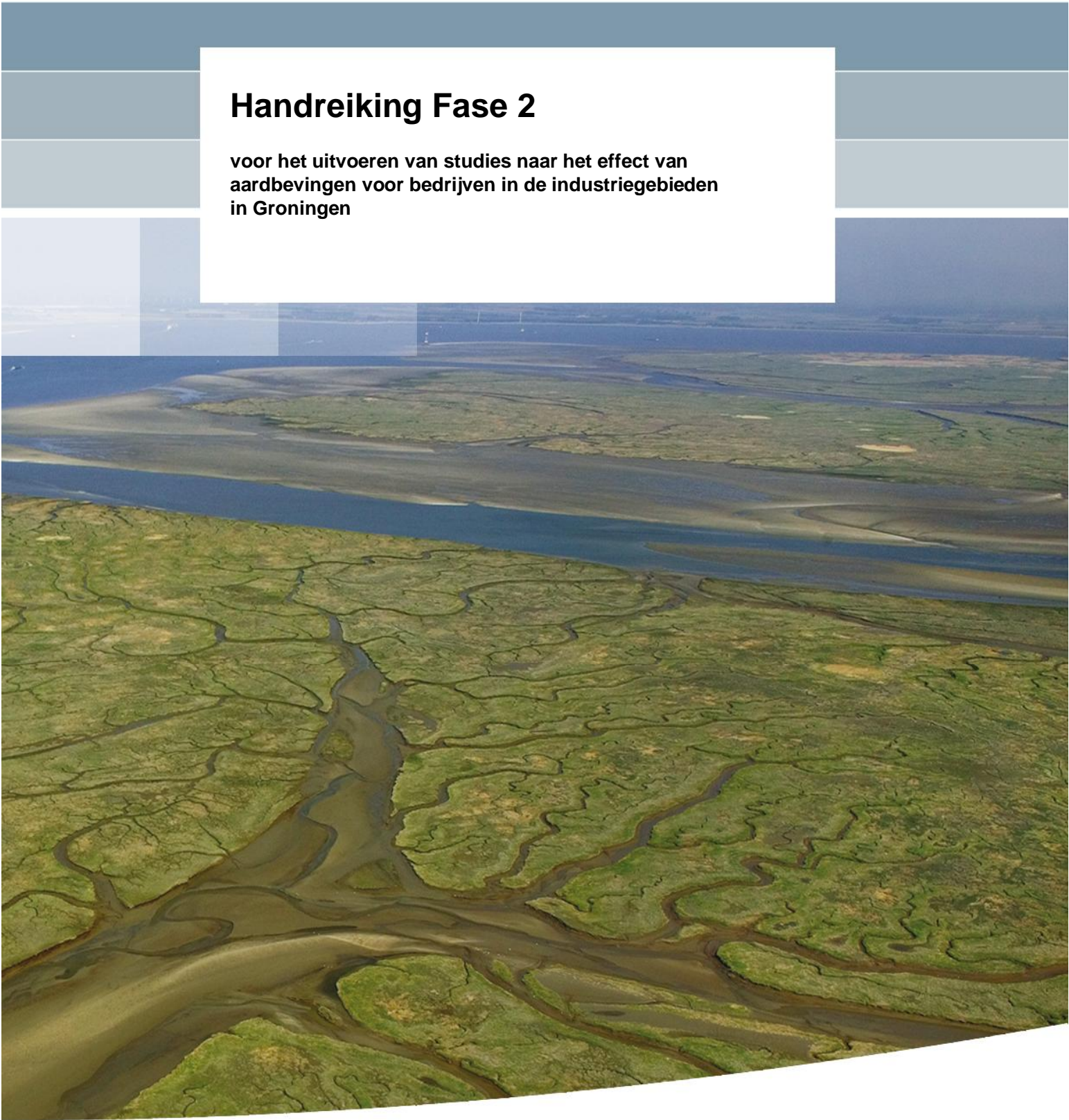


Handreiking Fase 2

voor het uitvoeren van studies naar het effect van
aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden
in Groningen



Handreiking Fase 2

**voor het uitvoeren van studies naar het effect van
aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in
Groningen**

Dr. Ir. P. Meijers
Prof dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen

Dr. H.M.G. Kruse (editor)

1209036-000

Titel

Handreiking Fase 2

OpdrachtgeverMinisterie van Economische
Zaken**Project**

1209036-000

Kenmerk1209036-000-GEO-0285-
ga**Pagina's**

67

Trefwoorden

Aardbeving, herhalingstijd, piekgrondversnelling, ontwerp responspectrum, fundering, leiding, constructie, gebouw

Voorwoord

De nationaal coördinator Groningen (NCG) heeft aan Deltares en TNO gevraagd de uit te voeren onderzoeken c.q. studies naar het effect van aardbevingen op de constructies (gebouwen, systemen en installaties) van de bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied te begeleiden en te beoordelen.




De onderzoeken worden door de bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied zelf geïnitieerd. Hierbij worden ingenieursbureaus ingezet om de onderzoeken uit te voeren. De onderzoeken worden gefaseerd uitgevoerd. Fase 1 omvat een kwalitatieve risicoanalyse. In fase 2 wordt voor de meest kritische constructies en installaties getoetst of ze voldoen aan de eisen met betrekking tot aardbevingsbestendigheid. In fase 3 worden voor de installatie die niet aan de eisen voldoen maatregelen uitgewerkt. Het kan dan gaan om fysieke aanpassingen van de installaties (zoals versterking), maar ook om aanvullende veiligheidsmaatregelen of aanpassingen in het proces. Voor deze laatste derde fase is door Deltares en TNO nog geen werkwijze beschreven.

Dit document betreft de tweede fase van het onderzoek naar aardbevingsbestendigheid. Voor de eerste fase wordt verwezen naar '1209036-000-GEO-0284-v7-Handreiking Fase 1 voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'. De documenten voor het fase 1- en fase 2-onderzoek zijn afgeleid van het document '1209036-000-GEO-0287-v7-Handreiking voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'.

Titel
Handreiking Fase 2

Opdrachtgever Ministerie van Economische Zaken
Project 1209036-000

Kenmerk 1209036-000-GEO-0285-
ga
Pagina's 67

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	feb. 2014	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder prof. ir. A.F. van Tol		ir. J. van Ruijven	
2	apr. 2014	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder prof. ir. A.F. van Tol		ir. J. van Ruijven	
3	jun. 2014	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder prof. ir. A.F. van Tol		ir. J. van Ruijven	
4	jul. 2015	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder prof. ir. A.F. van Tol		ir. J. van Ruijven	
5	mei 2017	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		ir. F.B.J. Gijsbers ir. H. Havinga		ir. J. van Ruijven	
6	nov 2017	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		ir. F.B.J. Gijsbers ir. H. Havinga		ir. J. van Ruijven	
7	jun 2018	prof. dr. ir. R.D.J.M. Steenbergen dr. ir. P. Meijers		Dr. ir. C.P.W. Geurts ir. H. Havinga		ir. J. van Ruijven	

Deze Handreiking Fase 2 is tot stand gekomen in een samenwerkingsverband tussen TNO en Deltares. Aan deze Handreiking hebben dr.ir. M.R.A. van Vliet (TNO), ir F.B.J. Gijsbers (TNO), ir. H.G. Burggraaf (TNO) dr.ir. P. Hölscher (Deltares) en ir. F. Besseling (Witteveen en Bos) en ir. C. Sigaran Loria (Witteveen en Bos) meegewerkt.

Status
definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Doelstelling	1
1.3	Opmerkingen bij het gebruik	1
1.4	Toepassingsgebied	2
1.5	Leeswijzer	3
2	Terminologie	4
2.1	Afkortingen	4
2.2	Symbolen	4
2.3	Glossary	6
3	Opzet van de studie naar de effecten van een aardbeving	7
3.1	Algemeen	7
3.2	Fasering	7
3.3	Fase 1	8
3.4	Fase 2	8
4	Veiligheidsfilosofie en aardbevingsbelastingen	11
4.1	Algemeen	11
4.2	Wettelijke eisen	11
4.3	Fundamentele eisen voor bouwwerken vallend onder het Bouwbesluit	12
4.4	Fundamentele eisen voor constructies waarbij criteria voor externe veiligheid, interne veiligheid en/of milieu van belang zijn	12
4.5	Definitie uiterste grenstoestand	15
4.6	Partiële factoren voor de weerstand	15
5	Representatie van de aardbevingsbelasting	17
5.1	Algemeen	17
5.2	V/H ratio	17
5.3	Ontwerp responspectra	19
6	Benodigde gegevens ondergrond	20
6.1	Omvang grondonderzoek	20
6.2	Sonderingen	20
6.3	Boringen	20
6.4	Laboratoriumonderzoek	21
6.5	Seismische sonderingen (SCPT)	21
6.6	Bepaling materiaalparameters	21
7	Gebruik van tijdsignalen bij geavanceerde methoden	22
8	Bepaling risico op verweking	23
8.1	Algemeen	23
8.2	Pleistoceen zand	23
8.3	Correctie conusweerstand in dunne zandlagen	24

8.4	Sterk gelaagde grond	25
8.5	Correctie genormaliseerde conusweerstand voor fijn materiaal	27
8.6	Vereiste veiligheidsfactor tegen verweking	27
9	Bepaling zakking door verdichting	30
10	Taluds	31
11	Fundering op staal	32
12	Fundering op palen	33
13	Ondergrondse leidingen	34
13.1	Algemeen	34
13.2	Ontwerpnormen en richtlijnen	34
13.3	Uitgangspunten	35
13.4	Methode	36
14	Bovengrondse leidingen	37
14.1	Algemeen	37
14.2	Ontwerpnormen en richtlijnen	37
14.3	Methoden	38
14.3.1	Aanpak	38
14.3.2	Benaderende methode voor toetsing	39
14.3.3	Geavanceerde methode voor toetsing	39
14.4	Specifieke technische aspecten	39
14.4.1	Kwalitatieve beschouwingen van kwetsbare punten	39
14.4.2	Aansluitingen met buisleidingen	40
14.4.3	Gedragsfactoren q en k	40
15	Torens, masten en schoorstenen	41
15.1	Algemeen	41
15.2	Ontwerpnormen en richtlijnen	41
15.3	Methoden	42
15.3.1	Aanpak	42
15.3.2	Versimpelde methode voor toetsing	42
15.3.3	Geavanceerde methode voor toetsing	42
15.4	Specifieke technische aspecten	43
15.4.1	Metselwerk	43
15.4.2	Funderingen en grond-constructie interactie	43
16	Silo's en tanks	44
16.1	Algemeen	44
16.2	Ontwerpnormen en richtlijnen	44
16.3	Methoden	46
16.3.1	Risicobeheersing	46
16.3.2	Aanpak	46
16.3.3	Versimpelde methode voor toetsing	46
16.3.4	Geavanceerde methode voor toetsing	47
16.4	Specifieke technische aspecten	47

16.4.1	Eigenmodes van tanks bij versimpelde methoden	47
16.4.2	Drijvende daken bij tanks	47
16.4.3	Freeboard	47
16.4.4	Toetsing van funderingen	47
16.4.5	Grond-constructie interactie	48
16.4.6	Aansluitingen met buisleidingen	48
17	Beoordeling van gebouwen	49
18	Steigers en Kademuren	50
18.1	Algemeen	50
18.2	Ontwerpnormen en richtlijnen	50
18.3	Uitgangspunten voor berekeningen	51
18.3.1	Grenstoestanden, belastingcombinaties en belastingfactoren	51
18.3.2	Aardbevingsbelasting (piekgrondversnelling)	51
18.3.3	Waterstanden en waterspanningen	51
18.3.4	Overige belastingen	53
18.4	Methode berekening damwand	54
18.4.1	Algemeen	54
18.4.2	Quasi-statische berekening	54
18.4.3	Toetsing / beoordeling resultaat quasi-statische berekening	58
18.4.4	Dynamische (tijdsafhankelijke) berekening	59
18.4.5	Toetsing / beoordeling resultaten dynamische berekening	61
18.5	Methode gewichtsconstructie / kademuur	61
18.5.1	Algemeen	61
18.5.2	Piekgrondversnelling	62
18.5.3	Quasi-statische berekening	62
18.5.4	Dynamische berekening	62
18.5.5	Toetsing	63
18.6	Methode steigers	63
18.6.1	Algemeen	63
18.6.2	Aardbevingssignaal	63
18.6.3	Palen	64
18.6.4	Toetsing	64
19	Referenties	65

Inhoud <Vervolg>

Bijlage(n)

A	Webtool NPR	A-1
B	Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen	B-1
C	Informatief hulpmiddel bij indeling in gevolgklassen	C-1
D	Specificaties seismische sonderingen	D-1
	D.1 Algemeen	D-1
	D.2 Werkwijze	D-1
	D.3 Uitwerking	D-3
	D.4 Overig	D-3

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De nationaal coördinator Groningen (NCG) heeft aan Deltares en TNO gevraagd de uit te voeren onderzoeken c.q. studies naar het effect van aardbevingen op de constructies (gebouwen, systemen en installaties) van de bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied te begeleiden en te beoordelen.

De onderzoeken worden door de bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied zelf geïnitieerd. Hierbij worden ingenieursbureaus ingezet om de onderzoeken uit te voeren. De onderzoeken worden gefaseerd uitgevoerd. Fase 1 omvat een kwalitatieve risicoanalyse. In fase 2 wordt voor de meest kritische constructies en installaties getoetst of ze voldoen aan de eisen met betrekking tot aardbevingsbestendigheid. In fase 3 worden voor de installatie die niet aan de eisen voldoen maatregelen uitgewerkt. Het kan dan gaan om fysieke aanpassingen van de installaties (zoals versterking), maar ook om aanvullende veiligheidsmaatregelen of aanpassingen in het proces. Voor deze laatste derde fase is door Deltares en TNO nog geen werkwijze beschreven.

Dit document betreft de tweede fase van het onderzoek naar aardbevingsbestendigheid. Voor de eerste fase wordt verwezen naar '1209036-000-GEO-0284-v7-Handreiking Fase 1 voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'. De documenten voor het fase 1- en fase 2-onderzoek zijn afgeleid van het document '1209036-000-GEO-0287-v7-Handreiking voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'.

Dit document gaat uit van NEN-EN 1998, "Eurocode 8, Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies". Voor gebouwen is NPR 9998:2017, "Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren, Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: Geïnduceerde aardbevingen, 2017" van toepassing.

Voor bouwwerken dient voldaan te worden aan de eisen die aan de constructieve veiligheid worden gesteld. Voor de bouwwerken die op industrieterreinen voorkomen, zoals constructies en installaties waarbij criteria voor interne en externe veiligheid en milieu relevant zijn, zijn toetscriteria gedefinieerd. Deze criteria zijn zo gekozen dat bij het niet overschrijden van de bijbehorende grenstoestand het veiligheidsrisico door een aardbeving niet wordt verhoogd.

1.2 Doelstelling

De doelstelling van dit document is een uniforme beoordelingswijze van de constructies en installaties van de bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied in het geval van een aardbevingsbelasting. Met constructies en installaties worden in deze Handreiking alle procesinstallaties, leidingen, tanks, silo's, torens, masten, schoorstenen, steigers, kademuren en gebouwen bedoeld.

1.3 Opmerkingen bij het gebruik

Bij het opstellen van dit document is op basis van de huidige inzichten en gebruikmakend van internationale kennis en ervaring aangegeven welke beoordelingswijze gevolgd moet worden

voor de verschillende bouwwerken c.q. constructies en installaties, zoals die voorkomen bij de bedrijven in de provincie Groningen.

Voor het bepalen van de standzekerheid van constructies en installaties worden de effecten van een aardbeving eerst kwantitatief vertaald in de mate van groundbeweging, die doorgegeven wordt aan de constructies.

1.4 Toepassingsgebied

Indien de piekgrondversnelling op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor), bepaald volgens NPR 9998-webtool voor een herhalingsstijd van 475 jaar, kleiner is dan 0,05 g, dan hoeft geen beoordeling op aardbevingsbelastingen plaats te vinden. Dit is in lijn met paragraaf 3.2.1 van NPR 9998:2017.

Het voorliggende document beschrijft methoden en technieken en geeft verwijzingen naar standaarden en normen. Daarmee loopt het document vooruit op het beschikbaar komen van nationale annexen bij de Eurocode 8. Het document is zowel te gebruiken voor het toetsen van bestaande industriële constructies op aardbevingsbelastingen, als ook voor de engineering van nieuwe constructies.

Het voorliggende document is gericht op alle constructies en installaties van de (veelal chemische) bedrijven. Dat zijn onder andere:

- Installaties, reactors, heat exchangers, pompen.
- Opslagtanks.
- Silo's.
- Pijpleidingsystemen.
- Torens.
- Masten.
- Draagconstructies.
- Gebouwen.
- Aanlegsteigers en kade muren.
- Funderingsconstructies.

Hierbij ligt de focus op:

- a) Installaties waarbij in het geval van vrijkomen van gevaarlijke stoffen er een gevaar is voor de omgeving. Dit betreft het bezwijken van de installaties zelf of het beschadigd raken van deze installaties door het bezwijken van andere constructies.
- b) Bouwconstructies waarbij in het geval van bezwijken er een gevaar voor de mensen in en nabij het gebouw is.

De volgende constructies vallen buiten het toepassingsgebied van dit document:

- Waterkeringen.
- Apparatuur en machines.
- Bruggen (leidingbruggen vallen wel onder deze Handreiking).
- Ziekenhuizen.

1.5 Leeswijzer

Voor de toetsing van aardbevingsbestendigheid van industriële installaties dient een gefaseerde aanpak gevolgd te worden zoals beschreven in hoofdstuk 3 van deze handreiking. De gebruikte terminologie voor de beoordeling van aardbevingsbestendigheid is samengevat en verklaard in hoofdstuk 2.

De gefaseerde aanpak is gebaseerd op de in hoofdstuk 4 beschreven veiligheidsfilosofie en de in hoofdstuk 5 opgenomen representatie van de aardbevingsbelasting. De achtergronden voor de vaststelling van gevolgklassen die zijn afgeleid op basis van deze veiligheidsfilosofie, zijn verwoord in het als bijlage B opgenomen achtergrondrapport. In bijlage C is informatief een hulpmiddel voor de indeling in gevolgklassen opgenomen.

In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de voor de toetsing benodigde ondergrondgegevens, waarbij de specificatie van seismische sonderingen is opgenomen in bijlage D. Voor de eventueel toe te passen geavanceerde methoden en technieken is in hoofdstuk 7 het gebruik van tijdsignalen beschreven.

De uitgangspunten en randvoorwaarden voor het analyseren van het grondgedrag (verwerking en verdichting) bij een aardbeving zijn opgenomen in de hoofdstukken 8 t/m 10. De toetsing van de invloed op de funderingen van de constructies is beschreven in de hoofdstukken 11 en 12.

De te hanteren uitgangspunten en rekenmethoden bij de toetsing van specifieke constructieonderdelen en installaties is nader uitgewerkt in de hoofdstukken 13 t/m 18. Dit betreft achtereenvolgens ondergrondse en bovengrondse leidingen, torens, masten en schoorstenen, silo's en tanks, gebouwen, steigers en kademuren.

2 Terminologie

2.1 Afkortingen

BoD	Basis of Design: document voor fase 2a met de uitgangspunten voor de uit te voeren berekeningen van de in fase 1 geselecteerde constructies / installaties en de faalkansanalyse hiervan.
CPT	Cone Penetration Test (elektrische conus sondering)
DL	Damage Limitation limit state
EC8	Eurocode 8
FMEA	Failure mode and effects analysis
GR	Groeps Risico
IR	Individueel Risico
LoC	Loss of Containment
LoD	Line of defence
MKBA	Maatschappelijke Kosten Baten Analyse
MRA	Milieurisicoanalyse
NAP	Normaal Amsterdams Peil, referentiehoogte voor Nederland
NB	Nationale Bijlage c.q. Nationale Annex, een aanvulling op een Eurocode norm waarin bepalingen die specifiek gelden voor het betreffende land zijn opgenomen
NC	Near Collapse limit state
NPR	Nederlandse praktijkrichtlijn
OBE	Operational Basis Earthquake limit state
QRA	Kwantitatieve risicoanalyse
SBE	Samenwerkende Bedrijven Eemsdelta
SCPT	Seismische sondering (ook VSPT: Vertical Seismic Profiling)
SD	Serious Damage limit state
SPT	Standard Penetration Test
UGT	Uiterste Grenstoestand
ULS	Ultimate Limit State, is gelijk aan de UGT

2.2 Symbolen

c	Cohesie van grond [kPa]
CSR	Cyclic Stress Ratio [-] (verhouding schuifspanningswisseling en effectieve verticale spanning)
CRR	Cyclic Resistance Ratio [-]
CRR _k	Cyclic Resistance Ratio, gecorrigeerd voor effect ageing [-]
d _c	diameter sondeerconus
F	Kracht [kN]
FC	Fines Content, percentage deeltjes kleiner dan 75 µm (voor gebruik bij verwekingsanalyses)
FS	Veiligheidsfactor [-] (tegen verweking, macroinstabiliteit, etc.)
g	Versnelling zwaartekracht (9,8 m/s ²)
H	Laagdikte
I _c	Soil behavior index
K _{DR}	Correctiefactor CRR voor effect ageing

K_{H1}	Correctiefactor conusweerstand voor dunne laag effect
L	Lengte van het segment [m]
M_W	Moment magnitude (maat voor de energie die vrijkomt bij een aardbeving)
MSF	Magnitude Scaling Factor [-]
PGA	Peak Ground Acceleration [m/s^2 of g] (piekgrondversnelling)
q	Dimensieloze gedragsfactor voor in rekening brengen ductiliteit [-]
q_c	Sondeerweerstand [kPa]
r_d	Reductiefactor voor schuifspanning in de grond, als functie van diepte
r_u	Relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting [-] (wateroverspanning gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning)
R_e	Relatieve dichtheid van zand [-]
S_d	Design rekenwaarde van de spectrale versnelling gecorrigeerd voor ductiel gedrag voor de trillingsperiode
S_e	Rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de trillingsperiode
T	Periode
T_B	Getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is [s]
T_e	Eigen periode constructie
V/H	Verhouding verticaal/horizontaal
ϵ_{vol}	Volumerek [-]
ϕ	Hoek van inwendige wrijving van de grond [deg]
τ	Schuifspanning in grond [kPa]
σ'_v	Effectieve verticale grondspanning [kPa]
γ	Volumiek gewicht grond [kN/m^3]
γ_I	Importantiefactor
γ_C	Partiële materiaalfactor beton
γ_S	Partiële materiaalfactor betonstaal
γ_{M0}	Partiële materiaalfactor constructiestaal
γ_{M1}	Partiële materiaalfactor constructiestaal (schalen conform EN 1993-6)
γ_ϕ	Partiële materiaalfactor tangens hoek van inwendige wrijving
γ_c	Partiële materiaalfactor effectieve cohesie
γ_{Cu}	Partiële materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte
$\gamma_{\tau cy}$	Partiële materiaalfactor cyclische ongedraineerde schuifsterkte
γ_γ	Partiële materiaalfactor volumiek gewicht
γ_m	Partiële materiaalfactor
ξ	Correlatiefactor (voor berekening paal draagvermogen)
γ_p	Paalklassefactor voor de puntweerstand
γ_s	Paalklassefactor voor de schachtwrijving
η	Dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van = 1 voor 5 % viskeuze demping
$\Delta\theta$	Optredende hoekverdraaiing [rad]
Δw	Optredende maximale verschilverplaatsing in laterale richting [m]

2.3 Glossary

ALARP principe	As Low As Reasonably Practicable
Fragility curve	Grafiek met kans op een bepaalde mate van fysieke schade (scheuren, bezwijken, verzakken, vastlopen) als functie van de sterkte van de aardbeving.
Gedeeltelijke verweking	Situatie waarbij er wel wateroverspanning ontstaat, maar er nog wel een deel van de korrelspanning overblijft.
Hazard scenario	Een reeks van samenhangende fysisch mogelijke gebeurtenissen en gevolgen.
Intensiteit	Maat voor de gevolgen van de aardbeving aan maaiveld, kwalitatieve schaal.
Liquefactie	Andere term voor verweking (anglicisme).
Magnitude	Maat voor de sterkte van de aardbeving, meestal wordt deze uitgedrukt als Richter schaal of als moment magnitude.
Piekgrondversnelling	De hoogste waarde van de versnelling aan het maaiveld tijdens een aardbeving.
Relatieve wateroverspanning	Verhouding tussen wateroverspanning en de effectieve spanning aan begin van de aardbeving, bij volledige verweking is de relatieve wateroverspanning.
Responspectrum	Maximale response van een constructie op een aardbeving als functie van de eigen periode of eigen frequentie, niet te verwarren met Fourier spectrum.
Terugkeertijd	Een omgekeerde maat voor de jaarlijkse kans op een extreme gebeurtenis (waterstand, piekgrondversnelling). Hoe groter de terugkeertijd, hoe kleiner de jaarlijkse kans op de gebeurtenis.
Verweking	Verlies van sterkte en stijfheid in zand door grote wateroverspanning en daarmee gepaard gaande afname van korrelspanning.
Volledige verweking	Situatie dat de wateroverspanning in de ondergrond zo groot wordt dat er geen korrelspanning meer overblijft.
Wateroverspanning	De tijdelijke extra waterspanning in de poriën tussen gronddeeltjes, die kan worden veroorzaakt door snelle schuifspanningswisselingen tijdens een aardbeving.

3 Opzet van de studie naar de effecten van een aardbeving

3.1 Algemeen

Bij de opzet van de studie naar de effecten van aardbevingen zal aandacht moeten worden besteed aan een efficiënte aanpak. Gezien de veelheid van de te controleren bouwwerken c.q. constructies ligt het voor de hand om niet direct alle mogelijke constructies of constructie onderdelen te beschouwen, maar te starten met een gemotiveerde selectie van de meest belangrijke en mogelijk meest kritische constructies en installaties.

Vanzelfsprekend liggen de prioriteiten bij industriële bedrijven in het aardbevingsgebied bij het in voldoende mate beperken van risico's met betrekking tot interne veiligheid en externe veiligheid. Ook milieurisico's moeten in voldoende mate worden beperkt. Daarom dienen de uit te voeren toetsingen zich in eerste instantie te richten op ULS / no-collapse condities. Bij het overschrijden van deze grenstoestand kunnen er gevaarlijke stoffen vrijkomen en is er dus sprake van gevolgen die zijn gerelateerd aan "Loss of Containment" (LoC-condities). Ook kunnen door het overschrijden van deze grenstoestand personen gevaar lopen (bijvoorbeeld het instorten van een constructie). Om te kunnen beoordelen of de grenstoestand wordt overschreden dienen de constructies en installaties te worden doorgerekend met de specifiek voor deze condities te hanteren aardbevingsbelastingen (zie hoofdstuk 4 en 5).

3.2 Fasering

Voor een effectieve toetsing van de bestaande installaties bij de bedrijven die werken met gevaarlijke stoffen geeft de Handreiking aan dat de studie in 2 fasen dient te worden uitgevoerd. In de eerste fase wordt op basis van een kwalitatieve risicoanalyse van de bij een bedrijf aanwezige installaties een prioritering gemaakt van de meest risicovolle constructies en installaties. Vervolgens wordt in fase 2 de aardbevingsbestendigheid van de in fase 1 geselecteerde installaties kwantitatief getoetst. Bij deze toetsing wordt onderscheid gemaakt tussen installaties met potentieel ernstige gevolgen en installaties met minder ernstige gevolgen die moeten worden voorkomen.

In de toetsing van bestaande constructies en installaties dient de volgende fasering met daaronder genoemde stappen te worden gevolgd:

Fase 1: Kwalitatieve beoordeling bestaande constructies en installaties

1. Doorlopen van de constructies met betrekking tot risico's.
2. Vaststellen van de huidige staat van de constructies.
3. Prioritering van de constructies met de grootste gevolgen van falen.
4. Een kwalitatieve beoordeling van de risico's door middel van een risicoanalyse met mogelijke maatregelen om het risico te reduceren tot een aanvaardbaar niveau.

Fase 2: Kwantitatieve beoordeling bestaande constructies en installaties

5. Indien het niet mogelijk is om op basis van de kwalitatieve beoordeling een uitspraak te doen of het risico aanvaardbaar klein is, dienen constructieve berekeningen gemaakt te worden. Aanbevolen wordt om eerst eenvoudige berekeningen te maken en daarna, indien noodzakelijk, voor de meest kritieke constructies of onderdelen van constructies geavanceerde berekeningen.

Fase 3: Ontwerp en uitvoering van maatregelen

6. Indien uit de vorige stappen volgt dat het risico onaanvaardbaar is dienen maatregelen te worden ontworpen. (Het is een afweging om over te gaan tot het ontwerpen van maatregelen in plaats van het uitvoeren van geavanceerde berekeningen in stap 5).
7. In de laatste fase van het aardbevingsonderzoek kunnen eveneens de eventueel vastgestelde maatregelen worden uitgevoerd. Het kan dan gaan om fysieke aanpassingen van de installaties (zoals versterking), maar ook om aanvullende veiligheidsmaatregelen of aanpassingen in het proces. Vanzelfsprekend kunnen gedurende de eerste twee fasen van het onderzoek al eenvoudige maatregelen worden doorgevoerd om een betere aardbevingsbestendigheid te bewerkstelligen.

3.3 Fase 1

Voor de eerste fase wordt verwezen naar '1209036-000-GEO-0284-v7-Handreiking Fase 1 voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'.

3.4 Fase 2

Fase 2 betreft de nadere kwantitatieve beoordeling van de kritische onderdelen van de installaties, die in fase 1 door middel van een semi kwantitatieve risicoanalyse zijn geïdentificeerd en geprioriteerd.

De nadere beoordeling in fase 2 houdt in dat wordt getoetst of de risico's, van de kritische constructies en installaties uit fase 1, voldoen aan de daaraan gestelde eisen (hoofdstuk 4). Zoals eerder aangegeven kan worden begonnen met eenvoudige berekeningsmethoden gevolgd door, indien nodig, meer geavanceerde berekeningsmethoden.

Afhankelijk van de resultaten kan het nodig en/of zinvol zijn om nadere analyses te maken met meer geavanceerde berekeningsmethoden, zoals niet lineaire methoden en probabilistische analyses.

Vooraf zal niet altijd duidelijk zijn wat de omvang van de werkzaamheden in fase 2 is, omdat niet altijd duidelijk is of, en zo ja voor welke faalmechanismen welke aanvullende geavanceerde berekeningen nodig en/of zinvol zijn. Bovendien kan dat verschillen van installatie tot installatie en de onderdelen daarvan. Daarom zal fase 2 moeten worden opgedeeld in verschillende sub-fasen:

- Fase 2a: Opstellen van een document met de uitgangspunten voor de uit te voeren berekeningen van de in fase 1 geselecteerde constructies / installaties en de faalkansanalyse hiervan. Een dergelijk document wordt ook wel 'Basis of Design' BoD genoemd, hoewel het strikt genomen geen 'Design' maar een toetsing van een bestaande situatie betreft. In fase 2a dient ook nagegaan te worden of alle benodigde informatie voor de uitvoering van fase 2b beschikbaar is. Voor zover dat niet het geval is volgen daar acties uit.
Het opzetten van een faalkansenboom met daarin voor de in fase 1 geselecteerde constructies / installaties de mogelijke faalmechanismen is een belangrijk onderdeel van fase 2a. Per faalmechanisme dient te worden aangegeven welke berekeningen achtereenvolgens worden uitgevoerd van eenvoudig naar complex en welke gegevens daarvoor benodigd zijn.

In het BoD dienen de volgende onderwerpen te worden beschreven:

- Overzicht / inventarisatie gegevens installatie, inclusief:
 - Globale beschrijving installatie.
 - Overzicht beschikbare tekeningen en ontwerprapporten.
- Vaststellen staat van de installatie en meenemen in de schematisatie.
- Inventarisatie gegevens ondergrond en interpretatie, inclusief:
 - Beschikbaar grondonderzoek.
 - Interpretatie grondonderzoek (analyses zoals verwekingsanalyse zijn onderdeel van de berekeningsfase) en parameterkeuze.
- Veiligheidsbeschouwing met indeling in gevolgklasse.
- Overzicht van de faalmechanismen per installatie.
- Schema uit te voeren berekeningen / beoordelingen per faalmechanisme.
- Uitgangspunten per berekening, inclusief:
 - Te gebruiken berekeningsmethode en software.
 - Te hanteren materiaalparameters.
 - Te hanteren (partiële) factoren.
- Uitwerking van de toe te passen seismische belasting, inclusief:
 - Ontwerp responsespectra en, indien tijdsafhankelijke berekeningen worden uitgevoerd, een overzicht van de te gebruiken versnellingssignalen.
- Fase 2b: Het toetsen of de constructie c.q. installatie aan de eisen met betrekking tot aardbevingsbestendigheid voldoet. Deze kan weer worden onderverdeeld in twee deelfasen:
 - Fase 2b-1: eenvoudige toetsing.
 - Fase 2b-2 geavanceerde berekeningen (indien nodig).

Deelfase 2b-1 Eenvoudige toetsing

In deelfase 2b-1 worden eenvoudige, lineaire berekeningen. Hiervoor dient een lineair elastisch model te worden gemaakt dat de geometrie, stijfheden en massa's beschrijft. Op dit model dienen vervolgens belastingen te worden aangebracht, waaronder een equivalente aardbevingsbelasting. Ductiliteit in de constructie dient te worden meegenomen door middel van een gedragsfactor (q-factor) zoals gedefinieerd in NEN-EN 1998. De waarde voor de q-factor dient te worden gekozen op basis van NEN-EN 1998-1, artikel 2.2.2.(2) dat verwijst naar de van toepassing zijnde delen van NEN-EN 1998, afhankelijk van constructiemateriaal, voor de specificatie van de in rekening te brengen waarden voor de q factor.

De snedekrachten die met het lineair elastisch model worden bepaald, dienen te worden getoetst. Er zijn twee typen lineaire berekeningen mogelijk: de zijdelingse belastingsmethode en de spectrale modale responsberekening. Indien het gedrag van de constructie niet significant wordt beïnvloed door hogere eigenmodes, dan dient de zijdelingse belastingsmethode te worden toegepast. In de overige gevallen dient een spectrale modale responsberekening te worden uitgevoerd.

