is opgebouwd zouden kunnen vervormen. Hier is nader onderzoek nodig naar dit specifieke faalmechanisme en de mogelijkheden tot versterking dat naar de mening van de werkgroep voor het einde van het jaar kan en moet zijn afrond. De gangbare faalmechanismen inclusief de effecten van verweking kan de tank wel doorstaan.

- De hoge mate van onzekerheid in de seismische input leidt tot een grote standaarddeviatie. Bij belasting aan de verwachte waarde plus de standaarddeviatie verbaast het dan niet dat met name daardoor alle constructies kritische elementen blijken te hebben.
- In de pilots zijn mogelijk kwetsbare constructie-elementen benoemd die niet geïdentificeerd zijn in fase 1 van de ontwikkeling van de oorspronkelijk beoogde handleiding industrie. Dit geldt bijvoorbeeld voor de beweging van leidinginhoud of van procesinstallaties binnen in constructies. De werkgroep baseert zich echter op de afgeronde fase 1 en heeft die andere constructie-elementen dus niet laten doorrekenen in de pilots. De werkgroep ziet geen aanleiding om besluitvorming over versterking uit te stellen totdat nader onderzoek naar die andere elementen zou zijn afgerond. Of nader onderzoek naar die andere elementen in de toekomst überhaupt noodzakelijk is, moet blijken uit een herijking van de kwalitatieve risicoanalyse van fase 1 die echter minder prioriteit heeft dan het uitvoeren van de voorstelde toets om de veiligheid op korte termijn te verbeteren.
- In de pilots is gebleken dat het verwekingsrisico geen rol speelt in het aardbevingsrisico van de pilotbedrijven volgens de voorgestelde toets ongeacht de keuze tussen de, zover de werkgroep heeft kunnen achterhalen, nog niet onderbouwde conservatieve parameters uit de NPR en de internationaal gebruikelijke parameters. De pilots die met de meer conservatieve NPR zijn gedaan hoeven daarmee niet te worden overgedaan. Overigens geldt daarmee, dat nader onderzoek om meer detailinzicht te krijgen in de mogelijke verweking van de Groningse bodem daarmee niet prioritair is voor de veiligheidsbeoordeling van de chemische industrie. De bestaande kennis over verweking volstaat om daarmee (zoals opgenomen in de GBoD) de Groningse chemische industrie te toetsen op het verwekingsrisico.

Overall aanbevelingen van de werkgroep

De werkgroep concludeert dat de voorgestelde toets inclusief de technische uitwerking ervan (de GBoD) een relatief simpele, transparante en robuuste toets geeft voor de eerste bepaling van de kwetsbaarheid van chemische bedrijven¹⁰, dat wil zeggen bedrijven met een zeker extern veiligheidsrisico.¹¹ Als de bedrijven niet aan de voorgestelde toets voldoen moeten de knelpunten weggenomen worden door versterking van constructies, aanpassing van bedrijfsprocessen ect.

Meer precies: Versterking is nodig als de voorgestelde toets voldoende begrepen is uitgevoerd, dat wil zeggen dat de MRA zo gedetailleerd is uitgevoerd dat verdere detaillering niet zal leiden tot een significant nieuw inzicht in de sterkte van de constructie. Dit stadium is in de pilot bereikt voor de leidingbruggen, en voor de grote tank vergt dit nog een korte nadere studie die voor het einde van het jaar afgerond kan en moet zijn. Deze versterking moet dan zo snel als redelijkerwijs mogelijk is gerealiseerd worden.

¹⁰ Het gaat in Groningen hierbij om 46 zogenaamde BRZO bedrijven en ongeveer 200 andere bedrijven met een kleiner extern veiligheidsrisico (zie Risicokaart.nl). Bij die tweede categorie bedrijven is aan te raden om het onderzoek per type installatie te doen (liefst in de kern van het aardbevingsgebied) en de uitkomsten zoveel mogelijk van toepassing te verklaren op vergelijkbare installaties elders. Dit is vergelijkbaar met de catalogus-aanpak voor woningen.

¹¹ Meer precies: de constructieve elementen binnen de bedrijven die getoetst moeten worden zijn geïdentificeerd in de kwalitatieve fase 1 van de ontwikkeling van de oorspronkelijk beoogde handreiking industrie.

Op dit moment zijn de onzekerheden in de seismische input en constructieve berekeningen voor een aantal belangrijke details zoals de omgang met pijpverbindingen tussen constructies nog te groot om een definitieve aanbeveling te doen hoe om te gaan met bedrijven die aan de Meijdam norm en de technische uitwerking daarvan van de werkgroep voldoen.

Dat er grote onzekerheid op dit moment is over de seismische input en constructieve berekeningen is zichtbaar omdat bij berekeningen van een standaarddeviatie hoger dan de verwachte waarde de constructies die in de pilot zijn onderzocht kritisch worden, dat wil zeggen dat geen zekerheid bestaat dat ze niet deels bezwijken en daarmee mogelijk LoC optreedt. Dit resultaat verbaast niet omdat alleen al de onzekerheid over de seismische input groot is, zo blijkt dat bij een standaarddeviatie hoger de seismische belasting 2 tot 3 maal zo groot wordt en daarmee ook de seismische belasting van de onderzochte installaties.

De methode die de werkgroep voorstaat is gereed om te gebruiken als snelle toets of geïnduceerde aardbevingen in Groningen geen zodanige gevolgen voor de chemische industrie hebben dat de omgevingsveiligheid achteruit gaat.

Om definitief te kunnen bepalen of de Groningse industrie aardbevingsveilig is in de eerste plaats meer zekerheid nodig over de seismische belasting en (pas) in de tweede plaats meer kennis over de constructieve berekeningen. Daarmee is verdere verfijning nodig van de voorgestelde methode, waarbij de inzet op meer precieze constructieve berekeningen moet passen bij de reductie van de onzekerheid van de seismische input, de hazard en de ontwikkeling van kennis over de interactie tussen grondbewegingen en constructies. Dit vergt een betrokkenheid van meerdere experts. Het zal derhalve naar verwachting wel enige jaren vergen voordat een toets op veiligheid een voldoende betrouwbare uitkomst kan geven zodat deze als definitief kan worden aangemerkt. Deze observatie geldt principieel, dat wil zeggen voor alle mogelijke toetsmethodes gezien de fundamentele onzekerheden op dit moment.

De werkgroep adviseert daarom om de nadruk nu niet te leggen op jarenlange verdiepende studies naar de bestaande onzekerheden over zowel de hazard als de resulterende risico's voor de chemische industrie, maar op korte termijn installaties die niet voldoen aan de toets te versterken tot het proportionele niveau van de toets. Daarmee ontstaat snel en zonder verspilling van maatschappelijke middelen duidelijkheid voor Groningen wat er prioritair versterkt moet worden en daarmee een verbetering van de veiligheid. Het op deze manier identificeren en zo nodig versterken van de meest kwetsbare installaties kan gezien worden als een no-regret benadering die de veiligheid verbetert vanuit een prioritaire benadering.

De werkgroep adviseert dat, net als voor constructies in andere domeinen geldt, aanpassingen in de toets voor industrie het beste plaats zouden kunnen vinden middels de jaarlijkse update van het meerjarenprogramma van de NCG waarin o.a. de nieuwste inzichten over de aardbevingssterkte zijn verwerkt. Aanpassingen moeten verder breed wetenschappelijk gedragen worden en toekomstbestendig zijn om het 'no regret' karakter van de voorgestelde toets te bewaren.

Daarnaast adviseert de werkgroep om middels continue monitoring van de gevolgen van kleine aardbevingen op de chemische industrie a) beperkte schades meteen te kunnen herstellen en b) een beter inzicht te krijgen in de effecten van aardbevingen op de betreffende constructies teneinde de onzekerheden in de modellen te verkleinen.

Door de harde deadline voor de eindrapportage en de extra aandacht voor verweking is de werkgroep niet toegekomen aan het onderzoeken van de toepasbaarheid van de Meijdam-aanbeveling op domeinen van infrastructuur en buisleidingen. De werkgroep acht de methode echter in principe voor beide domeinen bruikbaar omdat daar eveneens de problematiek van het ontbreken van een snelle, berekenbare, proportionele en robuuste (niet strikt probabilistische) norm voor de veiligheid speelt.

Slotsom

Het voorliggende advies benadrukt het belang van transparantie over de bestaande onzekerheid in plaats van het rekenkundig omzetten van onzekerheid. Wetenschappelijke onzekerheden vragen immers om bestuurlijke afwegingen. Zo is de vraag wanneer het gerechtvaardigd is bij grote methodische onzekerheden over te gaan tot maatregelen waarvan de noodzaak niet goed aangetoond kan worden een bestuurlijke keuze, geen wetenschappelijke. Daarbij gaat het in Groningen om de balans tussen snel versterken om een significante veiligheidswinst tegen redelijke kosten te behalen versus de noodzakelijke zorgvuldigheid die tijd vraagt op basis waarvan definitieve uitspraken over veiligheid gedaan kunnen worden met mogelijk grote consequenties.

Afkortingen en verklaringen

GMPE	Ground motion prediction equations [model]
IR	Individueel risico
LoC	Loss of Containment
MA	Maatgevende aardbevingsbelasting [werkgroep]
MMax	maximale (maatgevende) aardbeving
MRA	'modale responspectrum analyse'-methode
pga	Peak ground acceleration
PR	plaatsgebonden risico
PSHA	Probabilistic seismic hazard analysis [calculations]
PGS	Publicatiereeks Gevaarlijke Stoffen
RRZO	Regeling Risico's zware ongevallen
RUN	Rijksuniversiteit Nijmegen
TUD	TU Delft

Bijlage 1. Samenstelling werkgroep

De werkgroep Maatgevende aardbevingsbelasting bestaat uit:

- Ira Helsloot, voorzitter (hoogleraar besturen van veiligheid RUN, lid van de voormalige commissie Meijdam)
- Láslo Evers (hoofd R&D seismologie en akoestiek KNMI, hoogleraar seismo-akoestiek TU Delft, lid van de voormalige commissie Meijdam). Bij verhindering trad Jesper Spetzler (senior wetenschappelijk medewerker geïnduceerde aardbevingen, KNMI) op als zijn plaatsvervanger
- Pieter van Geel (bestuurder en politicus, lid van de commissie Meijdam)
- Kees Theune (adviseur NCG en IenM op het gebied van externe veiligheid)
- Apostolos Tsouvalas (universitair docent structurele mechanica TU Delft) als vervanger van Jan Rots (hoogleraar Structural Mechanics aan de TU Delft die wel medeverantwoordelijk voor de GBoD is)

Waarnemer: Erik Mobach (commercial lead Earthquake Impact Team NAM)

Secretaris: Jan van Tol (NCG)

Bijlage 2. Aanpak methodiekontwikkeling

Uitgangspunten

Met inachtneming van de bijzondere karakteristieken van de geïnduceerde aardbevingen in Groningen heeft de werkgroep de volgende uitgangspunten gekozen:

- Het ijkpunt waaraan getoetst wordt, door de werkgroep de *maatgevende aardbeving* genoemd, moet gezien de verschillende onzekerheden voorlopig conservatief zijn, dus hoger liggen dan de wetenschappelijk *verwachte* maximale sterkte van aardbevingen in Groningen. Hierbij moet worden aangetekend dat deze verwachte maximale sterkte zich nog nooit heeft voorgedaan.
- Gekozen is daarom voor toetsing aan de ergst denkbare geïnduceerde aardbeving (maar niet voor toetsing aan de maximale denkbare tektonische aardbeving aangezien dat dan zou moeten gelden voor geheel Nederland).
- In de daaropvolgende berekeningen van de toets wordt niet conservatief maar realistisch gerekend, dus met verwachtingswaarden en zonder bij ieder onderdeel een veiligheidsmarge toe te voegen om de onzekerheden 'weg te rekenen'.
- Er moet volledige transparantie zijn over de onzekerheden die met de berekeningen samenhangen en dat doen we door ook te kijken naar wat er gebeurt bij 'de verwachte grondversnelling + 1 standaarddeviatie'.

De werkgroep volgt daarmee in essentie de suggestie van de commissie Meijdam.

Stappenplan

De volgende stappen zijn vastgesteld en uitgewerkt:

Stap 1: vaststellen van de zwaarste aannemelijk aardbeving op basis van advies van het KNMI met gebruikmaking van het rapport van de het Mmax werkgroep.

Stap 2: door het KNMI laten bepalen wat het **verwachte** resulterende aardbevingssterkte is op de locaties van de industrie of vitale infrastructuur in termen van een spectrum en duur van de beving.

Stap 3: i.o.m. TU Delft een eenvoudige aanpak bepalen en uitproberen waarmee geconstateerd kan worden of de objecten de verwachte aardbevingssterkte 'redelijkerwijs zonder schade die tot extra risico leidt' kunnen doorstaan.

Stap 4: de onzekerheid van deze aanpak in beeld brengen, zodat er transparant en afgewogen bestuurlijk kan worden besloten.

Stap 5: het uitvoeren van de berekeningen bij een 4-tal pilotbedrijven.

Stap 6: evalueren, rapporteren en advies uitbrengen.

Het stappenplan wordt hierna toegelicht.

Ad stap 1: Mmax, het omgaan met de grootste onzekerheden en verdere uitgangspunten

Het is belangrijk om te weten wat de maximale aardbevingssterkte kan zijn en hoe die wordt omgezet in een grondversnelling aan het oppervlak. Juist op die twee punten zijn er voor Groningen nog grote hiaten in de beschikbare kennis.

Gezien deze nog beperkte kennis over geïnduceerde aardbevingen in Groningen adviseert de werkgroep om uit te gaan van realistische gegevens en verwachtingen.

De maximaal aannemelijke aardbeving is magnitude 5 in de kern van het aardbevingsgebied. Op basis van advies van het KNMI is vastgesteld dat de oorspronkelijke aanname van de commissie Meijdam dat van een $M_{max} = 5$ kan worden uitgegaan geldig blijft. Het KNMI acht de kans op tektonische aardbevingen (die dan overigens op veel grotere diepte zouden plaatsvinden) zeer onwaarschijnlijk en adviseert daarom om die buiten beschouwing te laten. Geïnduceerde

aardbevingen zwaarder dan een magnitude 5 op de schaal van Richter zijn volgens het KNMI zeer onwaarschijnlijk.

Voor het inschatten van een mogelijke locatie voor de maximaal mogelijke aardbeving heeft KNMI een disaggregatie methode gebruikt. Een disaggregatie laat zien voor een specifieke locatie welke beving op welke afstand de grootste bijdrage levert aan het aardbevingsrisico op een bepaalde plaats. Het KNMI heeft in het bijzonder ook gekeken of de herhalingstijd een invloed zou hebben op de afstand bepaald in de disaggregatie, en heeft dus de hazard code gebruikt met een input van verschillende herhalingstijden, bijv. 100 jaar, 475 jaar en 5000 jaar. Het blijkt dat de herhalingstijd helemaal geen invloed heeft op de afstand.

Het resultaat van stap 1 is een KNMI-rapport (zie bijlage 3).

Ad stap 2: grondversnellingen

Op basis van de verwachte aardbevingssterkte zijn er maatgevende maximale grondversnellingen voor de vier bedrijventerreinen.

- Het werken met één maximaal (deterministisch) scenario in plaats van een (probabilistische) lange reeks aan kansen vergt een ander soort omrekening naar te verwachten grondversnellingen. Met behulp van de shakemap software van het KNMI (daarin wordt met het meest recent v2 GMPE model gerekend) zijn de verwachte maximale grondversnellingen berekend op de vier bedrijventerreinen Chemiepark Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand/Foxhol en Veendam die horen bij de aardbeving die het meeste effect op die locaties zal hebben. Op ieder van die vier locaties zijn de pga's berekend voor 4 punten uit het spectrum.
- Om van de vier punten naar een volledig spectrum te komen moet het karakteristieke spectrum voor Groningse aardbevingen gefit worden aan die vier punten.

Het resultaat van stap 2 is een aantal shakemaps, opgenomen in het eerder genoemde KNMI-rapport (zie bijlage 3).

Ad stap 3: constructieberekeningen en toetsingsmethodiek

Er is gekozen toetsing met behulp van de gangbare wereldwijde standaards zoals beschreven in de Eurocodes voor het testen van aardbevingsbestendigheid.

Cruciaal is toets aan de heldere norm: geen loss of containment (LoC). Installaties mogen bij de verwachte belasting van de ergst denkbare aardbeving wel vervormen, zolang de inhoud op een gecontroleerde manier na afloop van de beving kan worden verwijderd als het bedrijf dat nodig vindt.

Door de TUD is hier een concept 'kookboek' voor constructeurs voor opgesteld op basis van internationale constructiestandaards (Eurocodes) met een precieze beschrijving hoe getoetst moet worden, de zogenaamde Generic Basis of Design (GBoD).

Twee berekeningsmethoden zijn opgenomen in het concept GBoD.

- Als eerste een toets met een meest eenvoudige methode, de zogenaamde handberekeningen. In principe moeten de handberekeningen ruime standaardmarges hanteren. Het conservatisme is dus vrij groot, maar het beoogde voordeel is een snelle inschatting van de sterkte. Als bedrijven daar dan al aan voldoen zou verder rekenwerk niet meer nodig zijn.
- Als tweede een toets met behulp van een zogenaamde lineair elastische methode die preciezer is maar ook meer rekenwerk vraagt dan de handberekeningen.

Het resultaat van stap 3 is een concept 'kookboek' voor constructeurs door de TUD.

Ad stap 4: Onzekerheden in beeld brengen

De onzekerheden zijn maximaal transparant in beeld gebracht door de toetsende berekeningen niet alleen voor de verwachte waarde uit te voeren maar ook voor de 'verwachte waarde + standaarddeviatie'. De standaarddeviatie is een wiskundige norm voor de verwachte onzekerheid in een kansverdeling.

Er is daarmee nadrukkelijk niet gekozen om de onzekerheid te verdisconteren in de berekeningen. Dus bijvoorbeeld niet voor een methode waarin probabilistisch wordt gerekend. Naar de mening van de werkgroep roept een dergelijke probabilistische berekening veel moeilijk te beantwoorden vragen op. De centrale vraag is op welke wijze een probabilistische omgang met een dataset die klein is in jaren, aantal bevingen en waargenomen grotere magnitudes, verantwoord kan worden. De kleine dataset leidt tot enorme onzekerheden die met gangbare probabilistische methodes vervolgens leiden tot onbetrouwbare uitkomsten met enorme 'mogelijke' aardbevingsterktes.

Een heel andere, deels bestuurlijke, vraag is hoe de periode moet worden verdisconteerd waarin de geïnduceerde aardbevingen plaatsvinden. Dat is een resterende blootstellingsperiode van waarschijnlijk niet meer dan enkele decennia en zeer waarschijnlijk nog minder voor voelbare aardbevingen, wat vergeleken bij de eeuwige blootstelling aan natuurlijke aardbevingen een zeer korte periode is. De werkgroep MA heeft zich niet met deze vraag beziggehouden.

De berekenwijze van de onzekerheid is opgenomen in het TUD-kookboek voor constructeurs (zie bijlage 4).

Ad stap 5: Pilots in vier bedrijven.

Vervolgens is de notitie door ingenieursbureaus toegepast bij de betreffende vier risicovolle pilotbedrijven onder begeleiding van TUD.

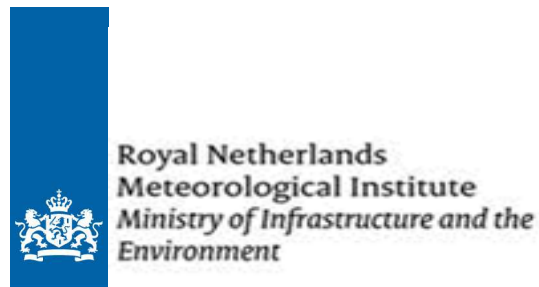
Het resultaat hiervan zijn een aantal rapporten van bedrijven. Vanwege de aan de deelnemende bedrijven beloofde vertrouwelijkheid is een geanonimiseerde samenvatting van de resultaten van het onderzoek opgenomen als bijlage 5.