Zijdelingse belastingsmethode

Van de lineaire methoden is de zijdelingse belastingsmethode het meest eenvoudig. Bij deze methode dient op basis van de eerste eigenperiode en het spectrum een afschuif-

kracht aan de basis van de constructie te worden berekend. Vervolgens dient deze afschuifkracht te worden verdeeld over de constructie in de vorm van de eerste eigenmode. Tot slot dienen de bijbehorende snedekrachten te worden getoetst. Voor de zijdelingse belastingsmethode wordt verwezen naar art. 4.3.3.2 van EN 1998-1.

Spectrale modale responsberekening

Bij deze methode dient het constructieve gedrag uiteen te worden gezet in verschillende eigenmodes. Per eigenmode dient op basis van de eigenperiode, de effectieve massa en het spectrum de equivalente aardbevingsbelasting te worden bepaald. Vervolgens dient er een combinatie van de belastingseffecten te worden gemaakt op basis waarvan de snedekrachten kunnen worden getoetst. Voor de spectrale modale responsberekening wordt verwezen naar art. 4.3.3.3 van EN 1998-1.

Na het uitvoeren van de eenvoudige berekeningen dient aan de hand van de resultaten te worden besloten of er aanvullend geavanceerde, niet-lineaire berekeningen dienen te worden uitgevoerd. Tijdens het beslismoment dient eveneens te worden geëvalueerd of naast de geselecteerde constructies / installaties nog aanvullende bedrijfsonderdelen dienen te worden doorgerekend als de uitkomsten van de geselecteerde constructies / installaties daar aanleiding toe geven. Niet in alle gevallen zal een vervolg in deelfase 2b-2 noodzakelijk zijn.

Deelfase 2b-2 Geavanceerde berekeningen

In fase 2b-2 kan een niet-lineaire (statische) push-over berekening of een niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekening te worden uitgevoerd. In beide gevallen dient een model te worden gemaakt dat niet alleen de geometrie, stijfheden en massa's beschrijft, maar ook het niet-lineaire gedrag. De ductiliteit wordt in deze modellen direct beschouwd, waardoor bij deze methoden niet expliciet een q-factor hoeft te worden meegenomen. Een push-over berekening is met name geschikt indien het gedrag van de constructie niet significant wordt beïnvloed door hogere eigenmodes. In de overige gevallen zijn push-over berekeningen minder eenvoudig en wordt aanbevolen een tijdsdomeinberekening uit te voeren.

Voor de niet-lineaire push-over berekening wordt verwezen naar art. 4.3.3.4.2 van EN 1998-1. Voor de niet-lineaire tijdsdomeinberekening wordt verwezen naar art. 4.3.3.4.3 van EN 1998-1.

In een niet-lineaire tijdsdomeinberekening dienen tijd-versnellingssignalen te worden aangebracht aan de basis van de constructie of, om tot een zo realistisch mogelijk resultaat te komen, aan de onderzijde van een grondblok dat is mee gemodelleerd met de constructie. Hierbij dienen per constructie 7 of 11 aardbevingsignalen te worden gebruikt.

Het direct gebruiken van de gemeten signalen is niet toegestaan, omdat deze gemeten zijn bij lichtere aardbevingen dan waarop de constructies nu getoetst moeten worden. Voor het maken van tijdsdomein berekeningen met tijdsignalen dient Deltares / TNO te worden geraadpleegd (zie hoofdstuk 5).

4 Veiligheidsfilosofie en aardbevingsbelastingen

4.1 Algemeen

Het veiligheidsniveau voor bouwwerken en industriële constructies en installaties is vastgelegd binnen wettelijke eisen. In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe de aardbevingsbelasting meegenomen kan worden in de veiligheidsbeschouwing die aansluit op de bestaande wettelijke eisen.

De Handreiking geeft invulling aan het uitgangspunt dat er 'geen significante toename' van risico's mag zijn als gevolg van aardbevingen en sluit daarmee aan op de in Nederland geldende wettelijke kaders voor de externe veiligheid, de interne veiligheid en het milieu. Daarmee wordt bereikt dat de bevolking en het milieu in de provincie Groningen niet aan hogere risico's worden blootgesteld dan elders in Nederland in de buurt van industriële installaties.

4.2 Wettelijke eisen

Voor bouwwerken en industriële constructies en installaties zoals genoemd in deze Handreiking kunnen de volgende wettelijke eisen gelden:

- Het Bouwbesluit (zowel voor nieuwbouw als versterken bestaande bouw).
- De Wetgeving voor in- en externe veiligheid, vervoer en opslag van gevaarlijke stoffen.
- De Waterwet (voor dijken en waterkerende kunstwerken).
- Arbowetgeving.

Het Bouwbesluit maakt onderscheid tussen eisen voor nieuwe en bestaande bouwwerken. Voor de aan te houden veiligheidseisen en belastingen onder aardbevingen is de Nederlandse praktijkrichtlijn NPR 9998:2017 ontwikkeld voor de beoordeling van gebouwen in de provincie Groningen. Deze Handreiking verwijst voor het toetsen van gebouwen naar NPR 9998:2017.

In Nederland moet conform de wetgeving in- en externe veiligheid een kwantitatieve risicoanalyse (QRA) worden gemaakt wanneer op een bepaalde locatie gevaarlijke stoffen aanwezig zijn in hoeveelheden die bij vrijkomen kunnen leiden tot directe dodelijke slachtoffers bij omwonenden. In grote lijnen komt het er op neer dat voor de proces- en installatieonderdelen waarin (significante hoeveelheden) gevaarlijke stoffen voorkomen, wordt bepaald op welke wijze deze kunnen vrijkomen (de zogenaamde Loss Of Containment, LoC-scenario's), hoe groot de kans hierop is en wat de effecten zijn op de gezondheid van de bevolking in de omgeving. Dit wordt in Nederland uitgedrukt in twee risicomaten: Plaatsgebonden Risico (PR) en Groepsrisico (GR).

De Handreiking geeft invulling aan het uitgangspunt dat er geen toename van risico's mag zijn als gevolg van aardbevingen. De uitwerking hiervan is nader toegelicht in het achtergronddocument (zie bijlage B). In dit achtergronddocument zijn ten behoeve van de beoordeling van de installaties en constructies gevolgklassen gedefinieerd. Voor de indeling in gevolgklassen kan gebruik worden gemaakt van de QRA, indien aanwezig. Bij het ontbreken van een QRA kan op basis van andere veiligheidsbeschouwingen een verantwoorde keuze voor een gevolgklasse worden gemaakt.

Bij gebruik van de herhalingstijden van de aardbevingsbelasting conform Tabel 4.1 in combinatie met een ULS sterktoets conform EN 1998 is de risicotoename met betrekking tot externe veiligheid door aardbevingen verwaarloosbaar.

Milieuaspecten kunnen bij aardbevingsstudies van belang zijn. Het betreft dan mogelijke vervuiling van grondwater, oppervlaktewateren en zeewater. Deze milieuaspecten maken deel uit van de hiervoor beschreven risicoanalyse die in fase 1 dient te worden uitgevoerd.

Bij een toets in fase 2, waarin de herhalingstijden van de aardbevingsbelasting conform Tabel 4.1 worden gebruikt in combinatie met een ULS sterktoets conform NEN-EN 1998, wordt conform internationale praktijk voldaan aan de milieueisen; er is vervolgens geen afzonderlijke toets op dit punt nodig.

Het Arbobesluit is een uitwerking van de Arbowet. Hierin staan de regels waar zowel werkgever als werknemer zich aan moeten houden om arbeidsrisico's tegen te gaan. Risico's voor werknemers die in fase 1 worden vastgesteld bij de risicoanalyse, dienen middels maatregelen in de regelgeving van het bedrijf te worden opgenomen.

Bij een toetsing in fase 2 dient gebruik gemaakt te worden van de aardbevingsbelasting conform Tabel 4.1 in combinatie met een ULS sterktoets conform NEN-EN 1998. Indien voldaan wordt aan deze toets wordt geacht dat de risico's voor interne veiligheid voldoende gemitigeerd zijn

De linker kolom van tabel 4.1 geeft aan dat een installatie in een lagere gevolklasse geplaatst kan worden als door maatregelen in de bedrijfsprocessen of anderszins de gevolgen van een LoC worden beperkt.

4.3 Fundamentele eisen voor bouwwerken vallend onder het Bouwbesluit

In het Bouwbesluit wordt onderscheid gemaakt tussen gebouwen en bouwwerken geen gebouw zijnde. Voor de fundamentele eisen voor gebouwen vallend onder het Bouwbesluit wordt verwezen naar paragraaf 2.2 van de NPR 9998:2017. Dit betreft zowel gebouwen waarin personen aanwezig kunnen zijn als gebouwen die niet bedoeld zijn voor het verblijf van personen.

Indien het bezwijken van gebouwen of onderdelen daarvan kan leiden tot risico's met betrekking tot het vrijkomen van gevaarlijke stoffen, dienen deze tevens getoetst te worden op de eisen ten aanzien van externe veiligheid, interne veiligheid en milieu. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de herhalingstijden behorend bij de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting zoals vermeld in paragraaf 4.4.

Voor de fundamentele eisen voor bouwwerken geen gebouw zijnde vallend onder het Bouwbesluit wordt verwezen naar paragraaf 4.4.

4.4 Fundamentele eisen voor constructies waarbij criteria voor externe veiligheid, interne veiligheid en/of milieu van belang zijn

De basis prestatie-eis voor de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting is dat deze niet mag leiden tot lokaal of globaal bezwijken van de constructie of installatie.

Om de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting te bepalen voor de toetsing van constructies (al dan niet vallend onder de eisen van het Bouwbesluit) en installaties waarvoor de risico's met betrekking tot externe veiligheid, interne veiligheid en milieu niet mogen toenemen, zijn gevolgklassen gedefinieerd, met bijbehorende overschrijdingskansen voor de aardbevingsbelasting. Deze gevolgklassen zijn op basis van onderzoek, gerapporteerd in Bijlage B, vastgesteld. In tabel 4.1 zijn de gevolgklassen nader uitgewerkt en zijn de bijbehorende overschrijdingskansen per jaar gegeven behorende bij de rekenwaarde van de aan te houden aardbevingsbelasting.

Een constructie wordt ingedeeld in een klasse op basis van de mogelijke gevolgen indien de constructie niet zou voldoen aan de gestelde eis. Deze gevolgen worden bepaald op basis van de omschrijvingen in onderstaande tabel. Per gevolgklasse zijn criteria gegeven voor menselijke veiligheid (extern en intern) en milieu. De criteria voor menselijke veiligheid en voor milieu staan respectievelijk boven en onder de streep.

De van toepassing zijnde gevolgklasse dient te worden bepaald op basis van de omschrijvingen in onderstaande tabel. Per gevolgklasse zijn criteria gegeven voor menselijke veiligheid (externe en interne veiligheid) en milieu. De criteria voor menselijke veiligheid en voor milieu staan respectievelijk boven en onder de streep.

Voor menselijke veiligheid is per gevolgklasse een set aan omschrijvingen gegeven, waarbij gebruik is gemaakt van de termen 'EN', 'of' en 'en'. De omschrijvingen vóór en na 'EN' dienen als twee aparte sets te worden beschouwd, die beide moeten gelden. Binnen de twee aparte sets moet bij 'of' minstens één omschrijving gelden en moeten bij 'en' beide omschrijvingen gelden. Voor milieu is per gevolgklasse één omschrijving gegeven op basis waarvan de van toepassing zijnde gevolgklasse dient te worden bepaald.

Voor de bepaling van de gevolgklasse voor externe veiligheid kan op basis van de in de QRA gegeven gevolgen van LoC vastgesteld worden, in welke klasse de constructie moet worden ingedeeld. Voor de bepaling van de eis voor interne veiligheid wordt op basis van de in de HAZID/HAZOP of vergelijkbare risicoanalyses geïdentificeerde gevolgen van vrijkomen van schadelijke stoffen of instortingsgevaar vastgesteld welke gevolgklasse van toepassing is. Voor de eis ten aanzien van milieu geldt dat op basis van de mate van toxiciteit van de aanwezige stoffen in de constructie moet worden vastgesteld welke gevolgklasse van toepassing is. In bijlage C is informatief een hulpmiddel voor de indeling in gevolgklassen bijgevoegd. Dit hulpmiddel kan worden gebruikt ter bevestiging van de gevolgde indeling conform tabel 4.1.

Een constructie wordt voor zowel externe veiligheid, interne veiligheid en milieu afzonderlijk in een gevolgklasse ingedeeld. Dit betekent dat constructies in verschillende gevolgklassen ingedeeld kunnen worden voor elk van de criteria. De toets dient uitgevoerd te worden op basis van de maatgevende gevolgklasse (De hoogste klasse, met de kleinste overschrijdingskans en daarmee hoogste rekenwaarde voor de aardbevingsbelasting).

	Gevolg-klasse	Omschrijving gevolgen catastrofaal falen van het beschouwde element voor menselijke veiligheid (binnen en buiten de terreingrens) of voor milieu	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting*
	Opgemerkt wordt dat gevolgklasse V bedoeld is voor extreem risicovolle constructies/installaties; gevolgklasse IV is voor enkele zeer risicovolle constructies / installaties.		
Door maatregelen (in de industriële processen) kunnen de gevolgen van falen in een lagere categorie in geschaald worden	V	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen / objecten, EN Zeer grote kans op meer dan 50 dodelijke slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 50 dodelijke slachtoffers binnen de terreingrens, OF Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 50 dodelijke slachtoffers. 	1/4950
		<ul style="list-style-type: none"> Zeer grote kans op milieuschade (giftig voor organismen) met langdurige gevolgen op grote schaal. 	
	IV	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen / objecten, EN Zeer grote kans op meer dan 10 dodelijke slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 10 dodelijke slachtoffers binnen de terreingrens, OF Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 10 dodelijke slachtoffers. 	1/2475
		<ul style="list-style-type: none"> Grote kans op milieuschade (giftig voor organismen) met langdurige gevolgen. 	
	III	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen / objecten, EN Reële kans op enkele dodelijke slachtoffers buiten de terreingrens, OF Grote kans op enkele dodelijke slachtoffers binnen terreingrens, OF Reële kans op interne domino-effecten binnen de activiteit / terreingrens met enkele dodelijke slachtoffers. 	1/975
		<ul style="list-style-type: none"> Grote kans op milieuschade (giftig voor organismen). 	
	II	<ul style="list-style-type: none"> Grote kans op dodelijke slachtoffers binnen terreingrens, OF Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen / objecten, EN Kleine kans op dodelijke slachtoffers buiten terreingrens, OF Reële kans op dodelijke slachtoffers binnen terreingrens, OF Kleine kans op domino-effecten binnen de activiteit / terreingrens. 	1/475
<ul style="list-style-type: none"> Kleine kans op milieuschade (giftig voor organismen). 			
I	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt dichtbij (10% van de totale afstand vanaf de bron) kwetsbare bestemmingen / objecten, OF Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt over een kwetsbare bestemming met functionele binding met het bedrijf of over beperkt kwetsbare bebouwing, EN Kleine kans op dodelijke slachtoffers binnen terreingrens, en Zeer kleine kans op domino-effecten. 	1/95	
	<ul style="list-style-type: none"> Zeer kleine kans op milieuschade (giftig voor organismen). 		
0	<ul style="list-style-type: none"> Indien niet vallend in één van bovenstaande categorieën (lagere waarden). 	niet toetsen	
Kwantificering kansen, indicatief: Zeer groot: ≥ 30% Groot: ≥ 10%; Reëel: ≥ 1%; Klein: < 1%; Zeer klein: < 0,1%			
* In verband met het gebruik van de NPR-webtool voor bepaling van de aardbevingsbelasting (hoofdstuk 5) zijn de herhalings tijden uit bijlage B bijgesteld			

Tabel 4.1 Bepaling gevolgklassen van constructies en installaties

Voor de indeling in de gevolgklassen in de bovenstaande tabel wordt gebruik gemaakt van bestaande QRA en MRA documenten, indien deze beschikbaar zijn. Bij het niet beschikbaar zijn van QRA's en MRA's dient aan de hand van de beschikbare resultaten van veiligheidsrisico- en milieurisico- analyses een indeling te worden gemaakt in gevolgklassen. Het dient te worden opgemerkt dat de QRA en MRA documenten kunnen worden gebruikt, maar dat deze documenten niet worden aangepast aan de hand van de resultaten van het onderzoek.

Indien de constructie voldoet aan de eisen behorende bij de van toepassing zijnde gevolgklasse, is aangetoond dat deze voldoende veilig is met betrekking tot de aspecten externe veiligheid, interne veiligheid en milieu.

Voor nieuwbouw dienen de aardbevingsbelastingen, die zijn afgeleid uit Tabel 4.1, nog te worden vermenigvuldigd met een importantiefactor. Deze importantiefactor bedraagt $\gamma_1 = 1,1$.

4.5 Definitie uiterste grenstoestand

Om te voldoen aan de basis prestatie-eis dient een uiterste grenstoestand toets te worden uitgevoerd. De definitie van de uiterste grenstoestand is voor de te toetsen constructies en installaties conform de ULS toets in het betreffende deel van NEN-EN 1998.

In NEN-EN 1998 voor tanks, silo's en installatieleidingen wordt meer specifiek het kader bij de UGT toets omschreven. Er wordt gesteld dat:

- Voor constructies, waarvan globaal bezwijken ernstige gevolgen kan hebben dient de UGT gedefinieerd te worden als de grenstoestand voorafgaand aan globaal bezwijken, waarbij geen brosbezwijken optreedt en eventueel vrijkomen van gevaarlijke stoffen gecontroleerd optreedt (artikel 2.1.2(2)P).
- Voor constructies, waarbij gecontroleerd vrijkomen van gevaarlijke stoffen niet leidt tot ernstige consequenties, mag de UGT worden gedefinieerd als de grenstoestand voor globaal bezwijken (artikel 2.1.2(3)P).

In algemene zin dient zo goed mogelijk het begin van scheuren te worden beschouwd. Hiertoe wordt uitgegaan van de rekenmethoden uit NEN-EN 1998.

4.6 Partiële factoren voor de weerstand

De te hanteren partiële factoren voor de weerstand zijn weergegeven in tabel 4.2 en tabel 4.3. In deze tabellen wordt onderscheid gemaakt in de situatie pre-/post seismisch en de situatie seismisch. De pre-/post seismische situatie is de situatie zonder aardbeving, hiervoor gelden de gebruikelijke partiële factoren. Onder de seismische situatie wordt de situatie tijdens en direct na de aardbeving verstaan.

In de gegeven partiële factoren in tabel 4.2 is voor constructiestaal onderscheid gemaakt tussen schaalconstructies volgens EN 1993-1-6 en overige constructies. Het verschil zit in de partiële factor γ_{M1} in de pre-/post seismische situatie.

	Pre-/post seismische situatie	Seismische situatie
Beton γ_C	1.5	1.5
Betonstaal γ_S	1.15	1.15
Constructiestaal γ_{M0}	1.0	1.0
Constructiestaal γ_{M1} (schalen conform EN 1993-6)	1.1	1.0
Constructiestaal γ_{M1} (overig)	1.0	1.0
Constructiestaal γ_{M2}	1.25	1.25

Tabel 4.2 Toe te passen partiële factoren bij constructies en installaties

	Pre-/post seismische situatie	Seismische situatie
Fundering algemeen		
Hoek inwendige wrijving $\gamma_{\phi'}$	1.15	1.0
Effectieve cohesie γ_C'	1.6	1.0
Ongedraineerde schuifsterkte γ_{Cu}	1.35	1.0
Cyclische ongedr. schuifsterkte $\gamma_{\tau cy}$	N.v.t.	1.0
Volumiek gewicht γ_γ	1.1	1.0
Stijfheid	1.3	1.0
Fundering op palen (o.b.v. sondering)		
Partiële materiaalfactor γ_m	1.20	1.0
Correlatiefactor ξ	NEN-EN 9997-1 tabel A.10*	NEN-EN 9997-1 tabel A.10*
Paalklassefactor voor de puntweerstand γ_p	NEN-EN 9997-1 tabel 7c/7d*	NEN-EN 9997-1: tabel 7c/7d*
Paalklassefactor voor de schachtwrijving γ_s	NEN-EN 9997-1 tabel 7c/7d*	NEN-EN 9997-1 tabel 7c/7d*

* Met ingang van 2016 zijn de paalpuntfactoren verlaagd. Deze factoren zijn geldig voor nieuwbouw / verbouw. Indien de fundering niet wordt aangepast kunnen de oude factoren worden gebruikt in NEN- EN 9997:2012.

Tabel 4.3 Toe te passen partiële factoren bij geotechnische beschouwing van de funderingen

5 Representatie van de aardbevingsbelasting

5.1 Algemeen

Zoals in hoofdstuk 3 is vermeld wordt bij de toetsing op aardbevingsbelasting gebruik gemaakt van kwalitatieve methoden in fase 1 en constructieve berekeningen in fase 2. Zowel in fase 1 als in fase 2 is een rekenwaarde voor de aardbevingsbelasting nodig.

De aardbevingsbelasting bestaat uit een verticale en een horizontale component. De horizontale seismische belasting wordt beschreven door twee loodrecht op elkaar staande componenten. De componenten worden verondersteld onafhankelijk van elkaar te zijn.

De voor een aardbevingsstudie benodigde aardbevingsbelasting kan worden ontleend aan de hand van de ontwerp responspectra op maaiveld. Voor alle locaties in het aardbevingsgebied in de provincie Groningen zijn deze beschikbaar via de NPR 9998-webtool. De webtool is toegankelijk via volgende website:

<http://seismischekrachten.nen.nl/webtool.php>

De NPR 9998-webtool (zie bijlage A) geeft voor iedere locatie in de provincie Groningen de elastische horizontale responspectra voor de volgende herhalingstijden:

$$T = 95, 475, 975 \text{ en } 2475 \text{ jaar}$$

Voor het verkrijgen van een responspectrum met een herhalingstijd van 4950 jaar dient het responspectrum voor een herhalingstijd van 2475 jaar te worden gebruikt, vermenigvuldigd met een factor 1.2.

In de nabije toekomst zullen via de NPR 9998-webtool ook de volgende gegevens beschikbaar komen:

- Verhouding horizontale en verticale responspectrum.
- Responspectra op diepte.
- Tijdsignalen voor berekeningen in het tijdsdomein.

5.2 V/H ratio

Het verticaal responspectrum kan uit het horizontale responspectrum worden bepaald door de laatste te vermenigvuldigen met de zogenaamde V/H ratio. Zolang via de NPR 9998-webtool deze data niet beschikbaar zijn kunnen voor V/H ratio de waarden volgens tabel 5.1 worden gebruikt. Deze is overgenomen uit het GMPE v2 rapport [Bommer et. al. 2015] voor de situatie $M = 5$ en $R_{\text{epi}} = 10$ km. Tabel 5.1 geeft deze V/H ratio als functie van de T_e .

T_e [s]	V/H [-]
0.01	0,91
0.02	1,06
0.03	1,33
0.04	1,55
0.05	1,89
0.075	1,65
0.1	1,24
0.2	0,31
0.3	0,19
0.4	0,18
0.5	0,20
0.6	0,21
0.7	0,22
0.85	0,22
1	0,22
1.5	0,25
2	0,28
2.5	0,30
3	0,29
4	0,28
5	0,28

Tabel 5.1 *Te* hanteren V/H ratio voor bepaling verticaal responsespectrum
(vervalt als V/H ratio via NPR-webtool beschikbaar komt)

Opmerking:

Voor de verhouding van het verticale spectrum ten opzichte van het horizontale spectrum (V/H-ratio) wordt in NPR 9998:2017 verwezen naar Bozorgnia, Y. & K.W. Campbell (2016b), Ground motion model for the vertical-to-horizontal(V/H) ratios of PGA, PGV, and responsespectra, Earthquake Spectra 32(2), 951-978. Aangegeven is dat de in deze publicatie afgeleide relatie met gebruikmaking van externe deskundigheid gecorrigeerd te worden voor de korte eigenperioden. Bij werken volgens de onderhavige Handreiking mag in plaats daarvan van tabel 5.1 worden uitgegaan.

5.3 Ontwerp responspectra

In NPR 9998:2017 wordt het ontwerp responspectrum afgeleid uit het elastisch responspectrum door het toepassen van de gedragsfactor (q-factor). Deze factor brengt de ductiliteit van het systeem in rekening. Onderstaande formules zijn gebaseerd op een gebruikelijke vorm van het elastisch responspectrum met een 'plateau'. De plateau-vorm is niet duidelijk aanwezig in de responspectra volgens de web-tool van NPR 9998:2017.

Voor $T_e > T_B$ geldt de volgende formule

$$\frac{S_d(T)}{S_e(T)} = \frac{1}{q}$$

Voor $T_e < T_B$ kan de benaderende formule volgens NPR 9998:2017 worden gevolgd.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{p}{q} - \frac{2}{3} \right) \right)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot p - 1) \right)$$

Voor $\eta = 1$ geeft dit

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (p - 1) \right)$$

Met

- S_D Ontwerp rekenwaarde van de spectrale versnelling gecorrigeerd voor ductiel gedrag voor de trillingsperiode [g];
- S_E Rekenwaarde van de spectrale versnelling voor de trillingsperiode [g];
- T_B Getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is [s];
- T_E Trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad [s];
- $S_e(T)$ Elastische responspectrum [g];
- η Dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van = 1 voor 5 % viskeuze demping [-];
- p Relatie tussen piekgrondversnelling en de plateauwaarde van het elastisch responspectrum;
- q Dimensieloze gedragsfactor voor het in rekening brengen van de ductiliteit [-].

In de NPR 9998-webtool zijn de waarden van T_B en p gegeven. Deze kunnen in de bovenstaande correctie voor de q-factor worden gebruikt.

Het verticaal ontwerp responspectrum dient te worden bepaald door de waarden uit het horizontale elastische spectrum (exclusief q-factor) te vermenigvuldigen met de zogenaamde V/H ratio (zie paragraaf 5.2). Het verkregen verticaal ontwerp responspectrum dient vervolgens als geheel te worden gereduceerd op basis van een verticale gedragsfactor q.

6 Benodigde gegevens ondergrond

6.1 Omvang grondonderzoek

Alhoewel de aardbevingsbelasting aan het maaiveld beschikbaar is, is het van belang voor het uitvoeren van bepaalde berekeningen (zoals beoordelen van het optreden van verweking, zie hoofdstuk 8) dat een goed inzicht in de ondergrond wordt verkregen. Ook voor het uitvoeren van een locatiespecifieke responsanalyse is het noodzakelijk goed inzicht in de ondergrond te hebben. De volgende onderzoekgegevens dienen dan beschikbaar te zijn:

- CPT: Sonderingen, inclusief meting plaatselijke wrijving (conform NEN- EN 9997).
- SCPT: Seismische sonderingen (bij een locatiespecifieke responsanalyse).
- Boringen (conform eis NEN- EN 9997).

Verwacht mag worden dat, afgezien van de seismische sonderingen, dit grondonderzoek al is uitgevoerd voor de bouw van de te beschouwen constructies, en dus beschikbaar zal zijn. Dit betekent dat een eventueel aanvullend grondonderzoek in veel gevallen niet nodig is.

Hieronder volgen nadere aanwijzingen voor het uitvoeren van aanvullend grondonderzoek.

6.2 Sonderingen

Het aantal en de diepte van de sonderingen dient te worden vastgesteld conform het bepaalde in NEN-EN 9997. In aanvulling hierop geldt:

- De minimale sondeerdiepte voor nieuw uit te voeren sonderingen dient maaiveld –30 m te zijn.
- Indien de bestaande sonderingen niet tot die diepte zijn uitgevoerd dient een aantal aanvullende sonderingen tot maaiveld –30 m uitgevoerd te worden, eventueel in combinatie met de SCPT meting.
- Het aantal aanvullende sonderingen is afhankelijk van de al beschikbare sonderingen en de variabiliteit van de ondergrond.
- De sonderingen dienen minimaal te voldoen aan de eisen van klasse 3 sonderingen volgens NEN-EN-ISO 22476-1:2012 met als aanvullende eis dat er minimaal per 2 cm een waarde wordt geregistreerd.

6.3 Boringen

Boringen dienen te worden uitgevoerd conform het bepaalde in NEN-EN 9997. In aanvulling hierop geldt ten aanzien van het minimum aantal boringen:

- Het aantal boringen is afhankelijk van de variabiliteit van de ondergrond.
- Zoveel mogelijk dienen boringen op minder dan 3 m naast (eerder uitgevoerde) sonderingen uitgevoerd te worden.
- Een boring is altijd nodig indien correctiefactoren voor de verwekingsgevoeligheid van sterk gelaagde grond (getijde afzettingen) worden toegepast of indien er grondresponsieberekeningen worden uitgevoerd, om de opbouw van de grondopbouw en de benodigde grondparameters te bepalen.

Bij het uitvoeren van een boring dient een kwalitatief goede foto van de boring te worden gemaakt en in de rapportage van het grondonderzoek te worden opgenomen. Onder een

kwalitatief goede foto wordt verstaan een foto waarop de gelaagdheid van de grond op millimeterschaal zichtbaar is. Indien ter plaatse zogenaamde getijdeafzettingen voorkomen dient de gelaagdheid (gemiddelde laagdikte zandlagen, verdeling zand en klei/slib) gedetailleerd beschreven te worden. Naast het grondmonster dient een lengte- en kleurenschaal mee gefotografeerd te worden.

6.4 Laboratoriumonderzoek

Op grondmonsters uit de boringen dienen minimaal de volgende classificatieproeven uitgevoerd te worden: bepaling volumegewicht, korrelverdeling (zand), Atterbergse grenzen (klei), organisch stof gehalte (humeuze klei en veen). Het aantal classificatieproeven per boring is minimaal 1 set classificatieproeven per onderscheiden grondlaag.

6.5 Seismische sonderingen (SCPT)

Voor een locatiespecifieke responsanalyse kan het zinvol zijn om seismische sonderingen uit te voeren. Bij het uitvoeren van seismische sonderingen dient rekening te worden gehouden met:

- Er dient minimaal één SCPT (Seismic Cone Penetration Test, soms ook Vertical Seismic Penetration Test, VSPT, genoemd) per gebouw of constructie / installatie te worden uitgevoerd.
- In aanvulling hierop is het toegestaan om clusters van gebouwen en/of constructies / installaties als 1 unit te beschouwen. Bij grote afmetingen moet het aantal SCPT's eventueel verhoogd worden, dit is afhankelijk van de variabiliteit van de ondergrond o.b.v. resultaten van beschikbare boringen en sonderingen.
- Specificaties voor het uitvoeren van SCPT's zijn gegeven in Bijlage D.

6.6 Bepaling materiaalparameters

Voor de bepaling van de partiële factoren voor de materiaaleigenschappen wordt verwezen naar paragraaf 10.6 van de NPR 9998:2017.

In afwijking van het gestelde in paragraaf 3.1.2 van de NPR 9998:2017 mag voor de onge-draineerde schuifsterkte van klei- en veenlagen voor de situatie tijdens de aardbeving een toeslag van 30% in rekening worden gebracht. Deze toeslag mag niet worden gebruikt voor de toetsing van de stabiliteit direct na de aardbeving.

7 Gebruik van tijdsignalen bij geavanceerde methoden

Bij een noodzakelijke geavanceerde aanpak kan het nodig zijn om een tijdsafhankelijke berekening te maken. Hierbij dienen per constructie 7 of 11 aardbevingssignalen te worden beschouwd.

Het direct gebruiken van in het verleden gemeten signalen is niet mogelijk, omdat deze gemeten zijn bij lichtere aardbevingen dan waarop de constructies nu getoetst moeten worden. Het is de bedoeling dat tijdsignalen die voldoen aan de lokale responspectra via de webtool van NPR beschikbaar worden gesteld. Zolang die signalen niet beschikbaar zijn dient men deze zelf te bepalen, of Deltares / TNO te verzoeken deze aan te leveren.

8 Bepaling risico op verweking

8.1 Algemeen

Voor de methode om de mate van verweking en de grootte van de water-overspanning te bepalen wordt verwezen naar Bijlage D van NPR 9998:2017.

De veiligheidsfilosofie voor verweking is momenteel onderwerp van nadere studie. De hieronder in de volgende paragrafen toegepaste benadering is gebaseerd op de methodiek in de meest recente versie van NPR 9998:2017.

8.2 Pleistoceen zand

Voor Pleistoceen zand mag worden gerekend met een hogere weerstand tegen verweking. Dit wordt gedaan door de Cyclic Resistance Ratio (CRR) te vermenigvuldigen met een leeftijdsfactor K_{DR} :

$$CRR_k = CRR \cdot K_{DR}$$

Voor de leeftijdsfactor K_{DR} mag de volgende waarde worden gebruikt:

$$K_{DR} = 1.3$$

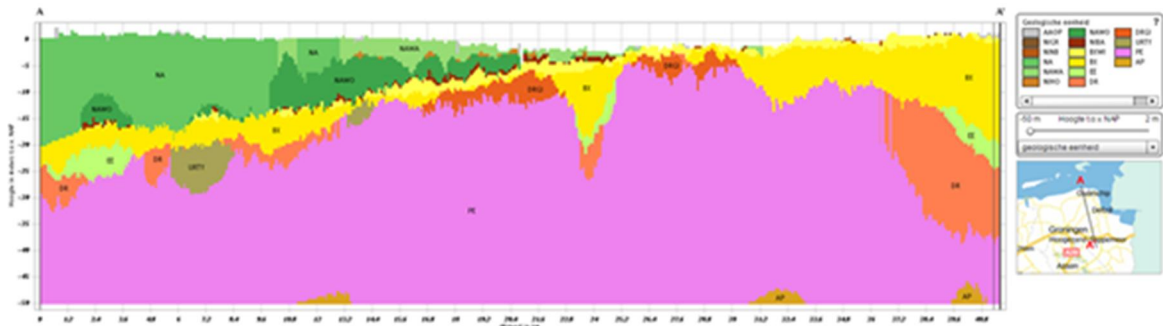
Met

- CRR Cyclic Resistance Ratio, maat voor de weerstand van zand tegen verweking.
- CRR_k Cyclic Resistance Ratio van Pleistoceen zand.
- K_{DR} Correctiefactor voor effect ageing op de weerstand tegen verweking.

Voor Holocene afzettingen en voor recente aanvullingen is het gebruik van een leeftijdsfactor niet toegestaan. In afwijking hiervan mag voor de verwekingsanalyse de formatie van Bortel (midden Pleistoceen / vroeg Holoceen) als Pleistoceen worden gekarakteriseerd.

Een correctie van de weerstand tegen verweking voor het effect van overconsolidatie van zandgronden is niet toegestaan.

De ligging van de bovenkant van het Pleistoceen dient op basis van lokaal grondonderzoek plaats te vinden. Een eerste indicatie van de ligging bovenkant Pleistoceen kan worden verkregen via GeoTOP (www.dinoloket.nl). Een voorbeeld van de uitvoer van GeoTOP is weergegeven in figuur 8.1.



Figuur 8.1 Geologisch lengteprofiel in de provincie Groningen, hieruit blijkt dat de bovenkant Pleistoceen verloop van ongeveer NAP – 20 m in het noorden naar maaiveld in het zuiden

8.3 Correctie conusweerstand in dunne zandlagen

Voor relatief dunne zandlagen (< 0.5 m) in een dik pakket cohesieve lagen wordt de gemeten conusweerstand beïnvloed door de slappe aanliggende lagen. De gemeten conusweerstand voor die lagen mag worden gecorrigeerd voor het zogenaamde 'dunne lagen' (thin layer) effect. Hiervoor mag de volgende uitdrukking worden gebruikt:

$$K_{H1} = 0,25 \cdot \left[\frac{H/d_c}{17} - 1,77 \right]^2 + 1,0$$

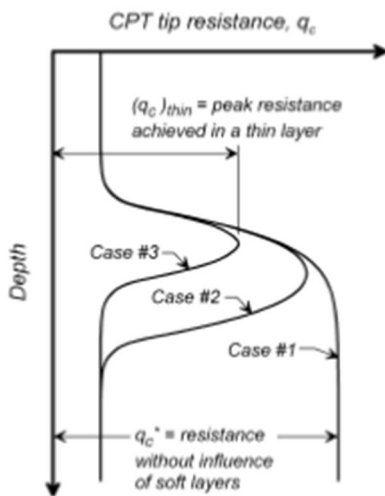
Met:

- | | |
|----------|--|
| H | Laagdikte |
| d_c | Diameter gebruikte sondeerconus [mm] (voor een sondeerconus met een oppervlakte van 10 cm is $d_c = 35.7$ mm, voor een sondeerconus met een oppervlakte van 15 cm is $d_c = 43.7$ mm). |
| K_{H1} | Correctie factor dunne zandlagen [-]. |

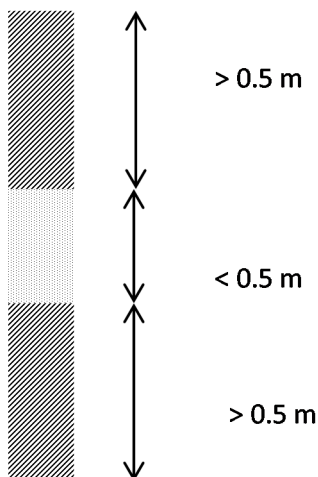
De correctie dient te worden toegepast op de gemeten conusweerstand in het midden van de dunne zandlaag. Het resultaat wordt vervolgens representatief verondersteld voor de gehele laagdikte.

Opmerking

- Deze correctie voor dunne zandlagen mag alleen worden toegepast indien de cohesieve laag boven en onder de beschouwde zandlaag minimaal 0,5 m dik is.
- Vanwege het hier beschreven effect van de overgang klei-zand op de gemeten conusweerstand is ook bij dickere zandlagen de verwachting dat in een beperkte zone nabij het grensvlak (orde 0,1 m à 0,2 m) de conusweerstand de dichtheid van het zand onderschat. Indien uit de verwekingsanalyse volgt dat alleen in deze beperkte zone sprake is van verweking kan dit, mits beargumenteerd, worden genegeerd.



Figuur 8.2 Illustratie dunne laag effect op conusweerstand



Figuur 8.3 Illustratie dunne laag effect op conusweerstand

8.4 Sterk gelaagde grond

In de holocene lagen komen lokaal sterk gelaagde afzettingen voor, met laagdikten in de orde van 1 cm. Figuur 8.4 toont een voorbeeld van dergelijke gelaagdheid. In de sonderingen worden dergelijke lagen gekenmerkt door een relatief lage conusweerstand, een relatief hoog wrijvingsgetal en een van de hydrostatische waterdruk afwijkende waterspanning.



Figuur 8.4 Voorbeeld sterk gelaagde grond

Bij vermoeden van dergelijke gelaagdheid is het uitvoeren van een boring conform de beschrijving in hoofdstuk 6 noodzakelijk.

Voor het bepalen van de weerstand tegen verweking in sterk gelaagde grond kunnen de volgende twee benaderingen worden gevolgd:

1. Bepalen van een 'homogene zand' conusweerstand.
2. Uitvoeren van een serie cyclische proeven op het betreffende materiaal en daaruit de weerstand tegen verweking bepalen.

Hierna worden de twee benaderingen nader beschreven.

Voor het bepalen van de 'homogene zand' conusweerstand wordt de gemeten conusweerstand vermenigvuldigd met een zogenaamde K_H factor volgens:

$$q_{c,homogeneous} = K_{H2} \cdot q_{c,measured}$$

met:

- $q_{c,homogeneous}$ homogene zand conusweerstand.
- K_{H2} correctiefactor multiple thin layers.
- $q_{c,measured}$ gemeten conusweerstand.

Voor de correctiefactor K_{H2} mag de volgende waarde worden gebruikt:

$$K_{H2} = 1.8$$

Opmerking

- *De verwachting is dat $K_H = 1,8$ een voorzichtige / conservatieve waarde is. Nader onderzoek moet uitwijzen of een hogere factor gebruikt mag worden. In afwachting van de resultaten van lopend onderzoek geldt de huidige waarde.*

Indien de weerstand tegen verweking wordt bepaald op basis van cyclische proeven (cyclische simple shear en/of cyclische triaxiaalproeven) op ongestoorde monsters vanuit deze lagen is inschakeling van een specialist op dit gebied noodzakelijk. Bij de opzet, uitvoering en interpretatie van deze proeven dienen minimaal de volgende punten in beschouwing te worden genomen:

- Afmeting monster in verhouding tot afmetingen inhomogeniteit monster.
- Aantal geteste monsters, deze dient voldoende groot te zijn voor een verantwoorde interpretatie en statistische analyse.
- Monster verstoring.
- Bij gebruik van cyclische triaxiaalproeven:
 - Verschil in gedrag simple shear en triaxiaal proeven.
 - Effect oriëntatie gelaagdheid versus oriëntatie schuifvlak.
- Statistische interpretatie resultaten, keuze representatieve waarde.

Opmerking

- *Bij gebruik van de resultaten van laboratorium proeven mag geen correctie voor bijvoorbeeld ageing worden toegepast, aangezien dat effect al aanwezig is in de proefresultaten.*
- *Bij het uitvoeren van de proeven dient de opgelegde spanning zo goed mogelijk overeen te komen met de terreinspanning. Voorkomen moet worden dat de monsters worden getest met een consolidatiespanning lager dan de terreinspanning teneinde te voorkomen dat ten onrechte een effect van overconsolidatie aanwezig is.*

8.5 Correctie genormaliseerde conusweerstand voor fijn materiaal

Het is toegestaan om daarnaast de conusweerstand te corrigeren voor het percentage fijne materiaal (FC), conform de door in NPR 9998:2017 voorgeschreven methode. Bij voorkeur dient dit percentage bepaald te worden op basis van uitgevoerde korrelverdelingen op materiaal van de betreffende zandlaag. Indien deze korrelverdelingen niet beschikbaar zijn kan de volgende waarde worden gebruikt:

$$FC = 20\%.$$

Opmerking

- *In de internationale literatuur worden diverse correlaties tussen de hoeveelheid fijn materiaal en de zogenaamde grond type index I_c beschreven. Deze correlaties verschillen onderling sterk. De betrouwbaarheid is beperkt. Bij voorkeur dienen locatie specifieke correlaties te worden gebruikt.*

8.6 Vereiste veiligheidsfactor tegen verweking

De vereiste veiligheid tegen volledige verweking is $\gamma_L = 1,0$. Tot een veiligheidsfactor γ_L van 2,0 moet de additionele wateroverspanning in rekening worden gebracht. Hierbij mag onderscheid worden gemaakt tussen de situatie tijdens en de situatie direct na de

aardbeving. De in rekening te brengen waarden voor de piekgrondversnelling en de wateroverspanning zijn hierna beschreven.

a) Stabiliteitssituatie tijdens de aardbeving

Reken met de maximale versnelling en een gereduceerde wateroverspanning, waarbij de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning $r_{u,d}$ afhankelijk is van de veiligheidsfactor tegen verweking (γ_L):

- Wanneer $\gamma_L < 0,5$ moet worden gerekend met volledige verweking: $r_{u,d} = 1$.
- Wanneer $0,5 < \gamma_L < 1,0$ moet de waarde voor $r_{u,d}$ worden geïnterpoleerd tussen $r_{u,d} = 1$ en $r_{u,d} = 0,5$
- In alle overige gevallen ($\gamma_L > 1,0$), moet worden gerekend met de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving.

waarin:

$r_{u,d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij het begin van de aardbeving).

In tabel 8.1 en figuur 8.5 is het bovenstaande weergegeven.

Opmerking

De controle van de stabiliteit tijdens de aardbeving betreft het moment dat de belasting op de fundering maximaal is (het moment van de grootste piekgrondversnelling). Het is onwaarschijnlijk dat op het moment van de maximale versnelling de wateroverspanning ook al maximaal is. Anderzijds is het ook onwaarschijnlijk dat op dat moment de wateroverspanning nihil is. Daarom wordt het acceptabel geacht om voor de controle van de stabiliteit van de fundering tijdens de aardbeving uit te gaan van een gereduceerde wateroverspanning.

b) Stabiliteitssituatie direct na de aardbeving

Reken met de maximale wateroverspanning; de piekgrondversnelling hoeft niet in rekening te worden gebracht; de controle van de stabiliteit moet worden uitgevoerd volgens NEN 9997-1. Voor verweekt zand mag met de zogenaamde reststerkte worden gerekend. De reststerkte kan worden bepaald zoals aangegeven in art. 10.3.1 van NPR 9998:2017.

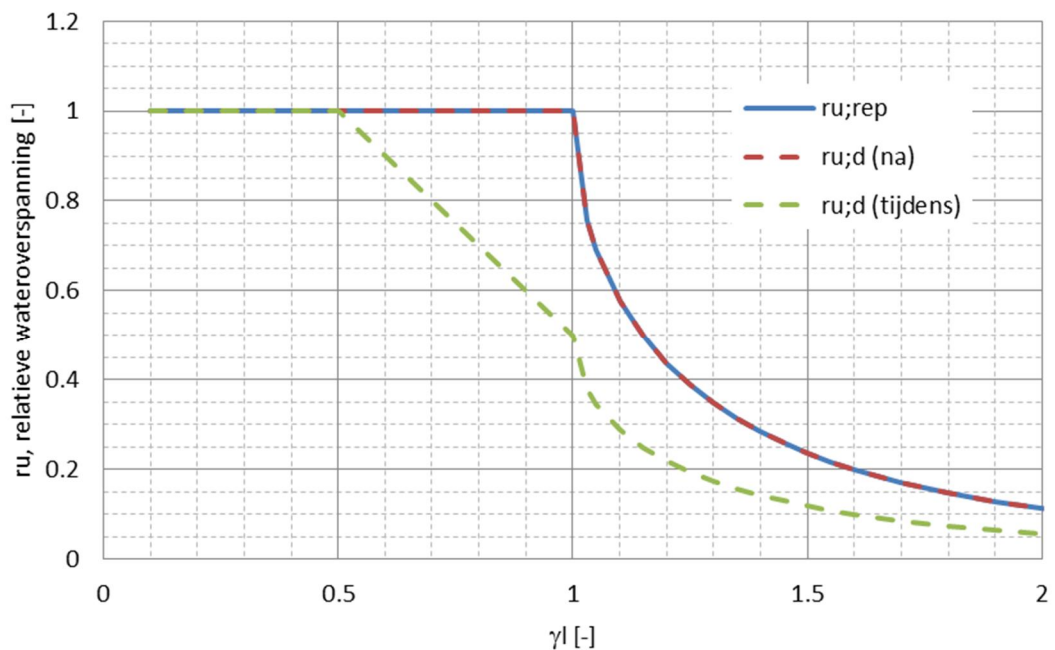
Opmerking

Het is toegestaan om slechts 1 stabiliteitstoets uit te voeren, waarbij de combinatie van maximale wateroverspanning en de piekgrondversnelling wordt beschouwd. Deze combinatie is altijd ongunstiger als de twee hierboven beschreven situaties. Als de fundering bij deze combinatie stabiel is mag worden verondersteld dat deze ook bij de beide hierboven beschreven combinaties stabiel is. Indien de fundering bij deze combinatie niet stabiel is wordt aanbevolen alsnog de beide hierboven beschreven situaties te controleren.

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning zijn weergegeven in de tabel 8.1 en figuur 8.5.

γ_{L1} [-]	Representatieve waarde	Rekenwaarde	
	$r_{u;rep}$ na	$r_{u;d}$ na	$r_{u;d}$ tijdens
0.5	1.0	1.0	1
0.75	1.0	1.0	0.75
1.0	1.0	1.0	0.5
1.1	0.58	0.58	0.29
1.2	0.44	0.44	0.22
1.25	0.39	0.39	0.19
1.3	0.35	0.35	0.17
1.4	0.28	0.28	0.14
1.5	0.24	0.24	0.12
1.6	0.20	0.20	0.10
1.7	0.17	0.17	0.09
1.8	0.15	0.15	0.07
2.0	0.11	0.11	0.06

Tabel 8.1 Rekenwaarde relatieve wateroverspanning tijdens en direct na de aardbeving



Figuur 8.5 Rekenwaarde relatieve wateroverspanning tijdens en direct na de aardbeving

9 Bepaling zakking door verdichting

Voor de methode om de verdichting van de ondergrond te bepalen wordt verwezen naar Bijlage E van NPR 9998:2017.

10 Taluds

De stabiliteit van taluds dient te worden bepaald conform paragraaf 4.1.3 van NEN EN 1998-5. Bedacht moet worden dat daarbij een beperkte vervorming van het talud wordt geaccepteerd. Voor de bepaling van de wateroverspanning bij een berekening van de stabiliteit van taluds kan de werkwijze zoals beschreven in hoofdstuk 8 van deze Handreiking worden gebruikt.

Voor (gedeeltelijk) verweekt zand moet worden gerekend met een gereduceerde hoek van inwendige wrijving. De representatieve waarde van deze hoek van inwendige wrijving volgt uit:

$$\phi_{liq,d} = \text{atan}((1 - r_u) \cdot \tan(\phi_d))$$

Waarin

- r_u is de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij begin aardbeving).
- ϕ_d is de rekenwaarde hoek van inwendige wrijving.

Als minimumwaarde (praktische ondergrens) kan voor de representatieve waarde worden gebruikt $\phi_{liq,rep} = 3^\circ$. De rekenwaarde van deze minimumwaarde wordt verkregen door de partiële materiaal factor toe te passen.

Toelichting

In de internationale literatuur worden door diverse auteurs waarden gegeven voor de zogenaamde reststerkte van verweekt zand. Deze waarden zijn meestal bepaald uit een stabiliteitsanalyse van situaties waarbij een talud is bezweken door verweking. De gegeven waarden vertonen de nodige spreiding. De hier aanbevolen waarde is te beschouwen als een representatieve ondergrens.

Nagegaan moet worden of een vervorming van het talud vervolgschade geeft. Hierbij kan worden gedacht aan extra horizontale belastingen op funderingen, vervorming van leidingen en afname van de kerende hoogte. Indien na de aardbeving het talud stabiel is kan een indicatie van de grootte van de vervormingen tijdens de aardbeving worden verkregen met bijvoorbeeld een Newmark (sliding block) benadering. Indien het talud na de aardbeving instabiel is, is de grootte van de verplaatsing onbepaald.

Het toetsen van taluds die dienst doen als waterkering valt buiten de scope van deze Handreiking. In voorkomende gevallen zal contact met de beheerder van de waterkering noodzakelijk zijn.

11 Fundering op staal

Voor de berekening van een fundering op staal wordt verwezen naar paragraaf 10.3 van NPR 9998:2017.

Indien de fundering op staal niet bezwijkt dient nagegaan te worden of mogelijke vervorming (zakking, scheefstand) tot schade aan de bovenbouw kan leiden.

Indien direct na de aardbeving de fundering niet stabiel is, is de verplaatsing onbepaald, en dient de fundering als bezweken worden beschouwd.

Bezijken van de fundering betekent echter niet automatisch dat de bovenliggende constructie bezwijkt, maar dat de fundering grote vervormingen ondergaat. De zakking van de fundering is het gevolg van een combinatie van de volgende mechanismen:

- Schuifvervorming.
- Verdichting.
- Uitspoeling zand ('sand boils').
- Squeezing.

Gevalideerde rekenregels voor het bepalen van de vervorming van de fundering zijn momenteel nog niet beschikbaar. Bij het beschikbaar komen van deze regels zullen deze in de Handreiking worden geïmplementeerd. Voor een overzicht van de huidige kennis wordt verwezen naar [Bray and Macedo 2017].

12 Fundering op palen

Voor de berekening van een fundering op palen wordt verwezen naar paragraaf 10.4 van NPR 9998:2017.

In aanvulling op het gestelde in NPR 9998:2017 wordt aanbevolen om in die situatie de paalzakking te bepalen met een interactieberekening. Bij deze interactieberekening wordt eerst bepaald wat de zakking van de ondergrond ten gevolge van de aardbeving over de paallengte is. Deze kan worden bepaald met de in hoofdstuk 9 beschreven methode. Vervolgens wordt bepaald wat de zakking van de paal hierdoor is.

De berekende paalkopzakking kan vervolgens worden gebruikt om de respons van de bovenbouw te bepalen.

13 Ondergrondse leidingen

13.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft een handvat voor de ingenieurspraktijk bij het toetsen van ondergrondse leidingen onder invloed van aardbevingen.

Het doel van dit hoofdstuk is om de aanpak van toetsingen van ondergrondse leidingen in industriegebieden te structureren.

De volgende onderwerpen worden achtereenvolgens behandeld:

- Ontwerpnormen en richtlijnen.
- Uitgangspunten.
- Methode.

13.2 Ontwerpnormen en richtlijnen

De volgende Eurocode-onderdelen en normen dienen te worden gehanteerd voor het ontwerp en de toetsing van ondergrondse leidingen.

Nummer	Omschrijving	Opmerkingen
NEN-EN 1990:2011	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp	
NEN-EN 1998-1:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen	Voor de te hanteren seismische belastingen wordt verwezen naar Hoofdstuk 5 van dit document, welke specifiek is toegespitst op de geïnduceerde aardbevingsbelastingen voor de Groningen regio.
NEN-EN 1998-4:2007	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 4: Silo's, opslagtanks en pijpleidingen	Hoofdstuk 6 behandelt specifieke regels en richtlijnen voor ondergrondse leidingen.
NEN-EN 1998-5:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten	
NEN 3650-1:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 1: Algemene eisen	
NEN 3650-2:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 2: Aanvullende eisen voor leidingen van staal	
NEN 3650-3:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 3: Aanvullende eisen voor leidingen van kunststof	
NEN 3650-4:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 4: Aanvullende eisen voor leidingen van beton	
NEN 3650-5:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 5: Aanvullende eisen voor leidingen van gietijzer	
NEN 3651 2012	Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken	Richtlijn voor het vaststellen van krater dimensies bij naastgelegen leidingen

Tabel 13.1 Normen ondergrondse leidingen

13.3 Uitgangspunten

Hieronder volgen de uitgangspunten voor de toetsing van ondergrondse leidingen. Deze uitgangspunten volgen uit de hoofdstukken 6.1-6.5 van NEN EN 1998-4.

1209036-000-GEO-0285, Versie 7, 8 juni 2018, definitief

- Alle leidingen worden beschouwd als enkele leiding, onderling interacties worden niet bekeken. Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen redundante en essentiële leidingen.
- Er wordt uitsluitend gecontroleerd op de ULS.
- De belasting door seismische golven moet worden beschouwd. Ook de belasting door permanente gronddeformaties door verweking, afschuiving en breuk van kruisende leidingen (ten gevolge van aardbevingen) moeten beschouwd worden.
- Verondersteld wordt dat uitsluitend primaire (compressie) golven en secundaire (schuifgolven) beschouwd hoeven te worden. Uitsluitend evenwijdige en loodrechte inval wordt beschouwd.
- Voor de toets van spanningen en vervormingen worden de eisen van NEN 3650 toegepast.

Er wordt in de NEN EN 1998-4 onderscheid gemaakt tussen twee type leidingen:

- Continue leidingen.
- Gesegmenteerde leidingen.

Per leidingtype moet conform NEN EN 1998-4 aandacht worden besteed aan de beoordeling van:

- De situatie in een veldstrekking.
- De situatie bij een bocht in de leiding.
- De situatie bij een aansluiting van de leiding aan een constructie.

Verder moeten continue leidingen indien van toepassing nog gecontroleerd worden op de volgende situaties:

- Ontgroning door breuk van een naastgelegen leiding.
- Oprijven bij verweking.

13.4 Methode

In lijn met de internationale praktijk verdient het de aanbeveling om bij het toetsen van constructies te starten met versimpelde rekenmethoden. Hierbij wordt gerefereerd naar voorschriften zoals gegeven in NEN-EN 1998-4.

Wanneer op basis van de versimpelde rekenmethoden een kritische veiligheid voor een bepaalde constructie wordt gevonden kan vervolgens een verdiepingsslag worden gemaakt door middel van geavanceerde rekenmethoden.

14 Bovengrondse leidingen

14.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft een handvat voor de ingenieurspraktijk bij het toetsen van bovengrondse buisleidingen onder invloed van aardbevingsbelasting in de industriegebieden in de provincie Groningen.

Het doel van dit hoofdstuk is om de aanpak van toetsingen van bovengrondse buisleidingen in industriegebieden te structureren, maar vormt niet een complete toetsingsleidraad voor dit type constructies.

De volgende onderwerpen worden achtereenvolgens behandeld:

- Ontwerpnormen en richtlijnen.
- Methoden.
- Specifieke technische aspecten.

14.2 Ontwerpnormen en richtlijnen

De volgende Eurocode-onderdelen dienen te worden gehanteerd voor het ontwerp en de toetsing van silo's en/of tanks in industriegebieden.

Nummer	Omschrijving	Opmerkingen
NEN-EN 1990:2011	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp	
NEN-EN 1998-1:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen	Voor de te hanteren seismische belastingen wordt verwezen naar Hoofdstuk 5 van dit document, welke specifiek is toegespitst op de geïnduceerde aardbevingsbelastingen voor de Groningen regio.
NEN-EN 1998-4:2007	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 4: Silo's, opslagtanks en pijpleidingen	Hoofdstuk 5 behandelt specifieke regels en richtlijnen voor bovengrondse buisleidingen
NEN-EN 1998-5:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten	
NEN-EN 13480-1:2012 nl	Metalen industriële leidingsystemen, deel 1: algemeen	
NEN-EN 13480-2:2012 nl	Metalen industriële leidingsystemen, deel 2: materialen	
NEN-EN 13480-3:2012 nl	Metalen industriële leidingsystemen, deel 3: Ontwerp en berekening	
NEN 3650-1:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 1: Algemene eisen	
NEN 3650-2:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 2: Aanvullende eisen voor leidingen van staal	
NEN 3650-3:2012	Eisen voor buisleidingsystemen - deel 3: Aanvullende eisen voor leidingen van kunststof	

Tabel 14.1 Normen bovengrondse leidingen

14.3 Methoden

14.3.1 Aanpak

In lijn met de internationale praktijk verdient het de aanbeveling om bij het toetsen van constructies te starten met versimpelde rekenmethoden. Hierbij wordt gerefereerd naar voorschriften zoals gegeven in artikel 2.3 van NEN-EN 1998-4.

Wanneer op basis van de versimpelde rekenmethoden een kritische veiligheid voor een bepaalde constructie wordt gevonden kan vervolgens een verdiepingsslag worden gemaakt door middel van geavanceerde rekenmethoden. Geavanceerde rekenmethoden brengen typisch een grote onzekerheidsmarge met zich mee door:

- Het grote aantal gevoelige input parameters die de uitkomst domineren.
- De ruimte en subjectiviteit in de interpretatie van de resultaten.

Door te starten met versimpelde methoden kan een basis worden opgebouwd die in een latere fase kan bijdragen aan het beoordelen van de uitkomsten van geavanceerde berekeningen.

14.3.2 Benaderende methode voor toetsing

Benaderende ontwerp- / toetsingsmethoden voor buisleidingen zijn over het algemeen gebaseerd op:

- Een kwalitatieve beschouwing van de kwetsbare punten van het leidingensysteem.
- Pseudo-statische methoden waarbij de belasting wordt bepaald op basis van het responspectrum zoals gegeven in Hoofdstuk 5.
- Limit-capacity methoden waarin op basis van onderlinge capaciteit van verschillende constructieve elementen (voornamelijk aansluitingen en koppelingen) de veiligheid van de leidingen wordt bepaald.

Belangrijke aspecten die zouden moeten worden geadresseerd (ook binnen een eerste versimpelde methode voor toetsing) zijn samengevat in het hoofdstuk 4.

14.3.3 Geavanceerde methode voor toetsing

Geavanceerde methoden voor toetsing zijn over het algemeen niet-lineaire dynamische berekeningen waarin de response van een constructie voor een gegeven aardbevingsbelasting wordt bepaald in het tijdsdomein, waarbij dan ook aangesloten constructies worden opgenomen in het de dynamische modellen.

Het wordt aanbevolen om in eerste instantie te kijken naar de benaderende methoden zoals die in de normen van Tabel 13.1 genoemd zijn. Indien noodzakelijk kunnen ook geavanceerdere methoden ingezet worden om de response onder aardbevingsbelasting nauwkeuriger te berekenen.

14.4 Specifieke technische aspecten

14.4.1 Kwalitatieve beschouwingen van kwetsbare punten

De kwalitatieve beschouwing van de kwetsbare punten van het leidingensysteem is een belangrijke eerste stap in het toetsingsproces. Vanuit specifiek de aardbevingsbelasting zijn de volgende punten daarbij relevant:

- Risico's gerelateerd aan verschilverplaatsingen van ondersteuningspunten van leidingen.
- Risico's gerelateerd aan verschilverplaatsingen van aansluitingen van leidingen op bouwwerken, tanks en installaties (In veel gevallen zal dit een opgelegde verplaatsing zijn, die afhankelijk van de geometrie zeer hoge piekbelastingen in aansluitingen kan opleveren).
- Kans op overbelasting van leidingen die ontstaat door falen van grond, bijvoorbeeld in het geval wanneer de leiding door / over een talud loopt en het talud bezwijkt.

14.4.2 Aansluitingen met buisleidingen

Aansluitingen van buisleidingen op tanks of installaties zijn een belangrijke factor bij de bepaling van de veiligheid van het totale systeem. Over het algemeen geldt dat vervorming capaciteit in het leidingensysteem noodzakelijk is om de overbelasting van aansluiting details door opgelegde vervormingen te kunnen uitsluiten.

Opgelegde vervormingen spelen onder invloed van aardbevingen een extra belangrijke rol:

- Verschilzettingen kunnen optreden door dynamische verdichting.
- Verplaatsingen en bezwijken van grond kunnen optreden door zettingsvloeiing.
- Opgelegde vervormingen op leidingen en aansluitingen kunnen optreden door uit fase trilling van verschillende tanks.

De volgende aspecten hebben een grote invloed op een systeem van buisleidingen en de belasting die in rekening moet worden gebracht voor een aansluiting van buisleidingen op bijvoorbeeld silo's, tanks en andere installaties:

- Geometrie van leidingwerken.
- De onderlinge posities van aangesloten silo's, tanks en installaties.
- Aanwezigheid van flexibele koppelingen.

Daarnaast is de aanwezigheid en de staat van afsluiters bij de toe- en afvoeren van tanks essentieel voor de uiteindelijke veiligheid van het systeem en met name voor de mogelijke gevolgen en daarmee het risico bij schade door aardbevingen. Dit aspect moet worden meegenomen in de veiligheidsbeschouwing van dergelijk systeem.

14.4.3 Gedragsfactoren q en k

De pijpleidingnormen EN 13480 en ASME B31.3 schrijven k-factoren voor aardbevingen voor; deze zijn equivalent aan de q-factoren uit EN 1998, waarmee ductiliteit in rekening wordt gebracht. Bij samengestelde constructies, bijvoorbeeld een leiding op een leidingbrug, dient aandacht te worden besteed aan de keuze van de gedragsfactoren q en k. Indien bijvoorbeeld bij plasticiteit in de leidingbrug de leiding zich nog elastisch gedraagt, mag voor de leiding geen k-factor in rekening worden gebracht.

15 Torens, masten en schoorstenen

15.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft een handvat voor de ingenieurspraktijk bij het toetsen van torens, masten en schoorstenen onder invloed van aardbevingsbelasting.

Het doel van dit hoofdstuk is om de aanpak van toetsingen van torens, masten en schoorstenen in industriegebieden te structureren, maar vormt niet een complete toetsingsleidraad voor dit type constructies.

De volgende onderwerpen worden achtereenvolgens behandeld:

- Ontwerpnormen en richtlijnen.
- Methoden.
- Specifieke technische aspecten.

15.2 Ontwerpnormen en richtlijnen

De volgende Eurocode-onderdelen dienen te worden gehanteerd voor het ontwerp en de toetsing van silo's en/of tanks in industriegebieden:

Nummer	Omschrijving	Opmerkingen
NEN-EN 1990:2011	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp	
NEN-EN 1998-1:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen	Voor de te hanteren seismische belastingen wordt verwezen naar hoofdstuk 5 van dit document, welke specifiek is toegespitst op de geïnduceerde aardbevingsbelastingen voor de Groningen regio.
NEN-EN 1998-6:2007	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 6: Torens, masten en schoorstenen	
NEN-EN 1998-5:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten	

Tabel 15.1 Normen torens, masten en schoorstenen

15.3 Methoden

15.3.1 Aanpak

In lijn met de internationale praktijk verdient het de aanbeveling om bij het toetsen van constructies te starten met versimpelde rekenmethoden. Wanneer op basis van de versimpelde rekenmethoden een kritische veiligheid voor een bepaalde constructie wordt gevonden kan vervolgens een verdiepingsslag worden gemaakt door middel van geavanceerde rekenmethoden. Geavanceerde rekenmethoden brengen typisch een grote onzekerheidsmarge met zich mee door:

- Het grote aantal gevoelige input parameters die de uitkomst domineren.
- De ruimte en subjectiviteit in de interpretatie van de resultaten.

Door te starten met versimpelde methoden kan een basis worden opgebouwd die in een latere fase kan bijdragen aan het beoordelen van de uitkomsten van geavanceerde berekeningen.

15.3.2 Versimpelde methode voor toetsing

Versimpelde ontwerp- / toetsingsmethoden voor silo's en tanks zijn over het algemeen gebaseerd op:

- Pseudo-statische methoden waarbij de belasting wordt bepaald op basis van het responspectrum zoals gegeven in Hoofdstuk 5.
- Lateral-force-method op basis van de eerste eigenmode van de constructie.

Of berekening van de constructie op basis van de lateral-force-method acceptabel is kan worden bepaald op basis van een modale analyse van de constructie. Hierbij wordt in internationale literatuur vaak als uitgangspunt worden gehanteerd dat bij benadering minimaal 90% van de totale modale massa moet worden afgedekt door de beschouwde eigenmodes.

Belangrijke aspecten die zouden moeten worden geadresseerd (ook binnen een eerste versimpelde methode voor toetsing) zijn samengevat in het hoofdstuk 4.

15.3.3 Geavanceerde methode voor toetsing

Indien uit de modale analyse blijkt dat beschouwing van enkel de eerste eigenmode onvoldoende is zal een multi-mode rekenmethode moeten worden uitgevoerd:

- Een modale analyses in het frequentiedomein waarin ook hogere eigenmodes worden meegenomen.
- Dynamische berekeningen in het tijdsdomein.

Bij geavanceerde methoden voor toetsing van torens, masten en schoorstenen dient in het bijzonder aandacht te worden geschonken aan:

- De gevoeligheid van de response voor verschillende input aardbevingsignalen (bij analyse in tijdsdomein).
- P-delta effecten.
- Actuele staat van metselwerk (in geval van metselwerk constructies).

15.4 Specifieke technische aspecten

15.4.1 Metselwerk

Voor de sterkte van metselwerk wordt verwezen naar hoofdstuk 17 omtrent gebouwen.

15.4.2 Funderingen en grondconstructie interactie

Grondconstructie interactie kan voor torens, masten en schoorstenen een belangrijke invloed hebben. Het is op voorhand niet te zeggen of deze interactie over het geheel genomen een gunstige of ongunstige invloed heeft.

Specifieke aspecten die van belang zijn bij beschouwing van grondconstructie interactie zijn onder andere het type en de staat van deze fundering, de (over)capaciteit van funderingen op staal en eventuele verankeringen van de constructie aan funderingselementen.

In versimpelde benaderingen kan grondconstructie interactie in sommige gevallen worden verwaarloosd. Binnen een meer gedetailleerde aanpak dient het te worden meegenomen gezien de aanzienlijk potentiële effecten.

Regels en handleiding over hoe om te gaan met deze interactie worden gegeven in:

- NEN-EN 1998-6 artikel 4.2.5. en Annex C.
- NEN-EN 1998-5 hoofdstukken 5 + 6 en Annex D.

16 Silo's en tanks

16.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft een handvat voor de ingenieurspraktijk bij het toetsen van silo's en tanks onder invloed van aardbevingsbelasting.

Het doel van dit hoofdstuk is om de aanpak van toetsingen van silo's en tanks in industriegebieden te structureren, maar vormt niet een complete toetsingsleidraad voor silo's en tanks. Het opleveren van een nieuwe complete toetsingsnorm is niet zinvol gezien het feit dat al voldoende normen en richtlijnen beschikbaar zijn binnen de Eurocode-systematiek. Hierbij moet wel worden opgemerkt dat verschillende belangrijke aspecten in verschillende documenten worden behandeld. Het is aan de ontwerper / toetsers om zich de totale set normen en de bijbehorende achtergronden (aardbevingen, dynamica, seismisch ontwerpen) eigen te maken alvorens toetsingen van silo's en tanks onder seismische belastingen uit te kunnen voeren.