Ad stap 6: evalueren, rapporteren en advies uitbrengen.

De ervaringen in de pilots hebben geleid tot een definitief GBOD, dat wil zeggen een definitief kookboek (zie bijlage 4).

In de laatste stap is verder gerapporteerd over de opbrengst van de werkzaamheden van de werkgroep met het voorliggende resultaat.

Bijlage 3. KNMI rapport over Mmax en verwacht aardbevingspectrum op bedrijvenlocaties



Shakemaps for “Maximum Considered Earthquake” Scenario in Groningen

A report prepared for the National Coordinator Groningen

Jesper Spetzler, Jordi Ballesta, Bernard Dost and Láslo Evers

Royal Netherlands Meteorological Institute,
Ministry of Infrastructure and the Environment
Utrechtseweg 297
3731 GA De Bilt

July 27, 2016

Table of Contents

1. Introduction
2. Maximum magnitude for Groningen
3. Shakemaps for single event scenarios
4. Hazard model V2
5. Identification of “maximum considered earthquake” for industry areas in Groningen
6. Hazard analysis for Chemiepark in Delfzijl
7. Hazard analysis for Eemshaven
8. Hazard analysis for Hoogezand/Foxhol
9. Hazard analysis for Veendam
10. Conclusions
11. References
12. Appendix

1. Introduction

The Royal Netherlands Meteorological Institute (KNMI) has been asked by the National Coordinator Groningen to advise on two themes in order to support the work of the committee 'Framework for earthquake resistance of chemical industry in Groningen':

- What is the maximum credible earthquake in Groningen?
- What are the resulting expected pga's in the main industrial locations in Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand and Veendam (see figure 1).



Figure 1: Map of Groningen with industrial sites under investigation (red circles).

This report starts with a discussion about the maximum magnitude of events in Groningen. The 'maximum credible' earthquake will be explained to have a magnitude 5 on the Richter Scale.

A shakemaps approach is then used to calculate the spectrum at the main industry locations. This shakemaps method is introduced. A ground motion prediction equation (GMPE) is required for the application of shakemaps. The GMPE for the V2 hazard model specially designed for Groningen is explained. The epicenter of maximum credible earthquake for each location is estimated in a disaggregation analysis. The resulting shakemaps results for all four industrial sites are presented.

Finally, a concluding summary is given.

2. Maximum credible magnitude for Groningen

By comparing with other fields worldwide, the KNMI has previously estimated that the maximum credible magnitude is $M_{max} = 5$ for induced earthquakes in Groningen and used this estimation since then in all pga-calculations.

We address below the two scientific sources that claim that a higher magnitude is possible.

Bourne et al. (2014) reported that a **M6.5** event could occur if that all accumulated strain over the lifetime of the reservoir would be released in a single seismological event. This assumption is considered to be highly unlikely by the authors themselves.

An international workgroup of experts met between March 8-10, 2016 to investigate the possibility of larger events in Groningen. Field specific analyses were presented at the workshop to provide the expert panel with insights into earthquake magnitudes in various situations and geological settings (see report about the M_{max} workshop on www.namplatform.nl). For instance, Dost pointed out that a magnitude of about **M5.8** results from a fault having dimensions of length 60 km and width of 3 km, which would require significant rupture propagation outside of the reservoir. DeDontney (Exxon-Mobil) showed numerical simulations and concluded that magnitudes in the range of **M5.5** to **M6.5** could result from rupture down dip into the Carboniferous rocks and assuming realistic rupture geometries. Brodsky mentioned that earthquakes in the range of **M6.5** to **M7** have occurred due to triggering faults from induced seismicity (Oklahoma field).

In general, the expert panel concluded that strong events in Groningen would have to be tectonic. Faults in the gas-filled reservoir would have to contain a vast amount of unreleased initial stresses in order to trigger a tectonic event. This is still a point of discussion. There are no records of tectonic events before the gas production in Groningen was initiated in the late 1960's indicating a non-existing-to-weak initial stress field. As opposed to the Groningen field, the Oklahoma field has a clear historical record of tectonic event before the initiation of the injection of waste water in a gas/oil recovery field. Hence, the probability for a triggered event with a magnitude 7 in Groningen is considered to be extremely low by the KNMI since a tectonic earthquake with such a magnitude would have to partly take place outside the gas filled reservoir and would be associated with a deep fault in the carboniferous layer. The likelihood of such events would then be equal in all of The Netherlands or at least in the northern provinces.

The KNMI therefore advises to use as maximum credible magnitude $M_{max} = 5$ for the contribution of the induced seismic hazard in Groningen.

3. Shakemaps for single event scenarios

Shakemaps are plots of measured and calculated spectral accelerations for an earthquake (either tectonic or induced) at a given epicenter and (maximum) magnitude. Unlike the probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) method by Cornell (1968), the idea of a return period (equivalent to the probability of the occurrence of an event in a certain period) is not used in shakemaps applications. A shakemaps will simply provide the expected spectral acceleration with an errorbar (the standard deviation of the probability distribution of all possible accelerations) at a specific location for a pre-defined earthquake scenario. The

spectrum with expected values of accelerations and errorbars at different periods can be used in a geo-technical hazard assessment of constructions and structures.

To emphasise the differences between shakemaps and the PSHA methode. In the PSHA approach, uncertainties are incorporated in the statistical method, and therefore only one value for the spectral acceleration is calculated. Consequently, the spectral acceleration computed by the PSHA method will increase for increasing uncertainties. It follows that usually, one will find that shakemaps produces lower expected values of the spectral acceleration . However, adding the errorbar to these spectral accelerations, the bandwidth of spectral accelerations computed by the shakemaps method and PSHA approach for realistic return periods are comparable. The main difference is thus that the shakemaps method specifies the level of uncertainty instead of integrating it in the calculation.

The shakemaps software program by the USGS (United States Geological Survey Earth Hazard Program) is used to calculate the surface acceleration at sites when a tectonic earthquake has taken place somewhere in and around North America. For example, the San Andreas fault in California is responsible for earthquakes which affects the highly populated areas of North America. People and industry can consult the shakemaps generated quickly after an event to see to which values of surface acceleration they have been exposed . The calculations are based on a ground motion prediction equation (GMPE) with no station recordings. . The information about surface accelerations is important in the seismic hazard and risk assessment of the locale area around the epicenter of the triggered earthquake. Figure 2 shows a screen shot of the webpage for an introduction of the shakemaps software program by the USGS.¹²

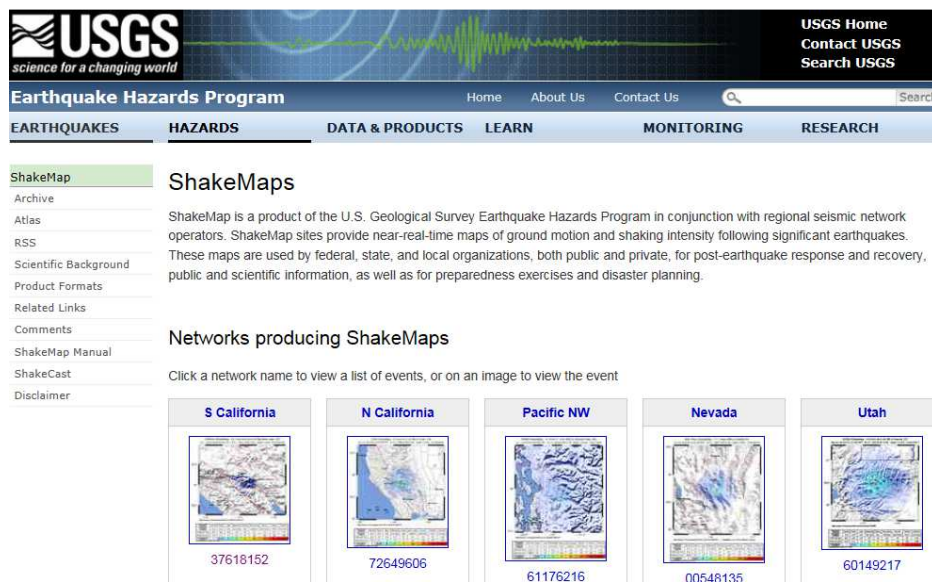


Figure 2: Screen shot of the USGS webpage with the shakemaps program.

The shakemaps approach by the USGS can be used in a similar way in the hazard and risk assessment of industrial installations in Groningen. The difference between the usage of

¹² <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/>.

shakemaps in North America and Groningen is that events in Groningen are induced and not triggered like around tectonic plate boundaries.

Shakemaps version 3.5 is already operational at the KNMI. For examples of shakemaps applied on induced earthquakes in Groningen with a magnitude greater than 2.0, see the KNMI *Nederland Rapid Raw Strong Motion Portal*, <http://rdsa.knmi.nl/opencms/nl-rrsm>.

The USGS shakemaps software program can be applied to generate hypothetical earthquake scenarios. The required input for shakemaps is firstly an epicenter and a magnitude for an arbitrary event. This information comes from an analysis of the In our analysis we use the “maximum considered earthquake” i.e. **M5** as input that is positioned in the area around Loppersum. Secondly we need as input a description of the propagation of earthquakes through the earth, which is the ground motion prediction equation (GMPE). The current hazard model, version V2, for Groningen will provide the GMPE and amplification factors to the shakemaps software program.

Given a magnitude and epicentral distance

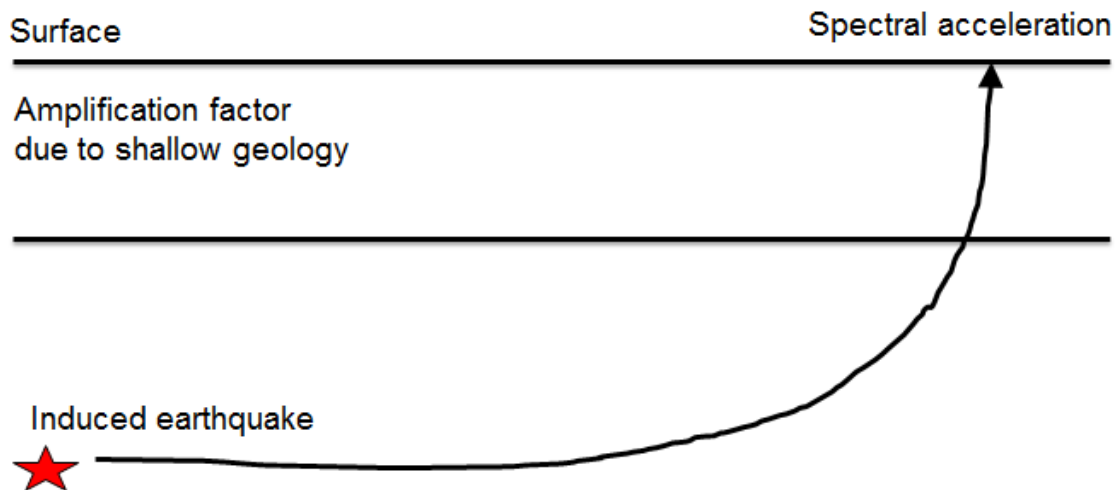


Figure 3: Illustration of required input parameters and procedure to calculate the surface acceleration for an event.

An illustration of the input parameters (i.e., epicentral distance and magnitude) and the method to compute the surface acceleration at a specific site is shown in Figure 3. The epicenter and magnitude of an event must be passed to the program. The program then calculates the spectral acceleration at a location with an epicentral distance (i.e., shortest distance between epicenter and site) to the epicenter for several periods. As it is indicated in Figure 3, the GMPE includes a more general equation for the magnitude and epicentral distance and a term wherein the amplification factor is taken into account.

The shakemaps software program from the USGS is limited to the calculation of spectral accelerations for four periods. These periods are $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s which in most cases will cover the spectrum of interest. The calculated accelerations are for the horizontal component. The USGS provides a manual for shakemaps on the webpage <http://usgs.github.io/shakemap/index.html>.

The shakemaps program provides spectral accelerations and their corresponding standard deviations. The latter is important to define the range of the spectral acceleration for a given period. The output of the shakemaps application is therefore not just a value, but a range with a specific lower and upper limit defined by the standard deviation. The estimation of the bandwidth of spectral accelerations is part of the hazard model which will briefly be explained in the next paragraph.

4. Hazard model V2

A short summary of the V2 hazard model is presented in this paragraph. The full documentation for the current hazard model can be found given in Bommer et al., (2015, 2016).

The V2 hazard model differs from the previous V0 hazard (Akkar et al., 2014) and V1 hazard (Nam, 2015) model for Groningen at one important point. The amplification factor due to shallow variations in soil properties is included in the V2 hazard model. The layer with lateral variations in the shallow geology is positioned on the top of a half space. These two layers define the subsurface model for which the V2 GMPE is constructed. A schematics of the underground model for the V2 GMPE is presented in Figure 4. Induced earthquakes are on average at 3 km depth which is in the half space layer. The top layer with the spatial varying shallow geology is between the reference level in the upper North Sea group at -350 m and the surface.

The calculation of the V2 GMPE is a two-step method as illustrated in Figure 4 . The spectral acceleration at the reference level is calculated for an event with a given magnitude and epicentral distance to the site. Then the hazard response at the reference level is propagated through the top layer with the site-specific soil properties to calculate the spectral acceleration at the surface. The hazard response in terms of spectral acceleration can be computed at two depth levels, the reference level at -350 m and at the surface.

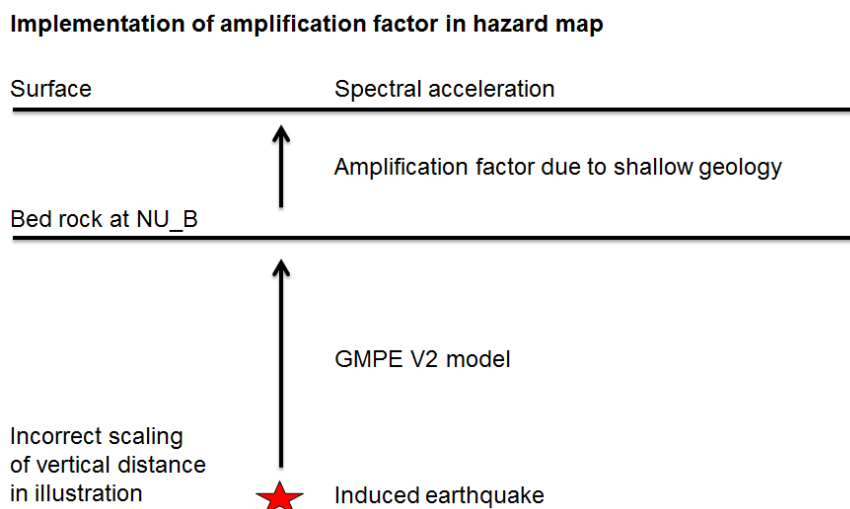


Figure 4: Schematics of two-layer subsurface model used to define the V2 GMPE.

Plots of peak ground acceleration (PGA) values ($T = 0.01$ s) for the epicentral distance of 0 km and 30 km at the reference level are shown in Figure 5. The plots show the expected effect that spectral acceleration increases for increasing magnitude and decreasing epicentral distance.

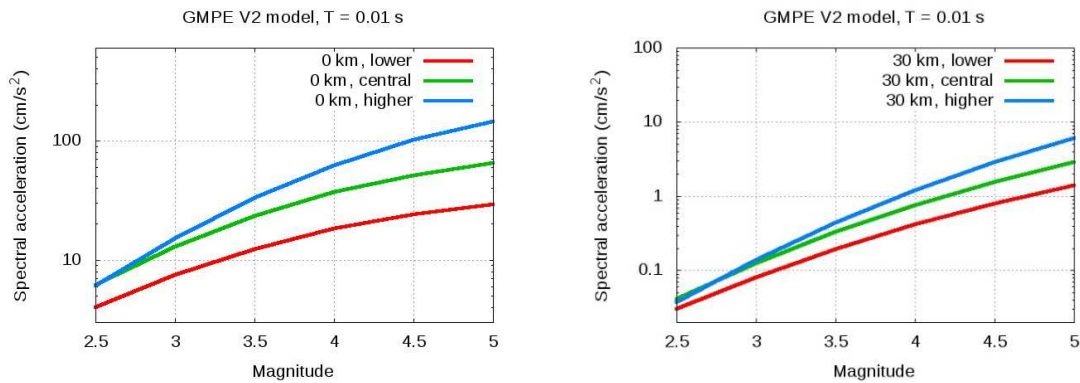


Figure 5: PGA values at the reference level for different magnitudes. The epicentral distance is 0 km and 30 km in the plot to the left and right, respectively.

Deltares (Kruivert et al., 2015, 2016) conducted in 2015 a series of onshore data surveys in Groningen to estimate variations in soil properties for the first 30-50 meter. The typical soil types are sand, clay and peat. In addition, seismic reflection data were used to determine the deeper structure until 120 m (i.e., low-pass filtered surface wave data) and the remaining structure further to -350 m (i.e., an improved time-to-depth model from seismic imaging). Kruiver et al. (2015, 2016) developed an integrated shear-wave velocity model for the first 350 m for Groningen. The specific geological zones as defined in the V2 hazard model are shown in Figure 6. The amplification factor for the period $T = 0.01$ s is presented next to the geological model. Generally, a higher shear wave velocity in the first 30 m is observed in the southern part of Groningen which is as well the area where the amplification effect is the least. The opposite is true as well.

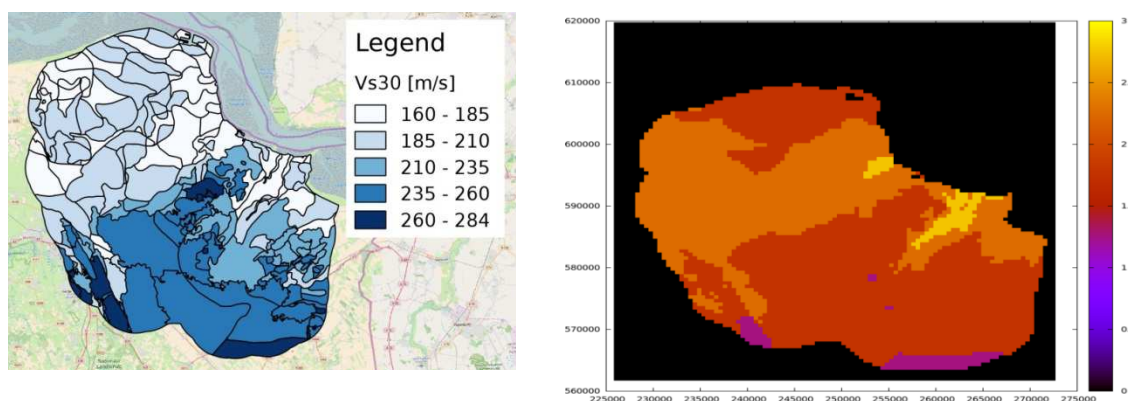


Figure 6: Illustration of the amplification factor due to shallow geology. Left: Geological zones and shear wave velocities in the shallow subsurface. Right: Example of the amplification factor due shallow geology for the period $T = 0.01$ s.

The V2 GMPE handles an uncertainty which is related to the fitting of the observed data from the Groningen station network and the modelling the amplification factor for measured soil properties. This uncertainty in the calculated spectral accelerations is given in

terms of the standard deviation (std). The shakemaps approach to compute the standard deviation follows the traditional ergonomic hazard approach (Rodriguez-Marek et al., 2014), and is therefore considered to be rather conservative. To estimate the range of the spectral acceleration for an event with a given magnitude and epicentral distance, a logarithm function is applicable according to the V2 GMPE. The lower and upper spectral acceleration is given by

$$\ln(Y [g]) = \ln(SA[g]) \pm std,$$

where SA in the unit [g] is the average spectral acceleration and Y in the unit [g] indicate the lower and upper value of the spectral acceleration.

To convert between cm/s^2 to g, the conversion factor $1/(100 \cdot g)$, where $g = 9.82 \text{ m/s}^2$. For example, an acceleration of 100 cm/s^2 converted to the unit of [g] is equal to 0.102 g.