De volgende onderwerpen worden achtereenvolgens behandeld:

- Ontwerpnormen en richtlijnen.
- Methodes.
- Specifieke technische aspecten.

16.2 Ontwerpnormen en richtlijnen

De volgende Eurocode-onderdelen dienen te worden gehanteerd voor het ontwerp en de toetsing van silo's en/of tanks in industriegebieden:

Nummer	Omschrijving	Opmerkingen
NEN-EN 1990:2011	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp	
NEN-EN 1993-4- 1:2007	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4 - 1: Silos	
NEN-EN 1993-4- 2:2007	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4 - 2: Tanks	
NEN-EN 1998-1:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen	Voor de te hanteren seismische belastingen wordt verwezen naar hoofdstuk 5 van dit document, welke specifiek is toegespitst op de geïnduceerde aardbevingsbelastingen voor de Groningen regio.
NEN-EN 1998-4:2007	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 4: Silo's, opslagtanks en pijpleidingen	
NEN-EN 1998-5:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten	
NEN-EN 14015: 2004	Specification for the design and manufacture of site-built, vertical, cylindrical, flat-bottomed, above ground, welded, steel tanks for the storage of liquids at ambient temperature and above	Bijlage G behandelt specifiek een versimpelde methode voor het ontwerp van dit type constructies onder seismische belasting

Tabel 16.1 Normen silo's en tanks

De voorschriften zoals gegeven in NEN-EN 1998-4 dienen als leidend te worden beschouwd.

Naast de bovengenoemde Eurocodenormen zijn er nog verschillende andere bruikbare internationale normen beschikbaar. Enkele belangrijke / toonaangevende zijn:

- API Standard 650: Eleventh Edition, June 2007 - Welded Tanks for Oil Storage.
- Architectural Institute of Japan: 2010 Edition - Design Recommendation for Storage Tanks and their supports with emphasis on Seismic Design.

Deze normen zijn bruikbaar als extra achtergrond bij specifieke aspecten, maar binnen de Eurocodezone verdient het de voorkeur om de in de tabel gepresenteerde Eurocodes te hanteren voor het ontwerp en de toetsing van constructies in industriegebieden.

16.3 Methoden

16.3.1 Risicobeheersing

Bij de bepaling van gevolgen van falen en daarmee de gevolgklasse van silo's en tanks moeten aanwezige beheersmaatregelen worden meegenomen. Deze beheersmaatregelen zijn essentieel voor de uiteindelijke veiligheid van het systeem en voor de mogelijke gevolgen en daarmee het risico bij schade door aardbevingen.

Hierbij moet men denken aan:

- De aanwezigheid en de staat van afsluiters bij toe- en afvoeren.
- De aanwezigheid en de staat van blusvoorzieningen.
- De opzet en het functioneren van het controle- en veiligheidssysteem.
- De capaciteit en de staat van containment measures (lekkage risico).
- De onderlinge afstand van silo's / tanks.
- Het aantal tanks per containment bund.

16.3.2 Aanpak

In lijn met de internationale praktijk verdient het de aanbeveling om bij het toetsen van constructies te starten met versimpelde rekenmethoden. Hierbij dient gebruik gemaakt te worden van de mogelijkheden genoemd in artikel 2.3 van NEN-EN 1998-4.

Wanneer op basis van de versimpelde rekenmethoden een kritische veiligheid voor een bepaalde constructie wordt gevonden kan vervolgens een verdiepingsslag worden gemaakt door middel van geavanceerde rekenmethoden.

Door te starten met versimpelde methoden kan een basis worden opgebouwd die in een latere fase kan bijdragen aan het beoordelen van de uitkomsten van geavanceerde berekeningen.

16.3.3 Versimpelde methode voor toetsing

Versimpelde ontwerp- / toetsingsmethoden voor silo's en tanks zijn over het algemeen gebaseerd op:

- Pseudo-statische methoden waarbij de belasting wordt bepaald op basis van het responspectrum zoals gepresenteerd in Hoofdstuk 5 van dit document.
- Limit-capacity methoden waarin op basis van onderlinge capaciteit van verschillende constructieve elementen de veiligheid van de tank wordt bepaald.

NEN-EN 14015, Bijlage G geeft een specificatie voor de versimpelde toetsing (versimpelde methode, zie 14.3.2) van verticale cilindrische tanks voor de opslag van vloeistoffen onder seismische belasting. Deze specificaties kunnen worden gevolgd als eerste veiligheidsbeschouwing voor dit type constructies. Echter, belangrijk is te realiseren dat voor complete toetsingen ook verschillende onderdelen uit de andere bovengenoemde normen van belang zijn.

16.3.4 Geavanceerde methode voor toetsing

Geavanceerde methoden voor toetsing zijn over het algemeen dynamische berekeningen waarin de response van een constructie voor een gegeven aardbevingsbelasting wordt bepaald in het tijdsdomein.

Voor silo's en tanks dient in het bijzonder aandacht te worden geschonken aan:

- De gevoeligheid van de response voor verschillende input aardbevingssignalen.
- Het effect van de inhoud van de silo / tank op de response.
- Het effect van de vullingsgraad van de silo / tank op de response.
- Het effect van de interactie van de tank met haar fundering.
- Het effect de interactie van de tank wand met het dak en de bodemplaat.
- Het effect en de ductiliteit van verankeringen.

16.4 Specifieke technische aspecten

16.4.1 Eigenmodes van tanks bij versimpelde methoden

De versimpelde methoden in NEN-EN 14015:2004, Bijlage G hanteren een berekeningsmethode gebaseerd op enkel de eerste convectieve mode en eerste impulsieve mode van de tank en tank inhoud. Over het algemeen zijn deze eerste twee modes gerelateerd aan 85 - 98% van de totale massa van de tank inhoud. Voor de toetsing kan gebruik worden gemaakt van deze methoden, omdat deze het beschouwen van enkel deze eerste twee in eerste instantie voldoende nauwkeurige toetsing van de non-collapse limit state oplevert.

16.4.2 Drijvende daken bij tanks

Aansluitingsdetails bij tanks met drijvende daken verdienen speciale aandacht. Vonkvorming ten gevolge van impuls - contact van drijvende daken en tankwanden heeft bij aardbevingen in het verleden geleid tot branden en explosies. In de risicobeschouwing (fase 1) dient dit aspect te worden meegenomen.

16.4.3 Freeboard

Er dient te worden aangetoond dat de freeboard (vrijboord) van tanks voldoende is om overstromen of beschadigen van het tankdak of de bovenste tank wand delen ten gevolge van sloshing (klotsen) golven te voorkomen. De hoogte van de sloshing golven kan worden bepaald aan de hand van NEN-EN 1998-4, Annex A, artikel 2.1.4.

16.4.4 Toetsing van funderingen

Seismische belasting geeft typisch een sterk afwijkende belasting op funderingen van silo's en tanks in vergelijking tot de normale statisch toestand. Belangrijke aspecten die getoetst dienen te worden zijn:

- Voor fundering op terpen of grondverbeteringen (pad of ring foundations):
 - Glijden van de silo / tank over het maatgevende glijvlak. Dit dient te worden uitgesloten, voornamelijk om de veiligheid van aansluitingen met buisleidingen te kunnen garanderen.
 - Lokaal hogere funderingsdrukken die het gevolg zijn van overturning moments die ontstaan door seismische belasting. Bij een flexibele constructie (zoals een verticaal cilindrische tank) op een flexibele fundering, kunnen lokaal hogere funderingsdrukken leiden tot lokale glijcirkels aan de rand van de constructie (omdat geen stijve

funderingsplaat aanwezig is). Lokaal verzakken van de rand van de tank is vaak onacceptabel met het oog op aansluitingen met buisleidingen en de resulterende verplaatsingen van de tank shell. Verplaatsingen van de tank shell kunnen problemen m.b.t. het functioneren en de veiligheid van drijvende daken opleveren.

- Verweking dient te worden uitgesloten. Speciale aandacht dient te worden geschonken aan verzadigd los gepakt zand en silt in de zone rondom de tank. In deze zone zijn effectieve spanningen in de grond laag en zijn (statische) schuifspanningen in de grond aanwezig. Deze combinatie vergroot het risico op verweking. Bij het optreden van verweking zal moeten worden nagegaan of de door verweking veroorzaakte vervormingen acceptabel zijn.
- Voor funderingen op palen (pile-raft foundations):
 - Maximale base-shear van de silo / tank. Glijden van de silo / tank over de funderingsplaat en toetsing van dwarskracht en buigend moment in de paalkoppen zijn hierbij het belangrijkste aspecten.
 - Verweking dient te worden uitgesloten. In geval van verweking verliezen palen horizontale steun waardoor buigende momenten in de palen toenemen.

NEN-EN 14015, Bijlage I geeft meer details omtrent tankfunderingen.

16.4.5 Grondconstructie interactie

Grondconstructie interactie kan voor silo's en tanks een belangrijke invloed hebben. Het is op voorhand niet te zeggen of deze interactie over het geheel genomen een gunstige of ongunstige invloed heeft. Hoe om te gaan met deze interactie wordt beschreven in:

- NEN-EN 1998-4 Annex A.7.
- NEN-EN 1998-5 hoofdstukken 5 + 6 en Annex D.

16.4.6 Aansluitingen met buisleidingen

Aansluitingen van tanks op buisleidingen zijn een belangrijke factor in de bepaling van de veiligheid van het totale systeem. Over het algemeen geldt dat voldoende vervormingscapaciteit in het leidingensysteem noodzakelijk is om de overbelasting van het aansluitingsdetail tank-leiding door opgelegde vervormingen te kunnen uitsluiten.

Opgelegde vervormingen spelen onder invloed van aardbevingen een extra belangrijke rol:

- Verschilzettingen kunnen optreden door dynamische verdichting.
- Verplaatsingen en bezwijken van grond kunnen optreden door verweking.
- Opgelegde vervormingen op leidingen en aansluitingen kunnen optreden door uit fase trilling van verschillende tanks.

De volgende aspecten hebben een grote invloed op een systeem van buisleidingen en de belasting die in rekening moet worden gebracht voor een aansluiting van buisleidingen op bijvoorbeeld silo's, tanks en andere installaties:

- Geometrie van het systeem van buisleidingen.
- De onderlinge posities van aangesloten silo's, tanks en installaties.
- Aanwezigheid van flexibele koppelingen.

17 Beoordeling van gebouwen

Voor de beoordeling van gebouwen wordt verwezen naar de NPR 9998:2017.

18 Steigers en Kademuren

18.1 Algemeen

De volgende onderwerpen worden achtereenvolgens behandeld:

- Ontwerpnormen en richtlijnen.
- Uitgangspunten voor berekeningen.
- Methode berekening damwand.
- Methode gewichtsconstructie / kademuur.
- Methode steigers.

18.2 Ontwerpnormen en richtlijnen

De volgende Eurocode-onderdelen dienen te worden gehanteerd voor het ontwerp en de toetsing van kaden en steigers:

Nummer	Omschrijving	Opmerkingen
NEN-EN 1990:2011	Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp	
NEN 9997-1+C1	Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels	
NEN-EN 1998-1:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen	Voor de te hanteren seismische belastingen wordt verwezen naar hoofdstuk 5 van dit document, welke specifiek is toegespitst op de geïnduceerde aardbevingsbelastingen voor de Groningen regio.
NEN-EN 1998-2:2007	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 2: Bruggen	
NEN-EN 1998-5:2005	Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten	

Tabel 18.1 Normen damwanden en steigers

Naast de bovengenoemde normen zijn er nog verschillende andere bruikbare internationale normen beschikbaar:

- PIANC - Seismic design guidelines for port structures.
- OCDI (the Overseas Coastal area Development Institute of Japan) – Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan.
- ASCE/COPRI 61-14: Seismic Design of Piers and Wharves (61-14).

18.3 Uitgangspunten voor berekeningen

18.3.1 Grenstoestanden, belastingcombinaties en belastingfactoren

Voor de toets op aardbevingsbelasting dienen de volgende situaties te worden beschouwd: Bezwijken: de kans op slachtoffers bij bezwijken is acceptabel klein, dit is de NC conditie. Voor kademuuren en steigers is de bijbehorende herhalingstijd nog niet vastgesteld, daarom dienen voorlopig de waarden uit NPR 9998:2017 te worden gehanteerd.

Voor de toe te passen materiaalfactoren wordt verwezen naar NPR 9998:2017.

18.3.2 Aardbevingsbelasting (piekgrondversnelling)

Voor de in rekening te brengen piekgrondversnelling bij verschillende herhalingstijden wordt verwezen naar NPR 9998:2017.

Bij de berekening van damwandconstructies hoeft, conform NEN-EN 1998-5, artikel 7.3.2.2(7), de verticale versnelling niet in rekening te worden gebracht.

18.3.3 Waterstanden en waterspanningen

Bij de keuze van de maatgevende waterstanden dient rekening te worden gehouden met de vraag welke situatie (hoge of lage (grond-)waterstand) maatgevend is. Voor damwandconstructies is in het algemeen de situatie van een hoge grondwaterstand en een lage buitenwaterstand maatgevend. De volgende aanwijzingen zijn gebaseerd op deze situatie.

18.3.3.1 *Buitenwaterstand*

Voor de rekenwaarde voor de buitenwaterstand geldt:

- Bij constructies in getijdegebied dient voor de buitenwaterstand het gemiddeld laagwater te worden gekozen.
- Bij constructies die niet in het getijdegebied liggen dient uitgegaan te worden van een laag representatieve waarde, meestal zal dit overeenkomen met het kanaalpeil.

18.3.3.2 *Grondwaterstand*

Voor de grondwaterstand dient uitgegaan te worden van een gemiddelde grondwaterstand. Voor binnenwateren kan hiervoor uitgegaan worden van een niveau van 0,5 m boven kanaalpeil, conform CUR 166, paragraaf 4.6.2.

Voor constructies die aan getijdewater liggen dient, conform CUR 166 paragraaf 4.6.2, te worden uitgegaan van een grondwaterstand van 0,3 m boven het gemiddelde van “gemiddeld laagwater” en “gemiddeld hoogwater”.

18.3.3.3 *Hydrodynamische waterdruk*

De aardbevingsbelasting heeft ook invloed op de waterdruk. Bij een horizontale versnelling van de ondergrond zal dit ook een beweging van het water geven, waardoor bij vrij water de momentane waterdrukken tegen de wand worden beïnvloed. Voor de quasi-statische berekening (zie paragraaf 18.4) betekent dit dat de maximale belasting (versnelling) op de damwand samenvalt met een afname van de waterdruk tegen de damwand.

Uitdrukkingen om de verandering van de waterdruk op een verticale wand te berekenen zijn gegeven door Westergaard (zie bijvoorbeeld [Ebeling Morrison 1992]). Voor taluds zijn

uitdrukkingen gegeven door bijvoorbeeld Zangar [Zangar 1952] en door Chwang [Chwang 1978]. Gebruikelijk is dat bij een kadeconstructie een verticale wand aanwezig is, daarom worden hier alleen de uitdrukkingen van Westergaard gegeven.

Voor een verticale wand is de verandering van de waterdruk:

$$\Delta p_w = \pm \frac{7}{8} (a_{\max} / g) \gamma_w \sqrt{h^* y}$$

Met:

- Δp_w verandering waterdruk
- a_{\max} piekgrondversnelling
- g versnelling zwaartekracht
- γ_w volumegewicht water
- h waterdiepte
- y verticale coördinaat, diepte onder de waterspiegel

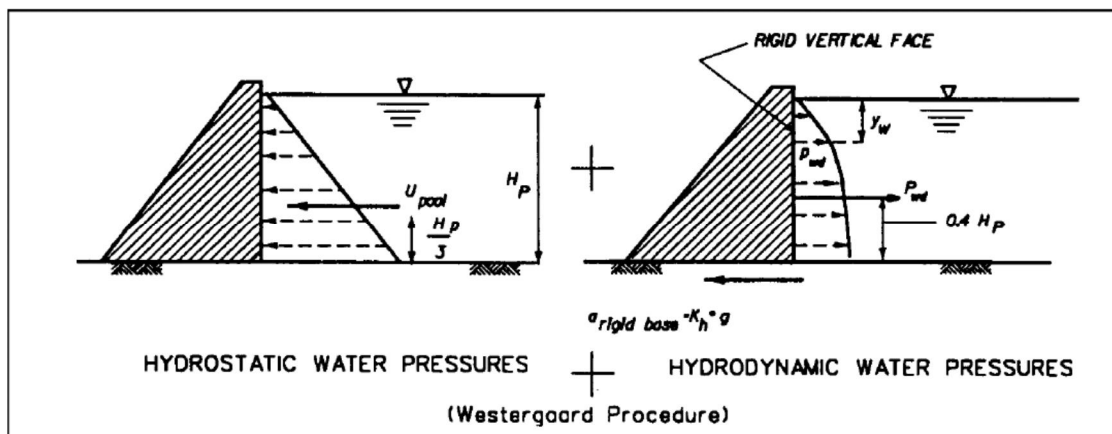
Integratie van de druk over de hoogte geeft voor de hydrodynamische kracht (per strekkende meter wand):

$$P = \pm \frac{7}{12} (a_{\max} / g) \gamma_w h^2$$

Met:

- P Hydrodynamische kracht (resultante dynamische waterdruk) (per strekkende meter).

De resultante van de belasting ligt op 0.4 keer de waterdiepte boven de waterbodem.



Figuur 18.1 Hydrodynamische waterdruk volgens Westergaard

Voor een quasi-statische berekening moet de maximale aardbevingsbelasting (versnelling) worden gecombineerd met een afname van de waterdruk aan de buitenzijde (vrij water) tegen de wand.

Bij een gebruikelijke aanvulling achter de damwand met zand kan voor de (grond-)waterdruk aan de binnenzijde worden aangenomen dat het grondwater tijdens de aardbeving niet verplaatst ten opzichte van het korrel skelet en hoeft aan die zijde geen rekening te worden gehouden met een hydrodynamische waterdruk. Bij een goed doorlatende aanvulling achter de damwand ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) is deze veronderstelling niet meer correct en moet met een verhoging van de waterdruk achter de damwand als gevolg van de hydrodynamische waterdruk rekening worden gehouden. Dit is dan een toename van de waterdruk. Bij zeer goed doorlatend aanvulmateriaal is de hydrodynamische waterdruk gelijk aan die voor vrij water.

In het geval van een tijdsafhankelijke berekening is bovenstaande aanpak niet nauwkeurig. Voor de tijdsafhankelijke berekening dient een keuze gemaakt te worden uit de volgende schematiseringen:

- Een fictieve verlaging van de buitenwaterstand die de dynamische waterdruk volgens Westergaard benadert; voor de bepaling van de grootte kan worden uitgegaan van 65% van de piekgrondversnelling.
- Modelleren van het water als een materiaal met lage stijfheid en sterkte.
- Toepassen van een 'added mass' op de damwand om het effect van de meewerkende watermassa mee te nemen.

18.3.3.4 Wateroverspanning

In zandlagen kan tijdens de aardbeving wateroverspanning ontstaan. Voor de berekening van de wateroverspanning wordt naar NPR 9998:2017 verwezen. Deze wateroverspanning is een extra waterdruk op de damwand.

Indien er wateroverspanning ontstaat, dient de constructie voor twee tijdstippen te worden getoetst, zoals aangegeven in Hoofdstuk 8.

18.3.4 Overige belastingen

18.3.4.1 Terreinbelasting

Het is niet noodzakelijk om bij de berekeningen uit te gaan van de combinatie van rekenwaarde van de versnelling en ontwerpwaarde terreinbelasting. Welke ontwerpwaarde voor de terreinbelasting gebruikt moet worden hangt af van het gebruik van het terrein achter de kadeconstructie, en dient van geval tot geval te worden beoordeeld. Als bovengrens kan de ontwerpwaarde voor statische belastingen worden gebruikt.

18.3.4.2 Scheepsbelastingen

Bij de berekening voor de aardbevingsbelasting hoeft niet gerekend te worden met het gelijktijdig optreden van afmeerkrachten.

18.4 Methode berekening damwand

18.4.1 Algemeen

Voor de berekening / toetsing van een damwandconstructie zijn er in twee mogelijke methoden:

- Quasi-statische berekening.
- Dynamische (tijdsafhankelijke) berekening.

Bij de eerste methode wordt de aardbevingsbelasting in rekening gebracht als een quasi-statische belasting. Het effect van de aardbeving wordt in rekening gebracht middels een aanpassing van de actieve en passieve gronddruk.

Bij een dynamische berekening wordt de constructie wordt het gedrag van de damwandconstructie in de tijd doorerekend. Dit vereist meestal een EEM berekening.

Beiden methoden mogen worden toegepast. Wel is de ervaring dat de quasi-statische aanpak in het algemeen tot overschatting van de effecten van de aardbeving leidt. Voor hoge waarden van de versnelling is de methode niet meer bruikbaar.

Indien de constructie volgens de quasi-statische methode niet voldoet dient alsnog de dynamische berekening te worden uitgevoerd.

18.4.2 Quasi-statische berekening

18.4.2.1 Algemeen

Een quasi-statische berekening is een sterk vereenvoudigde benadering van de werkelijkheid. Bij belangrijke constructies en/of hoge piekgrondversnellingen is de methode niet meer bruikbaar en is een dynamische (tijdsafhankelijke) berekening nodig. De methode is hier opgenomen omdat deze kan dienen als een eerste screening van de mogelijke effecten van een aardbeving op een damwand.

De damwand dient, conform paragraaf 8.12 voor twee situaties te worden getoetst:

- Tijdens de aardbeving.
- Direct na de aardbeving.

Voor de in rekening te brengen wateroverspanning wordt verwezen naar paragraaf 18.1.3.

18.4.2.2 Bepaling versnellingshoek θ

In de quasi-statische berekening wordt de aardbevingsbelasting in rekening gebracht met een parameter θ . De grootte hiervan hangt af van de horizontale versnelling, de verticale versnelling en de aanwezigheid van water. Zoals aangegeven in paragraaf 18.4.2.3 hoeft voor damwanden de verticale versnelling niet in rekening te worden gebracht. Voor gewichtsconstructies dient dit wel te gebeuren. Daarom worden hier de algemene formules gegeven.

In de meest simpele situatie is er sprake van droge grond.
De grootte van de versnellingshoek θ volgt dan uit:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

met:

- k_h Horizontale seismische coëfficiënt
- k_v Verticale seismische coëfficiënt

De seismische coëfficiënt is de piekgrondversnelling gedeeld door de versnelling van de zwaartekracht, en is dus dimensieloos.

Het is niet noodzakelijk om de maximale versnelling in horizontale en verticale richting te combineren. Volgens NEN-EN 1998-1 Artikel 4.3.3.5.1 en 4.3.3.5.2 kan voor de combinatie de versnelling in de andere richtingen 30% van de piekwaarde worden gebruikt.

Voor het gedeelte onder water verandert de formule. Er moet dan onderscheid worden gemaakt tussen de situatie van ondoorlatend en zeer doorlatend materiaal. Het verschil is dat in het eerste geval het water tijdens de aardbeving met het korrelskelet meebeweegt en in het tweede geval eigenlijk onafhankelijk van het korrelskelet beweegt en zich min of meer als vrij water gedraagt (zie paragraaf 18.3.3.3 18.1.3). Van dat laatste is eigenlijk allen sprake bij zeer grof materiaal. Voor het ontwerpen en toetsen van damwandconstructies is dat een hypothetische situatie.

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

met:

- γ Volumegewicht verzadigde grond.
- γ_w Volumegewicht water.

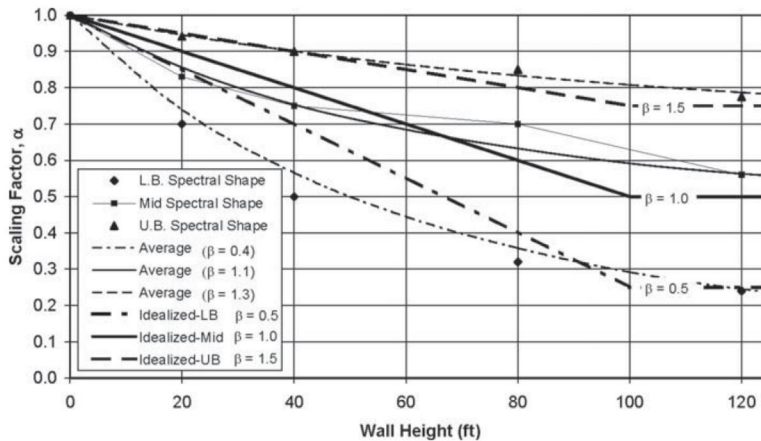
18.4.2.3 *In rekening te brengen versnelling*

Conform NEN-EN 1998-5, artikel 7.3.2.2(7) hoeft bij de berekening van damwanden de verticale versnelling niet in rekening te worden gebracht.

In de quasi-statische berekening wordt met een constante versnelling over de hoogte van het grondprofiel gerekend. Volgens NEN-EN 1998-5, artikel E.2 kan voor damwanden met een lengte van meer dan 10 m worden gerekend met een aangepaste waarde van de piekgrondversnelling, gebaseerd op een gemiddelde van de piek horizontale versnellingen over de hoogte van de constructie. De reductie is maximaal 0,65 (NEN-EN 1998-5, artikel 5.2(c)).

Welke waarde voor de geïnduceerde aardbevingen in de provincie Groningen van toepassing is, dient nog in een nationale annex te worden vastgesteld. Vooruitlopend hierop is op basis van de internationale literatuur een voorlopige aanbeveling opgesteld.

In NCHRP-611 [NCHRP 2008] wordt een methode gegeven om deze reductie te bepalen. De reductie is gebaseerd op een serie berekeningen voor een vereenvoudigde situatie.



Figuur 18.2 Reductie piekgrondversnelling, volgens NCHRP-611

De reductiefactor is een functie van de lengte van de wand en een factor β . In de laatste factor zitten de eigenschappen van de aardbeving verwerkt, zoals de spectrale versnelling bij 1 s. Voor de volledige definitie wordt verwezen naar [NCHRP 2008]. Ten behoeve van het bepalen van de voorlopige reductiefactor zal worden uitgegaan van $\beta = 1$, maar dit is waarschijnlijk een conservatieve schatting. Uit Figuur 18.2 kan dan de reductiefactor worden afgeleid. In Tabel 18.2 zijn de waarden weergegeven.

Lengte [ft]	Lengte [m]	scaling factor
20	6	0,85 – 0,90
30	9	0,80 – 0,85
40	12	0,75 – 0,80
50	15	0,70 – 0,75
60	18	0,70

Tabel 18.2 Reductiefactor volgens NCHRP -611

Op basis van deze resultaten wordt voorlopig de volgende reductiefactoren voor de quasi-statische damwandberekening gehanteerd.

- $L \leq 10$ m: Geen reductie piekgrondversnelling.
- $L > 10$ m: Verschaling factor piekgrondversnelling: 0,8.

Deze reductie is alleen van toepassing is bij een quasi-statische berekening. Bij een volledig dynamische berekening is deze reductie niet van toepassing.

18.4.2.4 Grondrukcoëfficiënten

Door Mononobe en door Okabe zijn begin 20^e eeuw uitdrukkingen afgeleid voor de actieve en passieve grondruk op keermuren. De afleiding beperkte zich tot de situatie van wrijvingsmateriaal (zand) zonder cohesie. De gebruikte benadering wijkt niet af van de gebruikelijke benadering waarmee de actieve en passieve grondruk wordt bepaald. De toevoeging betreft

een extra horizontale en verticale belasting (massa traagheid) die de aardbevingsbelasting weergeeft.

De afleiding van de formules volgt de bekende afleiding van Coulomb voor de actieve en passieve gronddruk. Als extra belasting wordt een horizontale kracht toegevoegd ter grootte van de totale massa van de grond maal de versnelling van de aardbeving. Evenals bij de methode Coulomb wordt vervolgens de hoek van het glijvlak bepaald die de extreme kracht geeft voor de actieve of passieve gronddruk. Met deze aanpak zijn de hierna gegeven formules voor de actieve en passieve gronddruk tijdens een aardbevingsbelasting bepaald

De methode wordt in bijna alle normen en handboeken voor aardbevingen beschreven (zie bijvoorbeeld [Ebeling Morisson 1992]). Ook in Bijlage E van NEN EN 1998-5 zijn deze formules gegeven.

Voor de situatie van een verticale wand en een horizontaal maaiveld zijn deze formules:

Actieve gronddruk:

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

Met:

- θ Versnellingshoek (zie hiervoor)
- ϕ Hoek van inwendige wrijving
- δ Wandwrijvingshoek

Passieve gronddruk:

$$K_{pE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

Opgemerkt wordt nog dat volgens NEN-EN 1998-5, artikel 7.3.2.2(6), er voor de passieve gronddruk geen wandwrijving tussen grond en wand in rekening mag worden gebracht. In bovenstaande formule voor K_{pe} moet dan $\delta = 0$ worden gebruikt. Voor de actieve gronddruk mag de waarde van de wandwrijvingshoek niet groter zijn dan $2/3\phi$.

Voor cohesieve grond zijn er geen algemeen aanvaarde formules beschikbaar. Een mogelijke aanpak is om bij klei en veen de cohesie te verwaarlozen en uitsluitend de effectieve hoek van inwendige wrijving te gebruiken. Hierbij wordt de bijdrage van de cohesie aan de stabiliteit onderschat.

Recent zijn er wel een aantal publicaties beschikbaar gekomen waarin formules voor de actieve en passieve gronddruk in het geval van cohesieve grond worden gegeven. Deze kunnen in voorkomende gevallen worden gebruikt. In verband met onduidelijkheden in

publicaties over deze formules wordt aanbevolen de juistheid van de te gebruiken formule te controleren.

18.4.2.5 *Beperkingen van de Mononobe-Okabe methode*

De methode Mononobe-Okabe is eenvoudig qua methodiek, maar heeft wel een aantal tekortkomingen. Deze beperkingen worden hierna vermeld.

1. De methode gaat uit van een Coulomb bezwijkmechanisme met rechte glijvlakken, in werkelijkheid zal er sprake zijn van gekromde glijvlakken.
2. Scheurvorming in de grond wordt niet meegenomen, dit kan de actieve gronddruk verhogen; wel wordt dit aspect in een aantal papers over de dynamische gronddruk in cohesief materiaal meegenomen.
3. Er is sprake van volledige mobilisatie van de actieve en passieve gronddruk.
4. Het ongedraineerd gedrag van de grond tijdens een aardbeving wordt niet meegenomen, in feite wordt de grond als gedraineerd beschouwd.
5. Variatie van de versnelling over de hoogte van de wand wordt niet meegenomen.
6. Als belasting wordt een versnelling van de grond beschouwd, die een extra belasting op de wand geeft. Dit kan ook gezien worden als een belasting waarbij de wand een bepaalde versnelling ondergaat en de grond moet volgen. Dit is een vereenvoudigde schematisatie van de werkelijke belasting tijdens de aardbeving.

Het derde bezwaar (volledige mobilisatie) kan worden ondervangen indien de methodiek alleen wordt gebruikt om een actieve en passieve gronddruk uit te rekenen, die als invoer dient voor een damwand berekeningsprogramma.

Fysisch gezien is er bij een hoge versnelling bij toepassing van deze methode sprake van een situatie waarbij ook een horizontaal glijvlak niet meer stabiel is, zoals met een eenvoudige evenwichtsbeschouwing kan worden aangetoond. Duidelijk is dat in zo'n situatie de methode Mononobe-Okabe niet meer gebruikt kan worden.

18.4.3 Toetsing / beoordeling resultaat quasi-statische berekening

Voorafgaand aan de berekening dienen de toetscriteria te worden vastgesteld. Dit kunnen zijn:

- Maximum toelaatbaar moment in de damwand.
- Maximum toelaatbare kracht in het anker.
- Toelaatbare blijvende verplaatsing damwand.

In NEN-EN 1998-5, artikel 7.1 worden de volgende twee algemene eisen geformuleerd:

- De constructie moet tijdens en na de aardbeving zijn functie vervullen, zonder grote structurele schade.
- Blijvende verplaatsingen zijn acceptabel, mits zij niet van invloed zijn op het functioneren van de constructie, en niet strijdig met esthetische eisen.

Uitkomst van de berekening zijn de (geotechnische) stabiliteit, momenten in de damwand en de krachten in de verankering.

Indien de constructie niet voldoet op basis van de (geotechnische) stabiliteit zal er sprake zijn van een blijvende vervorming. Indien er sprake is van instabiliteit tijdens de aardbeving kan een schatting van de optredende vervormingen worden gemaakt met de methode Newmark (sliding block). Door de eigenaar / beheerder van de constructie dient vooraf aangegeven te zijn wat de toelaatbare vervorming is. Indien er sprake is van instabiliteit voor de fase direct na de aardbeving moet de constructie als bezweken worden beschouwd.

De optredende momenten in de damwand en ankerkrachten dienen te worden getoetst op de toelaatbare waarden. Bij het bepalen van de toelaatbare ankerkracht dient rekening te worden gehouden met de reductie van de bezwijkbelasting door wateroverspanningen.

Indien er een schuin geplaatst anker wordt toegepast dient tevens een controle op de verticale stabiliteit te worden uitgevoerd. Daarbij moet rekening worden gehouden met de afname van het (punt) draagvermogen bij gehele of gedeeltelijke verweking.

18.4.4 Dynamische (tijdsafhankelijke) berekening

18.4.4.1 *Algemeen*

Bij een volledige dynamische berekening dienen tijdsignalen te worden gebruikt en dient een EEM (eindige elementen methode) berekening te worden uitgevoerd. Conform EC8 (zie 3.2.3.1.3 van NEN-EN 1998-1) dienen minimaal 3 verschillende tijdsignalen die karakteristiek zijn voor de situatie in de provincie Groningen in de berekening te worden beschouwd.

18.4.4.2 *Keuze tijdsignalen*

Bij de tijdsafhankelijke berekening dient minimaal een horizontale versnelling op onderrand te worden voorgeschreven. Indien de krachten in schuin of verticaal geplaatste elementen bepaald dient te worden (bijvoorbeeld in schuin geplaatste ankers) dient ook de verticale versnelling in de berekening meegenomen te worden. Hiervan kan worden afgeweken als aangetoond kan worden dat de verticale versnelling een marginale invloed op het berekeningsresultaat heeft.

18.4.4.3 *Drift correctie*

Opgemerkt wordt dat in de regel integratie in de tijd van de beschikbare versnellingsignalen regelmatig resulteren in een snelheid aan het einde van de beschouwde tijdsperiode. Gebruikelijk is ook dat er een eindverplaatsing overblijft, en bij een eindsnelheid ongelijk aan nul, een doorgaande verplaatsing. Dit resulteert in een blijvende verplaatsing van de onderkant van het elementennet. Bij interpretatie van de berekeningsresultaten dient hiermee rekening te worden gehouden. Voor de interpretatie van de berekende verplaatsingen dient dus niet de absolute verplaatsing, maar de verplaatsing ten opzichte van de onderrand te worden beschouwd.

Een aantal programma's bieden de mogelijkheid van een zogenaamde 'drift correctie', waarmee wordt bereikt dat de eindverplaatsing nul is. De gebruiker zal na moeten gaan of het gebruik van deze optie in zijn/haar situatie bruikbaar is. In ieder geval dient te worden gecontroleerd of daardoor niet tijdens de berekening onrealistische verplaatsingen optreden.

18.4.4.4 *Afmetingen elementennet*

De afmetingen van het elementennet dienen zodanig te worden gekozen dat de invloed van de randen minimaal is. De onderrand wordt bepaald door de keuze van de diepte waarop het

ingangssignaal wordt opgelegd. Deze dient voldoende ver onder de constructie te liggen. De zijranden dienen voldoende ver van de constructie te liggen. Als minimumwaarde kan aan weerszijden van de damwand een afstand gelijk aan de diepte van de mesh worden gebruikt.

18.4.4.5 Modellingering demping

In de berekening zijn er drie soorten demping:

- Materiaaldemping (constitutief model).
- Rayleigh demping.
- Numerieke demping.

De materiaaldemping is afhankelijk van de schuifrekamplitude, bij grotere schuifrekamplituden is de materiaaldemping ook groter. In PLAXIS kan dit effect tot op zekere hoogte worden meegenomen bij gebruik van het Hardening Soil Small Strain model. Voor de bepaling van de parameters wordt naar de PLAXIS handleiding en naar [Brinkgreve 2007] verwezen.

Bij gebruik van andere constitutieve modellen kan de materiaaldemping in rekening worden gebracht als een Rayleigh demping. Rayleigh demping is geen fysieke demping maar een in numerieke programma's veel gebruikte methode om materiaaldemping te simuleren. Nadeel hiervan is dat deze demping frequentie afhankelijk is. Een ander nadeel is dat de Rayleigh demping niet afhankelijk is van de optredende schuifrekken. Vooraf dient dus een realistische inschatting gemaakt te worden van het verwachte schuifrekniveau. Tevens moet de range van frequenties in het aardbevingssignaal vooraf worden vastgesteld, zodat voor de relevante frequentierange een goede benadering van de verwachte demping aanwezig is.

Als eerste inschatting van de demping kan gebruik worden gemaakt van Tabel 4.1 uit NEN EN 1998-5. Met deze tabel (zie hieronder in Tabel 18.3) is tevens een eerste schatting voor de stijfheid te maken.

Piekgrondversnelling [m/s ²]	Demping ratio	Schuifgolfsnelheid vs/vs,max [-]	Glijdingsmodulus G/G _{max} [-]
1	0,02	0,90(±0,07)	0,80(±0,10)
2	0,06	0,70(±0,15)	0,50(±0,20)
3	0,10	0,60(±0,15)	0,36(±0,20)

Tabel 18.3 Gemiddelde materiaaldemping, schuifgolfsnelheid en glijdingsmodulus als functie piekgrondversnelling

Numerieke demping is een gevolg van het gebruikte numeriek integratieschema en heeft op zich geen verband met het werkelijke materiaalgedrag. Het beïnvloed wel de berekende grondresponse. Bij gebruik van een rekenschema dat numerieke demping introduceert dient de invloed daarvan op de optredende demping in beschouwing te worden genomen en zonodig daarvoor gecorrigeerd te worden.

18.4.4.6 Modellingering ankers

Bij een EEM berekening dienen de ankers, inclusief het verankeringslichaam, expliciet in de berekening te worden meegenomen. Voor berekeningen met PLAXIS is het gebruik van een 'embedded pile' als ankerlichaam een bruikbare modellering.

Het gebruik van fixed node ankers is niet toegestaan. Deze werken in de berekening als een star punt en nemen daarmee een aantal aspecten (bijvoorbeeld de rekentechnische drift van de onderrand) niet mee.

18.4.5 Toetsing / beoordeling resultaten dynamische berekening
Voorafgaand aan de berekening dienen de toetscriteria te worden vastgesteld. Dit kunnen zijn:

- Maximum moment in de damwand.
- Maximum kracht in het anker.
- Blijvende verplaatsing damwand.

Conform NPR 9998:2017, artikel 4.3.3.4 dient bij beoordeling van de berekeningsresultaten uit een aantal niet-lineaire tijdsdomeinanalyses in afwijking van 4.3.3.4 (3) van NEN-EN 1998-1 een karakteristieke waarde bepaald te worden via Bijlage D van NEN-EN 1990. Er mag een lognormale verdeling worden aangehouden; men mag uitgaan van de berekende spreiding ofwel met een apriori bekende spreiding van $V = 0,5$.

Indien geen specifieke eisen aan de damwand zijn gesteld kunnen de volgende toetscriteria worden gebruikt:

- Moment damwand: deze mag het volplastisch vloeimoment niet overschrijden.
- Ankerkracht: deze mag de vloeispanning in de ankerstang en de tevens de bezwijkkracht van het ankerlichaam niet overschrijden.
- Verplaatsing damwand: de toelaatbare verplaatsing hangt af van de functie van de damwand, indien deze alleen een functie als grondkering heeft is de toelaatbare verplaatsing 0,10 m. Bij deze vervorming is de schade aan de damwand in het algemeen te verwaarlozen. Indien zich constructies achter de damwand bevinden (leidingen, kraanbanen etc.) wordt de toelaatbare vervorming tevens bepaald door de toelaatbare vervorming van deze constructies. Als daaruit een strengere eis volgt dan hiervoor genoemd geldt dat als toetscriterium.

18.5 Methode gewichtsconstructie / kademuur

18.5.1 Algemeen

Onder gewichtsconstructies worden verstaan constructies die hun stabiliteit ontleen aan hun gewicht. Hierbij kan worden gedacht aan gemetselde kademuuren en caisson constructies.

Voor de berekening / toetsing van een gewichtsconstructie zijn er in twee mogelijke methoden:

- Quasi-statische berekening.
- Dynamische (tijdsafhankelijke) berekening.

Bij de eerste methode wordt de aardbevingsbelasting in rekening gebracht als een quasi-statische belasting. Het effect van de aardbeving wordt in rekening gebracht middels een aanpassing van de actieve en passieve gronddruk.

Bij een dynamische berekening wordt de constructie wordt het gedrag van de damwandconstructie in de tijd doorgerekend. Dit vereist een EEM berekening.

Beiden methoden mogen worden toegepast. Indien de constructie volgens de quasi-statische methode niet voldoet dient alsnog de dynamische berekening te worden uitgevoerd.

18.5.2 Piekgrondversnelling

Bij een quasi-statische berekening kan, conform NEN-EN 1998-5, artikel 7.3.2.2, met een gereduceerde piekgrondversnelling worden gerekend. De mate van reductie hangt af van de toelaatbare vervorming. Voor de toe te passen reductie wordt naar het betreffende artikel in NEN-EN 1998-5 verwezen.

18.5.3 Quasi-statische berekening

In Figuur 18.3 zijn de verschillende belastingen op een gewichtsconstructie weergegeven.

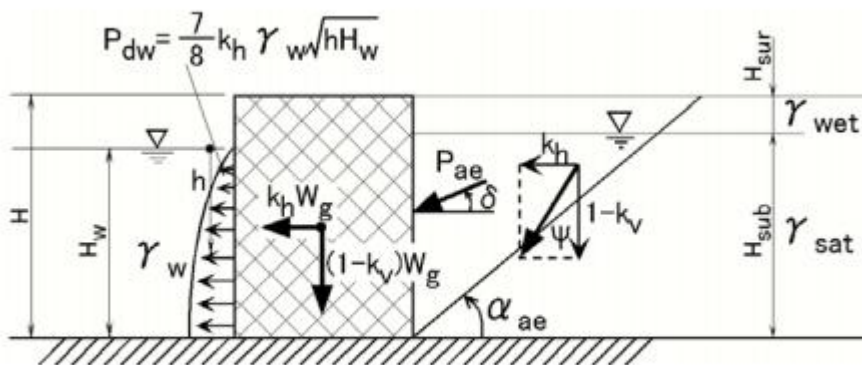


Fig. 1 Seismic actions on caisson quay walls for pseudo-static analysis

Figuur 18.3 Belasting op een gewichtsconstructie, quasi-statische berekening

Voor de quasi-statische berekening dient het evenwicht conform bovenstaande figuur te worden beschouwd. Indien aan de havenzijde de onderkant onder de havenbodem ligt kan een passieve weerstand in rekening worden gebracht. De bijbehorende passieve gronddrukcoëfficiënt is conform Mononobe-Okabe. Van de passieve gronddruk mag bij de controle van het evenwicht 30% in rekening worden gebracht.

Minimaal dienen de volgende bezwijkmechanismen te worden gecontroleerd:

- Horizontaal verschuiven.
- Kantelen.
- Bezwijken ondergrond.

18.5.4 Dynamische berekening

Aanwijzingen voor het uitvoeren van een dynamische berekening zijn gegeven in paragraaf 18.4.4.

18.5.5 Toetsing

Resultaat van de berekening is de (geotechnische) stabiliteit. Hierbij zijn er de volgende situaties:

- Na de aardbeving:
 - Indien bezwijken optreedt in de fase direct na de aardbeving moet de constructie als bezwiken worden beschouwd.
- Tijdens de aardbeving:
 - Indien bezwijken optreedt tijdens de aardbeving en er is met een gereduceerde piekgrondversnelling volgens paragraaf 18.5.2 gerekend moet de constructie als bezwiken worden beschouwd.
 - Indien bezwijken optreedt tijdens de aardbeving en er is niet met een gereduceerde piekgrondversnelling volgens artikel paragraaf 18.5.2 gerekend kan de constructie als stabiel worden beschouwd mits de vervormingen de toelaatbare vervormingen niet overschrijden. Voor het bepalen van de vervormingen kan de methode Newmark/sliding block worden gebruikt.

18.6 Methode steigers

18.6.1 Algemeen

Voor de berekening van een steiger kunnen, de bepalingen in NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-2 worden gevolgd. Aanvullende rekenmethoden kunnen aan diverse internationale normen en handboeken worden ontleend.

18.6.2 Aardbevingssignaal

18.6.2.1 Aantal signalen

Voor aanwijzingen omtrent de toe te passen signalen bij een tijdsafhankelijke berekening wordt verwezen naar hoofdstuk 7 verwezen.

18.6.2.2 Faseverschillen

Bij lange steigers zal de bodembeweging bij de verschillende delen faseverschillen gaan vertonen.

Bij lange doorgaande constructies (> 300m) dient met het faseverschil in de bodembeweging rekening te worden gehouden. Hiervoor dient een specialist te worden geraadpleegd.

18.6.2.3 Bepaling verplaatsing

Bij steigers bestaande uit meerdere segmenten dient met de verschilverplaatsing tussen de verschillende segmenten rekening te worden gehouden. Voor de bepaling daarvan wordt naar de daarvoor relevante normen verwezen (waaronder NEN-EN 1998-2, bruggen).

18.6.2.4 Eigen frequentie

Indien de steiger uit modulen met verschillende afmetingen bestaat dient met faseverschillen in de response rekening te worden gehouden bij

$$T1/T2 > 0.7$$

met:

- T1 eigen periode minst flexibele module (laagste eigenperiode).
- T2 eigen periode meest flexibele module (hoogste eigenperiode).

18.6.3 Palen

18.6.3.1 *Meewerkende watermassa*

Conform NEN-EN 1998-2, annex F, dient bij palen rekening te worden gehouden met een meewerkende watermassa. Voor de bepaling hiervan wordt naar het betreffende artikel verwezen.

Voor ronde palen is de meewerkende massa, per meter paal:

$$m_a = \rho\pi R^2$$

met:

- m_a is de meewerkende massa.
- ρ is de volumieke massa water.
- R is de straal paal.

18.6.3.2 *Modellering paal als ligger op veren*

De eenvoudigste modellering van de paal-grond interactie is die als een ligger op veren. De veerstijfheid kan worden bepaald met gepubliceerde relaties voor de p-y curven, bijvoorbeeld die volgens API.

Voor ondiepe slappe grondlagen is de modellering volgens de methode Jeanjean beter gebleken.

18.6.3.3 *Paal interactie*

Indien de palen relatief dicht bij elkaar staan dient met onderlinge interactie tussen de palen rekening te worden gehouden.

18.6.3.4 *Inklemmingsdiepte*

Voor bepaalde typen berekeningen is het niet nodig om de palen inclusief de grond te modelleren. Volstaan kan worden met een paal die is ingeklemd. De inklemmingsdiepte kan worden bepaald door de uitwijking van de paalkop bij een volledige paal-grond modellering. En bij een ingeklemde paal te bepalen. Het correcte inklemmingsniveau volgt uit de eis van gelijke kopverplaatsing.

18.6.4 Toetsing

De krachten en spanningen in de diverse onderdelen van de steiger dienen te worden getoetst op de toelaatbare waarden. Hiervoor wordt verder naar de van toepassing zijnde normen verwezen.

19 Referenties

[Bommer et al 2015]

Bommer, J.J., Dost, B., Edwards, B., Kruiver, P.P., Meijers, P., Ntinalexis. M., Polidoro, B., Rodriguez-Marek, A., Stafford, P.J.,
Development of Version 2 GMPEs for Response Spectral Accelerations and Significant Durations from Induced Earthquakes in the Groningen Field
<http://feitenencijfers.namplatform.nl/download/rapport/cbef666c-607b-4be2-a6e6-3d0dd0271b52?open=true>

[Boulanger and Idriss 2014]

Boulanger, R.W. and Idriss, I. M.,
CPT and SPT based liquefaction triggering procedures
Department of civil and environmental engineering, college of engineering, university of California at Davis, April 2014, Report No. UCD/CGM-14/01

[Bray and Macedo 2017]

Bray, J.D., Macedo, J.,
Simplified procedure for estimating liquefaction induced building settlement
Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017

[Ghosh 2012]

Ghosh, S.,
Formulation of seismic passive resistance of retaining wall backfilled with c- ϕ soil
International journal of geotechnical earthquake engineering, July-December 2012, pp 15-24

[Ghosh, Deb, 2012]

Ghosh, S., Deb, S.,
Formulation of Seismic Active Earth Pressure of Inclined Retaining Wall Supporting c- Φ Backfill. Proceedings 2012 IACSIT Coimbatore Conferences, Singapore, 2012

[Ghosh, Deb, 2012]

Ghosh, S., Deb, S.,
Extension of Mononobe-Okabe Theory to Evaluate Seismic Active Earth Pressure Supporting c- ϕ Backfill. EJGE Vol. 17, 2012, pp 495- 504

[Ghosh, Deb, 2013]

Ghosh, S., Deb, S.,
Pseudo-static passive response of retaining wall supporting c- ϕ soil
International Journal of Research in Engineering and Technology, march 2013, pp 254- 265
Available @ <http://www.ijret.org/>

[Idriss, Boulanger 2008]

Idriss, I.M., Boulanger, R.W.
Soil liquefaction during earthquakes
Monograph EERI MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008

1209036-000-GEO-0285, Versie 7, 8 juni 2018, definitief

[Handreiking fase 1, 2018]

1209036-000-GEO-0284-v7-Handreiking Fase 2 voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'.

[Handreiking v7, 2018]

1209036-000-GEO-0287-v7-Handreiking voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in de provincie Groningen'.

[Kim et al. 2010]

Kim, W.C. , Park, D., Kim, B.,
Development of a generalised formula for dynamic active earth pressure
Géotechnique 60, No. 9, 2010, pp 723–727

[Marcuson et al.1990].

Marcuson, W., Hynes, M., Franklin, A. G.
Response to P. Byrne's "Discussion of 'Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments' ". *Earthquake Spectra: Vol. 7, No. 1*, 1991, pp. 149-151.

[NEN-EN 1998-1 (2005)]

Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen
NEN-EN 1998-1:2005

[NEN-EN 1998-4 (2007)]

Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 4: Silo's, opslagtanks en pijpleidingen
NEN-EN 1998-4:2007

[NEN-EN 1998-5 (2005)]

Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten
NEN-EN 1998-5:2005

[NEN-EN 1998-6 (2005)]

Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 6: Torens, masten en schoorstenen
NEN-EN 1998-1:2005

[NEN 2012]

Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels
NEN 9997-1+C1, april 2012

[NEN 2012a]

Eisen voor buisleidingsystemen – Deel 1: Algemene eisen
NEN 3650 juni 2012

[NEN 2012b]

Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 2: Aanvullende eisen voor leidingen van staal
NEN 3650 juni 2012

1209036-000-GEO-0285, Versie 7, 8 juni 2018, definitief

[NEN 2012c]

Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken
NEN 3651 juni 2012

[NPR 9998:2017]

Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen
NEN ICS-code 91.080.01 / 93.020 juni 2017.

[Pecker Pender 2000]

Pecker, A., Pender, M.J.,
Earthquake resistant design of foundations: new constructions
Invited lecture GeoEng2000, Melbourne 2000

[Puri Prakash 20xx]

Puri, V.K., Prakash, S.,
DYNAMIC EARTH PRESSURE AGAINST RETAINING WALLS
Proceedings of Indian Geotechnical Conference, December 15-17,2011, Kochi

[Shukla et al 2009]

Shukla, S.K., Gupta, S.K., Sivakugan, N.,
Active Earth Pressure on Retaining Wall for c- ϕ Soil Backfill under Seismic Loading Condition
JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, May 2009,
pp 690-696

[Shukla Habibi 2011]

Shukla, S.K., Habibi, D.,
Dynamic passive pressure from c- ϕ soil backfills
Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31, 2011 pp 845–848

[Shukla Bathurst 2012]

Shukla, S., Bathurst, R.,
An analytical expression for the dynamic active thrust from c- ϕ soil backfill on retaining walls
with wall friction and adhesion
Geomechanics and Engineering, Vol. 4, No. 3 (2012) pp 209-218

[Yoshimine et al 2006].


Yoshimine, M., Nishizaki, H., Amano, K., Hosono, Y.,
Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of
flow slide of infinite slope
Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 253–264

[Youd et al 2001]

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

A Webtool NPR

<http://seismischekrachten.nen.nl/webtool.php>



Dataset: ▾

Herhalingstijd [jaar]: ▾

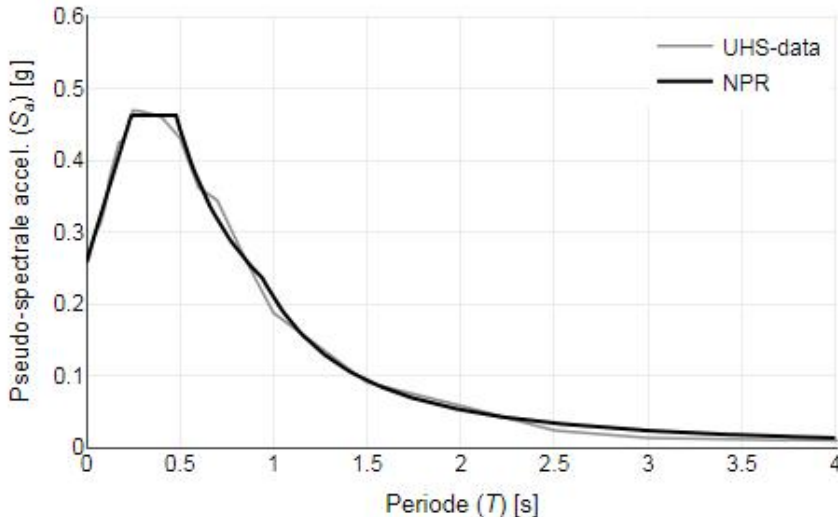
Richting: ▾

Locatie

RD (x, y) [m]: 248938, 593711

GPS (lat, lng) [°]: 53.321573, 6.79694



Grafiek en parameters UHS-data



Ontw. NPR 9998:2017 parameters

$a_g S$ [g]	0.2575	Het Uniform Hazard Spectrum (UHS) kan worden weergegeven als een elastisch responspectrum volgens Ontw. NPR 9998:2017. De parameters daarvoor zijn gegeven in de links staande tabel.
p [-]	1.797	
T_B [s]	0.241	
T_C [s]	0.48	
T_D [s]	0.941	

Downloads

 [Data in CSV-formaat](#)
 [Data in PDF-formaat](#)

1209036-000-GEO-0285, Versie 7, 8 juni 2018, definitief

B Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen

Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen;
Achtergronden van de methode (Spoor 2).

Deltares kenmerk 1209036-000-GEO-0260, Versie 1, 10 mei 2017, definitief.

Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen

Achtergronden van de methode (Spoor 2)



Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen

Achtergronden van de methode (Spoor 2)

Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen, TNO
Dr. P.A.M. Uijt de Haag, RIVM

1209036-000

Titel

Beoordelingsmethodiek voor industriële complexen in relatie tot aardbevingen

Opdrachtgever

Ministerie van Economische
Zaken

Project

1209036-000

Kenmerk

1209036-000-GEO-0260






Pagina's

37

Trefwoorden

Aardbeving, externe veiligheid, gevolgklassen, herhalingstijd, industriële complexen, overschrijdingskansen, risicobenadering, veiligheidsfilosofie

Referenties

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	mei 2017	Prof.dr.ir. R.D.M.J. Steenbergen		Dr. H.M.G. Kruse		Ir. J. van Ruijven	
		Dr. P.A.M. Uijt de Haag b/a ir. H.T. Sman		Dr.ir. C.P.W. Geurts			

Dit document is tot stand gekomen met een bijdrage van F. Besseling (Witteveen en Bos) en met medewerking van, H.J. Brink, M. Hermens, S. Rozendaal, J. Spiekhout, C. Theune en P. Winkelman

Status

definitief

Inhoud

Management Summary	iii
Management Samenvatting	v
1 Inleiding	1
2 Vergelijk: berekeningen conform Bevi	3
3 Internationale praktijk	5
4 Prestatie-eisen en conformiteitscriteria	7
5 Relatie faalkans en overschrijdskans rekenwaarde aardbevingsbelasting	9
6 Koppeling van de uitkomsten van de verkenning van aardbevingsrisico's met constructieberekeningen	11
6.1 Opslagtanks	11
6.2 Buisleidingen binnen een inrichting	14
6.3 Procesequipment	15
7 Resulterende aanpak	17
8 Samenvatting	19
9 Referenties	21

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Bijlage(n)

A	Calculation annual exceedance probabilities for the design seismic action	A-1
B	Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's	B-1
B.1	Introductie	B-1
B.2	Methode	B-2
B.2.1	Uitgangspunten	B-2
B.2.2	Benadering	B-2
B.3	Resultaten per bedrijf	B-7
B.3.1	Bedrijf A	B-7
B.3.2	Bedrijf B	B-8
B.3.3	Bedrijf C	B-8
B.3.4	Bedrijf D	B-9
B.3.5	Bedrijf E	B-9
B.4	Resultaten gecombineerd	B-10
B.4.1	Maatgevend criterium	B-10
B.4.2	Spreiding in de resultaten	B-10
B.5	Conclusies	B-13

Management Summary

The safety of the citizens of Groningen should not be affected by the occurrence of earthquakes. The Minister of economic affairs stated that “the safety level of the citizens in Groningen should be the same as elsewhere in the Netherlands.’ In the Multiannual plan of NCG it is written that the existing level of safety should not be affected by the occurrence of earthquakes. Within the framework of the assessment of the safety of industrial installations on their seismic resistance, TNO and Deltares have described the “Guideline for pilots, for carrying out studies on the impact of earthquakes on industrial sites”. This Guideline gives an assessment method for the safety of structures and installations under Seismic Loading. The method includes the definition of consequence classes for industrial structures and installations. This report provides the backgrounds of the determination of the consequence classes. The table with the consequence classes is included in the Guideline.

RIVM (the National Institute for Public Health and the Environment) has determined the scenarios and related failure probabilities that correspond to a non-significant increase in the external risks around the industrial sites. The failure probabilities were analysed and translated into five consequence classes for the industrial structures and installations. Each consequence class with an earthquake scenario corresponds with a certain probability of exceedance per year. This probability of exceedance per year can be used to determine the seismic load from the earthquake load models, determined by a probabilistic seismic hazard analysis (PSHA).

The classification of the consequence classes has been based on the possible consequences of failure of a structure or installation on safety (both external, internal and environmental). A structure with large consequences requires an assessment with a lower probability of failure than a structure with small consequences. The result of this classification in consequence classes is:

- Structures / installations with lower consequences are assessed at a lower level than structures with high consequences.
- There are no unnecessary measures necessary for structures with lower consequences.
- Only the structures/installations need measures that contribute significantly to the increase in safety risks.
- The contribution of a structure or installation to the overall risk in Groningen is made explicit.
- In a transparent way, the objective of the minister has been taken care of.
- The assessment level depends on the most relevant risk (external, internal or environmental safety).

The method with consequence classes relates closely to the internationally accepted levels of safety as applied in Eurocodes, in the USA, New Zealand etcetera. Therefore the method is in line with international practice as well as with the risk based approach applied in the Netherlands.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Table: Consequence classes with corresponding probabilities of exceedance for the design value of the seismic load

Consequence class	Description of consequences of catastrophic failure of the element under consideration for personal safety (inside and outside the site) and environment.	Yearly probability of exceedance of design seismic load
Remark: consequence class V is intended for structures and installations with extremely high risks; consequence class IV is intended for structures and installations with high risks.		
V	<ul style="list-style-type: none"> Effect Distance > PR 10⁻⁶ and located over vulnerable objects, AND Very high probability of > 50 fatalities outside the site and/or > 50 fatalities within the site, or High probability of one or more domino effects with > 50 fatalities 	1/5000
	<ul style="list-style-type: none"> Very high probability of environmental damage (poisonous for organisms) with long-lasting consequences on a large scale. 	
IV	<ul style="list-style-type: none"> Effect Distance > PR 10⁻⁶ and located over vulnerable objects, AND Very high probability of > 10 fatalities outside the site and/or > 10 fatalities within the site, or High probability of one or more domino effects with > 10 fatalities. 	1/2500
	<ul style="list-style-type: none"> High probability of environmental damage (poisonous for organisms) with long-lasting consequences 	
III	<ul style="list-style-type: none"> Effect Distance > PR 10⁻⁶ and located over vulnerable objects, AND Real probability of a few fatalities outside the site or Probability of fatalities within site high, or Real probability of internal domino effects within the site 	1/1000
	<ul style="list-style-type: none"> High probability of environmental damage (poisonous for organisms) 	
II	<ul style="list-style-type: none"> High probability of fatalities within site, or Effect distance > PR 10⁻⁶ and located over vulnerable objects, AND Small probability of fatalities outside the site, or Real probability of fatalities within site, or Small probability of domino effects within the site. 	1/500
	<ul style="list-style-type: none"> Low probability of environmental damage (poisonous for organisms) 	
I	<ul style="list-style-type: none"> Effect distance < PR 10⁻⁶ and close (within 10% of the total distance to the source) to vulnerable objects, or, Effect distance < PR 10⁻⁶ and located over vulnerable objects with functional tie to the site or over slightly vulnerable objects AND <ul style="list-style-type: none"> Small probability of fatalities within site and Very low probability of domino effects. 	1/100
	<ul style="list-style-type: none"> Very low probability of environmental damage (poisonous for organisms) 	
0	<ul style="list-style-type: none"> If not in one of the above given categories (having lower values). 	No assessment required
Quantification of probabilities, indicative: Very High: 30% High: ≥ 10%; Real: ≥ 1%; Low: < 1%; Very low : < 0.1%		

Management Samenvatting

Naar aanleiding van vragen over de veiligheid van de inwoners te Groningen heeft de minister van EZ aangegeven dat het veiligheidsniveau van de inwoners van Groningen hetzelfde moet zijn als dat van mensen elders in Nederland. [zie onder meer kamerstuk 33539-319 d.d. 8 – 12 - 2016] . Voor de industrie wordt in het Meerjarenprogramma van NCG aangegeven dat het bestaande veiligheidsniveau niet mag worden aangetast in Groningen als gevolg van aardbevingen. In het kader van de toetsing van industriële installaties op aardbevingsbestendigheid is door Deltares/TNO de “Handreiking voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden Delfzijl en Eemshaven” opgesteld. Deze Handreiking voorziet in een bepalingsmethode voor de sterkte van constructies en installaties onder aardbevingsbelasting. Deze methode kenmerkt zich door de definitie van gevolgklassen voor de constructies en installaties. Dit rapport beschrijft de achtergronden bij de totstandkoming van deze gevolgklassen welke resulteert in een overzichtelijke tabel die in de Handreiking zal worden opgenomen.

Door RIVM is vastgesteld welke scenario's en faalkansen overeen komen met een niet-significante verandering in het sterfterisico voor omwonenden van de bedrijven. Dit is vervolgens vertaald in vijf gevolgklassen voor aardbevingsscenario's en bijbehorende overschrijdingskansen per jaar. De aardbevingsbelasting behorend bij de overschrijdingskans kan dan vervolgens worden afgelezen uit de aardbevingsbelastingmodellen, welke zijn afgeleid aan de hand van een Probabilistische Seismische Hazard Analyse (PSHA).


De indeling van de gevolgklassen is gebaseerd op de mogelijke gevolgen voor veiligheid (externe, intern) en milieu risico's die een constructie of installatie heeft bij falen. Een constructie met grote gevolgen moet met een kleinere kans op falen worden beoordeeld dan een constructie waarbij de gevolgen minimaal zijn. Deze kansen op falen zijn vertaald in een herhalingsstijd c.q. een jaarlijkse kans op overschrijden van een seismische belasting. Deze indeling heeft tot gevolg dat:

- Constructies met kleine gevolgen minder streng worden getoetst dan constructies met grote gevolgen.
- Geen onnodige versterkingsmaatregelen nodig zijn voor constructies met kleine gevolgen.
- Uitsluitend die constructies versterkt moeten worden die significant bijdragen aan de vergroting van het veiligheidsrisico.
- Expliciet gemaakt is wat de mogelijke bijdrage is van een constructie of installatie aan het risico in Groningen.
- Op transparante wijze invulling gegeven wordt aan het uitgangspunt van de minister.
- Het toetsniveau afhangt van het maatgevende risico (externe veiligheid, interne veiligheid of milieu).

De resulterende aanpak past goed bij de internationaal gehanteerde aanpak zoals in de Eurocode, USA, Nieuw Zeeland, etc. Dit maakt dat de methode zowel aansluit bij internationaal gangbare methoden als bij de in Nederland gangbare risicobenadering.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Tabel: Gevolgklassen met bijhorende overschrijdingskansen voor de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting

	Gevolg-klasse	Omschrijving gevolgen catastrofaal falen van het beschouwde element voor menselijke veiligheid (binnen en buiten de terreingrens) of voor milieu	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting
Door maatregelen (in de industriële processen) kunnen de gevolgen van falen in een lagere categorie in geschaald worden 	Opgemerkt wordt dat gevolgklasse V bedoeld is voor extreem risicovolle constructies/installaties; gevolgklasse IV is voor enkele zeer risicovolle constructies/installaties.		
	V	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Zeer grote kans op meer dan 50 slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 50 slachtoffers binnen de terreingrens, of Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 50 slachtoffers. 	1/5000
	IV	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten EN Zeer grote kans op meer dan 10 slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 10 slachtoffers binnen de terreingrens, of Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 10 slachtoffers. 	1/2500
	III	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Reële kans op enkele slachtoffers buiten de terreingrens, of Grote kans op enkele slachtoffers binnen terreingrens, of Reële kans op interne domino-effecten binnen de activiteit/terreingrens met enkele slachtoffers. 	1/1000
	II	<ul style="list-style-type: none"> Grote kans op slachtoffers binnen terreingrens, of Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Kleine kans op slachtoffers buiten terreingrens, of Reële kans op slachtoffers binnen terreingrens, of Kleine kans op domino-effecten binnen de activiteit/terreingrens. 	1/500
	I	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt dichtbij (10% van de totale afstand vanaf de bron) kwetsbare bestemmingen/objecten, of Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt over een kwetsbare bestemming met functionele binding met het bedrijf of over beperkt kwetsbare bebouwing EN Kleine kans op slachtoffers binnen terreingrens, en Zeer kleine kans op domino-effecten. 	1/100
	0	<ul style="list-style-type: none"> Indien niet vallend in één van bovenstaande categorieën (lagere waarden). 	niet toetsen
Kwantificering kansen, indicatief: Zeer groot: ≥ 30% Groot: ≥ 10%; Reëel: ≥ 1%; Klein: < 1%; Zeer klein: < 0,1%			
Opgemerkt wordt dat onder slachtoffers hier wordt verstaan dodelijke slachtoffers, dan wel slachtoffers met letaal letsel			

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

1 Inleiding

Voor de bedrijven met gevaarlijke stoffen in het Groningse aardbevingsgebied is de vraag of de installaties voldoende aardbevingsbestendig zijn, dan wel of en welke de aanvullende risico's zijn en of er versterkt zou moeten worden.

Uitgangspunt is dat de risico's voor de Groningse bevolking niet groter zijn dan elders in Nederland zoals ook aangegeven door de Minister van EZ.

De vaststelling van de rekenwaarden van de aardbevingsbelasting in termen van de overschrijdingskans of herhalingsstijd vindt plaats op basis van een streefwaarde van de faalkans behorend bij een 'Loss of Containment Scenario (LOC)'. Hiervoor is door Deltares, TNO en RIVM eerder een memo met werkwijze en doelstelling opgesteld [3].

Op deze manier wordt invulling gegeven aan het voorschrift in EN 1998-4; art. 2.1.4, namelijk dat installatieleidingen en andere industriële constructies zoals tanks en silo's moeten worden voorzien van een veiligheidsniveau dat proportioneel is met betrekking tot personen welke aan de risico's worden blootgesteld.