5. Identification of “maximum considered earthquake” for industry areas in Groningen

The disaggregation analysis in the PSHA method is used to identify the most contributing induced events in Groningen in terms of magnitude and distance. For the industrial sites in Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand/Foxhol and Veendam, the distance to a possible epicenter is estimated. Then following the standard approach in hypocenter location techniques in seismology, the most likely epicenter location is found as the intersection between circles with specific distances (from the disaggregation analysis). A magnitude 5 event at the estimated epicenter is applied as the “maximum considered earthquake” scenario in the shakemaps calculations for the industrial areas in Groningen.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Delfzijl	~10
Eemshaven	~12

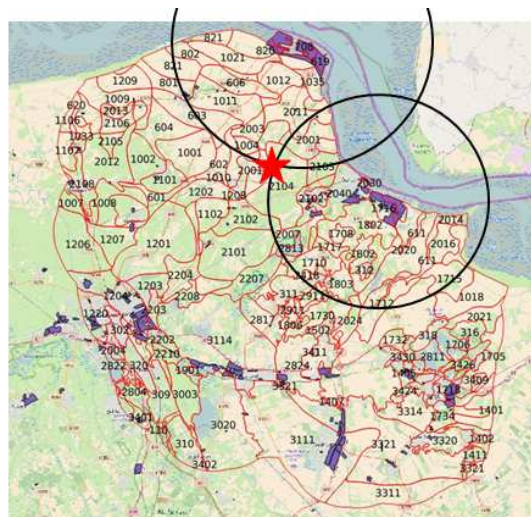


Figure 7: Earthquake scenario 1: “Maximum considered earthquake” scenario for industry in Delfzijl and Eemshaven.

The “maximum considered earthquake” scenario for Delfzijl and Eemshaven is presented in Figure 7. The disaggregation analysis for these two industry areas results in distances about 10-12 km from the specific sites. The intersection of the circles with radii equal to the disaggregation distances provide an epicenter (red star) in the Loppersum area between

Delfzijl and Eemshaven. The boundaries of the different geological zones are shown with red the line.

In similar vein for Hoogezand/Foxhol and Veendam, the epicenter for the “maximum considered earthquake” is estimated in a disaggregation analysis. However, this time it is observed for Hoogezand/Foxhol that the distance to the most contributing event depends on the spectral period. The estimated distance to Hoogezand/Foxhol is 3 km for periods in the spectrum lower than 1 s and 13 km for higher periods. Figure 8 and 9 show the epicenter of the “maximum considered earthquake” for Hoogezand/Foxhol and Veendam. These two cases of a “maximum considered earthquake” are less relevant for Delfzijl and Eemshaven because of longer epicentral distances which leads to smaller values for the spectral acceleration at industry sites.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Hoogezand /Foxhol	~3 for low periods
Veendam	~11

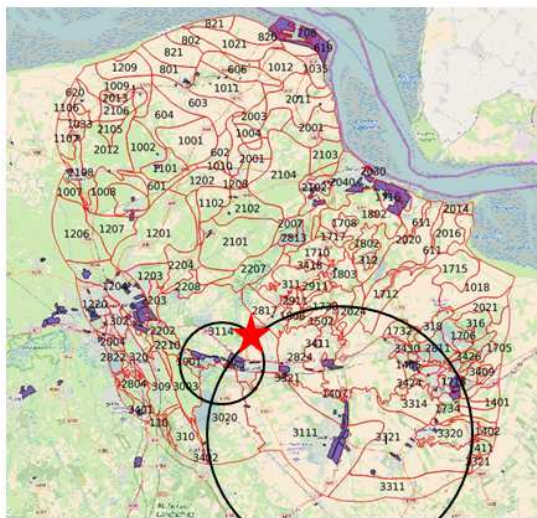


Figure 8: Earthquake scenario 2: “Maximum considered earthquake” scenario for industry in Hoogezand/Foxhol and Veendam.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Hoogezand /Foxhol	~13 for periods above 1 s
Veendam	~11
Delfzijl	~10

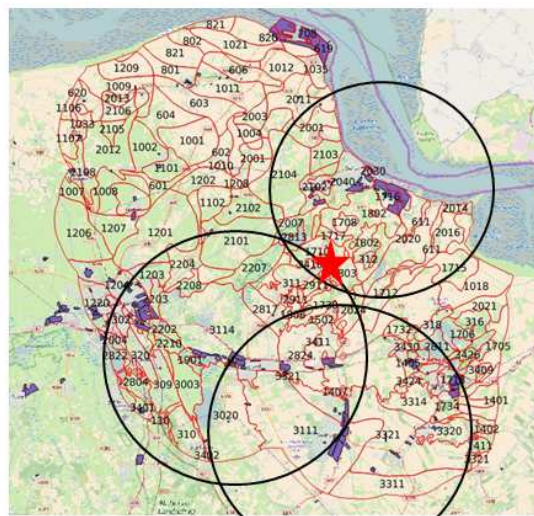


Figure 9: Earthquake scenario 3: “Maximum considered earthquake” scenario for industry in Delfzijl, Hoogezand/Foxhol and Veendam.

Earthquake scenario 3 points towards an epicenter closer to Delfzijl, but farther away from Hoogezand/Foxhol. A shorter distance to the site-specific location will generally produce higher spectral accelerations. The KNMI earthquake catalogue for Groningen does include recent events near Appingedam and Siddeburen. However, these events are weak with magnitudes lower than 1.1. That is why earthquake scenario 1 is considered the most realistic case for a “maximum considered earthquake” for Delfzijl in this report.

The strongest event recorded in Groningen is the 3.6 event in Huizinge on August 16, 2012. The station network in 2012 was much sparser than the current network configuration in Groningen with 80 station locations in and around the Groningen gas field. The available accelerometers during the 3.6 event in Huizinge recorded PGA values about 80 cm/s² and 10 cm/s² for the epicentral distances 2 km and 10 km, respectively. Figure 10 shows the recorded PGA values as function of epicentral distance for larger induced earthquakes in Groningen (p. 32 in Bommer et al., 2015).

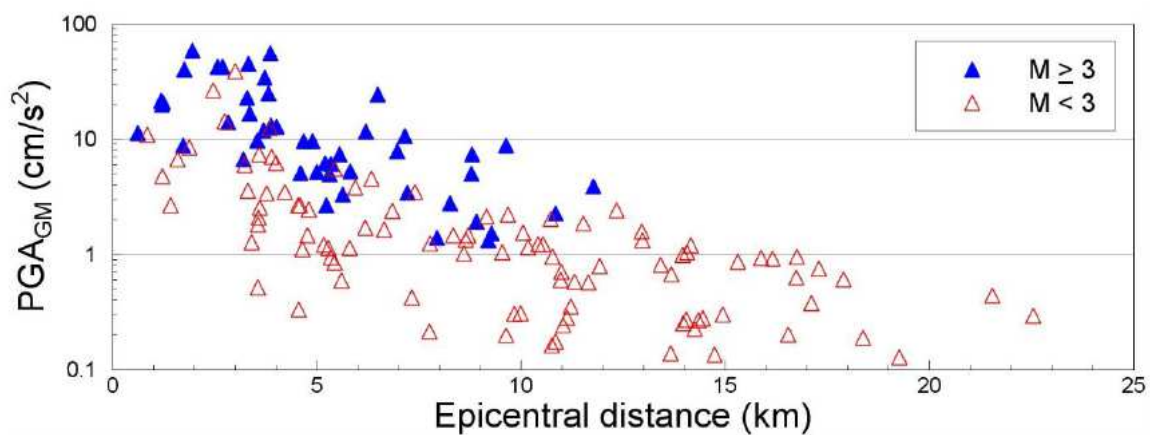


Figure 3.8. Geometric mean values of PGA against epicentral distance

Figure 10: Recorded PGA values as function of epicentral distance in the Groningen station network.

6. Shakemaps for Chemiepark in Delfzijl

The relevant “maximum considered earthquake” for Delfzijl and Eemshaven is shown once more in Figure 10. This is the case with the shortest distance between the epicenter and the two cities. The epicenter is indicated with a red star. Shakemaps is used to calculate spectral accelerations for the four periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s. Spectral accelerations for periods in between are obtained by interpolation using a characteristic spectrum for the specific site.

The complete shakemaps for the earthquake scenario 1 for the periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s are shown in appendix A. Only the general shakemap for the period $T = 0.3$ s with the greatest spectral acceleration values is added in Figure 11 in this section. The shakemaps for this event case at the other three periods show considerable smaller spectral accelerations. As expected, areas with geological zones close to the epicenter have the greatest acceleration because the damping inherent to geometrical spreading is smallest at shortest distances. However, notice that smaller spectral accelerations are observed in some

geological zones which are closer to the epicenter than neighbouring areas. This observation is explained by the amplification factor which depends on locale soil properties.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Delfzijl	~10
Eemshaven	~12

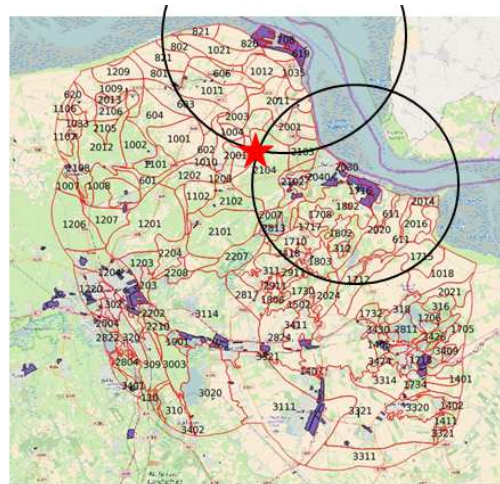


Figure 10: Earthquake scenario 1. This figure is presented in Figure 7.

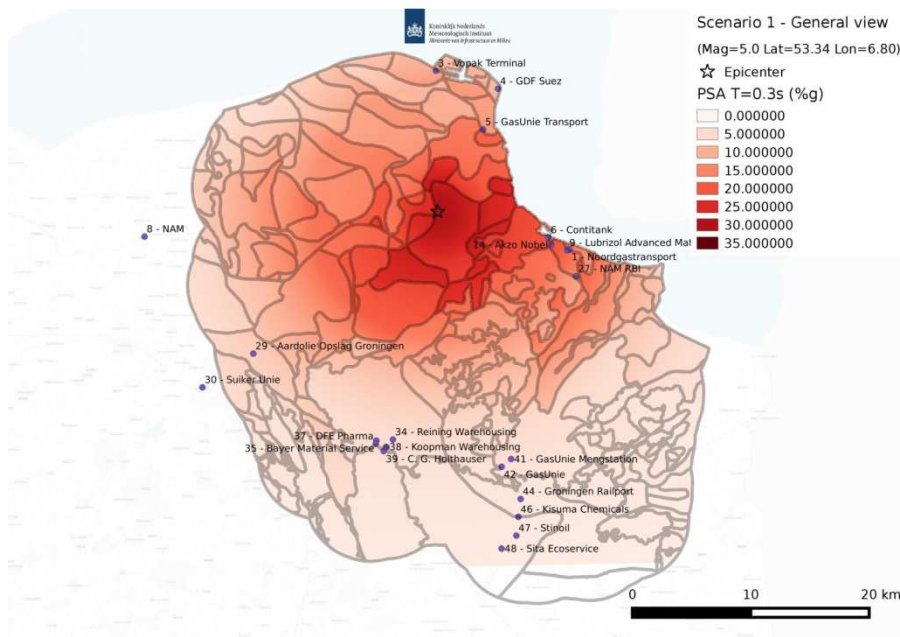


Figure 11: Shakemap with spectral acceleration for the period T = 0.3 s.

A zoom into the industrial area at the Chemiepark in Delfzijl is presented in Figure 12. Examples of industry distributed over the area are Contitank, Akzo Nobel, Noord Gas Transport, Lubrizol Advanced Materials and NAM (see green circles). To provide spectral accelerations at other locations in Delfzijl, arbitrary locations in all geological zones have been selected (see yellow circles). The impact on industry not specifically mentioned in this section can be estimated by finding the site location closest to one of the yellow circles. The spectral accelerations and standard deviations for each location either for a specific industry or location of geological zone are provided by csv files enclosed to this report.

The local shakemaps for the four periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s are presented in Figure 13. Notice that the colour scale representation is different in the four shakemaps. The shakemap for the period $T = 0.3$ s has the greatest spectral accelerations. The variation in the amplification effect in the geological zones covering Delfzijl is clearly seen in the local shakemaps plots.

For an example of interpolation of spectral accelerations in between the four periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s, the location for Akzo Nobel is used. Spectral accelerations for this industrial site are taken from the data file “Scenario1_values_industry.csv” and presented in Table 1. The greatest value for the spectral acceleration is found at the period $T = 0.3$ s as expected in the shakemaps. A characteristic spectrum for Delfzijl is computed and the four spectral acceleration values are added. See Figure 13 with the characteristic spectrum and spectral accelerations from Table 1. By tracing the red line in the spectrum, one can estimate spectral accelerations at other periods. The maximum spectral acceleration in the spectrum is not at the period $T = 0.3$ s, but rather at $T = 0.4$ s.

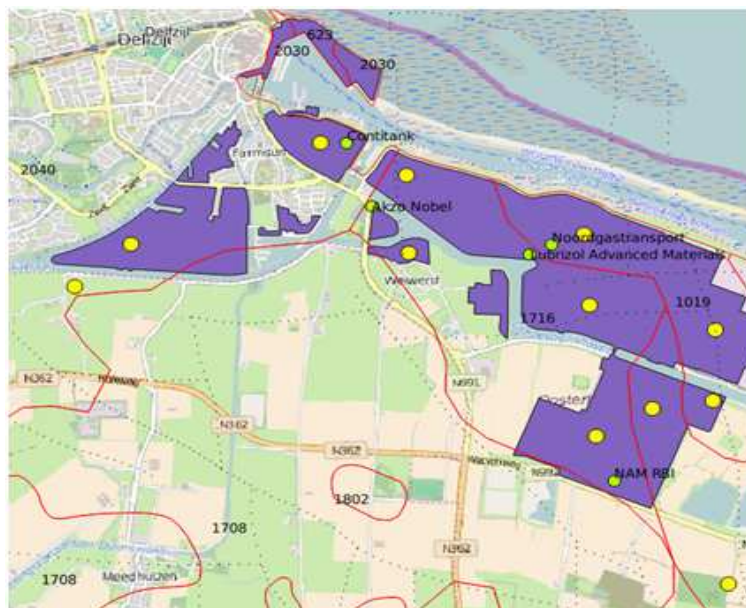
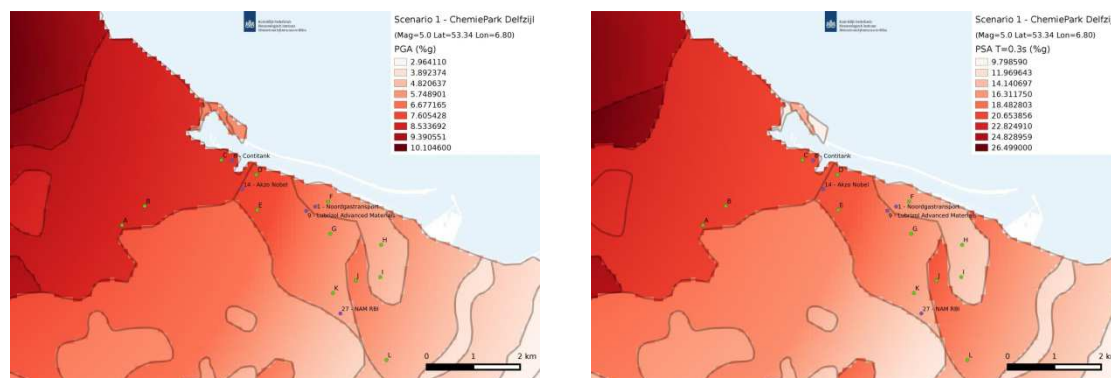


Figure 12: View of industrial area in Delfzijl with the location of industry and sites in different geological zones.



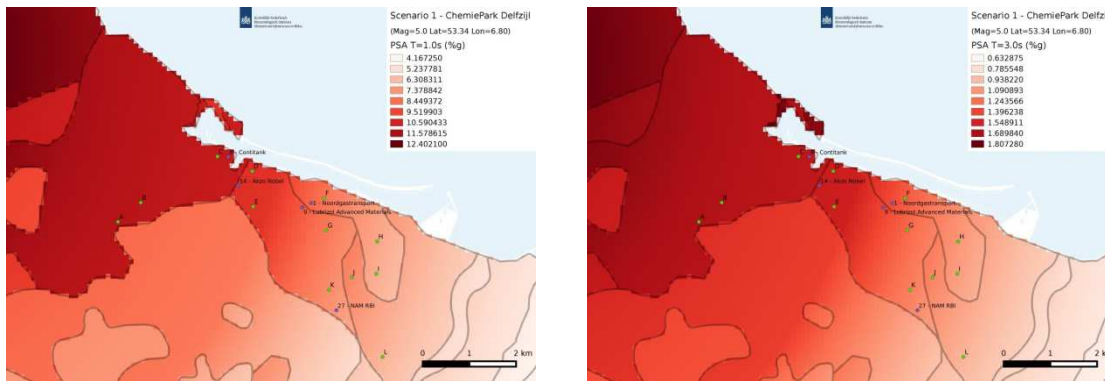


Figure 13: Local shakemaps of industrial area in Delfzijl with the location of industry and sites in different geological zones for the periods T = 0.01 s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s.

Location	PGA [g] (T = 0.01 s)	SA [g] (T = 0.3 s)	SA [g] (T = 1.0 s)	SA [g] (T = 3.0 s)
Akzo Nobel	0.08	0.2	0.11	0.02

Table 1: Spectral accelerations for Akzo Nobel.

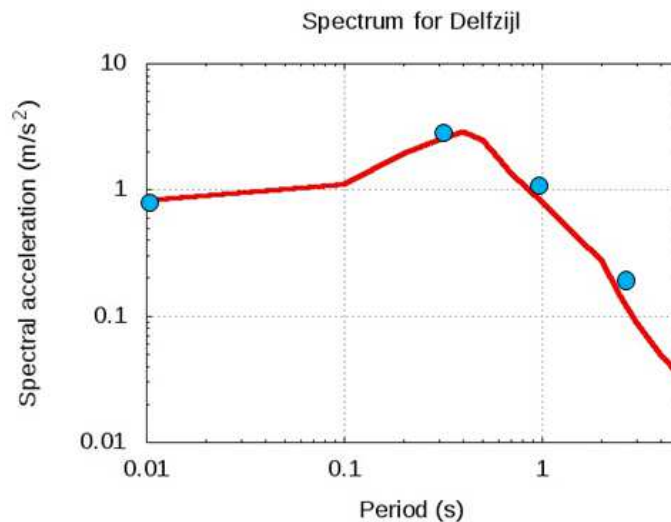


Figure 14: Characteristic spectrum with spectral accelerations for Akzo Nobel in Delfzijl.

7. Shakemaps for Eemshaven

The results presented for Eemshaven in this section are similar in structure to the ones in the section for Delfzijl. The spectral accelerations for Vopak are taken from the data file “Scenario1_values_industry.csv”. The conclusions of the site specific results are considered self-explaining by reviewing the figures. Only in the case of a deviation from the general impression compared to the results for Delfzijl, a specific note will be given.

The earthquake scenario 1 in Figure 7 is applicable for Eemshaven. The general shakemaps for this “maxium considered earthquake” are shown in Figure 11 and appendix A.