EN 1998-4; art. 2.1.4, lid (2) schrijft voor een differentiatie in betrouwbaarheid in gevolgklassen toe te passen door het kiezen in dit kader van de juiste waarde van de jaarlijkse overschrijdingskans van de rekenwaarde van de seismische belasting voor elk van die gevolgklassen. De gevolgklassen worden gedifferentieerd naar de gevolgen van een Loss of Containment (LOC) scenario.

In dit rapport worden daarom conform EN 1998-4 gevolgklassen met bijbehorende overschrijdingskansen van de seismische belasting afgeleid. In het laatste hoofdstuk worden de klassendefinities uit EN 1998-4 nader ingevuld.

Normenkader

Op een industriële installatie is voor drukapparatuur (warmtewisselaars, drukvaten, leidingen enz.) het Warenwetbesluit Drukapparatuur en Warenwetregeling drukapparatuur van toepassing (Werktuigbouw). Voor gebouwconstructies en opslagtanks is het Bouwbesluit van toepassing (Civiel). Funderingen van drukvaten en leiding-supports worden behandeld als behorende tot het vakgebied Civiel. Over de supports worden per geval aparte afspraken gemaakt (interface). Het civieltechnisch ontwerp geschiedt (soll) volgens de EN 199x-serie.

Geharmoniseerde en gemandateerde normen onder het Besluit Drukapparatuur zijn o.a. de EN 13480 serie voor piping en de EN 13445 voor drukvaten.

(Compressor) stations vallen via de Gaswet onder de werkingssfeer van paraplunorm NEN 3650. Voor het ontwerp van leidingwerk op stations verwijst de NEN 3650 naar de EN 13480-3.

Voor oudere installatie kunnen nog de ASME B31.3 of de Regels voor Toestellen onder Druk (RToD) van toepassing zijn. De verschillen tussen deze normen en de EN 13480 zijn niet groot. Ingeval van toetsing op aardbevingsbestendigheid wordt aanbevolen hier EN 13480-3 te volgen omdat deze het meest uitgebreid is.

Voor de bevestiging van Machines (Machine Richtlijn) op de funderingsblokken geldt hetzelfde als bij de supports voor drukapparatuur en leidingen.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Doel van deze rapportage is om gevolgklassen te definiëren met bijbehorende overschrijdingskansen, zodat een significante toename van het risico wordt voorkomen. In hoofdstuk 2 wordt als referentie naar de risicobenadering kort ingegaan op de toetsmethoden voor externe veiligheid. In hoofdstuk 3 wordt aangegeven welke de internationale praktijk is bij toetsen van installaties op aardbevingen; dit omdat naast de nationale benadering bij voorkeur ook wordt aangesloten bij de internationale praktijk. In hoofdstuk 4 wordt aangegeven welke grenstoestanden beschouwd dienen te worden in de sterktebeschouwing. Hoofdstuk 5 geeft een relatie tussen faalkansen en de overschrijdingskansen behorend bij de rekenwaarden van de aardbevingsbelasting. In hoofdstuk 6 worden de uitkomsten van de studie naar de faalkanseisen die corresponderen met een niet-significante toename van het risico ("Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4], opgenomen in bijlage B) vertaald naar gevolgklassen en overschrijdingskansen van de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting. Hoofdstuk 7 geeft een samenvattende tabel en aanpak.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

2 Vergelijk: berekeningen conform Bevi

In dit hoofdstuk zijn de Loss of Containment (LOC) scenario's weergegeven zoals gebruikelijk in de beoordeling van de externe veiligheid. Dit ter vergelijking met de aanpak zoals die in de hoofdstukken hierna voor aardbevingen wordt ontwikkeld.

Het concept van het toepassen van een strengere eis naarmate de schadetoestand meer vergaand volgt de risicobenadering. Weliswaar zijn de scenario's van falen zowel qua oorzaak, mechanismen, gevolgsgrootte als kans voor aardbevingen anders dan door industriële installaties zelf (zoals door corrosie of erosie), maar de relatieve belangrijkheid en kwetsbaarheid van installatieonderdelen zijn veelal dezelfde. Zo zal een grote brandbare gas verwerkingsinstallatie inclusief controlegebouw belangrijker zijn om op aardbevingsbestendigheid te toetsen dan een kleine vuilwateropslagtank die niet in de buurt staat van waar mensen verblijven. Om die reden is voorafgaand aan deze toetsingsmethodiek voor aardbevingen ook kennis opgedaan van wat reeds bekend is uit het Besluit externe veiligheid inrichtingen (hierna: Bevi).

De criteria voor de beoordeling van de risico's voor een groot aantal categorieën van inrichtingen zijn vastgelegd in het Bevi. De rekenmethodiek Bevi is beschreven in de Handleiding Risicoberekeningen Bevi v 3.3. Hiermee zijn de risico's van een groot aantal bedrijven in Groningen grotendeels geüniformeerd gekwantificeerd.

In de rekenmethodiek Bevi wordt per insluitsysteem bepaald welke LOC scenario's er kunnen optreden. Per LOC wordt vervolgens bepaald wat de bijbehorende frequentie van optreden is en het effect. Dit volgt (met andere scenario's en kengetallen) qua structuur en risicohoogte de gewenste aardbevingstoetsingsbenadering.

Een insluitsysteem is bijvoorbeeld een gedeelte van een leiding tussen twee afsluiters. De bij een leiding behorende LOC's door een ongewenste industriële gebeurtenis volgens Bevi zijn een lek of een breuk; bij een opslagtank is dit een 10 mm gat; vrijkomen van de inhoud in 10 min en instantaan vrijkomen van de gehele inhoud.

In onderstaande tabellen 2.1 en 2.2 zijn (als voorbeeld) de faalfrequenties weergegeven zoals deze volgens de Bevi scenario's zijn afgeleid voor bovengrondse leidingen en voor enkelwandige atmosferische tanks.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Tabel 2.1 Scenario's voor bovengrondse leidingen

	Frequentie (per meter per jaar)	Frequentie (per meter per jaar)	Frequentie (per meter per jaar)
	Diameter < 75 mm	75 mm < diameter < 150 mm	Diameter > 150 mm
Breuk van de leiding	$1 \cdot 10^{-6}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$
Lek van de leiding	$5 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-7}$

Tabel 2.2 Scenario's voor enkelwandige atmosferische opslagtanks

	Frequentie (per jaar)
Instantaan vrijkomen gehele inhoud	$5 \cdot 10^{-6}$
Vrijkomen van de inhoud in 10 min	$5 \cdot 10^{-6}$
Vrijkomen uit een gat met een effectieve diameter van 10 mm	$1 \cdot 10^{-4}$

Het concept van het toepassen van een strengere eis naarmate de schadetoestand meer vergaand is, vindt onder meer ook zijn toepassing in EN 1998-4 en wordt langs deze lijnen verder in deze rapportage nader specifiek uitgewerkt voor toepassing bij de aardbevingstoets.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

3 Internationale praktijk

Het voorliggende rapport presenteert de resultaten van een traject waarin is getracht de herhalingstijden van aardbevingsbelasting voor industriële constructies in de industriegebieden in Groningen af te leiden die een niet significante toename van het veiligheidsrisico tot gevolg hebben. Het is daarnaast zinvol om de uitkomsten van deze afleiding te spiegelen aan internationaal gebruikelijke herhalingstijden voor rekenwaarden van aardbevingsbelasting voor toetsing en ontwerp.

Binnen de internationale regelgeving wordt, wanneer het gaat om herhalingstijden voor aardbevingsbelasting, onderscheid gemaakt tussen twee toetscriteria:

- Een aardbeving met een grote waarschijnlijkheid van optreden binnen de levensduur van een constructie (bijv. 50% in 50 jaar conform Eurocode). De toets voor dit niveau aardbeving is gericht op het voorkomen van beschadigingen en verzekeren van continuïteit van operaties en is dus merendeels een economisch gedreven toets.
- Een aardbeving met een kleine waarschijnlijkheid van optreden binnen de levensduur van een constructie (typisch 1-10% in 50 jaar). De toets voor dit niveau aardbeving is gericht op constructieve veiligheid en is veelal gekoppeld aan risico op verlies van mensenlevens, risico op beschadiging milieu of de functie van een constructie bij hulpverlening en wederopbouw tijdens en na een zware aardbeving.

Voor de vergelijking van internationaal gebruikelijke herhalingstijden in relatie tot veiligheid is enkel het tweede toetscriterium relevant. De herhalingstijden die worden vastgesteld voor dit tweede toetscriterium worden typisch gebruikt voor UGT toetsen (Uiterste Grenstoestand) op constructie-element niveau. UGT dient hier begrepen te worden als het begin van scheurvorming, dus de grenstoestand juist voor het ontstaan van een lek; zie ook hoofdstuk 4.

In tabel 3.1 wordt een overzicht gegeven van de internationale praktijk op dit punt.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Tabel 3.1 Internationaal gehanteerde herhalingstijden

Land	Norm	Klasse indeling	Herhalingstijd [jaar]
USA	ASCE 7-05	Occupancy category Occupancy category Occupancy category III Occupancy category IV	Een 'Maximum Credible Earthquake' (MCE) wordt gespecificeerd. Deze mag probabilistisch (overschrijdingskans 2% in 50 jaar, 2475 jaar herhalingstijd) of deterministisch (bovengrens) zijn bepaald. Vervolgens mag ontworpen worden met 2/3 van de spectral ordinates vermenigvuldigd met een occupancy importance factor variërend van 1.0 tot 1.5. De link met herhalingstijden is hierbij niet direct herleidbaar.
Europa	EN 1473, Seismic Design LNG Tanks		5.000
Europa	Eurocode EN 1998-4	Importantieklasse I Importantieklasse II Importantieklasse III Importantieklasse IV	250 * 475 * 825 * 2.000 *
Nieuw Zeeland	Seismic Design of Storage Tanks AS/NZS 1170	Importance level I Importance level II Importance level III Importance level IV	100 500 1.000 2.500
Turkey	Technical Seismic Regulation on Construction of Coastal and Harbour Structures, Railways and Airports	Class E1 Class E2 Class E3	72 475 2.475

* Strikt genomen worden door EN 1998-4 geen herhalingstijden maar importantiefactoren voorgeschreven. Deze importantiefactoren kunnen middels de omrekenformule uit EN 1998-1 worden vertaald naar een bij benadering equivalente herhalingstijd.

Uit bovenstaande tabel blijkt dat in de internationale praktijk herhalingstijden van 100 tot maximaal 5.000 jaar worden gehanteerd voor UGT toetsing van bouwwerken/constructies. Voor reguliere bouwwerken (klasse II) geldt de referentiewaarde voor herhalingstijd gelijk aan 500 jaar bij UGT toetsing, Dit komt overeen met 10% overschrijdingskans in 50 jaar, waarbij 50 jaar vaak wordt gerelateerd aan de ontwerplevensduur van een bouwwerk. Enkel voor bouwwerken met een laag risicoprofiel (klasse I) wordt een lagere herhalingstijd gehanteerd. Voor meer kritische bouwwerken met grotere risico's in geval van falen worden typisch hogere herhalingstijden gehanteerd. Grofweg wordt voor klasse III bouwwerken ongeveer 1.000 jaar herhalingstijd en voor klasse IV bouwwerken ongeveer 2.500 jaar herhalingstijd gehanteerd. Enkel voor uitzonderlijk risicovolle constructies, zoals bijvoorbeeld LNG tanks of nucleaire installaties worden typisch nog hogere herhalingstijden in de orde van 5.000 a 10.000 jaar of zelfs 100.000 jaar (zie COVRA richtlijnen) gehanteerd.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

4 Prestatie-eisen en conformiteitscriteria

Conform Eurocode EN 1998-1 is de basis prestatie-eis voor rekenwaarde van de aardbevingsbelasting, dat deze niet mag leiden tot lokaal of globaal bezwijken van de constructie. In de Eurocode 1998-1 wordt dit het 'no-collapse requirement' genoemd.

Om te voldoen aan deze basis eis dient een uiterste grenstoestand (UGT, Engels: ultimate limit state, ULS) toets te worden uitgevoerd. Toetsen op uiterste grenstoestand hebben betrekking op bezwijken of een andere vorm van constructief falen welke een risico kan vormen voor menselijke veiligheid. In de Eurocode voor tanks, silo's en installatieleidingen wordt meer specifiek een kader bij de UGT toets omschreven. Er wordt gesteld dat:

- Voor constructies waarvan globaal bezwijken ernstige gevolgen kan hebben de UGT grenstoestand getoetst dient te worden als de grenstoestand voorafgaand aan globaal bezwijken, waarbij geen bros bezwijken optreedt en eventueel vrijkomen van gevaarlijke stoffen gecontroleerd optreedt.
- Voor constructies waarbij gecontroleerd vrijkomen van gevaarlijke stoffen niet leidt tot ernstige consequenties mag de UGT worden gedefinieerd als de grenstoestand globaal bezwijken.

Er wordt verder gesteld dat hierbij zowel directe als indirecte mogelijke gevolgen beschouwd dienen te worden.

De weerstand van constructieve systemen, tegen belasting door aardbeving, wordt groter naarmate een systeem beter bestand is tegen vervormingen in het niet-lineaire domein, zonder hierbij bros te bezwijken. Dit wordt ductiel gedrag genoemd en zorgt ervoor dat een systeem energie dissipeert tijdens de aardbeving.

Dit niet-lineaire gedrag van materialen of van het systeem mag in rekening worden gebracht bij een UGT toets. Dit kan worden gedaan middels het expliciet modeleren van niet-lineair gedrag op constructie(-element) niveau in de constructieve modellen, aan de hand waarvan getoetst wordt.

Als alternatief kan ook een equivalent lineair elastische toets worden uitgevoerd, waarbij de aardbevingsbelasting (het lineair elastische response spectrum) wordt gereduceerd door middel van een zogenoemde gedragsfactor. De gedragsfactor dient te worden gekoppeld aan de karakteristiek van het betreffende constructieve systeem, waarbij voor bepalen van de constructie-specifieke factor een pushover analyse kan worden uitgevoerd, of richtwaarden uit relevante internationale normen kunnen worden gehanteerd (EN 1998 serie, EN 1473, Seismic Design LNG Tanks, ASCE 7, FEMA P-1050-1/2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Seismic Design of Storage Tanks AS/NZS 1170, enz.).

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

5 Relatie faalkans en overschrijdingskans rekenwaarde aardbevingsbelasting

De herhalingsjijd van de aardbevingsbelasting wordt berekend op basis van een door het RIVM afgeleide faalkans ("Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4], opgenomen in bijlage B), die overeenkomt met een niet significante verandering in het externe risico voor een installatie. Dit resulteert in een verscaling van de aardbevingsbelasting ten opzichte van de aardbevingsbelasting met een overschrijdingskans per jaar van 1/475, de kans die het KNMI gebruikt in haar hazardkaarten. Deze berekening vindt onder meer plaats op basis van een verdelingsfunctie van de seismische weerstand en een rekenwaarde van de weerstand conform de seismische codes welke door de ingenieursbureaus gebruikt worden voor de beoordeling van de verschillende installatieonderdelen. Op basis van deze input wordt een probabilistische analyse uitgevoerd, om te zorgen dat de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting in combinatie met de gebruikte sterkteformules, voldoet aan de gestelde faalkanseis. De stappen genomen door het RIVM daarin zijn de volgende:

- 1 Er zijn QRA's van bedrijven met gevaarlijke stoffen in het Groningse aardbevingsgebied. Voor deze bedrijven zijn de ligging van de plaatsgebonden risicocontour van 1×10^{-6} per jaar en de groepsrisico-curve bekend.
- 2 Uitgangspunt is dat het risico voor de omwonenden van deze bedrijven niet significant mag toenemen door het vrijkomen van gevaarlijke stoffen ten gevolge van een aardbeving. De volgende criteria worden gebruikt voor de significantie (Zie voor meer informatie de "Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4] (opgenomen in bijlage B)).
 - a. een toename van het risico ter plaatse van de PR 10^{-6} contour met 10%;
 - b. een verandering van de ligging van de PR 10^{-6} contour met 10%;
 - c. een toename van het groepsrisico met 10% van de oriëntatiewaarde bij de hoogste waarde van het groepsrisico;
 - d. de ligging van de PR 10^{-6} contour ten gevolge van alleen aardbevingen blijft binnen de terreingrens.
 - e. een toename van de LOC frequentie van een installatie-onderdeel met 10%.
- 3 Voor deze scenario's kan per scenario bepaald worden welke toename in de faalfrequentie nodig is voor een niet significante verandering van het risico.
- 4 Op deze wijze wordt de streefwaarde van faalkans in één jaar ten gevolge van geïnduceerde aardbevingen berekend voor een beperkt aantal belangrijke en representatieve installatie-onderdelen, zoals een opslagvat, vloeistofleiding en dergelijke.
- 5 Uitgaande van deze streefwaarde wordt dan op basis van een sterktebeschrijving conform de gebruikte seismische codes (Eurocodes, Amerikaanse codes, etc.) de in de berekening te gebruiken de jaarlijkse overschrijdingskans (uit de hazardcurve) berekend behorend bij de rekenwaarde van de belasting.

De berekening van de relatie tussen de faalkans en de overschrijdingskans per jaar (uit de hazardcurve) behorend bij de rekenwaarde van de belasting is beschreven in Appendix A. Voor de hazardcurve wordt gebruik gemaakt van de bestaande hazardcurves uit de Probabilistic Seismic Hazard Analyse. Voor de fragility curve wordt gewerkt met een lognormale verdeling met een variatiecoëfficiënt van $V=0.6$ conform FEMA P-749.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Er wordt verondersteld dat de procedure voor de seismische sterkteberekening (elastische berekening aangevuld met de q-factor) een 5% fractiel oplevert in de fragility curve voor normen die werken met partiële factoren en een 1% fractiel voor normen die werken met toelaatbare spanningen (zoals EN 13480). Deze aanpak is conform de werkwijze in NPR 9998 (waar $V=0.5$ is gebruikt voor bestaande bouw) en conform FEMA P-749 Earthquake Resistant Design Concepts waar $V=0.6$ en een 10% fractiel is geadviseerd. Het 10% fractiel is hier vervangen door een 5% of 1% fractiel omdat er sprake is van strenge materiaaltesten en van een extra veiligheidsfactor aan de materiaalkant in het format met toelaatbare spanningen. Zie ook Martins et al [5] waarin een onderbouwing wordt gegeven voor het gebruik van de het genoemde 5% fractiel.

Deze berekeningen leiden tot onderstaande relaties tussen faalkansen en overschrijdingskansen per jaar. Opgemerkt wordt dat iets andere keuzes voor V , het genoemde fractiel en de exacte vorm van de hazardcurve tot lichtelijk andere relaties leiden. Daarom is in onderstaande tabel afgerond naar de internationale differentiatie (zie hoofdstuk 2).

Deze gevolgde methode heeft als voordeel dat de uitkomsten slechts afhankelijk zijn van de vorm van de hazard curve en de fragility curve. De ligging in absolute zin is hier niet van belang; aan de belastingkant kan aangesloten worden bij de verschillende PSHA modellen.

Tabel 5.1 Overschrijdingskansen per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting bij gebruik EN 1998

Installaties beoordeeld volgens sterktebeschrijving conform EN 1998, met partiële factoren	
Faalkans per jaar	Overschrijdingskansen per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting
$5 \cdot 10^{-3}$	1/100
10^{-3}	1/500
$5 \cdot 10^{-4}$	1/1000
10^{-4}	1/2500
$5 \cdot 10^{-5}$	1/5000

Tabel 5.2 Overschrijdingskansen per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting bij gebruik EN 13480

Installatieleidingen beoordeeld volgens sterktebeschrijving conform EN 13480, toelaatbare spanningen	
Faalkans per jaar	Overschrijdingskansen per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting
10^{-3}	1/100
$5 \cdot 10^{-4}$	1/500
10^{-4}	1/1000
$5 \cdot 10^{-5}$	1/2500
10^{-5}	1/5000

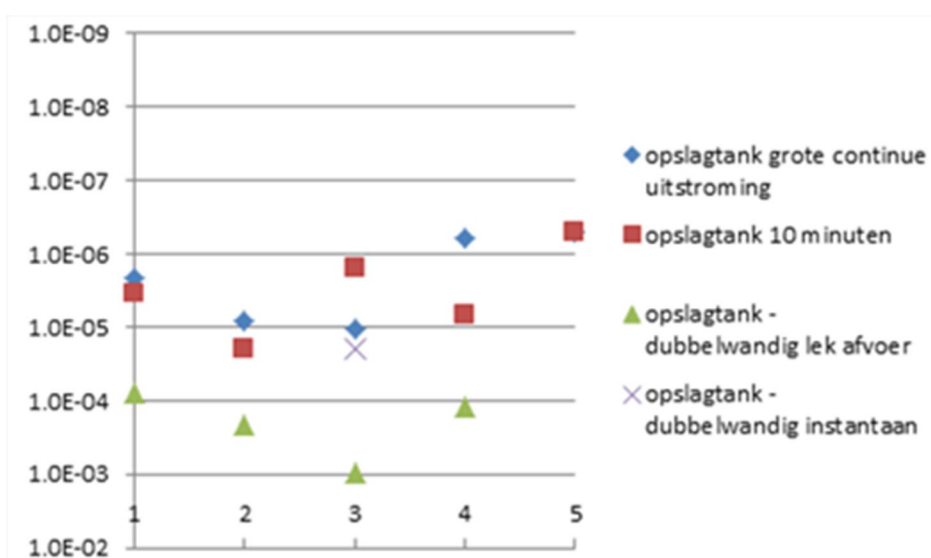
1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

6 Koppeling van de uitkomsten van de verkenning van aardbevingsrisico's met constructieberekeningen

In dit hoofdstuk wordt voor opslagtanks, leidingen en procesequipment een koppeling gelegd tussen de uitkomsten van de ("Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4], opgenomen in bijlage B) en de te hanteren overschrijdingskansen per jaar behorend bij de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting.

6.1 Opslagtanks

In onderstaande grafiek zijn de faalfrequenties weergegeven zoals deze resulteren voor de criteria 1 t/m 5 uit de "Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4], (opgenomen in bijlage B).



Figuur 6.1 Faalfrequentie voor de criteria 1 - 5 voor opslagtanks

Voor het criterium lek van de atmosferische opslagtank resulteert ongeveer $1 \cdot 10^{-4}$ als toegestane faalfrequentie.

Voor een 10 min uitstroming (een gat is aanzienlijk groter dan een lek) en voor instantaan falen resulteert een toegestane faalfrequentie van $5 \cdot 10^{-6}$ à $1 \cdot 10^{-5}$ of zelfs nog kleiner als criterium 5 meer wordt meegewogen.

Hier concludeert het RIVM (conclusie 3):

Globaal hebben de grote uitstroomscenario's (instantaan falen, leidingbreuk) minimaal een orde van grootte lagere faalfrequentie dan kleine uitstroomscenario's (lekkages)

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

De constructeur kan door middel van een berekening (lineair elastisch berekening gebruik makend van q-factoren) conform internationale codes als Eurocode EN 1998 het ontstaan van een eerste scheur of lek modelleren; het modelleren van grenstoestanden met meer schade en instorten is moeilijker te modelleren en de onzekerheden en spreiding in deze modellen neemt toe.

De vraag is nu de volgende: Stel dat de installatie getoetst wordt aan de hand van een eis voor de faalkans van $1 \cdot 10^{-4}$ voor lek; wordt dan ook voldaan aan het strengere criterium van $1 \cdot 10^{-5}$ voor 10 min uitstroming of instantaan falen? Met andere woorden: mag de constructeur alleen op lek toetsen en wordt daarmee redelijkerwijs voldaan aan eisen ten aanzien van andere grenstoestanden, zoals die gebruikelijk zijn in de externe veiligheid (breuk, instantaan falen)?

We beschouwen dit probleem aan de hand van fragility curves voor tanks zoals deze in de internationale literatuur beschikbaar zijn (HAZUS [1,2]) en analyseren hoe deze opschuiven als van 'lek' naar meer vergaande grenstoestanden wordt gegaan.

In onderstaande tabel 6.1 zijn de fragility curves gegeven voor de verschillende schade-grenstoestanden.

Tabel 6.1 Parameters fragility curves voor stalen tanks (HAZUS, 2004 [2])

Typology	Damage state	$\mu(g)$	β
Tank farm with anchored components OIL3/AC GAS03/AC	slight / minor	0.29	0.55
	moderate	0.50	0.55
	extensive		
	complete	0.87	0.50
Tank farm with unanchored components OIL3/UC GAS03/UC	slight / minor	0.12	0.55
	moderate	0.23	0.55
	extensive	0.41	0.55
	complete	0.68	0.55

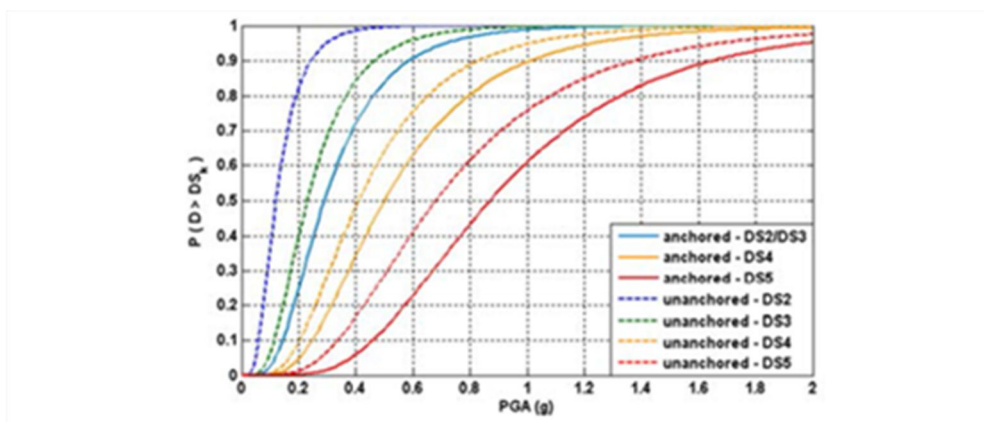
De beschrijving van de grenstoestanden is hieronder gegeven in tabel 6.2.

Tabel 6.2 Definitie damage states voor stalen tanks (HAZUS, 2004 [2])

	Damage state	Description
DS1	slight / minor	Malfunction of tank farm for a short time (less than three days) due to loss of backup power or light damage to tanks
DS2	moderate	Malfunction of tank farm for a week or so due to loss of backup power, extensive damage to various equipment, or considerable damage to tanks
DS3	extensive	Extensive damage to tanks or elevated pipes
DS4	complete	Complete failure of all elevated pipes, or collapse of tanks

In grafiekvorm zijn de fragility curves hieronder weergegeven in figuur 6.2.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief



Figuur 6.2 Fragility curves voor opslagtanks

Op basis van bovenstaande data blijkt de fragility curve met een factor tussen de 1.5 en de 2.0 opschuift tussen de verschillende schadegrenstoestanden (mediaanwaarde wordt 1.5-2.0 groter met meestal gelijkblijvende sigma). Een berekening conform Appendix A levert dan de faalkans die minimaal een factor 10 kleiner wordt.

Dus kan geconcludeerd worden dat op basis van nu beschikbare gegevens uit de literatuur indien getoetst wordt aan een eis voor de faalkans van $1 \cdot 10^{-4}$ voor lek; redelijkerwijs ook voldaan wordt aan het criterium van minimaal $1 \cdot 10^{-5}$ voor 10 min uitstroming of instantaan falen. Deze aanpak wordt bevestigd door het feit dat in internationale codes voor het beoordelen van installaties onder aardbevingsbelasting alleen getoetst wordt op basis van een UGT toets. Deze UGT toets wordt uitgevoerd als controle op een grenstoestand op constructie-element niveau en heeft betrekking op het niet ontstaan van schade aan het betreffende constructie element. De UGT toets laat zich hiermee beter vergelijken met een 'lek' scenario dan met een 'breuk' scenario.

Opgemerkt wordt dat in de meeste gevallen de grenstoestand UGT zal betekenen dat nog geen lek optreedt. Daarnaast zullen afhankelijk van het systeem en het betreffende faalmechanisme de grenstoestanden lek/breuk op elementniveau en globaal falen verder of minder ver van elkaar verwijderd liggen.

Samenvattend komen we tot onderstaande tabel voor tanks waarin 4 gevolklassen gedefinieerd zijn. Hierin is in de laatste kolom afgerond naar grotere overschrijdingskansen vanwege het bovenbeschreven effect dat de faalkans van een insluitsysteem ten behoeve van UGT waarschijnlijk meer dan een factor 10 groter mag zijn dan voor grootschalig falen.

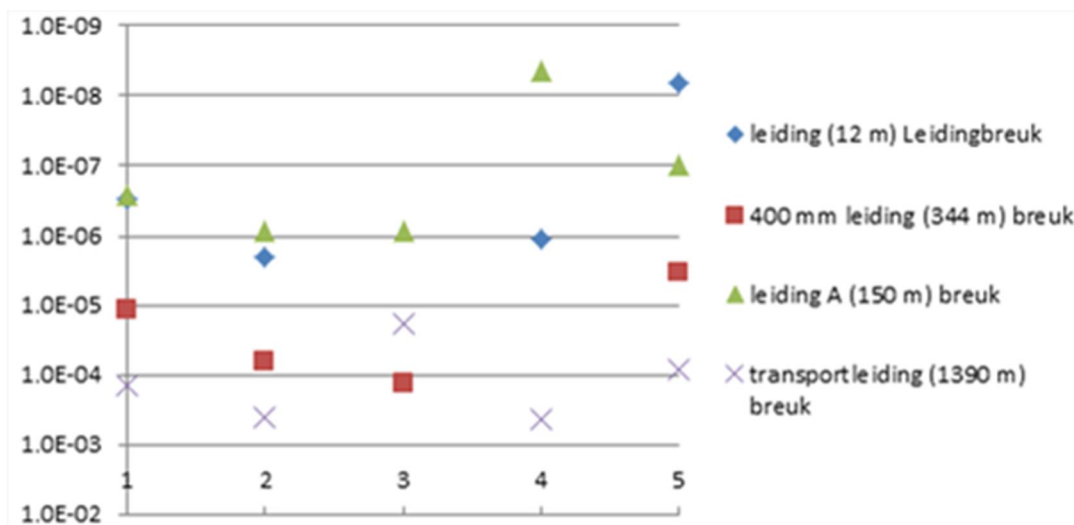
Tabel 6.3 Gevolklassen voor tanks

Gevolgklasse	Kans van optreden LOC / grootschalig falen orde van grootte [per jaar]	Faalkans [per jaar] insluitsysteem ten behoeve van UGT toets orde van grootte	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting ^{*)}
IV	$5 \cdot 10^{-6}$	$> 5 \cdot 10^{-5}$	1/2.500
III	10^{-5}	$> 10^{-4}$	1/1.000
II	$5 \cdot 10^{-5}$	$> 5 \cdot 10^{-4}$	1/500
I	10^{-4}	$> 10^{-3}$	1/100

*) voor installaties met exceptionele gevolgen van falen wordt 1/5.000 geadviseerd.

6.2 Buisleidingen binnen een inrichting

In onderstaande grafiek zijn de faalfrequenties weergegeven zoals deze resulteren voor de criteria 1 t/m 5 uit de "Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingrisico's" [4], (opgenomen in bijlage B).



Figuur 6.3 Faalfrequentie voor de criteria 1 - 5 voor leidingen

Criterium 5 lijkt hier moeilijk toe te passen omdat diverse typen leidingen andere basisfaalfrequenties hebben conform Bevi. We kijken hier vooral naar de eerste 2 criteria. We zien hier vanwege de verschillen in effecten van leidingbreuk een aanzienlijke spreiding in de faalfrequentie tussen 10^{-4} en 10^{-6} .

Lek is hier niet onderzocht omdat dit minder bijdraagt aan het risico met betrekking tot externe veiligheid. Vraag is dus als de constructeur toch 'lek' toetst (vanwege EN 1998 die daarop gericht is, zie ook discussie met betrekking tot de UGT definitie hierboven) welke faalfrequentie gebruikt moet worden om voor 'breuk' te voldoen aan het juiste criterium zoals dat uit bovenstaande grafiek volgt.

Ook hier wordt uitgegaan van de gedachte dat als de constructeur met een faalkanseis van 10^{-k} lek toetst hij minimaal orde van grootte $10^{-(k-1)}$ als faalkans aantoot voor leidingbreuk. Dit volgt –zoals aangetoond voor tanks- uit de verschillen tussen de fragility curves zoals bekend uit de literatuur voor de verschillende schadegrenstoestanden.

We krijgen dan, afhankelijk van de gevolgen, een faalfrequentie tussen 10^{-3} en 10^{-5} voor lek. Dit sluit aan bij de internationale praktijk. Samenvattend komen we tot de volgende tabel (leidingen worden getoetst met het concept van 'toelaatbare spanningen'). Ook hier is in de laatste kolom om bovengenoemde redenen weer afgerond naar beneden.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

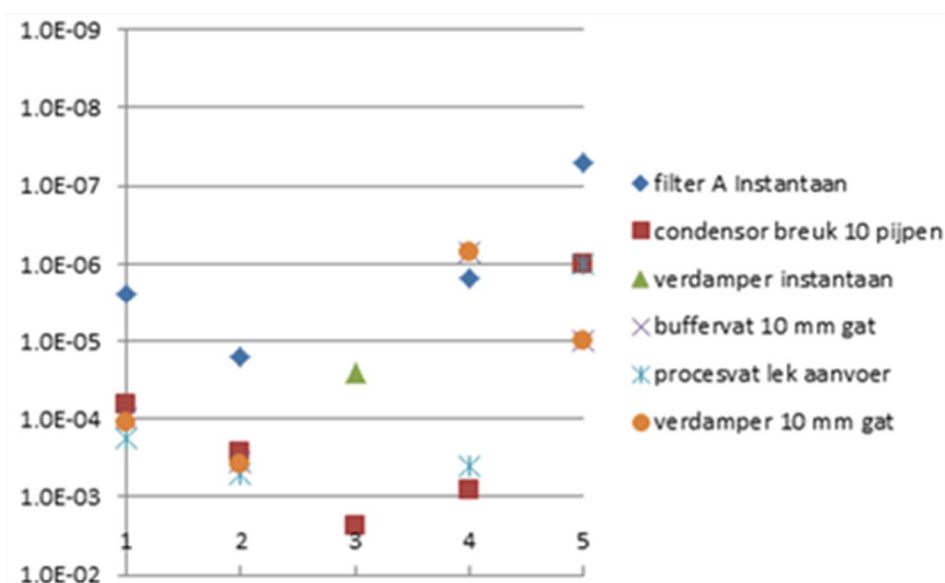
Tabel 6.4 Gevolgklassen voor leidingen

Gevolg-klasse	Kans van optreden LOC / grootschalig falen [per jaar] orde van grootte	Faalkans insluitsysteem ten behoeve van UGT (rekenen met toelaatbare spanningen) toets [per jaar] orde van grootte	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting ^{*)}
IV	10^{-6}	$> 10^{-5}$	1/2.500
III	$5 \cdot 10^{-6}$	$> 5 \cdot 10^{-5}$	1/1.000
II	$5 \cdot 10^{-5}$	$> 5 \cdot 10^{-4}$	1/500
I	10^{-4}	$> 10^{-3}$	1/100

*) voor installaties met exceptionele gevolgen van falen wordt 1/5.000 geadviseerd.

6.3 Procesequipment

In onderstaande grafiek zijn de faalfrequenties weergegeven zoals deze resulteren voor de criteria 1 t/m 5 uit de "Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's" [4] (opgenomen in bijlage B).



Figuur 6.4 Faalfrequentie voor de criteria 1 - 5 voor procesequipment

Ook hier zien we weer een strenge eis voor instantaan falen: orde 10^{-6} . Voor lek of gat zien we orde van grootte 10^{-4} of kleiner. Ook hier gaan we uit dat met de toets op 'lek' we redelijkerwijs ook voldoen aan de strengere faalkanseis voor de verdergaande grenstoestanden als breuk en instantaan falen.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Samenvattend volgt hieruit de volgende tabel:

Tabel 6.5 Gevolgklassen voor procesequipment

Gevolgklasse	Faalkans inluitsysteem [per jaar] orde van grootte	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting
IV	$5 \cdot 10^{-5}$	1/2.500
III	10^{-4}	1/1.000
II	$5 \cdot 10^{-4}$	1/500
I	10^{-3}	1/100

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

7 Resulterende aanpak

In de onderstaande tabel 7.1 is de indeling in gevolgklassen nader uitgewerkt en zijn de bijbehorende overschrijdingskansen per jaar gegeven behorende bij de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting.

Naast externe veiligheid is ook de interne veiligheid van de werknemers betrokken in de classificatie.


Ook zijn de gevolgen voor het milieu betrokken in de classificatie. Hierbij is aangesloten bij de lijst van gevarenklassen volgens GHS (Globally Harmonised System of Classification and Labelling of Chemicals) die in de Europese Unie gehanteerd wordt. De klassen voor milieu zijn aldus geïntroduceerd op basis van de internationale praktijk. De toepasbaarheid voor Groningen kan in de praktijk worden onderzocht; de criteria kunnen op basis van voortschrijdend inzicht in de toekomst worden aangepast.

Op deze wijze is nader invulling gegeven aan de abstracte classificatie in EN 1998-4.

Opgemerkt wordt dat bouwkundige constructies zoals gebouwen met verblijf of kantoorfunctie getoetst dienen te worden aan NPR 9998.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

Tabel 7.1 Gevolgklassen met bijhorende overschrijdingskansen voor de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting

	Gevolg-klasse	Omschrijving gevolgen catastrofaal falen van het beschouwde element voor menselijke veiligheid (binnen en buiten de terreingrens) of voor milieu	Overschrijdingskans per jaar behorende bij rekenwaarde aardbevingsbelasting
Door maatregelen (in de industriële processen) kunnen de gevolgen van falen in een lagere categorie in geschaald worden 	Opgemerkt wordt dat gevolgklasse V bedoeld is voor extreem risicovolle constructies/installaties; gevolgklasse IV is voor enkele zeer risicovolle constructies/installaties.		
	V	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Zeer grote kans op meer dan 50 slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 50 slachtoffers binnen de terreingrens, of Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 50 slachtoffers. Zeer grote kans op milieuschade (giftig voor organismen) met langdurige gevolgen op grote schaal. 	1/5000
	IV	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten EN Zeer grote kans op meer dan 10 slachtoffers buiten de terreingrens en/of meer dan 10 slachtoffers binnen de terreingrens, of Grote kans op ontstaan van een of meerdere domino-effecten met meer dan 10 slachtoffers. Grote kans op milieuschade (giftig voor organismen) met langdurige gevolgen. 	1/2500
	III	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Reële kans op enkele slachtoffers buiten de terreingrens, of Grote kans op enkele slachtoffers binnen terreingrens, of Reële kans op interne domino-effecten binnen de activiteit/terreingrens met enkele slachtoffers. Grote kans op milieuschade (giftig voor organismen). 	1/1000
	II	<ul style="list-style-type: none"> Grote kans op slachtoffers binnen terreingrens, of Effectafstand > PR 10⁻⁶ en deze ligt over kwetsbare bestemmingen/objecten, EN Kleine kans op slachtoffers buiten terreingrens, of Reële kans op slachtoffers binnen terreingrens, of Kleine kans op domino-effecten binnen de activiteit/terreingrens. Kleine kans op milieuschade (giftig voor organismen). 	1/500
	I	<ul style="list-style-type: none"> Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt dichtbij (10% van de totale afstand vanaf de bron) kwetsbare bestemmingen/objecten, of Effectafstand < PR 10⁻⁶ en deze ligt over een kwetsbare bestemming met functionele binding met het bedrijf of over beperkt kwetsbare bebouwing EN Kleine kans op slachtoffers binnen terreingrens, en Zeer kleine kans op domino-effecten. Zeer kleine kans op milieuschade (giftig voor organismen). 	1/100
	0	<ul style="list-style-type: none"> Indien niet vallend in één van bovenstaande categorieën (lagere waarden). 	niet toetsen
Kwantificering kansen, indicatief: Zeer groot: ≥ 30% Groot: ≥ 10%; Reëel: ≥ 1%; Klein: < 1%; Zeer klein: < 0,1%			
Opgemerkt wordt dat onder slachtoffers hier wordt verstaan dodelijke slachtoffers, dan wel slachtoffers met letaal letsel			

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

8 Samenvatting

Bij het beoordelen van industriële installaties onder aardbevingsbelasting, schrijft EN 1998-4 voor de betrouwbaarheidsklassen te definiëren met bijbehorende overschrijdingskansen behorend bij de rekenwaarde van de seismische belasting. EN 1998-4 schrijft in dit kader voor dat installatieleidingen en andere industriële constructies zoals tanks en silo's moeten worden voorzien van een veiligheidsniveau dat proportioneel is met betrekking tot personen welke aan de risico's worden blootgesteld en met betrekking tot de economische schade bij falen.

Uitgangspunt is dat het risico voor de omgeving niet significant mag toenemen door het vrijkomen van gevaarlijke stoffen ten gevolge van een aardbeving. Door het RIVM zijn een vijftal criteria voorgesteld voor de significantie op basis van vergelijking met bekende ander-soortige faalscenario's. Daarmee kan worden voorgesteld welke toename in de faalfrequentie zorgt voor een significant aardbevingsrisico. Dit is uiteindelijk vertaald in vijf gevolklassen voor aardbevingscenario's en de daarbij horende overschrijdingskansen per jaar behorend bij de rekenwaarde van de seismische belasting.

De resulterende aanpak past goed bij de internationaal gehanteerde veiligheden zoals gehanteerd in de Eurocode, USA, Nieuw Zeeland, etc. Dit maakt dat de methode zowel aansluit bij internationaal gangbare methoden en bij de in Nederland gangbare risicobenadering. Hieronder volgt een korte samenvatting voor de totstandkoming van Tabel 7.1.

- 1) Uitgangspunt is dat gewerkt wordt met een aantal gevolklassen om aan te sluiten bij de internationale normen zoals de Eurocode.
- 2) De scenario's uit de gevoeligheidsanalyse zijn relevant voor de veiligheid en dus scenario's met grote gevolgen. Het betreft dus vooral scenario's uit de gevolklassen IV en III.
- 3) Uit figuur 6.1 blijkt dat de faalfrequenties voor de criteria 1 en 2 gelijk zijn aan 5×10^{-6} per jaar of hoger. Wij kiezen daarom als criterium de waarde van 5×10^{-6} per jaar. Dit verklaart de waarde 5×10^{-6} in tabel 6.3 bij gevolklasse IV en kans van optreden LOC.
- 4) Voor de faalkans ten behoeve van de UGT toets vermenigvuldigen we met een factor ($>$)10 vanwege het verschil tussen een klein lek en een groot scenario. Dit verklaart de waarde $>5 \times 10^{-5}$ in tabel 6.3 bij gevolklasse IV en faalkans ten behoeve van de UGT toets.
- 5) Voor het omrekenen van UGT toets naar overschrijdingskansen gebruiken we tabel 5.1 (of 5.2) en zakken 1 klasse vanwege de in het voorgaande punt genoemde $>$ teken. Dit verklaart de waarde 1/2500 in tabel 6.3 bij gevolklasse IV en de overschrijdingskansen per jaar.
- 6) Voor de andere gevolklassen sluiten we aan bij de Eurocode, waarbij we afronden volgens de norm van o.a. Nieuw Zeeland. We gebruiken hiervoor Tabel 3.1. Dit betekent dat als gevolklasse IV een herhalingsstijd heeft van 2500 jaar, deze voor de andere gevolklassen als volgt wordt: 1000 (III), 500 (II) en 100 (I) jaar. Dit verklaart de overschrijdingskansen voor de andere gevolklassen.
- 7) Deze overschrijdingskansen kan voor de klassen I ... III vervolgens weer teruggerekend worden naar de faalkans ten behoeve van de UGT toets en de kans van optreden LOC via Tabel 5.1 en 5.2.
- 8) Voor interne veiligheid wordt aangesloten bij vigerende regelgeving en normen en voor milieugevolgen wordt aangesloten bij internationale classificering.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

9 Referenties

- [1] NIBS. 1997. HAZUS: Hazard US: Earthquake Loss Estimation Methodology. National Institute of Building Sciences, NIBS document 5200-03, Washington, DC.
- [2] NIBS. 2004. HAZUS-MH: Users's Manual and Technical Manuals. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [3] Deltares-TNO-RIVM memo 1209036-002-GEO-0022-jvm dd 30 mei 2016. Coördinatie onderzoeken naar effecten van aardbevingen, Methode beoordeling resultaten aardbevingstudies in fase 2c.
- [4] RIVM Technische rapportage Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingrisico's, Versie 4 van 9 januari 2017 (opgenomen in bijlage B).
- [5] Martins L., Silva V., Crowley H., Bazzurro P. and Marques M. (2015) "Investigation of structural fragility for risk-targeted hazard assessment," Proceedings of 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12, Vancouver, Canada.
- [6] FEMA P-749 Earthquake Resistant Design Concepts.
- [7] Handreiking pilotstudies; voor het uitvoeren van studies naar het effect van aardbevingen voor bedrijven in de industriegebieden in Groningen; Kenmerk 1209036-000-GEO-0006-v5, Deltares en TNO, 10 mei 2017.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

A Calculation annual exceedance probabilities for the design seismic action

Given a fragility function and an hazard curve for the Groningen area and assuming the PGA as intensity measure, the following steps are performed:

- Given a fragility function and an hazard curve for the Groningen area and assuming the PGA as intensity measure, the following steps are performed:
- a trial return period TR (larger than 475 years) is selected and the corresponding PGATR is determined from the site's hazard curve;
- a lognormal fragility function having a prescribed probability of failure (values of 1% are used for codes using allowable stress format and 5% for codes using partial factors) at the selected PGATR and coefficient of variation of $V=0.6$ is constructed;
- the annual probability of failure P_f of the component is evaluated by integration of the hazard curve and the fragility function as follows:

$$P_f = \int F_R(x) f_{PGA}(x) dx$$

- the previous steps are repeated if the probability of failure differs significantly from the target value. If the computed probability is larger than the target value, the return period T is increased. In the opposite case, the return period has to be decreased.

For the hazard curve the hazard curve for PGA was used based on the KNMI v1 model which is also the basis of NPR 9998 (dec. 2015) for the location Loppersum (however, other locations give slightly different values for the design return periods). This hazard curve for PGA belongs to a reference elastic site with notional V_s of 300 m/s. This definition is convenient since it allows linear scaling of the input (for different return periods all spectral accelerations scale with the same factor) and for all non-linear effects to be covered by non-linear site response analysis, either explicitly (site specific) or generically via the construction of code surface design spectra calibrated against a large number of non-linear site response analyses.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B Verkenning gevoeligheid chemische industrie voor aardbevingsrisico's

Door : Dr. P.A.M. Uijt de Haag, RIVM

B.1 Introductie

Voor de bedrijven met gevaarlijke stoffen in het Groningse aardbevingsgebied moet vastgesteld worden of de installaties voldoende aardbevingsbestendig zijn. Het risico voor de omwonenden van chemische installaties mag dan niet significant toenemen door het vrijkomen van gevaarlijke stoffen ten gevolge van een aardbeving. Er zijn twee sporen om te bepalen of de installaties voldoende aardbevingsbestendig zijn.

- Spoor 1 (deterministische aanpak) onderzoekt of de installaties redelijkerwijs bestand zijn tegen een maatgevende aardbeving ('realistisch worst case');
- Spoor 2 bevat twee onderdelen, namelijk a) vaststellen van de faalkans van industriële installaties/constructies waarbij het risico voor omwonenden nog niet significant verandert en b) op basis daarvan vaststellen van gevolgklassen. Vervolgens kunnen ingenieursbureaus op de gebruikelijke wijze (semi-probabilistisch) de toetsing uitvoeren.

Het RIVM heeft opdracht gekregen van de Nationaal Coördinator Groningen om het eerste deel van de spoor 2 aanpak, de generieke faalkansberekeningen op basis van omgevingsveiligheid, te begeleiden en te rapporteren. De betrokken bedrijven voeren zelf de berekeningen uit.

Doel van het onderzoek

Het onderzoek bepaalt wat de maatgevende scenario's en faalkansen zijn voor de belangrijkste installatie-onderdelen van een aantal voorbeeldbedrijven. Deze maatgevende scenario's en faalkansen komen overeen met een niet-significante verandering in het sterfterisico voor omwonenden van deze bedrijven en kunnen direct worden gebruikt als input voor de sterkteberekeningen.

In een deel B van spoor 2 zullen op basis daarvan gevolgklassen worden vastgesteld (de waarde zal afhankelijk zijn van constructietype zoals leidingen en tanks). Vervolgens kunnen ingenieursbureaus op de gebruikelijke wijze (semi-probabilistisch) constructies toetsen. Deze vervolgfase is geen onderdeel van de hier beschreven aanpak.

Doelgroep

Dit rapport is geschreven voor deskundigen op het gebied van kwantitatieve risicoanalyses die bekend zijn met de regelgeving en rekenmethoden op het gebied van externe veiligheid.

B.2 Methode

B.2.1 Uitgangspunten

Startpunt is dat alle betrokken bedrijven in het Groningse aardbevingsgebied beschikken over risicoberekeningen met Safeti-NL. Voor deze bedrijven zijn de ligging van de plaatsgebonden risicocontour van 1×10^{-6} per jaar (hierna: PR 10^{-6} contour) en de groepsrisico-curve bekend. Uitgangspunt is dat het risico voor de omwonenden van deze bedrijven niet significant mag toenemen door het vrijkomen van gevaarlijke stoffen ten gevolge van een aardbeving. De volgende criteria worden gebruikt voor de significantie:

- 1 Toename van het risico ter plaatse van de PR 10^{-6} contour met 10%;
- 2 Verandering van de ligging van de PR 10^{-6} contour met 10%;
- 3 Toename van het groepsrisico met 10% van de oriëntatiewaarde bij de hoogste waarde van het groepsrisico;
- 4 Ligging van de PR 10^{-6} contour ten gevolge van alleen aardbevingen blijft binnen de terreingrens.
- 5 Toename van de LOC frequentie van een installatie-onderdeel met 10%.

Voor elk criterium is een faalkans van een installatie-onderdeel af te leiden. Dit leidt tot vijf verschillende faalkansen per installatie-onderdeel. De spreiding geeft een beeld van de gevoeligheid.

Het is denkbaar dat bij aardbevingen meerdere installaties en installatie-onderdelen gelijktijdig falen. In deze benadering is hier geen rekening mee gehouden om meerdere redenen. Zo zal bij het falen van meerdere installaties vaak één scenario bepalend zijn voor de grootste effecten. Daarnaast zijn installatie-onderdelen gekoppeld: wanneer het opslagvat tegelijkertijd faalt met de aangesloten leiding, zal het falen van de leiding geen significante uitstroming meer geven. Ten slotte maakt gelijktijdig falen deze verkennende berekeningen gecompliceerd. Daarom is besloten niet te rekenen met gelijktijdig falen.

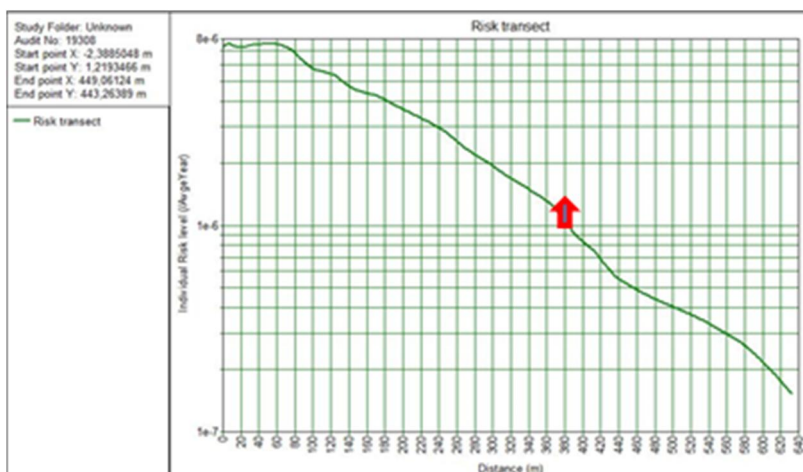
B.2.2 Benadering

De methode voor het berekenen van de faalkans per installatie-onderdeel voor de verschillende criteria wordt in de volgende paragrafen beschreven.

B.2.2.1 *Toename risico ter plaatse van de PR 10^{-6} contour met 10%*

Het criterium is weergegeven in Figuur 1. De bijbehorende faalfrequentie wordt als volgt berekend.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief



Figuur 1 Risicoprofiel van een bedrijf als functie van de afstand; de risicotoename is significant als het risico toeneemt van $1,0 \times 10^{-6}$ per jaar naar $1,1 \times 10^{-6}$ per jaar

- 1 **Selecteer het Risk Ranking Point op de PR 10^{-6} contour**
 Installatie-onderdelen kunnen meer of minder bijdragen aan de PR 10^{-6} contour. Een installatie aan de oostkant van de inrichting zal vaak meer bijdragen aan de PR 10^{-6} contour aan de oostkant van het bedrijf en minder aan de westkant van het bedrijf. Voor de analyse kiezen we één Risk Ranking Point op de PR 10^{-6} contour, namelijk het punt met de kleinste afstand tot een kwetsbaar object.
- 2 **Bepaal de risicobepalende scenario's en installatieonderdelen**
 Selecteer met Safeti-NL de scenario's die bijdragen aan het risico op het Risk Ranking Point en de bijbehorende installatie-onderdelen. Voorbeelden zijn:
 - Breuk van vloeistofleiding VL-xxx
 - Instantaan falen tank Tk-xxx
 - 10-minuten uitstroming tank Tk-xxx.
 Hierbij is geen ondergrens aan de risicobijdrage gedefinieerd, om alle installatie-onderdelen te identificeren die door aardbevingen een belangrijke risicotoename kunnen veroorzaken.
- 3 **Selecteer de installatieonderdelen voor de analyse**
 Uit stap 2 volgt een volledige lijst met scenario's en installatie-onderdelen. Op basis van deze lijst wordt een beperkt aantal representatieve installatie-onderdelen geselecteerd voor de analyse. Doel is voldoende spreiding in relevante constructietypen (tank, leiding etc.) te hebben. Als richtlijn geldt (indien het onderdeel aanwezig is en een risicobijdrage heeft):
 - a. Kies de leiding met de grootste risicobijdrage;
 - b. Kies de opslagtank onder druk met de grootste risicobijdrage;
 - c. Kies de atmosferische opslagtank met de grootste risicobijdrage;
 - d. ...
 Een check of de spoor 1 objecten onderdeel zijn van de selectie is nodig. Bij ontbreken van deze objecten moeten deze worden toegevoegd.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

4 Bepaal de scenario's voor de analyse

Voor de installatieonderdelen uit stap 3 moet een paar representatieve scenario's geselecteerd worden. Dit hoeven niet de scenario's van stap 2 te zijn, omdat aardbevingen tot specifieke faalscenario's kunnen leiden. Voorgesteld wordt de volgende scenario's te selecteren (dit ook ter beoordeling van de deskundige voor de specifieke situatie):

- a. een leiding;
 - i. breuk
- b. een opslagtank onder druk;
 - i. breuk van de aansluiting van de vloeistofleiding/gasleiding
 - ii. instantaan falen van de tank
- c. een atmosferische opslagtank
 - i. breuk van de aansluiting van de vloeistofleiding
 - ii. instantaan falen van de tank

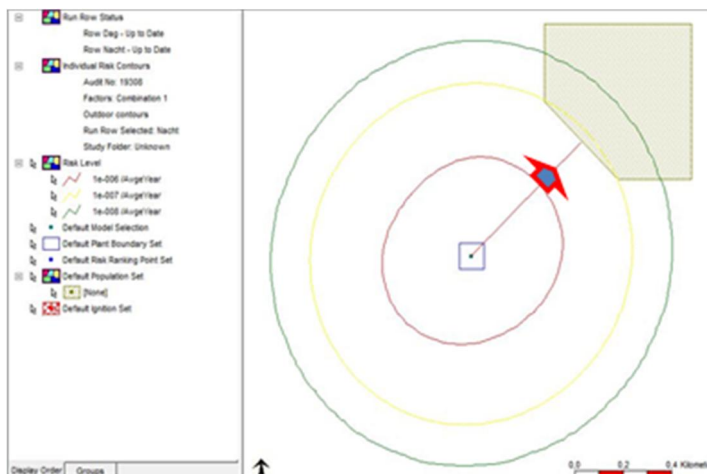
5 Bepaal de faalkans

Voor elk van de scenario's uit stap 4 wordt met Safeti-NL berekend bij welke faalfrequentie ten gevolge van aardbevingen het risico op het Risk Ranking Point wordt verhoogd tot $1,1 \times 10^{-6}$ per jaar.

Uit deze stappen volgt voor de belangrijkste installatie-onderdelen de faalfrequentie die leidt tot een significante verandering van het risico.

B.2.2.2 Toename ligging PR 10^{-6} contour met 10%

Het criterium is weergegeven in Figuur 2. De berekening is analoog aan paragraaf 2.2.1, waarbij in de laatste stap met Safeti-NL wordt berekend bij welke faalfrequentie ten gevolge van aardbevingen een verschuiving van de PR 10^{-6} contour van y meter naar $1,1 \times y$ meter optreedt (minimaal 10 meter, maximaal 50 meter). Hierbij wordt y gemeten vanaf het risicobepalende installatie-onderdeel.

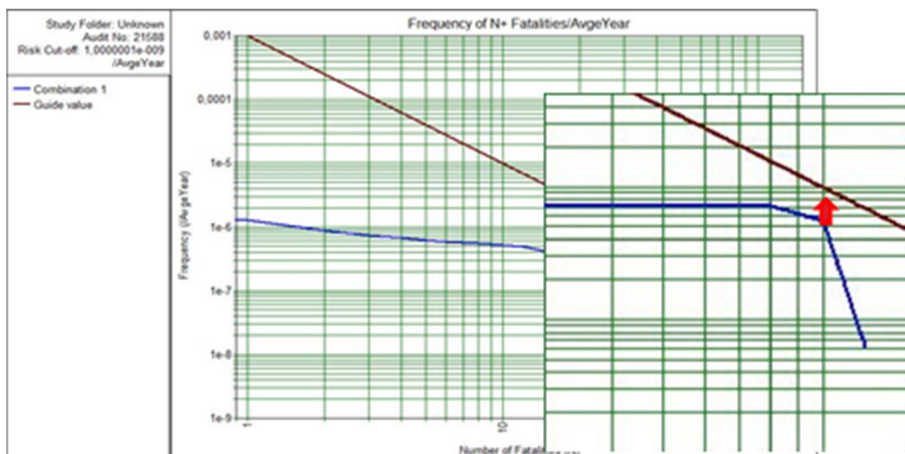


Figuur 2 Risicoprofiel van een bedrijf als functie van de afstand; de risicotoenname is significant als de afstand tot PR 10^{-6} contour toeneemt van y meter naar $1,1 \times y$ meter

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B.2.2.3 Toename groepsrisico met 10%

Het criterium is weergegeven in Figuur 3 en betreft een toename van het groepsrisico met 10% van de oriëntatiewaarde bij de hoogste waarde van het groepsrisico.



Figuur 3 Groepsrisico; de risicotoe name is significant als het groepsrisico met 10% van de oriëntatiewaarde toeneemt bij de hoogste waarde

Hiervoor zijn de volgende berekeningsstappen voorzien:

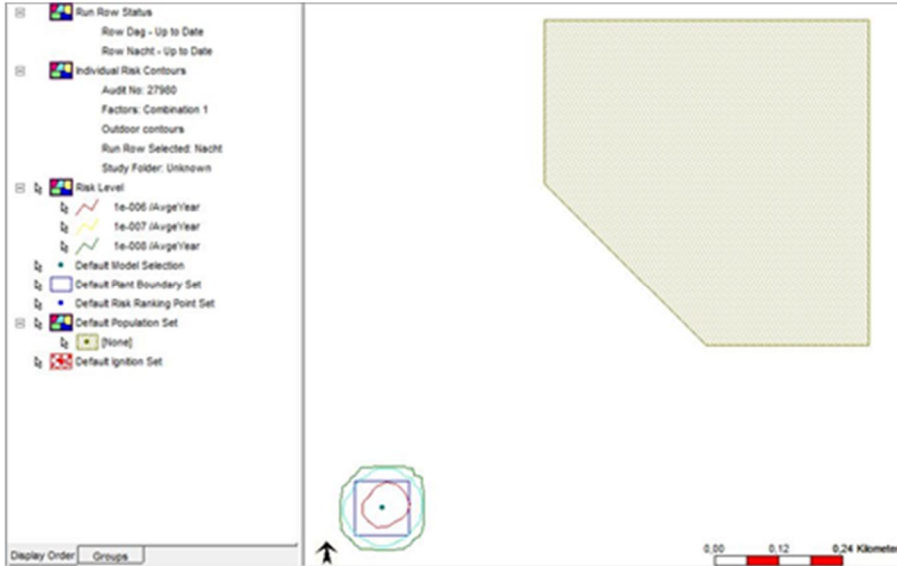
- 1 Bepaal de risicobepalende scenario's en installatieonderdelen
Bepaal met Safeti-NL de scenario's die bijdragen aan het groepsrisico voor Nmax. Hierbij is Nmax de N-waarde waarvoor de verhouding FN/Foriënterende waarde het grootst is, dat wil zeggen de N-waarde waarvoor de overschrijding van het groepsrisico maximaal is dan wel de oriëntatiewaarde het dichtst benaderd wordt. Voorbeelden zijn:
 - Breuk van vloeistofleiding VL-xxx
 - Instantaan falen tank Tk-xxx
 - 10-minuten uitstroming tank Tk-xxx.

De berekening is verder analoog aan paragraaf 2.2.1, waarbij in de laatste stap met Safeti-NL wordt berekend bij welke extra faalfrequentie leidt tot een verhoging van het groepsrisico bij Nmax met 10% van de oriëntatiewaarde.

B.2.2.4 PR 10⁻⁶ contour van aardbevingen blijft binnen de terreingrens

Het criterium is weergegeven in Figuur 4: de ligging van de PR 10⁻⁶ contour ten gevolge van alleen aardbevingen blijft binnen de terreingrens.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief



Figuur 4 PR 10^6 contour ten gevolge van alleen aardbevingen blijft binnen de terreingrens

De volgende berekeningstappen voorzien:

- 1 Selecteer het Risk Ranking Point op de terreingrens
Voor de analyse kiezen we één Risk Ranking Point op de terreingrens, namelijk het punt met de kleinste afstand tot een kwetsbaar object.

De berekening is verder analoog aan paragraaf 2.2.1, waarbij in de laatste stap met Safeti-NL wordt berekend welke faalfrequentie ten gevolge van aardbevingen leidt tot een risico op het Risk Ranking Point van 1×10^{-6} per jaar.

B.2.2.5 Toename van de LOC frequentie met 10%

Voor het vijfde criterium, een 10% toename van LOC frequentie van een installatie-onderdeel ten gevolge van alleen een aardbeving, is de berekening analoog aan paragraaf 2.2.1, waarbij in de laatste stap de faalfrequentie gelijk is aan 10% van de standaard faalfrequentie van de Handleiding Risicoberekeningen Bevi. Hierbij geldt als richtlijn:

- Voor breuk wordt de lengte van het relevante leidingstuk meegenomen, dus bijvoorbeeld voor een leiding van 50 meter lengte en 100 mm diameter is de standaard faalfrequentie $50 \times 3 \times 10^{-7}$ per jaar.
- Voor instantaan falen van een druktank is de standaard faalfrequentie 5×10^{-7} per jaar; voor een gat ter grootte van de grootste aansluiting is de standaard faalfrequentie 5×10^{-7} per jaar.
- Voor instantaan falen van een atmosferische tank is de standaard faalfrequentie 5×10^{-6} per jaar; voor een gat ter grootte van de grootste aansluiting is de standaard faalfrequentie 5×10^{-6} per jaar.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B.3 Resultaten per bedrijf

In totaal hebben vijf bedrijven de gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Deze bedrijven zijn aangegeven met A – E. De resultaten zijn per bedrijf beschreven in de volgende paragrafen. Hierbij zijn de volgende opmerkingen van belang:

- 1 De resultaten zijn gebaseerd op bedrijfsvertrouwelijke informatie; er is dan ook geen uitgebreidere rapportage of achtergronddocument beschikbaar.
- 2 Niet voor alle velden in de tabel zijn waarden ingevuld. Installatie-onderdelen die belangrijk zijn voor de criteria 1 en 2 (verandering van de PR 10^{-6} risicocontour) hoeven niet bepalend te zijn voor de criteria 3 (groepsrisico) of 4 (PR 10^{-6} risicocontour op de terreingrens), en omgekeerd. Wanneer een installatie niet belangrijk is voor een bepaald criterium ontbreekt de waarde in de tabel.

B.3.1 Bedrijf A

De resultaten voor bedrijf A zijn samengevat in Tabel 1.

Tabel 1 Berekende faalfrequenties volgens de criteria 1 – 5 voor bedrijf A

Installatie- onderdeel	Scenario	FF	FF	FF	FF	FF
		Crit. 1 [j ⁻¹]	Crit. 2 [j ⁻¹]	Crit. 3 [j ⁻¹]	Crit. 4 [j ⁻¹]	Crit. 5 [j ⁻¹]
leiding (12 m)	Leidingbreuk	3,0E-07	1,9E-06		1,1E-06	6,7E-09
filter A	Instantaan	2,5E-06	1,6E-05		1,5E-06	5,0E-08
filter B	instantaan				3,5E-06	
Compressor	Breuk toevoerleiding	2,2E-06	1,4E-05		2,8E-06	1,1E-08
Warmtewisselaar	Breuk				7,9E-06	

Opmerkingen:

- 1 De scenario's betreffen brandbare gassen.
- 2 Er zijn veel installatie-onderdelen die bijdragen aan de PR 10^{-6} contour: het scenario met de grootste risicobijdrage, leidingbreuk, heeft een bijdrage van 2,2%. Hoe kleiner de risicobijdrage is, hoe groter de berekende (toegestane) faalfrequentie is. Als in dit geval de bijdrage van leidingbreuk tien keer groter (22%) zou zijn, dan zou de berekende (toegestane) faalfrequentie een factor 4 lager zijn (8×10^{-8} per jaar).
Ook kunnen er in dit geval meerdere scenario's zijn met een bijdrage aan het risico, die bij een aardbeving gelijktijdig kunnen optreden. Dit kan kwalitatief ingeschat worden door aan te nemen dat de toegestane risicoruimte van 1×10^{-7} nu verdeeld moet worden over 10 scenario's. In dat geval wordt de berekende (toegestane) faalfrequentie een factor 10 lager (3×10^{-8} per jaar).
Uit deze analyse blijkt dat voor scenario's met een kleine risicobijdrage deze benadering leidt tot een relatief hoge toegestane faalfrequentie.
- 3 Het bedrijf heeft geen faalfrequentie bepaald voor criterium 3 omdat er geen groepsrisico is (te weinig omwonenden).

B.3.2 Bedrijf B

De resultaten voor bedrijf B zijn samengevat in Tabel 2.

Tabel 2 Berekende faalfrequenties volgens de criteria 1 – 5 voor bedrijf B

Installatie- onderdeel	Scenario	FF	FF	FF	FF	FF
		Crit. 1 [a^{-1}]	Crit. 2 [a^{-1}]	Crit. 3 [a^{-1}]	Crit. 4 [a^{-1}]	Crit. 5 [a^{-1}]
400 mm leiding (344 m)	breuk	1,2E-05	6,5E-05	1,3E-04	3,6E-05	3,4E-06
opslagtank	10 min. uitstroming	2,1E-06	8,6E-06	1,1E-05		5,0E-07
opslagtank	Breuk vl.stof leiding				6,2E-07	
opslagtank	instantaan				2,8E-05	
pomp	catastrofaal	1,7E-05	7,9E-05	7,7E-05	2,4E-05	4,6E-07

Opmerkingen:

- 1 De scenario's betreffen brandbare vloeistoffen.
- 2 Het scenario met de grootste risicobijdrage, leidingbreuk, heeft een bijdrage van 29% aan de PR 10^{-6} contour.

B.3.3 Bedrijf C

De resultaten voor bedrijf C zijn samengevat in Tabel 3.