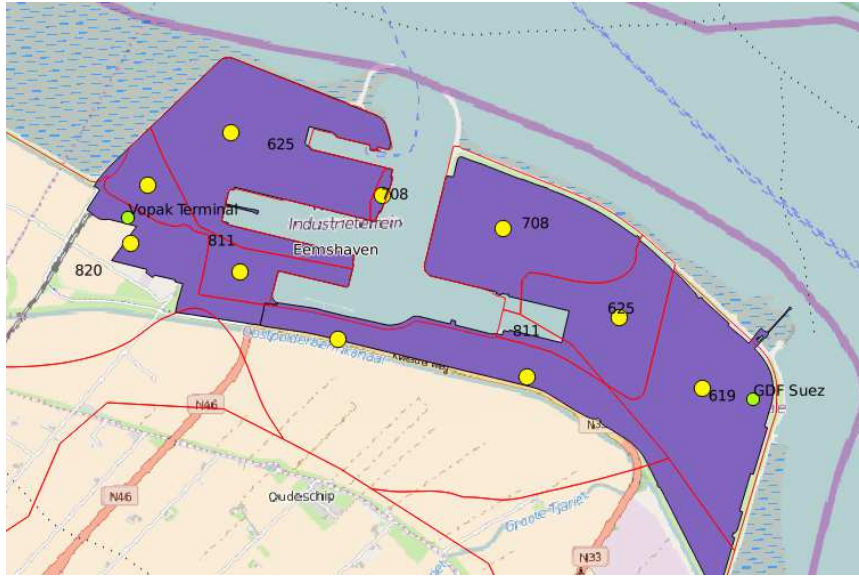


Figure 15: View of industrial area in Eemshaven with the location of industry and sites in different geological zones.

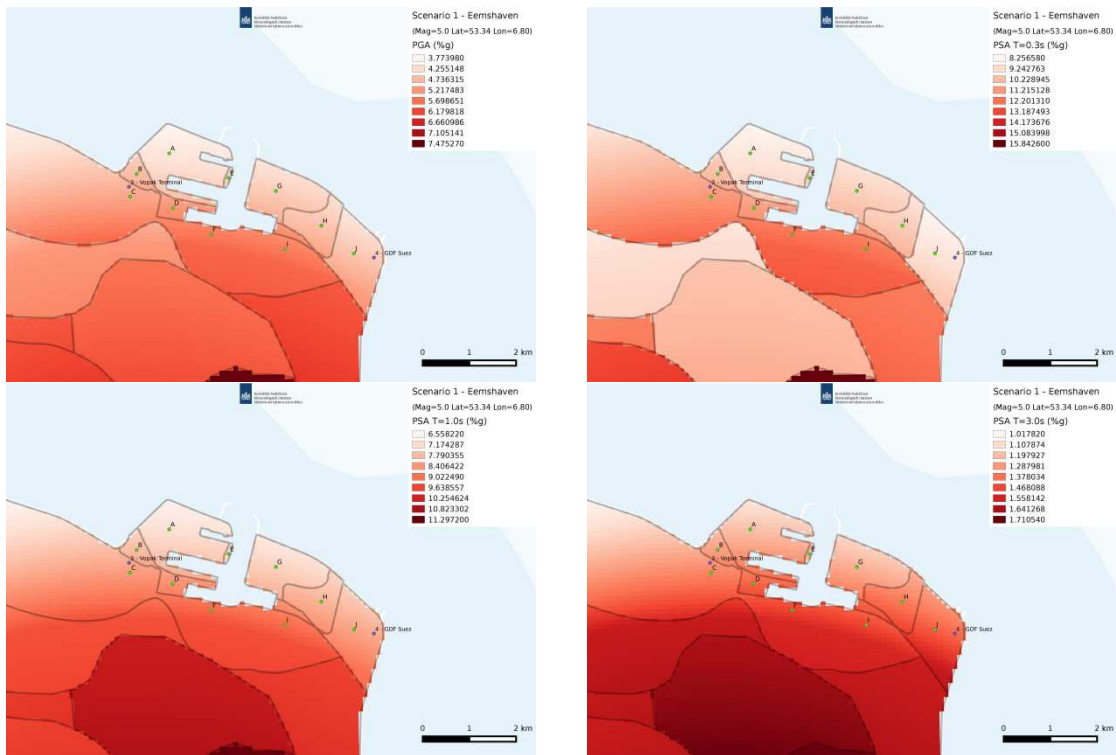


Figure 16: Local shakemaps of industrial area in Eemshaven with the location of industry and sites in different geological zones for the periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s.

Location	PGA [g] ($T = 0.01$ s)	SA [g] ($T = 0.3$ s)	SA [g] ($T = 1.0$ s)	SA [g] ($T = 3.0$ s)
Vopak	0.05	0.11	0.08	0.01

Table 2: Spectral accelerations for Vopak.

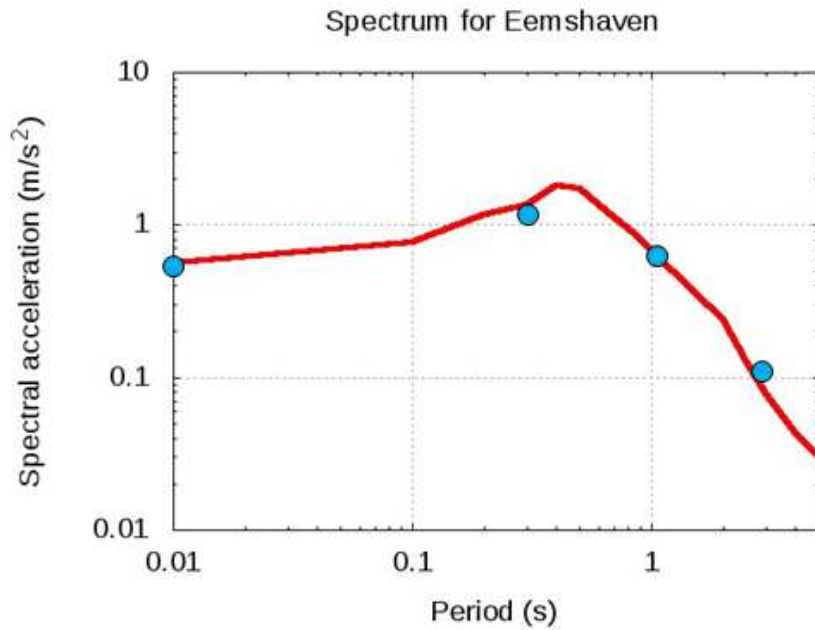


Figure 17: Characteristic spectrum with spectral accelerations for Vopak in Eemshaven.

8. Shakemaps for Hoogezand/Foxhol

The shakemaps for Hoogezand/Foxhol are based on earthquake scenario 2 for low periods and earthquake scenario 3 for periods above $T = 1.0$ s. The two earthquake scenarios are shown again in Figure 18 and 19. The general shakemaps for these two cases are shown in appendix B and C. Hoogezand and Foxhol have over the years merged into one area. A local plot of the industry and separate geological zones at Hoogezand/Foxhol is presented in Figure 20. DFE Pharma is used as an example of interpolation of spectral accelerations between the periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 and 3.0 s. The spectral accelerations come from the data file “Scenario2_values_industry.csv” and “Scenario3_values_industry.csv”.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Hoogezand /Foxhol	~3 for low periods
Veendam	~11

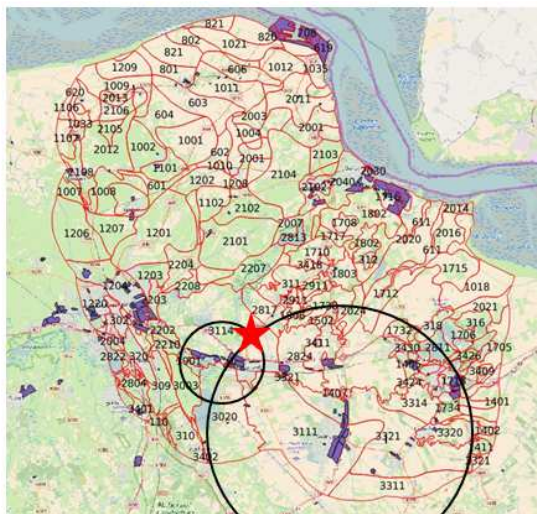


Figure 18: Earthquake scenario 2: “Maximum considered earthquake” scenario for industry in Hoogezand/Foxhol and Veendam.

Disaggregation distances

Location	Distance (km)
Hoogezand /Foxhol	~13 for periods above 1 s
Veendam	~11
Delfzijl	~10

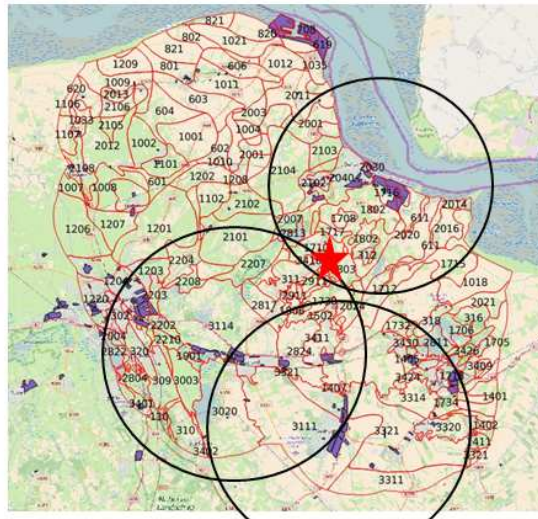


Figure 19: Earthquake scenario 3: “Maximum considered earthquake” scenario for industry in Delfzijl, Hoogezand/Foxhol and Veendam.

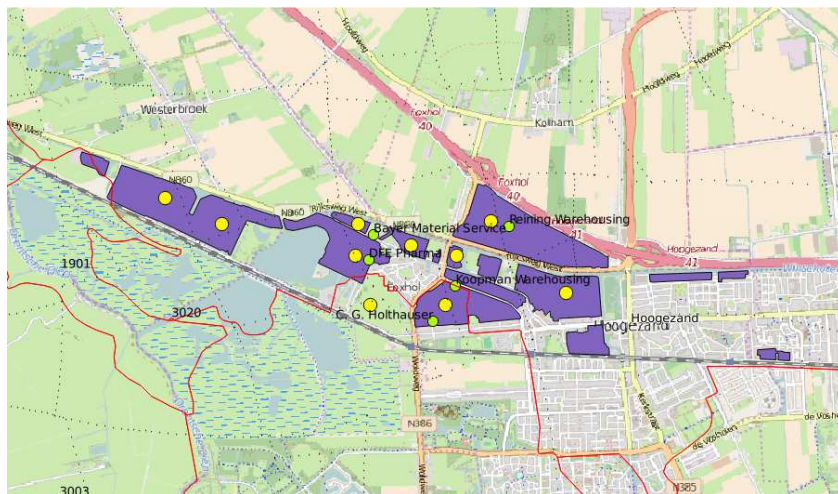
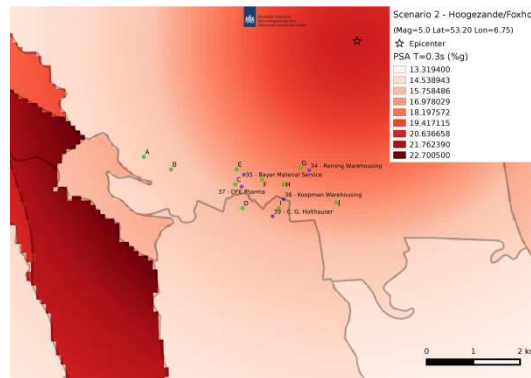
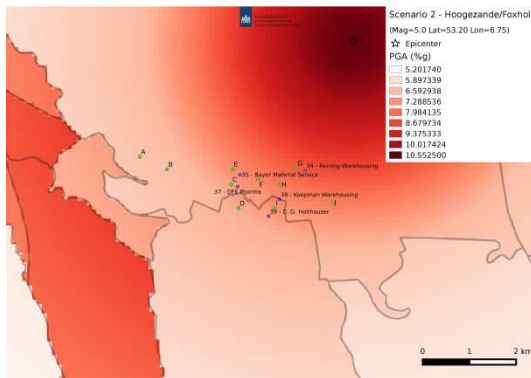


Figure 20: View of industrial area in Hoogezand/Foxhol with the location of industry and sites in different geological zones.



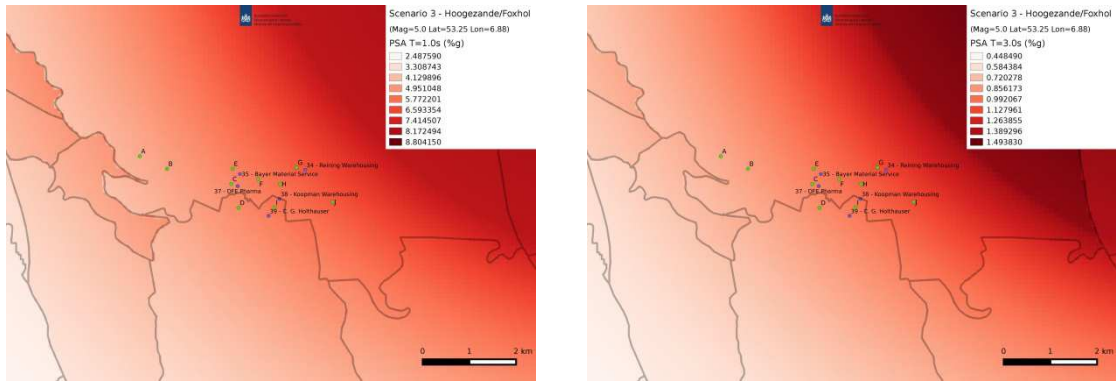


Figure 21: Local shakemaps of industrial area in Hoogezand/Foxhol with the location of industry and sites in different geological zones for the periods T = 0.01 s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s.

Location	PGA [g] (T = 0.01 s)	SA [g] (T = 0.3 s)	SA [g] (T = 1.0 s)	SA [g] (T = 3.0 s)
DFE Pharma	0.07	0.16	0.09	0.02

Table 3: Spectral accelerations for DFE Pharma.

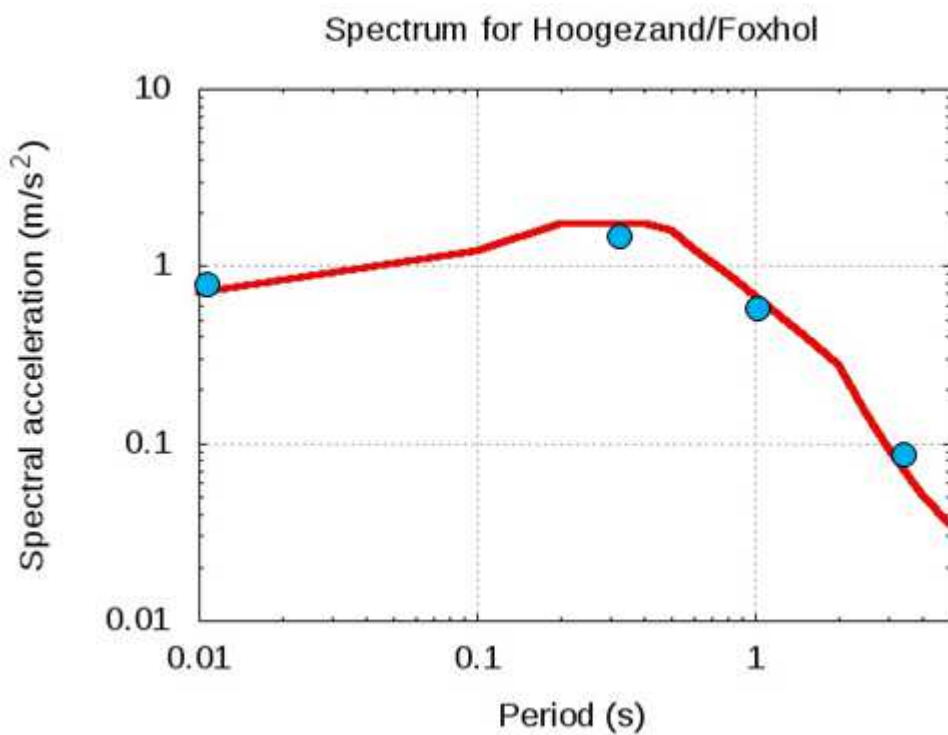


Figure 22: Characteristic spectrum with spectral accelerations for DFE Pharma in Hoogezand/Foxhol.

9. Shakemaps for Veendam

The results presented for Veendam are similar to the previous plots from Hoogezand/Foxhol. The spectral accelerations for Stinoil come from the data file

“Scenario2_values_industry.csv” and “Scenario3_values_industry.csv”. The graphics in this section is considered be to self-explaining.

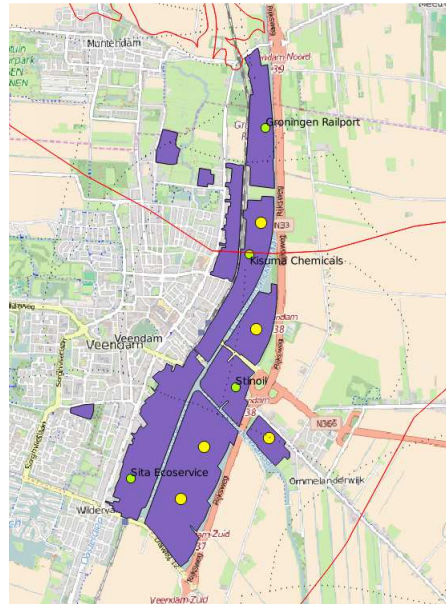


Figure 23: View of industrial area in Veendam with the location of industry and sites in different geological zones.

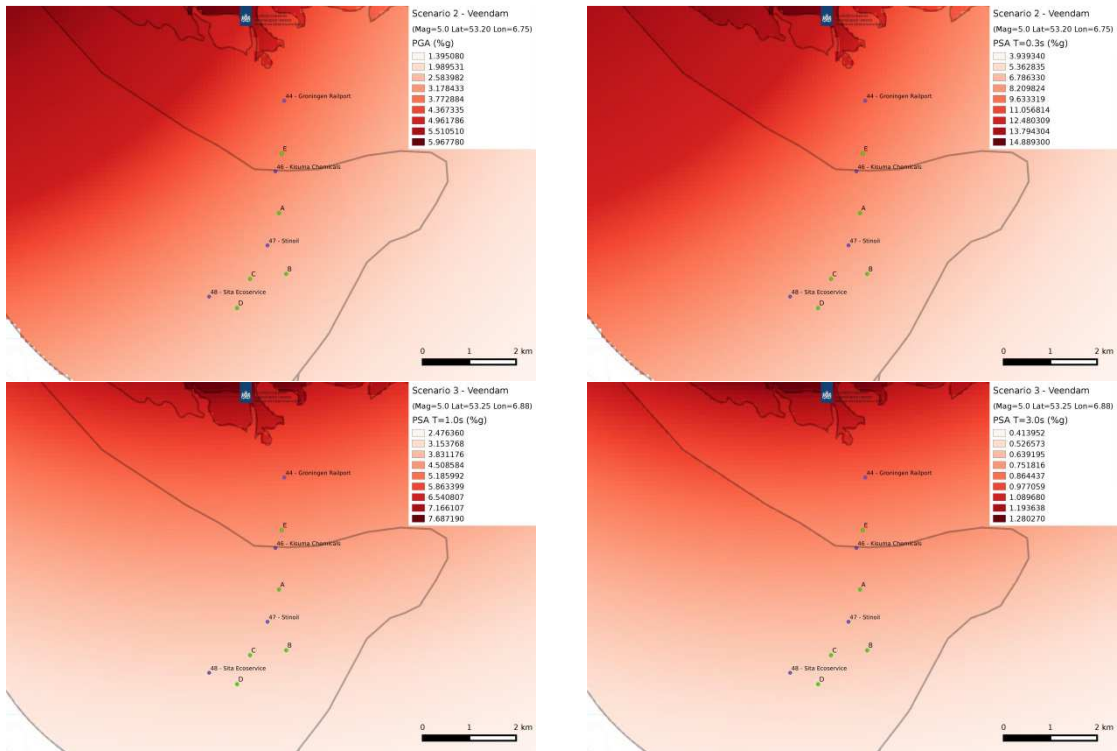


Figure 24: Local shakemaps of industrial area in Veendam with the location of industry and sites in different geological zones for the periods $T = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s.

Location	PGA [g] (T = 0.01 s)	SA [g] (T = 0.3 s)	SA [g] (T = 1.0 s)	SA [g] (T = 3.0 s)
Stinoil	0.03	0.08	0.04	0.006

Table 4: Spectral accelerations for Stinoil.

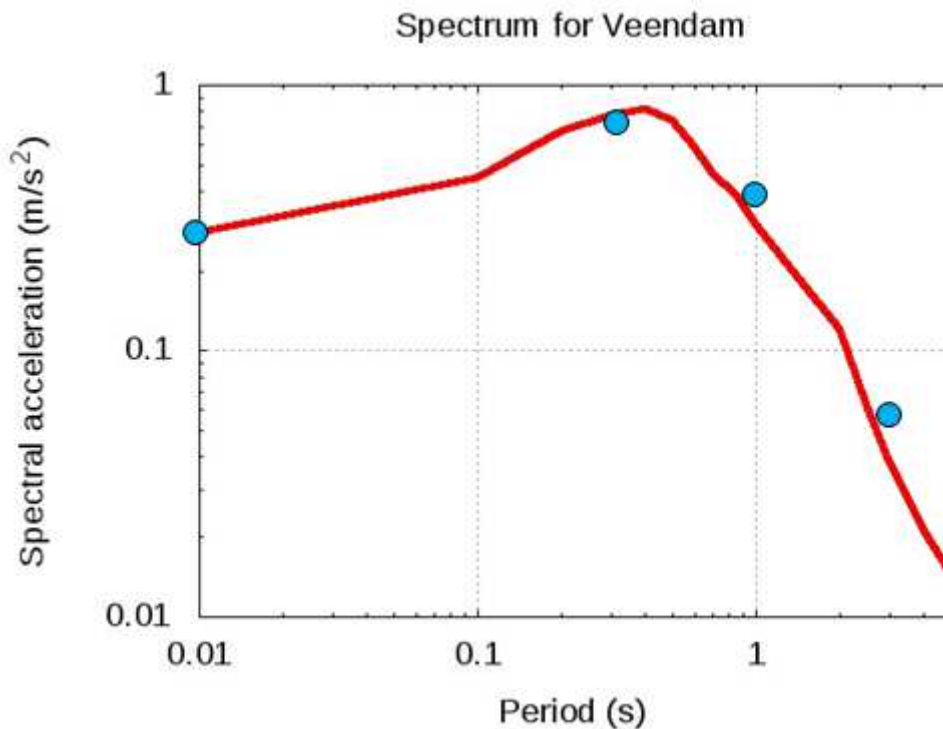


Figure 25: Characteristic spectrum with spectral accelerations for Stinoil in Veendam.

10. Conclusions

The KNMI advises to use as maximum credible magnitude $M_{max} = 5$ for induced earthquakes in Groningen. The maximum magnitude used at the KNMI has been set by comparing with similar hydro-carbon extraction fields in the world. Tectonic earthquakes resulting from induced earthquakes are considered to be very unlikely in Groningen.

The shakemaps for “maximum considered earthquake” scenarios for specific industry areas in Groningen are presented. The four industry areas are Chemiepark in Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand/Foxhol and Veendam. The GMPE for shakemaps comes from the V2 hazard model which has been specially developed for Groningen. The V2 hazard model accounts for the amplification factor due to local soil properties. A disaggregation method helped to determine the epicenter for a “maximum considered earthquake”.

Spectral accelerations for the periods $t = 0.01$ s, 0.3 s, 1.0 s and 3.0 s for industry sites and locations in separate geological zones in Chemiepark in Delfzijl, Eemshaven, Hoogezand/Foxhol and Veendam have been calculated with the shakemaps program. The spectra have a very characteristic shape inherent to the amplification factor for local soil properties. The characteristics of the spectrum is used to interpolate spectral acceleration values at other periods between 0.01 s and 5 s. The greatest spectral acceleration is found at

the period $t = 0.3$ s- 0.4 s. The maximum value depends mainly on the epicentral distance from the earthquake to the site as the magnitude of the single earthquake is fixed to 5.

Instead of a single spectral acceleration value, a range of the spectral acceleration related to uncertainties is provided in the shakemaps approach. The width of the range of spectral accelerations is related to uncertainties in the GMPE used in the hazard model. Shakemaps values for all locations are provided in csv-files for the respective earthquake scenarios. Please find enclosed to the report six data files for specific industry locations and geological zones in the four investigated areas (two files per scenario).

11. References

Akkar, S., M. A. Sandikkaya and J. J. Bommer, 2014, Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended-Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI:10.1007/s10518-013-9461-4.

Bommer, J.J., B. Dost, B. Edwards, P.J. Stafford, J. van Elk, D. Doornhof and M. Ntinalexis, 2016, Developing an Application-Specific Ground-Motion Model for Induced Seismicity, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **106**: 158–173, doi: 10.1785/0120150184

Bommer, J.J., B. Dost, B. Edwards, P.P. Kruiver, P. Meijers, M. Ntinalexis, B. Polidoro, A. Rodriguez-Marek & P.J. Stafford (2015). *Development of Version 2 GMPEs for Response Spectral Accelerations and Significant Durations from Induced Earthquakes in the Groningen Field*. A report prepared for NAM, Version 2, 29 October 2015, 515 pp.

<http://www.namplatform.nl/feiten-en-cijfers/feiten-en-cijfers-onderzoeksrapporten.html>
<http://feitenencijfers.namplatform.nl/download/rapport/cbef666c-607b-4be2-a6e6-3d0dd0271b52?open=true>

Bourne, S.J., S.J. Oates, J. van Elk & D. Doornhof (2014). A seismological model for earthquakes induced by fluid extraction from a subsurface reservoir. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* **119**, 8991-9015.

Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **58**, 1583-1606.

Kruiver, P.P., G. de Lange, A. Wiersma, P. Meijers, M. Korff, J. Peeters, J. Stafleu, R. Harting, R. Dambrink, F. Busschers and J. Gunnink (2015). Geological Schematisation of the shallow subsurface of Groningen- For site response to earthquakes for the Groningen gas field. Deltares report No. 1209862-005-GEO-004-v5-r, 16 March 2015.

<http://feitenencijfers.namplatform.nl/download/rapport/3b07c1cd-bd46-40cc-bfc7-2dface2ac6a7?open=true>

Kruiver, P.P., E. van Dedem, R. Romijn, G.L. de Lange, M. Korff, J. Stafleu, J.L. Gunnink, A. Rodriguez-Marek, J.J. Bommer, J. van Elk, D. Doornhof (2016), An integrated shear-wave velocity model for the Groningen gas field, *Bull. Earthq. Eng.*, (Submitted for publication).

NAM (July 2016). *Report on Mmax Expert Workshop*. Nederlandse Aardolie Maatschappij B.V., 481 pp. <http://feitenencijfers.namplatform.nl/download/rapport/cef44262-323a-4a34-afa8-24a5afa521d5?open=true>

NAM (2015). *Hazard and Risk Assessment for Induced Seismicity in Groningen: Interim Update November 2015*. Nederlandse Aardolie Maatschappij B.V., 159 pp. www.namplatform.nl

NAM Winningsplan 2016, www.namplatform.nl.

Rodriguez-Marek, A., E. M. Rathje, J. J. Bommer, F. Scherbaum and P. J. Stafford (2014). Application of Single-Sigma and Site-Response Characterization in a Probabilistic Seismic-Hazard Analysis for a New Nuclear Site, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **104**, 1601-1619.

Appendix

A: General Shakemaps for Delfzijl and Eemshaven, earthquake scenario 1

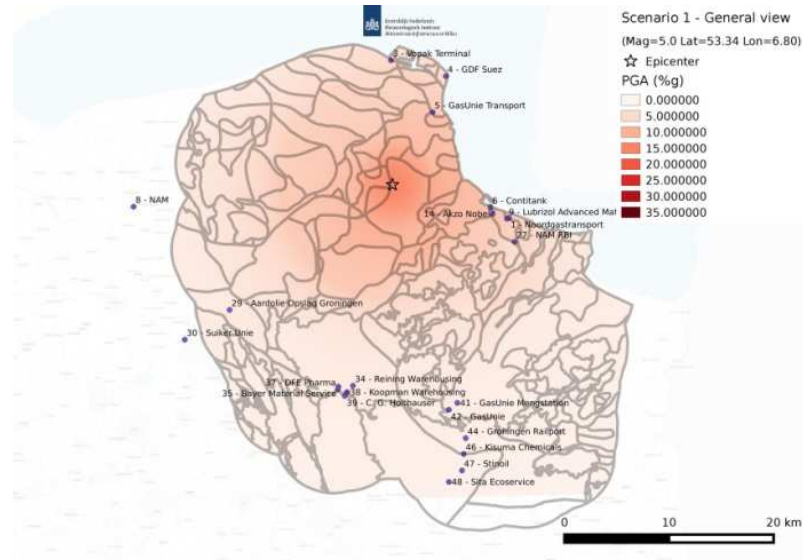


Figure A1: Shakemap for the period $T = 0.01$ s.

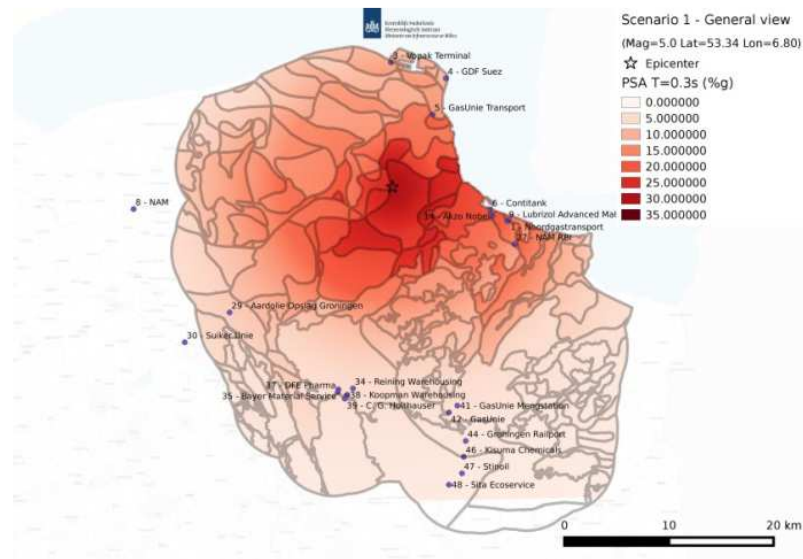


Figure A2: Shakemap for the period $T = 0.3$ s.

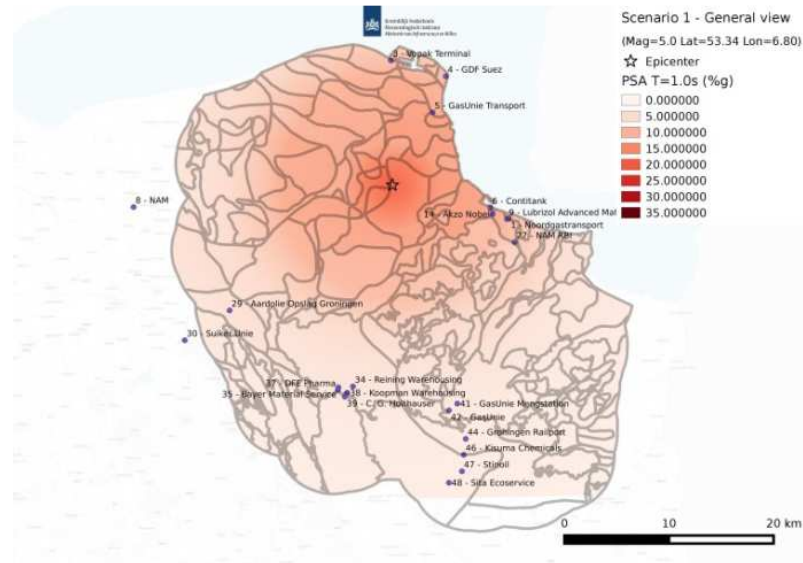


Figure A3: Shakemap for the period T = 1.0 s.

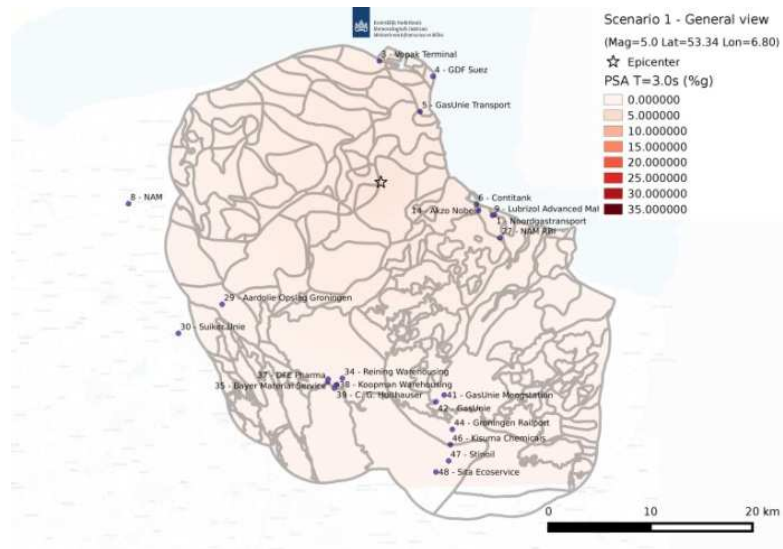


Figure A4: Shakemap for the period T = 3.0 s.

B: General Shakemaps for Hoogezand/Foxhol and Veendam, earthquake scenario 2

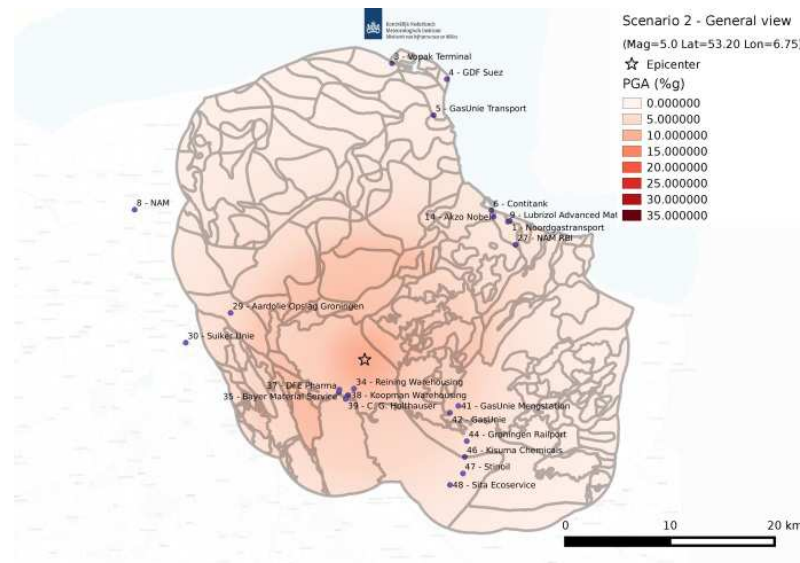


Figure B1: Shakemap for the period $T = 0.01$ s.

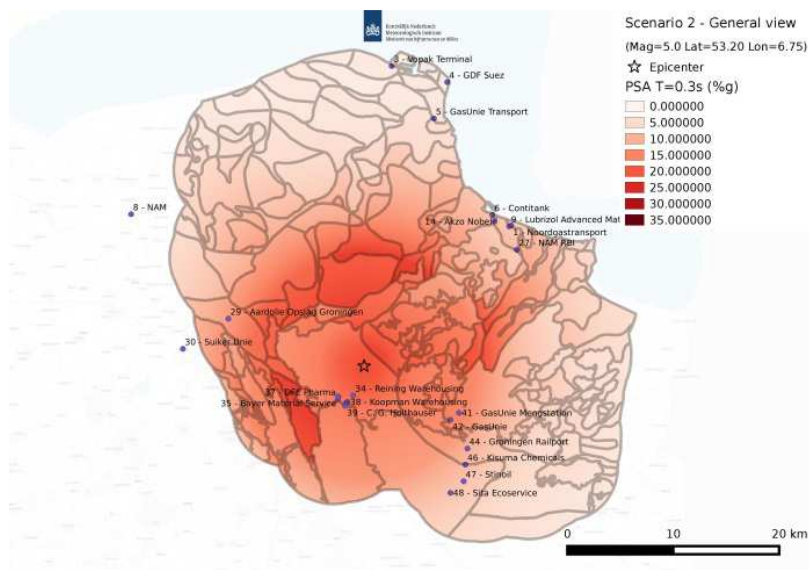


Figure B2: Shakemap for the period $T = 0.3$ s.

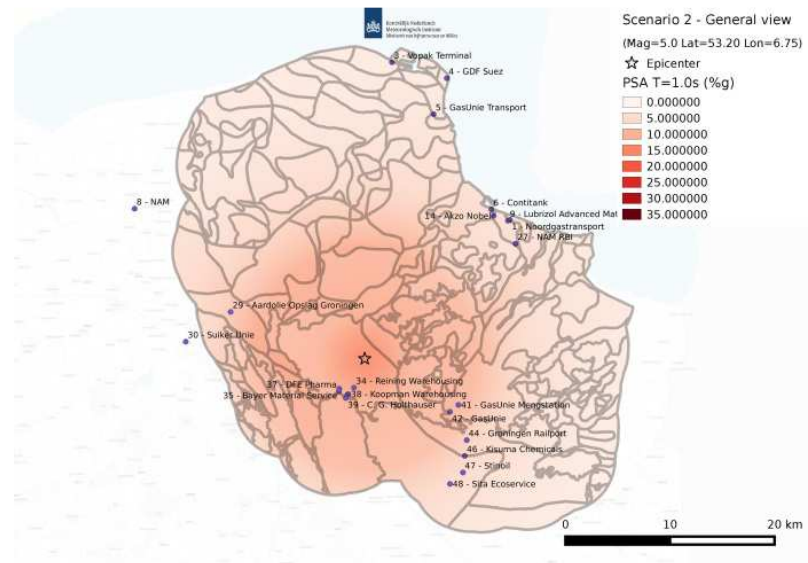


Figure B3: Shakemap for the period T = 1.0 s.

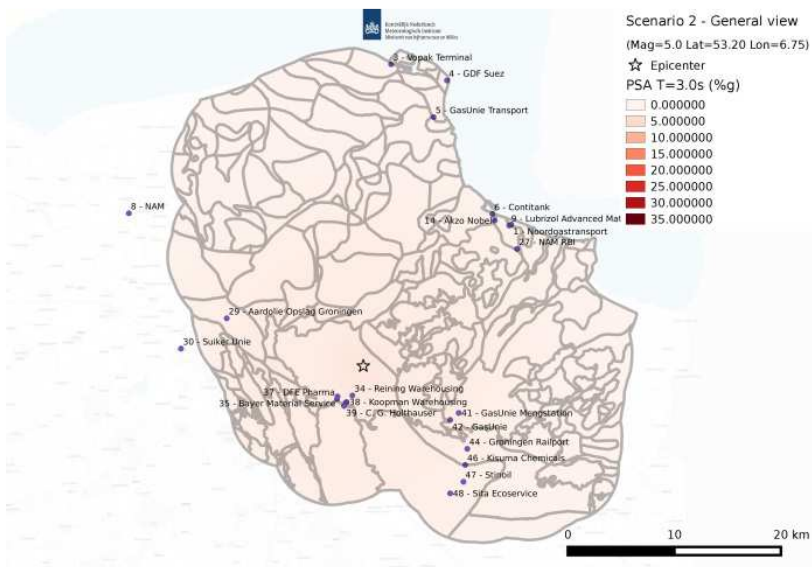


Figure B4: Shakemap for the period T = 3.0 s.

C: General Shakemaps for Hoogezand/Foxhol and Veendam, earthquake scenario 3

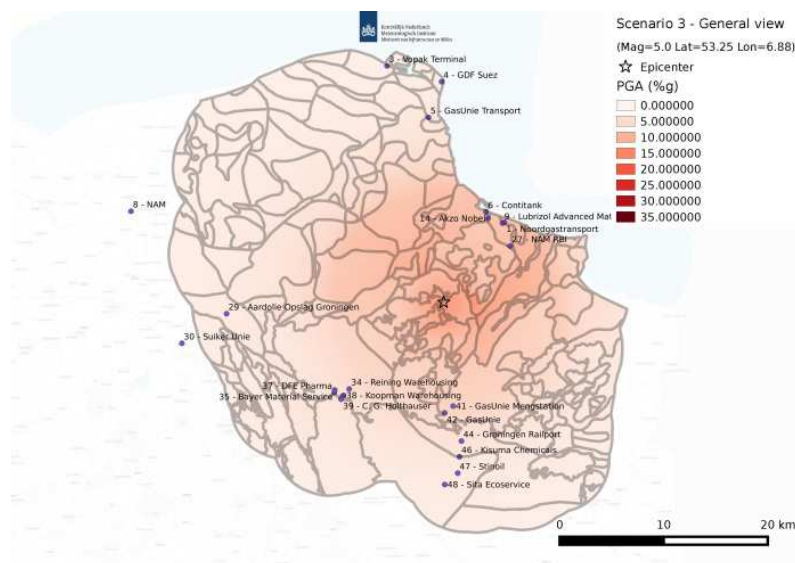


Figure C1: Shakemap for the period $T = 0.01$ s.

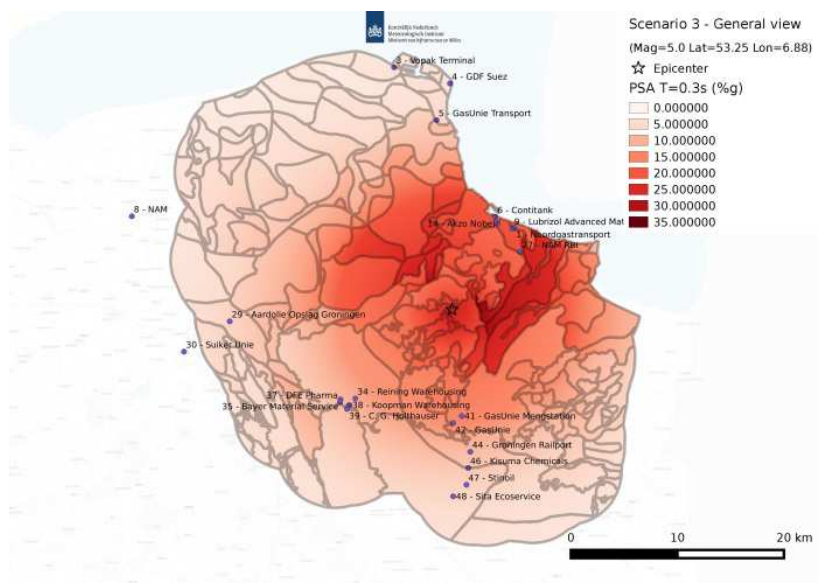


Figure C2: Shakemap for the period $T = 0.3$ s.

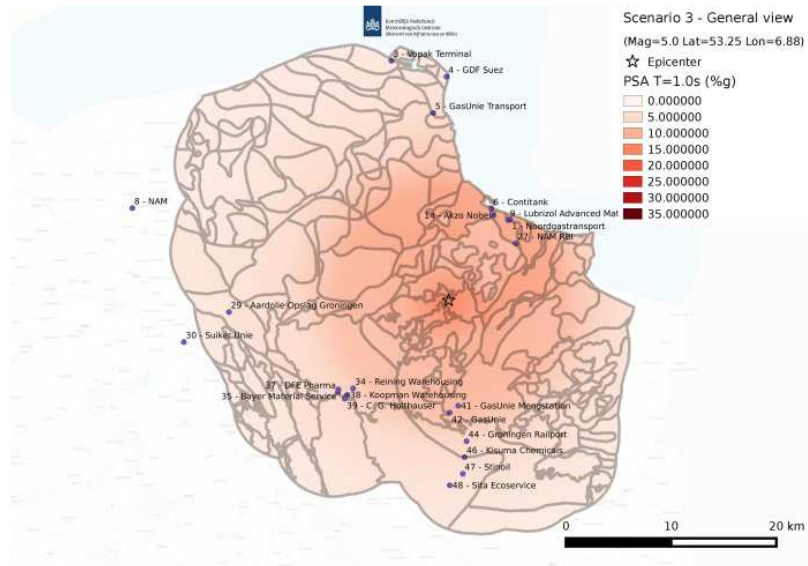


Figure C3: Shakemap for the period T = 1.0 s.

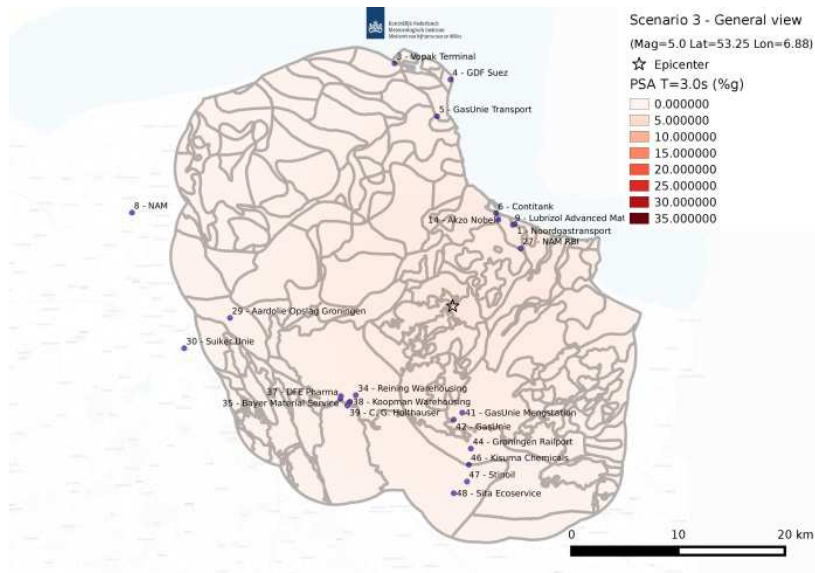


Figure C4: Shakemap for the period T = 3.0 s.

Bijlage 4. Generic Basis of Design (GBoD) for the structural verification of industrial facilities in Groningen: a *first screening* of the seismic capacity



Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen

Gebouw 23

**Stevinweg 1 / Postbus 5048,
2628 CN Delft / 2600 GA Delft**

T +31 (0) 15 27 89225

M +31 (0) 63 44 57387

E A.Tsouvalas@tudelft.nl

Title: Generic Basis of Design (GBoD) for the structural verification of industrial facilities in Groningen: a *first screening* of the seismic capacity

Prepared by: Dr.ir. A. Tsouvalas, Prof.dr. A.V. Metrikine, Prof. dr.ir. J.G. Rots

Under the auspices of the workshop: “Werkgroep maatgevende aardbevingsbelasting” chaired by Prof. dr. Ira Helsloot.

Doc. Date: October 24, 2016

Doc. Nr.: CM-2016-19

Version: Definitive

1. Introduction

This Generic Basis of Design (GBoD) document provides an overview of the methodology to be followed for a *first screening* of the seismic capacity of the industrial facilities in Groningen. It gives a brief description of the seismic input (as provided in the report by KNMI) and the methods to be used for the verification of the structural capacity based on the availability of structural models. This is not a stand-alone document; the technical note at the end of this document as well as the KNMI report prepared under the auspices of the workgroup form an integral part of it.

The technical note composed by TU Delft includes a description of the method to be followed for the verification of the seismic capacity of the industrial facilities. In addition, for the seismic input the reference document is the report by KNMI which additionally includes a set of files with the ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectra to be applied in the design.

2. Definition of the seismic action

The basic representation of the seismic action is provided in terms of ground acceleration response spectra in the two relevant directions, i.e. horizontal and vertical. The spectra are derived on the basis of the maximum considered earthquake to be expected as described in the KNMI report. Two sets of spectra are provided at each location:

- i) The first set corresponds to the expected values of the ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectrum obtained at the surface of ground and will be referred to hereafter as the "*acceleration response spectrum*" (defined either in the horizontal or the vertical direction).
- ii) The second set corresponds to the increased - by a standard deviation - ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectrum and will be referred to hereafter as the "*extreme¹ acceleration response spectrum*" (either in the horizontal or the vertical direction). The formula to be used to obtain the increased ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectrum is given in the KNMI report.

2.1 Horizontal acceleration response spectrum

The representation of the seismic action in the horizontal direction is a 5 percent damped horizontal acceleration response spectrum at the surface of the ground derived at each location of interest as explained in detail in the KNMI report. The exact values of the spectral ordinates are explicitly provided at four structural periods namely, $T=0.01s$ (effectively treated hereafter as the peak ground acceleration, PGA); 0.3s; 1.0s; 3s. The exact values of the ordinates of the spectrum are given in the KNMI report (files containing the spectral ordinates at each specific location). A continuous (as a function of the structural period T of the system) response spectrum can be derived on the basis of suitable interpolation of these four spectral ordinates to a characteristic acceleration response spectrum in the region. The resulting graphs per location are reproduced in the KNMI report.

The 5 percent damped horizontal acceleration response spectrum constitutes the representation of the seismic action in the horizontal direction with no further modification, i.e. use of importance factors.

¹ The word "extreme" here is chosen for convenience and it should not be related to any other definition of extreme events used in the literature.

2.2 Vertical acceleration response spectrum

The ordinates of the 5 percent damped vertical acceleration response spectrum are derived directly from the ones of the 5 percent damped horizontal acceleration response spectrum by multiplying the latter with a constant -per structural period T of the oscillator- factor. The multiplier can be obtained from the average values shown in the graph on p.345 in *Bommer et al.*². The resulting 5 percent damped vertical acceleration response spectrum defines the seismic action in the vertical direction with no further modification, i.e. use of importance factors.

2.3 Displacement response spectrum

The displacement spectrum in the relevant direction, i.e. either horizontal or vertical, can be derived by the following formula:

$$S_d(T, \xi = 5\%) = S_a(T, \xi = 5\%) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

In the formula above, $S_d(T, \xi = 5\%)$ denotes the ordinate of the 5 percent damped displacement response spectrum, $S_a(T, \xi = 5\%)$ is the ordinate of the 5 percent damped acceleration response spectrum, and T is the structural period of interest.

3. Calculations and structural verifications

The analysis of the structural integrity will be based on a two-step approach as described below.

Step 1:

An analysis will be carried out using the simplified method (effectively based on hand-calculations, i.e. a lateral force method as specified in the Eurocode 8) in which a detailed FE model of the structure is not required and the verification should be carried out in accordance with the ULS as defined in the relevant parts of the Eurocodes (see also the TUD technical note at the end of this document). An outline of a suitable model of this group is Model III of a liquid storage tank structure as described in the TUD technical note. Once the loads are defined and the resulting stresses and member forces are determined, the safety checks (failure modes of the structure and of the soil-foundation system) will be carried out in accordance with the relevant parts of the Eurocodes. Specific procedures for checking the capacity of the foundations and the liquefaction potential of the soil are included in the NPR 9998:2015 in accordance with the relevant parts of the Eurocodes³. Similar procedures should be followed for other type of structures⁴ (other than liquid storage tanks).

² Bommer, J.J., Dost, B., Edwards, B., Kruiver, P.P., Meijers, P., Ntinalexix, M., Polidoro, B., Rodrigues-Marek, A., and Stafford, P.J. Development of Version 2 GMPEs for Response Spectral Accelerations and Significant Durations from Induced Earthquakes in the Groningen Field, Version 2, 29 October 2015.

³ In the absence of a calibrated, region specific methodology for induced earthquakes, it is recommended to apply the Boulanger and Idriss (2014) method [Boulanger R. W. and Idriss I. M. (2014), 'CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures', UCD/CGM-14/01], using the Peak Ground Acceleration (PGA) values provided by KNMI at the surface of the soil profile as input (effectively the ordinates of 5 percent damped response acceleration spectrum at T=0.01s as defined in Appendices A and C). It is noted that applying the Boulanger and Idriss (2014) method without region-specific modifications will, most likely, result in a conservative assessment.

Step 2:

An analysis will be carried out using the modal response spectrum method of analysis with the inclusion of higher-order modes and the explicit consideration of a FE model of the structure for the determination of the stresses and strains (equivalent to either Model I or Model II of the TUD technical note). The verification should be carried out in accordance with the ULS as defined in the relevant parts of the Eurocodes. For example, such a model should provide an estimation of the spatial distribution of the internal pressures at the inner side of the liquid storage tank, and subsequently the stress resultants and member forces can be determined. Consequently, the safety checks (failure modes of the structure and of the soil-foundation system) need to be carried out in accordance with the relevant parts of the Eurocodes. Similar procedures should be followed for other type of structures (other than liquid storage tanks).

The analysis will be carried out separately for seismic input corresponding to two cases:

- I. The expected values of the ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectra, i.e. the "*acceleration response spectra*" as defined in section 2 above;
- II. The increased (by a standard deviation) ordinates of the 5 percent damped acceleration response spectra as obtained by the use of the equation provided in the KNMI report, i.e. the "*extreme acceleration response spectra*" as defined in section 2 above.

Thus, for each structure, the steps above will lead to four calculations; two different methods⁵ for the determination of the resulting actions (steps 1 and 2 above) and two sets of seismic input (*normal* and *extreme* ordinates of the 5 percent damped elastic response spectra).

4. First screening of the seismic capacity

The completion of the analysis proposed in section 3 (by performing the Modal Response Spectrum Method of Analysis or by performing the simple hand calculations when applicable) can result in one of the following three outcomes:

- **Group 1:** A structure satisfies the ULS-norm for both sets of seismic input, i.e. seismic set (i) and seismic set (ii).
- **Group 2:** A structure satisfies the ULS-norm for seismic input set (i) but not for seismic input set (ii);
- **Group 3:** A structure does not satisfy the ULS-norm for any of the two sets of ground input motions, i.e. neither seismic set (i) nor seismic set (ii).

Structures falling into the different groups are characterized by varying seismic capacity and each structure shall fall into only one of the three groups mentioned above. Structures in Group 1 have higher seismic capacity than the ones in Group 2, and structures in Group 2 have higher seismic capacity than the ones in Group 3. For the structures that fall into Group 3 strengthening measures should be proposed such that they are upgraded to one group higher.

⁴ Once the verification of the structural integrity is completed, a verification of the individual components of the industrial facility (pipelines, connections, storage facilities, process equipment, etc.) needs to be carried out in accordance with the existing international (and/or national) codes and practices.

⁵ The application of the GBoD for the investigation of the seismic capacity in the four pilot case studies has provided insight into the cases in which a hand calculation was sufficient for the determination of the resulting seismic action in the structures. In a follow-up analysis it is thus not necessary to perform both steps 1 and 2 as described above. When the structures do not satisfy the structural regularity criteria in plan and/or elevation (section 4.2.3 of NEN-EN 1998-1), one can proceed directly with step 2 to verify the seismic capacity of the system by developing a suitable FE model and applying seismic actions set (i) and set (ii) as specified above.

5. Conclusions of the four pilot case studies

The application of the analysis proposed in this document to the four pilot case studies in the region of Groningen provided insight into a number of elements that need to be considered additionally to the ones mentioned under sections 1 to 4 above. These items are discussed further in this section and should be considered in the future application of this document.

5.1 *Lateral force method versus Modal Response Spectrum method of analysis (MRA)*

Structures within the pilot study were analysed by two methods:

- i) hand calculations, which are effectively based on the lateral force method as described in section 4.3.3.2 of NEN-EN 1998-1 and the relevant parts of NEN-EN 1998-4 and
- ii) Modal Response Spectrum method of Analysis (MRA) as specified in 4.3.3.3 of NEN-EN 1998-1 and the relevant parts of NEN-EN 1998-4.

The choice between these two methods is based essentially on the structural regularity conditions in plan and elevation as specified in section 4.2.3 of NEN-EN 1998-1. In addition, the lateral force method should essentially yield a conservative estimation of the resulting stresses and deformations in the structures which implies that higher order modes do not contribute to the structural response (or their contribution is negligibly small). For the structures analysed in this pilot investigation either the conditions of structural regularity as specified in NEN-EN 1998-1 were not met or the correct distribution of stresses and strains was not captured with the application of the lateral force method. Thus, for future studies, and in order to be able to capture the normative failure mechanisms in similar structural systems, a MRA is the minimum requirement (equivalent to either Model I or Model II of the TUD technical note). The lateral force method (effectively based on hand calculations) can only be applied to get a first rough estimation of the seismic capacity but not for the final determination of the seismic capacity in order to group the structures as mentioned in section 4 above.

5.2 *FE models including fluid-structure interaction*

When the analysis of the seismic capacity requires the modelling of coupled systems which contain structure-fluid interaction, i.e. FE models of liquid storage tanks, a careful choice of the software able to perform such an analysis is required. Results of this pilot study has revealed that regular FE software used for steel structures is not always suitable for modal analysis of liquid storage tanks when one considers models of the Type II of the TUD technical note in which the fluid is substituted by an added mass at the inner side of the wall of the steel tank. More elaborated software may be capable of dealing with models of Type I of the TUD technical note (fluid-structure interaction models in which the fluid is modelled explicitly). Careful choice of the appropriate FE package is thus required when performing these type of analyses.

5.3 *Consideration of vertical component of the seismic action*

For the verification of the seismic capacity of industrial facilities in Groningen the vertical component of the seismic action should always be taken into account. For the induced earthquakes in Groningen the ratio of vertical-to-horizontal accelerations can be considerably higher compared to ground motion recordings from tectonic earthquakes.

5.4 *Correction formulae (A.24) of NEN-EN 1998-4 (p.52)*

The expression (A.24) of NEN-EN 1998-4 on page 52 is retrieved from Scharf et al.⁶ In the original paper by Scharf et al. a factor 2 is included in the denominator. Without this correction, equation (A.24) gives an incorrect estimation of the impulsive eigenperiod when compared to (A.35). Since the original reference document by Scharf et al. contains the factor 2 in the denominator it can be concluded that equation (A.24) is most likely wrongly copied from the original reference document. Thus, for future application of the GBoD, we advise the use of equation (A.24) of NEN-EN 1998-4 with the additional factor 2 in the denominator (resulting thus in the doubling of the eigenperiod).

6. Technical Note

The TU Delft technical note on liquid storage tanks starts at the following page.

⁶ Scharf, K., Beiträge zur Efrassung des Verhaltens von erdbebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4. Bauingenieurwesen, Nr. 97, VDI Verlag Düsseldorf, 1990.



Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen

Gebouw 23

**Stevinweg 1 / Postbus 5048,
2628 CN Delft / 2600 GA Delft**

T +31 (0) 15 27 89225

M +31 (0) 63 44 57387

E A.Tsouvalas@tudelft.nl

Title: Technical Note: Verification of the ultimate limit state (ULS) of liquid storage facilities in Groningen

This document has been prepared under the auspices of the workgroup: "Maatgevende aardbevingsbelasting" chaired by Prof. dr. Ira Helsloot.

Prepared by:	Dr. ir. A. Tsouvalas	Chair Dynamics of Solids and Structures
Checked by:	Prof. dr. A.V. Metrikine	Chair Dynamics of Solids and Structures
Approved by:	Prof. dr. ir. J.G. Rots	Head Department of Structural Engineering
Doc. Date:	October 13, 2016	

Contents

1. Introduction
2. Definition of the seismic input
3. Definition of the design limit state
4. Seismic analysis of structures (simple method)
5. Seismic analysis of structures (advanced method)
6. References

1. Introduction

This document provides a brief explanation regarding the calculation procedure that can be followed for the verification of the structural integrity of industrial facilities in the north of the Netherlands (Groningen) under seismic loading. Although the text is written with the design of liquid storage tanks in mind, the procedures described herein can be followed for other structures, i.e. silos, pipelines etc., provided that the relevant seismic input are available in each case. This document forms an integral part of the Generic Basis of Design (GBoD) which is prepared under the auspices of the workgroup "maatgevende aardbevingsblasting" chaired by Prof. dr. Ira Helsloot.

This document is not meant to substitute any standard procedure that is normally applied for the checking of the structural integrity of the industrial facilities. The focus is solely placed on the clarification of the adjustments needed to the standard methods because of the different approach followed in the derivation of the seismic input. The document contains some explanatory notes for the specialised structural engineer as well as some suggestions for modification of the standard methods in order to comply with the current form of the seismic input provided by KNMI. It is assumed that the engineer is already familiar with the design of structures of similar type as well as with the relevant design codes. Keeping that in mind, the document introduces only those changes that the engineer should consider when performing the calculations without discussing the calculation procedures in detail. The details of the calculation methods for assessing the structural integrity for different types of structures are given in the individual Basis of Design (BoD) documents as prepared by the engineering firms under the auspices of this workgroup.

The structure of the document is as follows. First, the definition of the seismic input is given with the emphasis placed on the differences with respect to standard methods used in earthquake engineering and the need to modify the soil damping during the structural analysis. Second, the definition of the design limit state is given which corresponds to the maximum credible earthquake to be expected in the region. Third, the *simple method* is described to analyse the seismic response of structures depending on the availability of various models and modelling approaches. Finally, an advanced method is presented should further investigation be required in the future.

2. Definition of the seismic input

2.1 Basic representation of the seismic action according to NEN-EN 1998-1:2004

The basic representation of the seismic action according to NEN-EN 1998-1:2004 [1] is an elastic ground acceleration response spectrum (called hereafter the elastic response spectrum) obtained at the surface of the soil. The standard practice in the derivation of an elastic response spectrum does not account for the non-linear soil response. In section 3 of NEN-EN 1998-1:2004, the elastic response spectra are derived on the basis of a linear response of the soil; for different soil types and intensity of the seismic events two sets of spectra are proposed (Type 1 and Type 2 elastic response spectra). Any corrections for additional dissipation provided by the soil, in the form of physically non-linear behaviour (or radiation damping), are incorporated at a later stage during the seismic analysis of the structural system. In particular, NEN-EN 1998-5:2004 provides a guideline for the increase in the overall critical damping ratio of the system to account for the inelastic

response of the foundation soil at varying strain level; the latter related to the expected intensity of the ground motion.

2.2 Representation of the seismic action by KNMI

The seismic input provided by KNMI are based on site-specific analysis which takes into account the (physically) non-linear soil behaviour in the upper soil layers, i.e. Version 2 Ground Motion Prediction Equations (v2 GMPEs) for response spectral accelerations [2]. Thus, the representation of the seismic action, although similar to NEN-EN 1998-1:2004, is a response spectrum which accounts additionally for the inelastic response of the soil from the depth of the so-called "engineering bedrock" (-350m from the ground surface) until the soil surface. This response spectrum will be used as the main seismic input for the verification of the capacity of the industrial facilities without any modification (use of importance factors etc.), and will be called hereafter the Non-linear Response Spectrum (NLRS) with the understanding that the term "non-linear" refers here only to the (physically) non-linear behaviour of the soil material and not to that of the structure.

2.2.1 General background on the derivation of the NLRS

The derivation of the NLRS is based on vertical wave propagation through a soil column of an induced motion at a certain depth that takes into account the physical non-linearity in the upper soil medium. The wave propagation from the earthquake focus up to a predefined "bedrock" level (assumed at -350 m below the surface of the soil) is assumed linear. The response of the upper 350 m of the soil column includes the physical non-linearity of the soil material, albeit in an equivalent linear formulation [3]. In addition, during the derivation procedure, it is assumed that the surface of the ground is stress-free. This means that the NLRS corresponds to a free-field non-linear ground motion which does not consider the presence of the structure which rests on top of the soil (in the case of shallow foundations) or the presence of piles embedded into the soil (in the case of structures resting on pile foundations). One must note the presence of the structure, i.e. stiffness, mass, and damping, can alter the motion of the surface of the soil significantly, especially when large heavy liquid storage tanks are resting on relatively soft soils that can deform considerably. In other words, soil-structure interaction and its effect on the response spectrum are not considered in the derivation of the NLRS.

2.2.2 High-pass filtering of the derived spectral ordinates

The high-pass filtering (cut-off of the long structural periods) applied in the derivation of the NLRS should, ideally, not be less than $T=6$ seconds in view of the need to include response spectrum quantities at long structural periods associated with the convective motion of the liquid (sloshing of the liquid). In those cases in which the high-pass filtering has been applied at periods shorter than the one mentioned above, this should explicitly be mentioned to the structural engineer. When no spectral ordinates are provided at the long periods mentioned above - due to the limited amount of strong motion recordings available for the derivation of the NLRS as described in [2]- the corresponding ordinates of the NLRS can effectively be assumed equal to zero.

2.2.3 Fitting of the spectral ordinates to obtain the continuous NLRS

When the values of the NLRS to be applied in the design are not provided as a continuous function of the structural period T of the oscillator $[S_a(T)]$, i.e. are given at a subset of structural periods and in the form of a discrete spectrum instead ($T=0.01; 0.3; 1.0; 2.0$ seconds), then the continuous NLRS can be obtained by suitable fitting (interpolation) of the spectral ordinates provided at the discrete periods to a characteristic acceleration spectrum for the region provided by KNMI. By suitable fitting the following is understood; the characteristic spectrum should be scaled accordingly to minimise the difference between the final NLRS (continuous spectrum) and the discrete values (misfit) for the structural periods of interest.

2.2.4 Basic information needed by the structural engineer

For the seismic analysis of the structural elements the following input need to be provided at each location: (i) contour maps with the peak ground acceleration ("shake maps" at $T=0.01s$); (ii) non-linear response spectra (NLRs) at the several locations (derived as described above); and (iii) the soil material properties, i.e. dynamic modulus of elasticity, Poisson's ratio and density, of the upper (few) soil layer(s) at the relevant strain level expected during the considered earthquake event as used for the derivation of the NLRs by KNMI. Any alternative representation of the soil material constants that can lead to the aforementioned basic quantities as, for example, the *Lamé* coefficients for the soil description, is also relevant. The information of the soil properties for this study should be gathered by appropriate SPT and/or SCPT performed for the site under consideration in accordance with the relevant international and/or national codes.

2.2.5 Correction of the KNMI response spectra for different values of the critical damping ratio ξ

In order to be applied by the engineer for the design of new structures (or the verification of the capacity of existing structures) according to the Eurocode provisions (NEN-EN 1998-4:2007 **[4]**), the NLRs should be provided for at least two values of the critical damping ratio of the structure, namely, $\xi=5\%$ and $\xi=0.5\%$. The use of the correction factor " η " as suggested in NEN-EN 1998-1:2004 under 3.2.2.2(3) may not be applied directly in the provided NLRs since the latter are derived on the basis of non-linear soil behaviour. Thus, the derivation of response spectra for different values of the critical damping ratio of the structure may not be scaled linearly for values of $\xi \neq 5\%$ as it is customary in earthquake engineering. Since the scaling of the various branches of the NLRs for different values of η is generally unknown, it is recommended to provide directly the NLRs for (at least) the requested values of ξ mentioned above.

2.2.6 Recommendation regarding soil damping for the seismic analysis

In view of assumptions mentioned above, one may not make use of the additional material damping described under section 2.3.3 of NEN-EN 1998-4:2006 for the soil, since the non-linear soil behaviour is already exploited in the derivation of the NLRs. Due to the inherent uncertainties in the process of the derivation of site-specific spectra (and the deviation from the usually adopted procedure given in NEN-EN 1998-1:2004), it is advisable:

- i) not to consider any additional damping for the soil (physical) non-linearity (as described in NEN-EN 1998-5:2004 **[5]**, section 4.2.3); and
- ii) to consider only limited additional damping for the radiation of elastic waves into the soil in case that significant exploitation of the non-linear soil response is to be expected. This second component may need further investigation at a later stage in order to justify the amount of radiation damping to be applied in the design together with the use of the NLRs.

In those cases in which there is not sufficient data to justify the choice of additional soil radiation damping to be used in the analysis, the ordinates of the NLRs should be applied as are without further modification.

2.3 Additional notes

It is important to mention here that the derivation of a NLRs which considers the (physically) non-linear behaviour of the soil, does not necessarily lead to reduced seismic loads when it comes to structural design. In other words, and although the provided spectral quantities may be significantly reduced with respect to their equivalent ones obtained by considering a fully linear soil behaviour, the resulting seismic action to be considered in the design for the Ultimate Limit State (ULS defined in section 3 below) may not (necessarily) be reduced. Although seemingly paradoxical, this can happen due to several reasons as explained below.

2.3.1 Consideration of additional damping for the soil according to NEN-EN 1998-5:2004

First, the provisions in the NEN-EN1998-5:2004 allow for significant amounts of damping ratios to be used (once justified) due to the physically non-linear behaviour of the soil beneath the foundation and the radiation of energy away from the vibrating structures (damping ratios up to $\xi_{\max}=25\%$ are allowed). Thus, for seismic events (yielding considerable strain levels in the soil), the combination of elastic spectra together with behaviour factors that incorporate such high percentages of damping may (very well) lead to design spectra ordinates less conservative than the ones obtained in the NLRS.

2.3.2 Significance of the constant acceleration plateau of the response spectrum

Second, the exploitation of the non-linear soil response together with the vertical wave propagation over a soil column may result in NLRS that concentrate the energy in a very narrow band of structural periods, i.e. a single peak (or limited constant acceleration plateau) in the acceleration response spectrum in contrast to a wider constant acceleration plateau usually adopted in the design (NEN-EN 1998-1:2004). The presence of such sharp peaks depends very much on the choice of the soil column characteristics, for example, its material properties and depth. A larger depth may lead to a wider constant acceleration plateau in the NLRS and smaller values of the response quantities. Thus, the choice of the depth of the soil column becomes critical, especially when non-linear behaviour is exploited. A sensitivity analysis with respect to this point is recommended as a further research item should NLRS be adopted as are in future designs.

For the design engineer, the presence of a single sharp peak in the NLRS may turn to be crucial for the determination of the seismic loads. Since the majority of the design methods rely on the use of the response spectrum method of analysis, it is important to look beyond the fundamental modes of vibration, since higher modes of vibration may turn out to be critical for the correct determination of the seismic load (especially when the fundamental mode is positioned away from the peak of the NLRS). In other words, the fundamental mode with high participation mass may not be sufficient to determine the design loads as higher modes (with reduced participation mass) may yield higher seismic loads if their natural periods are positioned closer to the peak (or *narrow* constant acceleration plateau) of the spectrum.

2.3.3 Significance of the soil-structure interaction effects

Third, the presence of a structure on top of the soil may alter the position of the peak of the NLRS (and in fact the shape of the spectrum itself) because the fundamental period of the structure-soil system differs from the one of the soil column alone. In traditional seismic design, which makes use of the classical elastic response spectra, this fact may not be that crucial because the shifting of the natural period of the structure-soil system may still lie within the relatively wide constant acceleration plateau. However, when this constant acceleration plateau vanishes altogether, a small modification of the natural period of the coupled system may yield a completely different seismic load. This issue needs further investigation and could be a point of further research should NLRS become standard practice in the seismic design.

2.3.4 Recommendation for future research

For all the reasons mentioned above, it is advisable to perform as an additional research item at least one analysis (at a later stage) in which the traditional design method based on the linear response spectrum is applied together with the necessary reduction to account for soil damping instead of the use of NLRS as seismic input.

3. Definition of the design limit state

3.1 Design limit state for controlled release of contents

The limit state to be checked is defined according to the Ultimate Limit State (ULS) given in section 2.1.2 of NEN-EN 1998-4:2007 as follows:

For particular elements of the network, as well as for independent units whose complete collapse would entail severe consequences, the ULS is defined as that of a state prior to structural collapse that, although possibly severe, would exclude brittle failures and would allow for a controlled release of the contents. When the failure of the aforementioned elements does not entail severe consequences, the ULS may be defined as corresponding to total structural collapse.

3.2 Damage limitation state (DLS) and required input

No Damage Limitation State (DLS) can be checked at the current stage with the input provided by KNMI as this would entail the need to perform a separate analysis to obtain a new set of acceleration response spectra corresponding to a different seismic scenario of a lower return period for the new design seismic event (DLS). The method proposed in NEN-EN 1998-4:2006 (section 2.2 under point (3)) for the reduction of the design seismic action with a factor of $v=0.4\sim 0.5$ cannot be applied in this case since the derivation of the input acceleration response spectra is based on a non-linear soil response which cannot be scaled linearly with a constant reduction factor as proposed in NEN-EN 1998-4:2007.

To be able to check the DLS, KNMI should provide additional seismic input relevant to the correspondent seismic event which is not the maximum credible earthquake expected in the region but a seismic event of a higher probability of exceedance. The satisfaction of the DLS, should this be required for controlling the damage and costs, could be checked in the future. This is not part of the verification proposed in this GBoD.

4. Seismic analysis of structures (simple method)

4.1 Basic method of analysis

Based on the seismic input provided by KNMI as described above, the basic method of analysis, when hand calculations are not applicable according to the provisions of EN 1998-1 (2004) [1], should be the **Modal Response Spectrum method of Analysis (MRSA)**.

4.1.1 Structural models for the verification of the design criteria for the Ultimate Limit State

The basic model to be used (when hand calculations are not applicable according to the provisions of EN 1998-1 (2004) [1]), should be a linear Finite Element (FE) model of the structure. In particular, for the case of liquid storage tanks, one of the three approaches described below should be followed based on the availability and type of FE models developed.

Model I

When the FE model of the structure **includes** the dynamic motion of the liquid, i.e. a dynamic FE model of the coupled tank-liquid system is available, then the modal response spectrum method of analysis can be carried out in accordance with:

- a. NEN-EN 1998-1:2004 (specifically section 4.3.3.3);
- b. NEN-EN 1998-4:2007 (section 4, considering additionally the specifications defined above regarding the modification of the soil damping);

For this analysis an eigenvalue problem of the tank-liquid system needs to be solved first followed by the modal response spectrum method of analysis which should be carried out in the usual way for obtaining the final stresses acting in the various parts of the shell structure.

The verification of the seismic capacity for the corresponding ULS should then be carried out in accordance with NEN-EN 1998-4:2007 taking into account the relevant parts of NEN-EN 1998-5:2004 and NEN-EN 1993-4-2:2007 [6]. In particular, the following should be checked:

- a. Global stability of the liquid storage tank;
- b. Yielding of the steel shell taking into account the special provisions given in NEN-EN 1998-4: Annex A.9 (for uplifting when required) as well as the provisions in NEN-EN 1998-4: Annex A.10;
- c. Buckling in shear;
- d. "Elephant foot" buckling and elastic buckling (Annex A.10);
- e. Failure of the anchors (only for anchored tanks) and ductility checks;
- f. Failure of foundation beneath the tanks;
- g. Connections with adjusted piping and equipment based on the relative displacements to be expected;
- h. Checking of wave sloshing height.

Effects of soil liquefaction in the above verifications should be considered accordingly when relevant.

Model II

When the FE model of the structure **does not** account explicitly for the dynamic motion of the liquid, i.e. a FE dynamic model of the coupled tank-liquid system is not available, then the modal response spectrum method of analysis can be carried out in accordance with:

- a. NEN-EN 1998-1:2004;
- b. NEN-EN 1998-4:2007. In particular, the specifications of section 4 hold for the liquid storage tanks. The dynamic pressures of the liquid at the inner side of the shell structure can be calculated according to NEN-EN 1998-4: Annex A. The calculation of the dynamic pressures to be applied at the inner side of the tank should account for the deformability of the shell structure for tanks composed of thin steel walls. For tanks made of thick concrete walls the deformability of the outer shell may be neglected.

For this analysis, the dynamic loads as a result of the liquid motion are applied as equivalent static loads at the inner side of the shell with predefined spatial distribution and an amplitude defined by the corresponding NLRs provided by KNMI. Subsequently, the seismic load cases are combined with the rest of the load cases relevant to the static situation. From that point on, the verification of the tank is done in accordance with standard practices commonly used in static design cases and the verification criteria are the same as described above.

Model III

When no suitable FE model of the structure is available, then the analysis can be carried out on the basis of the simplified methods as described in NEN-EN 1998-4: Annex A.3.2.2 **[7]**. Alternatively, the verification procedure can follow the provisions of the *API Standard 650: Eleventh Edition, June 2007* (Appendix E – Seismic design of storage tanks) taking into account the NLRs as provided by KNMI. However, it is recommended to investigate at least one case per facility in which a detailed FE model of the most critical elements is developed.

4.1.2 Inclusion of higher order modes and modal truncation

Due to the specific shape of the seismic input provided by KNMI in which the constant acceleration plateau of the design spectrum is largely missing, it is advisable to account for more than one rigid impulsive and flexible modes in the seismic analysis, especially in those cases in which the first rigid and flexible impulsive modes are positioned at the right-side (at longer periods) of the peak of the acceleration response spectrum. In such cases, it can happen that the higher order modes, although of much smaller participation mass, can contribute significantly to the total response due to larger spectral accelerations assigned to them. Thus, it is highly recommended to always check the contribution of the higher modes prior to modal truncation. In general, since the constant

acceleration branch is largely missing from the new seismic input, it is to be expected that the results will be highly sensitive to the period of the fundamental impulsive mode of the liquid. Given the uncertainty in the estimation of the latter, especially when considering the relatively soft soils in the region, it is highly advisable to always check the results with respect to this element to verify their validity.

4.2 General remarks on structural analysis of liquid storage tanks

In all cases described previously the points described below need special attention.

4.2.1 Load cases

The seismic loads should be combined with the remaining load cases relevant to the accidental action effect (seismic action) in accordance with the relevant provisions of the Eurocodes.

4.2.2 Components of seismic input motions

When axisymmetric structures are analysed, i.e. cylindrical tanks, the earthquake load can be applied in one horizontal direction acting together with the vertical one. When two different horizontal input acceleration response spectra are provided at the same location, it is advisable to choose the most conservative one for the design, i.e. the one that results in the higher stresses at the structure. When non-axisymmetric structures are analysed all three components of the ground motion (two horizontal and one vertical) need to be applied simultaneously. In contrast to other cases, it is advisable to consider always the vertical component of the seismic action in the design due to the shallow depth of the foci of the Groningen earthquakes. KNMI provides a method to obtain the NLRs in the vertical direction.

4.2.3 Soil-structure interaction effects

The presence of a soft soil beneath the foundation of the structures can shift the natural periods of the tank-fluid system to longer periods compared to the one supported by rigid ground. This should be considered accordingly in the design by:

- a. using flexible connection to the ground, i.e. springs in both radial and tangential direction applied at the bottom of the tank, in the dynamic models of **Type I** described previously. The spring constants should be derived based on the dynamic soil properties of the upper soil layer(s) as provided by KNMI and for the correspondent strain level expected during the seismic event (should be also clarified by KNMI if requested); or
- b. modifying the natural periods of the oscillations of the impulsive modes as described in NEN-EN 1998-4: Annex A.7 in the quasi-static models of **Type II** mentioned previously.

When models of **Type III** are used, the provisions of NEN-EN 1998-4: Annex A.7 apply as well.

4.2.4 Behaviour factor for the non-linear response of the structure

A behaviour factor of $q=1.5$ can be applied to obtain the pressures exerted by the impulsive modes of the liquid in accordance with NEN-EN 1998-4:2007 when **Type I** and **II** models are used. Higher values of the behaviour factor can also be applied under certain conditions, but when not sufficient data are available to justify this choice it is advisable **not to use values of the behaviour factor higher than $q=1.5$** ¹. When the full dynamic models of **Type I** are used, the corresponding

¹According to section 2.4(2) of NEN-EN 1998-4:2007:
Use of q-factors greater than 1.5 in Ultimate Limit State (ULS) verifications is only allowed, provided that the sources of energy dissipation are explicitly identified and quantified and the capability of the structure to exploit them through appropriate detailing is demonstrated.

behaviour factor should be applied only to the impulsive tank-fluid modes of the system prior to modal superposition and not to the ones corresponding to predominantly convective motions of the liquid.

4.2.5 Reduction of NLRS provided by KNMI for $q \neq 1$

The reduction of the ordinates of the 5-percent damped NLRS with the behaviour factor q (to account for the nonlinear capacity of the structure) can be achieved as is customary for the various branches of the acceleration response spectrum. For the exact application of the q -factor, the provisions given in paragraph 3.2.2.5 of NEN EN1998-1:2004 (p.41-42) [1] can be used. More specifically, at the zero structural period there is no reduction of the elastic spectral ordinates. Then at the left and right corner of the constant acceleration plateau (if such a plateau exists) the elastic spectral ordinates can be divided by the q -factor. This procedure can then be repeated for longer structural periods as well. When a single peak exists in the NLRS (instead of a *constant acceleration plateau*), this peak can be reduced by the application of the q -factor in a similar manner.

Further investigation is recommended as an additional research item to determine the way of applying the behaviour factor q in cases where the inelastic response of the structural system needs to be considered together with the use of NLRS as derived by KNMI [2].

5. Seismic analysis of structures (advanced method)

For further research purposes an advanced analysis is suggested at this section. This is not part of the analysis covered in this GBoD. For such an analysis different input are required to represent the seismic action. In this section, we provide a general outline of the steps needed should such an analysis of this type be required in the future.

5.1 Seismic input required for advanced analysis methods

For an advanced method of analysis of the structures, the seismic input need to be modified in order to account for the soil-structure interaction effects. It is to be expected that the behaviour at the foundation level of the structure will be different when compared to the free-field motion. This is especially true when large structures (liquid storage tanks) are founded on relatively soft soil deposits as explained previously. In addition, the non-linear soil behaviour will be different as the stress distribution below the foundation level will change compared to the one obtained in the free-field. An advanced analysis of the structural systems should ideally account for:

- i) Soil-structure interaction effects;
- ii) Non-linear soil response (for seismic events that are expected to induce non-linear soil behaviour);
- iii) Non-linear structural response (for seismic events that are expected to induce non-linear structural behaviour).

5.2 Modelling of the structure required for the advanced analysis methods

To be able to perform an advanced analysis the required seismic input should be provided in the form of appropriate time-histories of the seismic events to be expected under the correspondent limit state. For the ULS, this state corresponds to an earthquake for a predefined seismic hazard level in the area under investigation. The derived time histories should be provided at a reasonable depth below the structure, i.e. at such a depth that the effects of the structural response on the surrounding soil can be disregarded. The time histories should match the situation corresponding to a predefined seismic hazard at the chosen depth below the structure. The types of waves, wave propagation characteristics, and soil behaviour should match the conditions to be expected under the relevant circumstances. A suitable number of generated time histories should be provided to

account for the inherent stochastic nature of earthquakes as described in NEN-EN 1998-1:2004. To properly account for the effect of soil-structure interaction the tank-liquid system has to be modelled together with the soil (or at least part of it), i.e. a tank-soil-liquid model is necessary. In this case, the classical modal response method of analysis cannot be applied and therefore suitable time histories (in terms of frequency content and amplitude characteristics) need to be provided at some level below the structure as described previously. The basic method of analysis in this case should be a non-linear time history (NLTH) analysis in accordance with NEN-EN 1998-1:2004 [1]. The verification criteria for global stability, yielding mechanisms and buckling failure modes remain the same as described previously.

6. References

- [1] EN 1998-1 (2004): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
- [2] Bommer, J.J., Dost, B., Edwards, B., Kruiver, P.P., Meijers, P., Ntinalexix, M., Polidoro, B., Rodrigues-Marek, A., and Stafford, P.J. *Development of Version 2 GMPEs for Response Spectral Accelerations and Significant Durations from Induced Earthquakes in the Groningen Field, Version 2, 29 October 2015.*
- [3] Darendeli, M. *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves.* Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas, Austin TX, 2001.
- [4] NEN-EN 1998-4 (2007): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines*
- [5] NEN-EN 1998-5 (2004): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*
- [6] NEN-EN 1993-4-2 (2007): *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-2: Tanks*
- [7] Malhotra, P.K., Wenk, T., Wieland, M. *Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks.* Structural Engineering International, 3/2000, pp. 197-201. Bijlage 5. Conclusies na proefberekeningen in vier pilot bedrijven

Bijlage 5. Conclusies na proefberekeningen in vier pilot bedrijven

In deze bijlage zijn de conclusies opgenomen die na de proefberekeningen zijn getrokken door de werkgroep en de TUD en akkoord zijn bevonden door de deelnemende ingenieursbureaus.

5.1 Chemical plant facility

Type constructie:

Het betreft een fabriek binnen een productieplant. De berekeningen beperken zich tot de draagconstructie, de fundering en de ondergrond. Globaal bestaat de draagconstructie uit een geschoorde staalconstructie opgebouwd uit verschillende verdiepingen waarbinnen zich verschillende insluitsystemen en installaties bevinden met gevaarlijke stoffen. De onderste verdieping bestaat uit betonnen portaalconstructies welke zijn gefundeerd op betonnen platen en palen. De draagconstructie is beschouwd als de constructie die de standzekerheid van de installaties dient te garanderen.

Conclusies pilot berekeningen:

1. The calculations have been performed according to the GBoD (Bijlage 4).
2. The method for the calculation of the safety factor against liquefaction is based on the B&I[2014] approach as specified in the GBoD (Bijlage 4).
3. The reduction of the shear strength of the soil due to water overpressure is based on the provisions of the NPR9998:dec2015.

[Technical Note: These provisions deviate from the suggestions given in the relevant parts of the Eurocode 8 in which no distinction is made for the situation "during" and "after" the earthquake and the critical value of the safety factor against liquefaction is considered differently. In the report, no additional analysis is performed to check the influence on the results if one considers the Eurocode 8 provisions instead (and international literature) to calculate the shear strength reduction instead of the NPR9998:dec2015; this was not part of the assignment given in the first place.]

4. The hand calculation seem inadequate to capture the normative and correct distribution of stresses in the structure and a Modal Response Spectrum method of Analysis (MRA) is the minimum requirement for similar structures.

[Technical Note: This is the result of the relatively complex geometry and the fact that the structure consists of several materials, i.e. concrete and steel parts are mixed (composite structure). The structure is complex both in plane and in elevation; higher order modes play a key role here.]

5. The Modal Response Spectrum method of Analysis (MRA) according to the GBoD shows that:
 - a. Under seismic set (i) the structure yields at a limited number of locations in the steel frame and some of the foundation piles show inadequate strength. Thus, strictly speaking the structure does not satisfy the ULS criteria as specified in the GBoD for seismic set (i). A more thorough analysis shows that the piles are able to withstand the seismic action while the steel frame still yields at certain locations. Provided that a few critical elements are properly strengthened, the structure as a whole is expected to be able to withstand the seismic action set (i) according to the GBoD.
 - b. Under seismic set (ii) the structure develops several failure mechanisms: a) yielding of the steel material at several members; b) failure of the concrete columns and reinforcement; c) failure foundation piles to strength and d) insufficient pile bearing capacity. The structure as a whole cannot withstand the seismic action set (ii).
6. For further investigation, the following items are to be considered:

- a. Code provisions for soil liquefaction including studies on the distribution of the PGA with depth and reduction of shear strength with built up of water overpressure;
- b. Increased value of the behaviour factor q .
[Technical Note: In this study the minimum value $q=1.5$ is used which is a rather conservative assumption given the fact that both concrete and steel elements can develop considerable plastic behaviour into the non-linear regime (provided that connections between the individual members are adequately strong).]
- c. Non-linear Time History (NLTH) analysis including soil-structure interaction.

5.2 Liquid storage tank 1

Type constructie:

Verticaal cilindrische stalen gelaste tanks

Diameter ongeveer 24 m

Hoogte ongeveer 10 m

Inhoud ongeveer 5000 m³

Fundatie: Op een op staal gefundeerde betonplaat

Ondergrond: 10 m slap holocene pakket, daaronder meer draagkrachtige lagen

Conclusies pilot berekeningen:

1. The calculations have been performed according to the GBoD.
2. The method for the calculation of the safety factor against liquefaction is based on the B&I[2014] approach as specified in the GBoD.
3. The threshold value for the triggering of soil liquefaction is based on the provisions of the Eurocode 8. Eurocode 8 proposes the threshold value of 1.25 based on a field correlation method (NPR9998:dec2015 suggests the value of 2.00 instead). Thus, the approach followed in the seismic analysis of the liquid storage tank considered here is in full agreement with the international literature as suggested in the GBoD.
4. For the seismic analysis of liquid storage tanks in Groningen, the vertical component of the seismic action should always be considered due to the relatively large vertical ground accelerations and the influence of the latter in determining the correct distribution of pressures on the inner side of the tank wall.
5. The hand calculations are applicable in determining the overall seismic loads on vertical cylindrical steel tanks despite the various simplifying assumptions. Hand calculations cannot capture the following mechanisms:
 - a. Local buckling behaviour of the different shell courses along the height of the tank (an expression is provided only for the axial local buckling of the bottom course);
 - b. Failure modes based on shear buckling. This failure mechanism should necessarily be checked according to Eurocodes.
6. For this reason, and despite the usefulness of hand calculations, to verify all failure modes according to the Eurocodes, a Modal Response Spectrum method of Analysis (MRA) seems necessary. In addition, with the MRA a detailed local distribution of the stresses can be obtained and therefore the verification of the seismic capacity can be performed more in detail (including verification of upper shell courses and shear buckling).
7. The Modal Response Spectrum method of Analysis according to the GBoD shows that:
 - a. The structure does satisfy the ULS verifications for seismic load set (i) according to the GBoD. For this set no LOC is to be expected according to the GBoD.

- b. The structure does not satisfy the ULS verifications (according to Eurocodes) for seismic load set (ii). The shear buckling criterion for the bottom four shell courses is not met.
5. For further investigation, the following items are to be considered:
- a. Increased value of the behaviour factor q for the impulsive motions of the tank-fluid system;
 - b. Type of ground motion spectrum: NLRS or a plateau-type spectrum;
 - c. Non-Linear Time History (NLTH) with respect to e.g. Fluid-Structure Interaction (FSI) and local buckling behaviour;
 - d. The inclusion of soil-structure interaction.

5.3 Liquid storage tank 2

Type constructie:

Verticaal cilindrische stalen gelaste tanks

Diameter ongeveer 61 m

Hoogte ongeveer 22 m

Inhoud ongeveer 60000 m³

Fundatie: Op staal, op een tankterp

Ondergrond: Gelaagde opbouw bestaande uit los tot matig gepakte zandlagen (waaronder wandafzettingen) en kleilagen over de bovenste 20 m, daaronder pleistoceen zand.

Conclusies pilot berekeningen:

1. The calculations have been performed according to the GBoD.
2. The method for the calculation of the safety factor against liquefaction is based on the B&I[2014] approach as specified in the GBoD.
3. The threshold value for the triggering of soil liquefaction is based on the provisions of the Eurocode 8. Eurocode 8 suggests a threshold value of 1.25 based on a field correlation method (NPR9998:dec2015 suggests a value of 2.00). The procedure followed for the reduction of the shear strength of the soil due to water overpressure caused by the soil liquefaction is based on the NPR9998:dec2015 (for the case during and after the earthquake) but with the use of the $r_{u,rep}$ and not on the $r_{u,d}$ curve (blue continuous line of figure D.6 in the NPR9998:dec2015 or the relevant values given in Table D.1 of Annex D.10). The use of the $r_{u,rep}$ instead of the $r_{u,d}$ is in full agreement with (the known to us) international literature.

[Technical Note: The representative values $r_{u,rep}$ plotted versus the safety factor against liquefaction (FS) in the NPR9998:dec2015 are in line with international literature. The design value $r_{u,d}$ seems more conservative and not in line with the international literature. By a value of $r_{u,d}$ smaller than 1.25 full liquefaction is assumed according to the current version of the NPR (scenario after the end of the ground shaking). In the Eurocode, a soil can be considered susceptible to liquefaction if the value of FS (calculated by a field correlation method) is smaller than 1.25 without determining whether full or partial liquefaction takes place. Thus, the approach followed in the seismic analysis of the liquid storage tank considered here is in full agreement with the international literature as suggested in the GBoD. A brief sensitivity analysis was carried out with the use of the $r_{u,d}$ curve as suggested in the NPR. This analysis shows that the results are very sensitive to this choice.]

4. For the seismic analysis of liquid storage tanks in Groningen, the vertical component of the seismic action should always be considered due to the relatively large vertical ground accelerations and the influence of the latter in determining the correct distribution of pressures in the inner side of the tank wall.

5. The hand calculations are applicable in determining the overall seismic loads on vertical cylindrical steel tanks despite the various simplifying assumptions. Hand calculations cannot capture the following mechanisms:
 - a. Local buckling behaviour of the different shell courses along the height of the tank (an expression is provided only for the axial local buckling of the bottom course);
 - b. Failure modes based on shear buckling. This failure mechanism should necessarily be checked according to Eurocodes.
 - c. For this reason, and despite the usefulness of hand calculations, to verify all failure modes according to the Eurocodes, a Modal Response Spectrum method of Analysis (MRSa) seems necessary. In addition, with the MRSa a detailed local distribution of the stresses can be obtained and therefore the verification of the seismic capacity can be performed more in detail (including verification of upper shell courses and shear buckling). In this particular case the hand calculation failed to capture the normative stresses that lead to local buckling of the intermediate shell courses.

6. The Modal Response Spectrum method of Analysis according to the GBoD shows that:
 - a. The structure does not satisfy the ULS verifications (according to Eurocodes) for seismic load set (i) according to the GBoD. Governing failure mechanism is shear buckling in two out of the nine shell courses.
 - b. The structure does not satisfy the ULS verifications for seismic load set (ii). Both the axial (meridional) and shear buckling criterion are not met. Only the top two shell courses suffice.

7. Liquefaction analysis and analysis of effects of liquefaction on tanks show that:
 - a. for seismic load set (i) no liquefaction should be expected
 - b. for seismic load set (ii) liquefaction issues and related severe effects on tank stability should not be expected based on calculation using $r_{u,rep}$ from NPR 9998 but should be expected using $r_{u,d}$ from NPR 9998.
 - c. Critical tank failure mechanisms in case of liquefaction are rupture of the bottom plate and buckling of the stiffening rings in case of partial liquefaction. Exceedance can occur from small differential settlements for buckling of the stiffening rings and for the rupture of the base plate. Other failure mechanism occur at much higher differential settlements.

8. For further investigation, the following items are to be considered:
 - a. Increased value of the behaviour factor q for the impulsive motions of the tank-fluid system;
 - b. Type of ground motion spectrum to use: a NLRs or a wide-plateau type spectrum;
 - c. Usefulness of Non-Linear Time History (NLTH) with respect to e.g. Fluid-Structure Interaction (FSI) and local buckling behaviour;
 - d. The inclusion of soil-structure interaction;
 - e. Safety philosophy regarding liquefaction ($r_{u,rep}$ vs $r_{u,d}$, etc).

Aanbevelingen van de werkgroep over vervolgcacties met betrekking tot shear buckling

The working party adds to this that in its opinion the following actions can be undertaken in the course of the coming period in order to get more insight in the governing failure mechanism of shear buckling. It advises to perform an additional set of "smart" analyses for the tanks to verify the uncertainty hidden in the MRAs with regard to shear buckling and instability failures in order to reach some final conclusions. The additional analyses should be of increasing order of complexity and should help to improve the understanding in the dynamic response of the tank-fluid system with respect to instability failures of the tank wall. We propose:

1. *First, to check whether the Japanese code provisions provides useful insight into this subject and whether it predicts instabilities in the same range of values as the Eurocode 8 does. If that is the case, then reconsider the results of the Eurocode 8 on this issue accordingly;*
2. *Second, and provided that item (1) above does not provide useful insight into the problem, to check with a suitable FE model and the application of the modal pushover analysis (including the geometrical and physical non-linearity of the system, and with a careful choice of the*

modal shapes), whether instability (of the shear and elasto-plastic type) develops at the same range of values predicted by the MRAs.

On the basis of these two analyses above justify, and possibly adjust if needed, the conclusions reached by the MRAs for straightforward application to all other tanks. The conclusion of this can be:

- a. Extra analysis confirms that the results of the MRA are sufficiently accurate in shear buckling: then apply the MRA as described in the GBoD and consider the results as definite which means that if shear buckling develops investigate strengthening options for the system under investigation;*
- b. Extra analysis shows that the results of the MRA should be adjusted with respect to shear buckling: then adjust the results of the MRA of the GBoD for tanks accordingly to include the knowledge gained by steps (1) and (2) above and clarify (for future application of the GBoD) the extra steps needed additionally to MRA for tanks to conclude safely as to the shear buckling.*

If these extra analyses, i.e. items 1 and 2 above, fail to provide useful insight regarding the shear buckling verification, consider the results of the MRA as described in the GBoD as definite.

5.4 Above-ground pipeline network

Type constructie:

Tracé van pijpleidingen dat zich op leidingbruggen bevindt.

De leidingbruggen betreffen staalconstructies, bestaande uit verticale kolomondersteuning en horizontale liggers. De leidingen zijn vervolgens op de liggers gemonteerd.

De fundering van de bruggen bestaat uit betonnen opstorten op funderingsbalken. De funderingsbalken worden ondersteund door betonnen funderingspalen.

Een onderzochte leidingbrug wordt ondersteund door een enkele rij uitkragende kolommen voorzien van uitkragende liggers. De excentrische belasting maakt deze brug gevoeliger voor aardbevingen dan andere bruggen.

Conclusies pilot berekeningen:

1. The calculations have been performed according to the GBoD.
2. The method for the calculation of the safety factor against liquefaction is based on the B&I[2014] approach as specified in the GBoD.
3. The reduction of the shear strength of the soil due to water overpressure caused by the soil liquefaction is based on the provisions of the NPR9998:dec2015.

[Technical Note: These provisions deviate from the suggestions given in the relevant parts of the Eurocode 8 (and elsewhere in international literature) in which no distinction is made for the situation "during" and "after" the earthquake and the critical value of the safety factor against liquefaction is considered differently. In addition, NPR9998:dec2015 provides different values for the reduction of the shear strength with decreasing values of the safety factor against liquefaction. No investigation is done in this report on the influence of the different approaches (Eurocodes/international literature versus NPR) on the final results (this was not asked in the first place but later on, so the time was very limited to do an in-depth study of this element).]

4. The hand calculations seem inadequate to capture the correct distribution of stresses in the structure. In most cases the results of the hand calculations seem over-conservative but there are a few cases in which they are less conservative compared to the results of a full Modal Response Spectrum method of Analysis (MRA). Thus, a MRA is the minimum requirement for structures of similar type.

[Technical Note: This is the result of the relatively complex geometry and the fact that the structure consists of several materials, i.e. concrete foundations and steel supporting frames are mixed. The structure is complex and higher order modes play a key role here. Hand calculations can be useful, however, to get a first impression of the most critical elements in the network.]

5. The Modal Response Spectrum method of Analysis according to the GBoD shows that:
 - a. The structure can withstand the seismic load set (i) as defined in GBoD, meaning that the ULS criteria as specified in the GBoD (Eurocodes and/or national codes) are satisfied for this set of ground motions. Since only the supporting structure is analysed at this stage no conclusion can yet be reached as to the possible leakage of the pipes in the network. These elements need still to be checked and were not considered within the current version of the GBoD.
 - b. The structure as a whole cannot withstand the seismic load set (ii) as defined in the GBoD. "LoC" (leakage of the pipes) is to be expected in this case.

6. For further investigation, the following items are to be considered:
 - a. A follow-up analysis to check the integrity of the pipelines itself is necessary to reach a final conclusion as to the LoC for this pipeline network (priority study). This should (and can) be performed in the short term after consultation with the engineering teams. This is an important part for the further development of the GBoD;
 - b. Code provisions for soil liquefaction including studies on the distribution of the PGA with depth and reduction of shear strength with built up of water overpressure;
 - c. Increased value of the behaviour factor q . In this study the minimum value $q=1.5$ is used which is a rather conservative assumption given the fact that both concrete and steel elements can develop considerable plastic behaviour into the non-linear regime (provided that connections between the individual members are adequately strong);
 - d. The usefulness of a Non-linear Time History (NLTH) analysis including soil-structure interaction.