Tabel 3 Berekende faalfrequenties volgens de criteria 1 – 5 voor bedrijf C

Installatie- onderdeel	Scenario	FF	FF	FF	FF	FF
		Crit. 1 [a^{-1}]	Crit. 2 [a^{-1}]	Crit. 3 [a^{-1}]	Crit. 4 [a^{-1}]	Crit. 5 [a^{-1}]
leiding A (151 m)	breuk	2,6E-07	8,5E-07	8,5E-07	4,5E-09	1,0E-07
leiding B (10 m)	breuk			2,6E-05		
leiding C (10 m)	breuk			3,5E-05		
verdamp(er)	10 mm gat	1,1E-04	3,8E-04		7,3E-07	1,0E-05
verdamp(er)	instantaan			2,6E-05		
buffervat	10 mm gat	1,0E-04	3,5E-04		7,0E-07	1,0E-05

Opmerkingen:

- 1 De scenario's betreffen toxische gassen en vloeistoffen.
- 2 Het scenario met de grootste risicobijdrage, leidingbreuk, heeft een bijdrage van 39% aan de PR 10^{-6} contour.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B.3.4 Bedrijf D

De resultaten voor bedrijf D zijn samengevat in Tabel 4.

Tabel 4 Berekende faalfrequenties volgens de criteria 1 – 5 voor bedrijf D

Installatie-onderdeel	Scenario	FF	FF	FF	FF	FF
		Crit. 1 [j ⁻¹]	Crit. 2 [j ⁻¹]	Crit. 3 [j ⁻¹]	Crit. 4 [j ⁻¹]	Crit. 5 [j ⁻¹]
transportleiding (1.390 m)	breuk	1,5E-04	4,0E-04	1,9E-05	4,4E-04	8,3E-05
transportleiding (1.390 m)	lek	7,0E-03	3,8E-02	1,1E-01	7,8E-03	4,5E-04
condensor	breuk pijpen ¹⁰	6,4E-05	2,7E-04	2,4E-03	8,3E-04	1,0E-06
procesvat	lek aanvoer	1,8E-04	5,0E-04		4,1E-04	9,9E-07
opslagtank - dubbelwandig	lek afvoer	7,8E-05	2,2E-04	9,8E-04	1,2E-04	
opslagtank - dubbelwandig	instantaan			2,0E-05		

Opmerkingen:

- 1 De scenario's betreffen toxische gassen.
- 2 Het scenario met de grootste risicobijdrage, leidingbreuk, heeft een bijdrage van 57% aan de PR 10⁻⁶ contour.
- 3 Het lek-scenario van de transportleiding heeft een hogere faalfrequentie dan het breukscenario, variërend van een factor 5 (criterium 5) tot 6000 (criterium 3).

B.3.5 Bedrijf E

De resultaten voor bedrijf E zijn samengevat in Tabel 5.

Tabel 5 Berekende faalfrequenties volgens de criteria 1 – 5 voor bedrijf E

Installatie-onderdeel	Scenario	FF	FF	FF	FF	FF
		Crit. 1 [j ⁻¹]	Crit. 2 [j ⁻¹]	Crit. 3 [j ⁻¹]	Crit. 4 [j ⁻¹]	Crit. 5 [j ⁻¹]
laadarm	breuk	4,6E-07	2,9E-06			1,6E-07
opslagtank	10 minuten	3,5E-06	2,0E-05	1,5E-06	7,0E-06	5,0E-07

Opmerkingen:

- 1 De scenario's betreffen brandbare vloeistoffen.
- 2 Het scenario met de grootste risicobijdrage, breuk van de laadarm, heeft een bijdrage van 28% aan de PR 10⁻⁶ contour.
- 3 Bij criterium 3 is een toename van het GR met 10% genomen in plaats van een toename met 10% van de oriëntatiewaarde. In dit geval is het verschil beperkt.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B.4 Resultaten gecombineerd

De resultaten per bedrijf zijn weergegeven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk combineren we de resultaten van de verschillende bedrijven om te komen tot een algemene benadering, waar mogelijk.

B.4.1 Maatgevend criterium

Er zijn in dit onderzoek vijf criteria gedefinieerd. De resultaten laten zien dat voor elf van de zestien installatie-onderdelen criterium 5 maatgevend is, voor drie installatie-onderdelen criterium 4, voor één installatie-onderdeel criterium 3 en voor één installatie-onderdeel criterium 1.

Het is te verwachten dat criterium 5 strenger is dan criterium 1. Als namelijk meerdere scenario's de PR 10^{-6} contour bepalen, leidt een toename van de faalfrequentie met 10% van één scenario tot een verandering met minder dan 10% van de PR 10^{-6} contour.

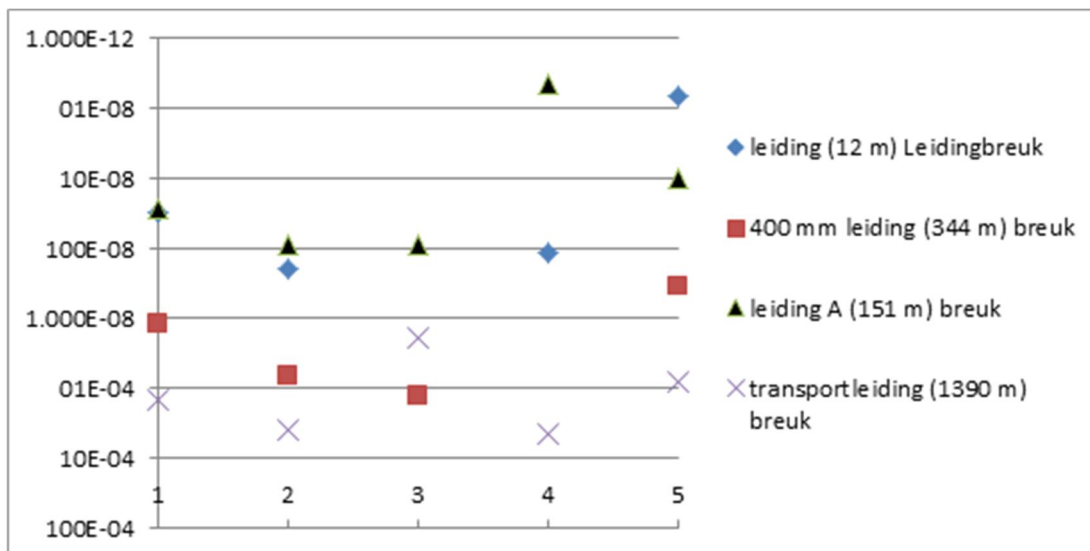
Criterium 1 is voor alle situaties op één na strenger dan criterium 2.

B.4.2 Spreiding in de resultaten

Voor een beeld van de spreiding van de resultaten is gekeken naar de verschillende installatie-onderdelen en faalscenario's.

B.4.2.1 Leidingen

De resultaten voor de verschillende leidingsegmenten zijn weergegeven in Figuur 5.

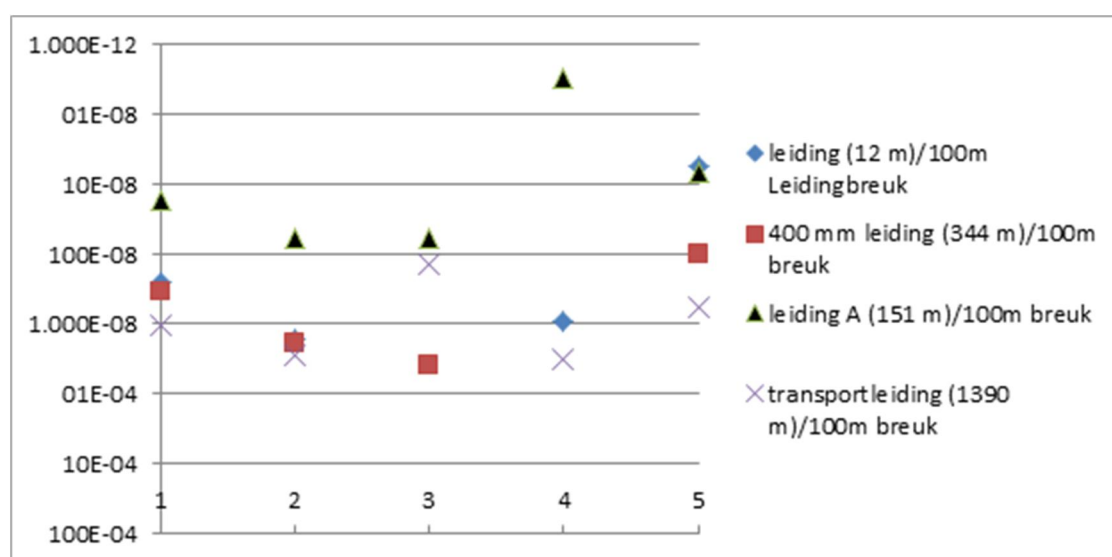


Figuur 5 Faalfrequentie van een leidingsegment voor de criteria 1 – 5 voor leidingbreuk

De spreiding tussen de verschillende leidingsegmenten is binnen een criterium ongeveer twee tot vijf ordes van grootte, terwijl de spreiding tussen de verschillende criteria voor één leidingsegment ongeveer één tot twee ordes van grootte is. Er is hierbij geen duidelijk onderscheid in toxisch (1390 en 150 m) en brandbaar (12 en 344 m).

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

De standaard faalfrequentie van een leidingsegment is afhankelijk van de lengte van het leidingsegment. Daarom is ook onderzocht wat de berekende faalfrequentie is voor een leidingsegment met standaard lengte. Figuur 6 laat de resultaten zien wanneer de faalfrequentie wordt genormaliseerd op een leidingsegment van 100 m lengte. De spreiding in resultaten wordt dan voor alle criteria aanzienlijk kleiner, maar is nog steeds één tot twee ordes van grootte voor de criteria 1 – 3 en 5, en vier ordes van grootte voor criterium 4.



Figuur 6 Faalfrequentie van een leidingsegment voor de criteria 1 – 5 voor leidingbreuk, genormaliseerd op 100 m lengte

Criterium 5 komt overeen met 10% van de basisfaalfrequentie. Figuur 6 laat hiervoor zien dat de spreiding in de basisfaalfrequentie voor de leidingen twee ordes van grootte verschilt, afhankelijk van de uitvoering van de leiding. Echter, ook voor dezelfde type leiding met vergelijkbare basisfaalfrequentie verschillen de waarden voor de criteria 1 – 3 een orde van grootte door de specifieke omstandigheden van elk bedrijf, zoals de ligging van de PR 10^{-6} contour en de relatieve bijdrage van het scenario.

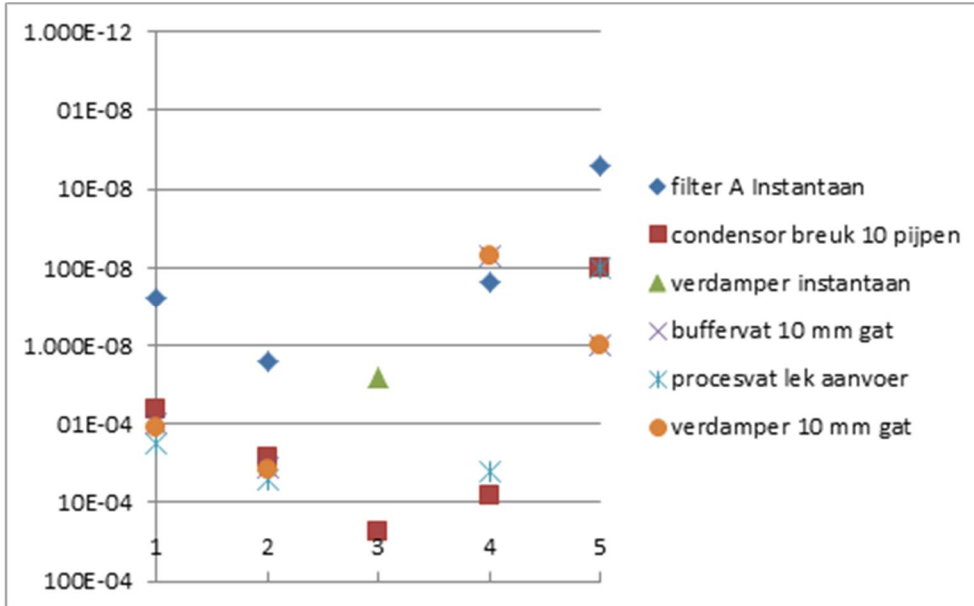
B.4.2.2 Procesequipment (procesvat, buffervat, filter, condensor en verdamper)

De resultaten voor de verschillende typen procesequipment zijn weergegeven in Figuur 7. De spreiding tussen de installaties is ongeveer twee tot drie ordes van grootte, net als de spreiding tussen de verschillende criteria.

Criterium 1 is minimaal één orde van grootte minder streng dan criterium 5; dit varieert van een factor 10 (10 mm gat) tot een factor 200 (procesvat lek aanvoer).

Instantaan falen heeft globaal een factor 10 lagere faalfrequentie dan lekkages, in lijn met de standaard faalfrequenties. Alleen bij criterium 4 zien we dat lekkages ook een belangrijke risicobron zijn. Dit is in overeenstemming met de verwachting wanneer de risico's vlakbij de bron (terreingrens) bepaald worden door lekkages en op grotere afstand (PR 10^{-6} contour) door instantaan falen.

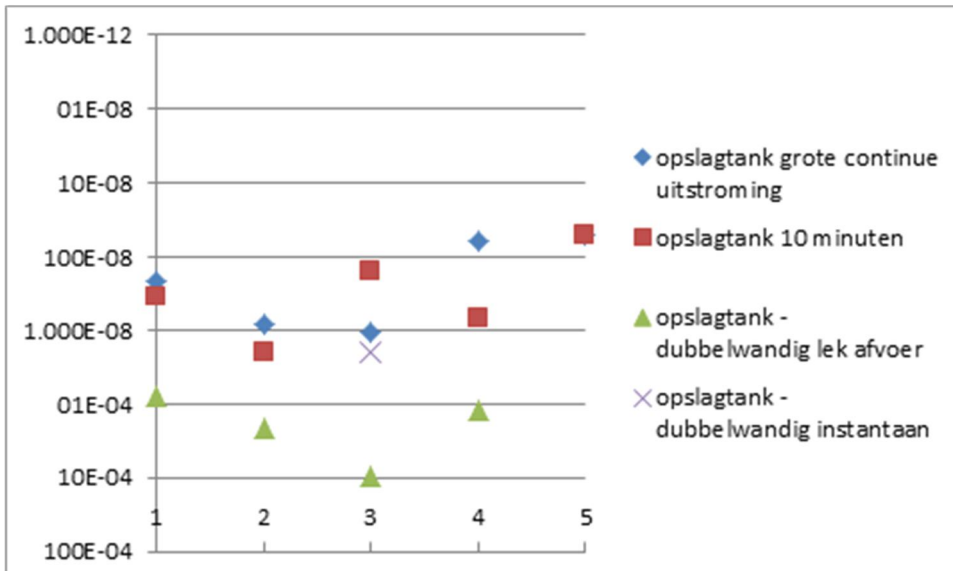
1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief



Figuur 7 Faalfrequentie voor de criteria 1 – 5 voor procesequipment

B.4.2.3 Atmosferische opslag tanks

De resultaten voor de atmosferische opslag tanks zijn weergegeven in Figuur 8. De spreiding tussen de installaties is ongeveer twee ordes van grootte, de spreiding tussen de verschillende criteria is ongeveer een orde van grootte.



Figuur 8 Faalfrequentie voor de criteria 1 - 5 voor opslag tanks

Globaal is criterium 1 een orde van grootte minder streng dan criterium 5.

Het 10-minuten scenario is voor opslag tanks vaak bepalend voor het risico, maar er is geen equivalent scenario dat overeenkomt met realistische schade ten gevolge van aardbevingen.

1209036-000-GEO-0260, 10 mei 2017, definitief

B.5 Conclusies

De resultaten van deze gevoeligheidsanalyse leiden tot de volgende conclusies.

- 1 Criterium 5, een verandering van 10% van de standaard faalfrequenties, is niet afhankelijk van de ligging van de risicocontouren en de van de omgeving en is daarmee eenduidig voor te schrijven. Het blijkt in de meeste gevallen ook het meest strikte criterium. Criterium 1, waarbij het plaatsgebonden risico ter hoogte van de PR 10^{-6} contour met 10% verandert, leidt globaal tot faalfrequenties die een orde van grootte of meer hoger kunnen zijn.
- 2 De variatie in resultaten is aanzienlijk. Zo zijn er vaak enkele ordes van grootte verschil in de berekende faalfrequentie voor eenzelfde type equipment, ook binnen één criterium. Deze variatie wordt bepaald door locatiespecifieke kenmerken, zoals de initiële faalfrequentie en het relatieve belang van een scenario voor de PR 10^{-6} contour. Hieruit volgt dat de keuze voor één faalfrequentie voor eenzelfde type equipment, zonder rekening te houden met de locatiespecifieke kenmerken, leidt tot een aanzienlijke over- of onderschatting van het aardbevingsrisico per situatie. Hierbij moet nagegaan worden in hoeverre de sterkteberekeningen beïnvloed worden door deze onzekerheid in (toegestane) faalfrequenties.
- 3 Globaal hebben de grote uitstroombenamingen (instantaan falen, leidingbreuk) voor dezelfde equipment en hetzelfde criterium minimaal een orde van grootte lagere faalfrequentie dan kleine uitstroombenamingen (lekkages).

C Informatief hulpmiddel bij indeling in gevolgklassen

C.1 Drukapparatuur

Categorieën indeling Warenwetbesluit Drukapparatuur

In het besluit wordt drukapparatuur ingedeeld in vier risicocategorieën. De indeling is afhankelijk van de soort drukapparratuur (drukvat, brandstof gestookt of installatieleiding), druk, volume of diameter, medium (er worden 2 stofgroepen onderscheiden), gas of vloeistof.

De onderscheiden categorieën zijn I t/m IV (voor kleine apparatuur met zeer weinig risico wordt eigenlijk nog een categorie "0" onderscheiden).

De volgende koppeling wordt voorgesteld voor alle stoffen behalve de zeer toxische stoffen:

Risicocategorie drukapparatuur	Gevolgklasse	Herhalingstijd aardbevingsbelasting
I	0	-
II	I	100
III	II	500
IV	III	1000

Voor zeer toxische stoffen zoals chloor wordt voorgesteld:

Risicocategorie Drukapparatuur Chloor	Gevolgklasse	Herhalingstijd aardbevingsbelasting
I	I	100
II	II	500
III	III	1000
IV	IV	2500

De herhalingstijd van 5000 jaar is bedoeld voor bijzondere gevallen zoals die bijvoorbeeld volgen uit de risicoanalyse. Zoals in de hoofdttekst van die memo aangegeven passen de herhalingstijden bij het internationaal gebruikelijke.

De categorieën zijn weergegeven op de volgende bladzijden.

Indeling drukvaten en installatieledingen in risicocategoriën

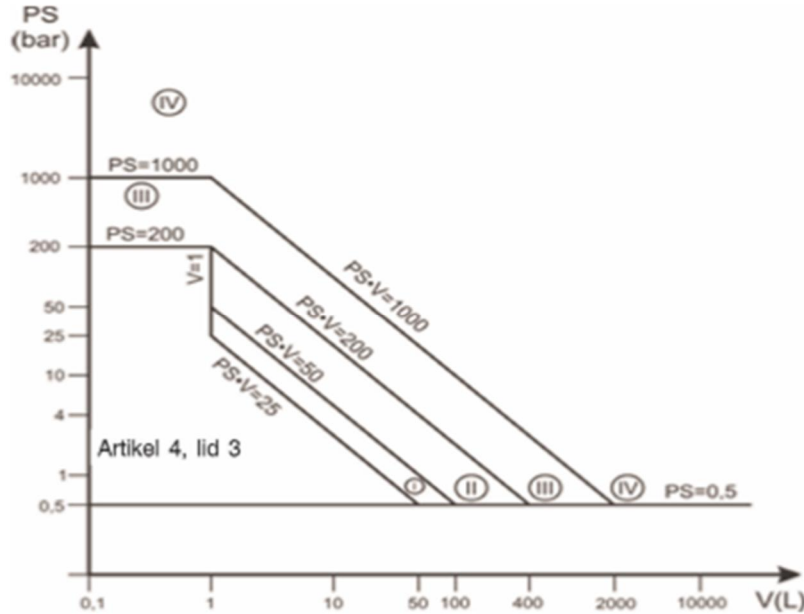


Fig. 1: Gassen: Drukvaten voor stoffen, ingedeeld in groep 1, wanneer het volume groter is dan 1 l en het product van PS en V groter is dan 25 bar·l, of wanneer druk PS hoger is dan 200 bar.

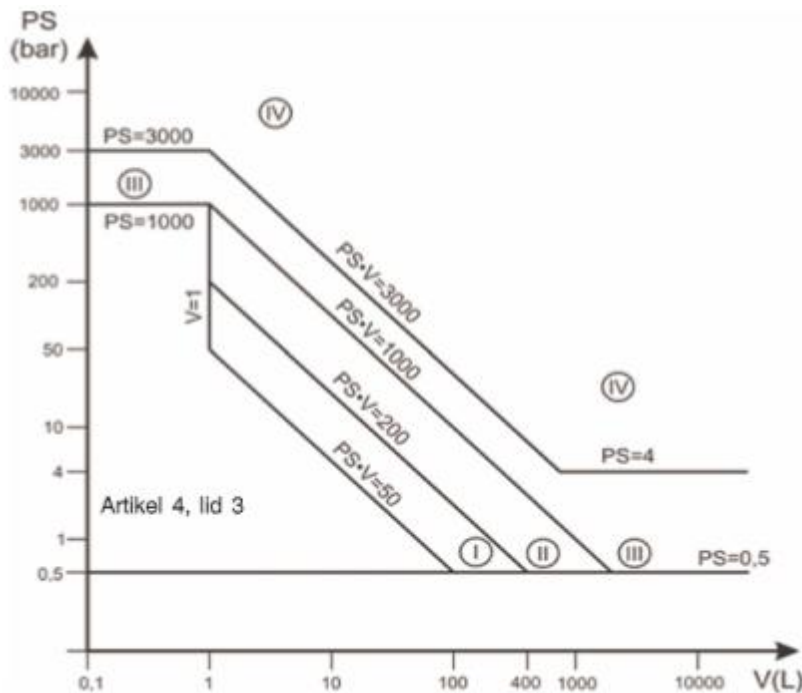


Fig. 2: Gassen - Drukvaten voor stoffen, ingedeeld in groep 2, wanneer het volume groter is dan 1 l en het product van PS en V groter is dan 50 bar·l, of wanneer druk PS groter is dan 1.000 bar.

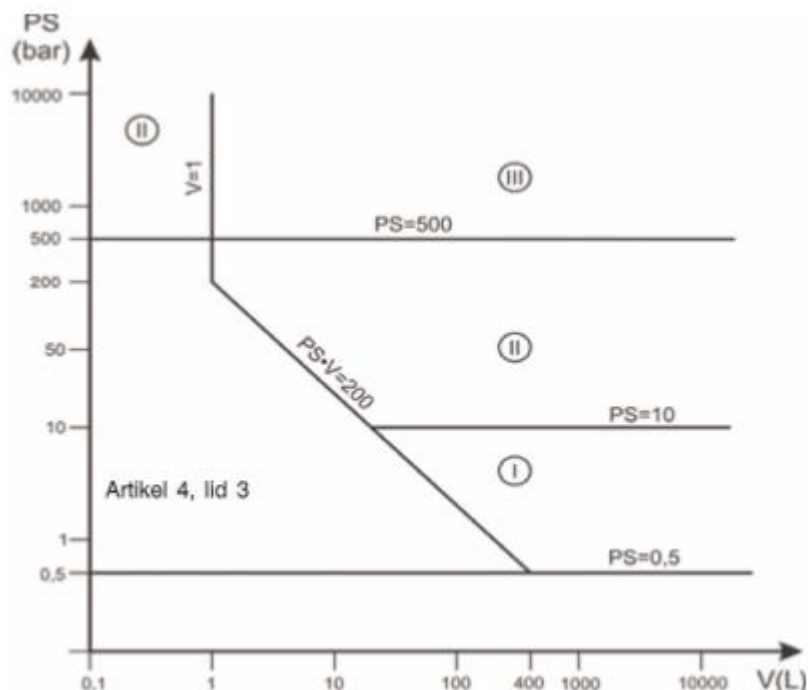


Fig. 3: Vloeistoffen - Drukvaten voor stoffen, ingedeeld in groep 1, wanneer het volume groter is dan 1 l en het product van PS en V groter is dan 200 bar·l, of wanneer druk PS hoger is dan 500 bar.

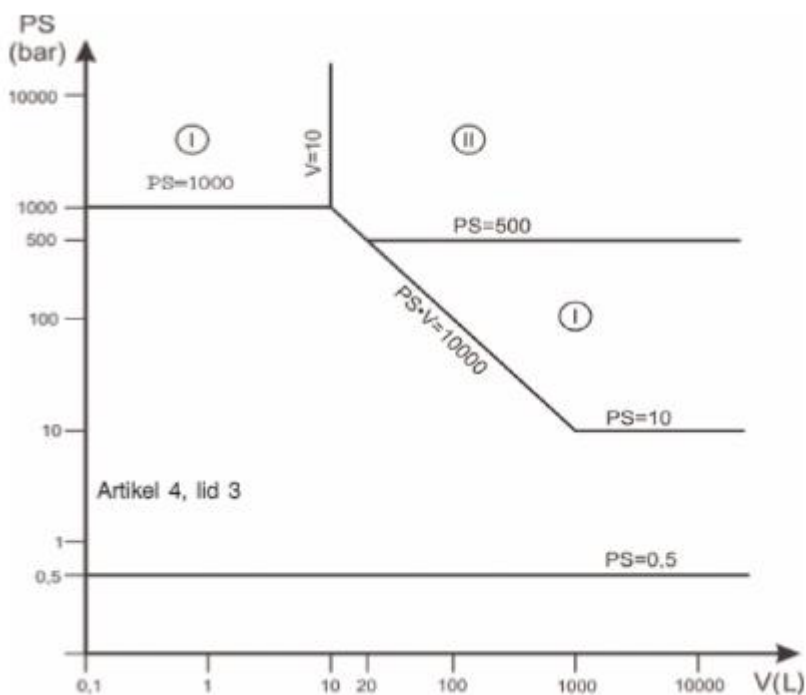


Fig. 4: Vloeistoffen - Drukvaten voor stoffen, ingedeeld in groep 2, wanneer de druk PS meer is dan 10 bar en het product van PS en V groter is dan 10.000 bar·l, of wanneer de druk PS meer dan 1.000 bar is.

1209036-000-GEO-0285, Versie 7, 8 juni 2018, definitief

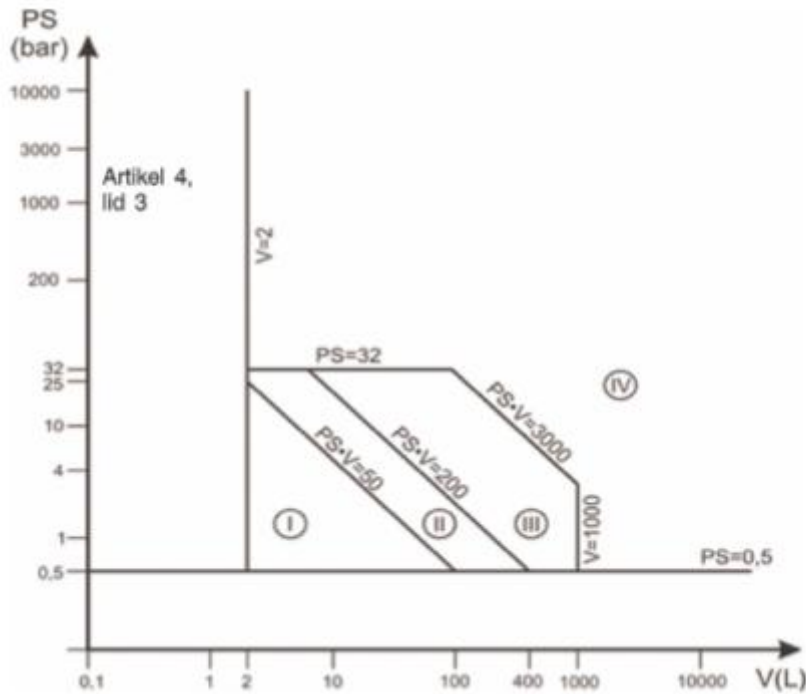


Fig. 5: Brandstof gestookte of anderszins verwarmde drukapparatuur waarbij gevaar voor oververhitting bestaat, bestemd voor de productie van stoom of oververhit water met een temperatuur hoger dan 110 °C met een volume van meer dan 2 l.

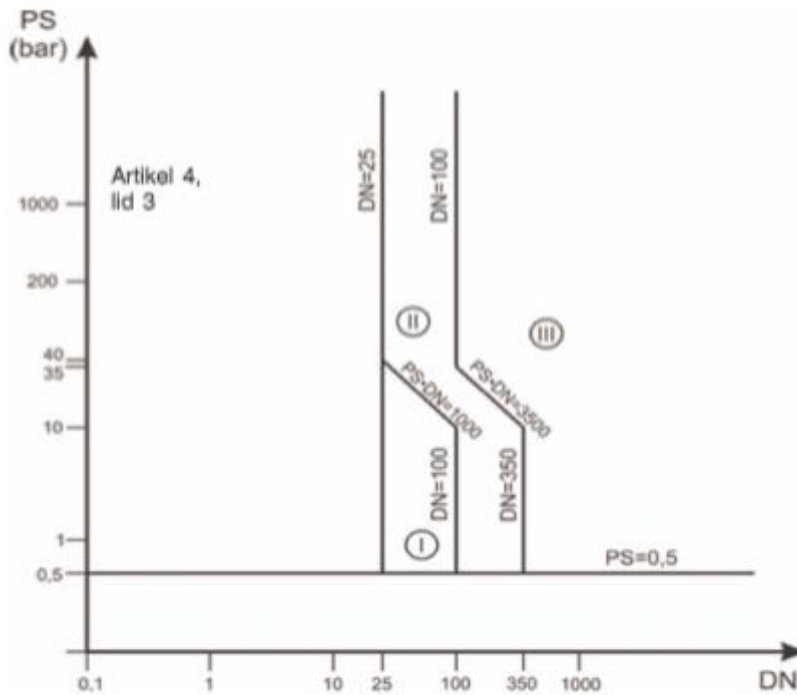


Fig. 6: Gassen - Installatieleidingen voor stoffen, ingedeeld in groep 1, met een DN groter dan 25.

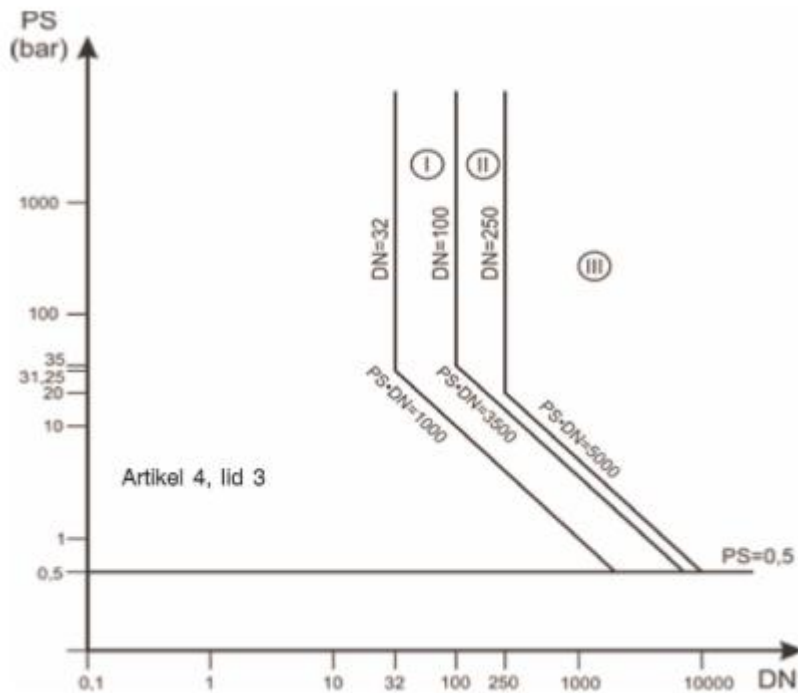


Fig. 7: Gassen - Installatieleidingen voor stoffen, ingedeeld in groep 2, met een DN groter dan 32 en een product van PS en DN groter dan 1 000 bar

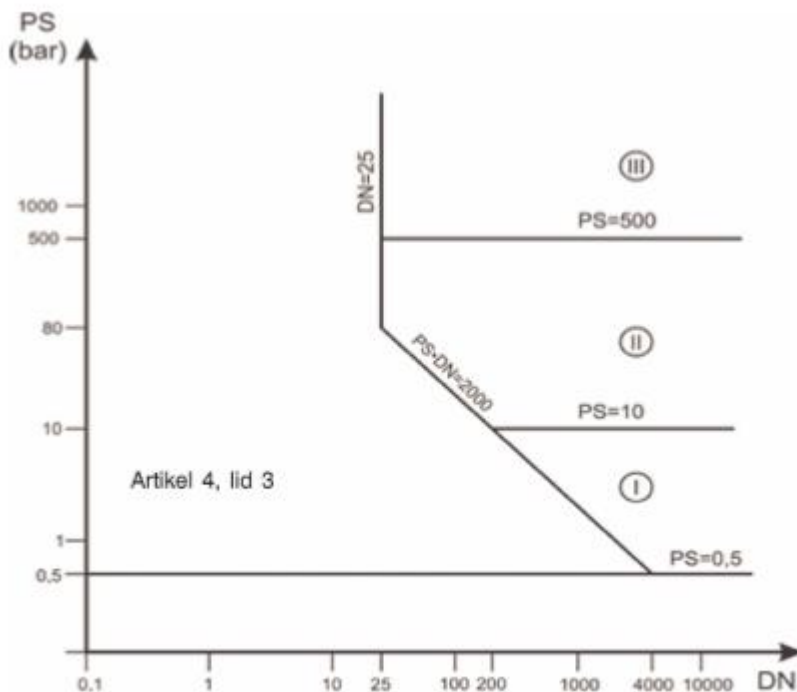


Fig. 8: Vloeistof - Installatieleidingen voor stoffen, ingedeeld in groep 1, met een DN groter dan 25 en een product van PS en DN groter dan 2.000 bar.

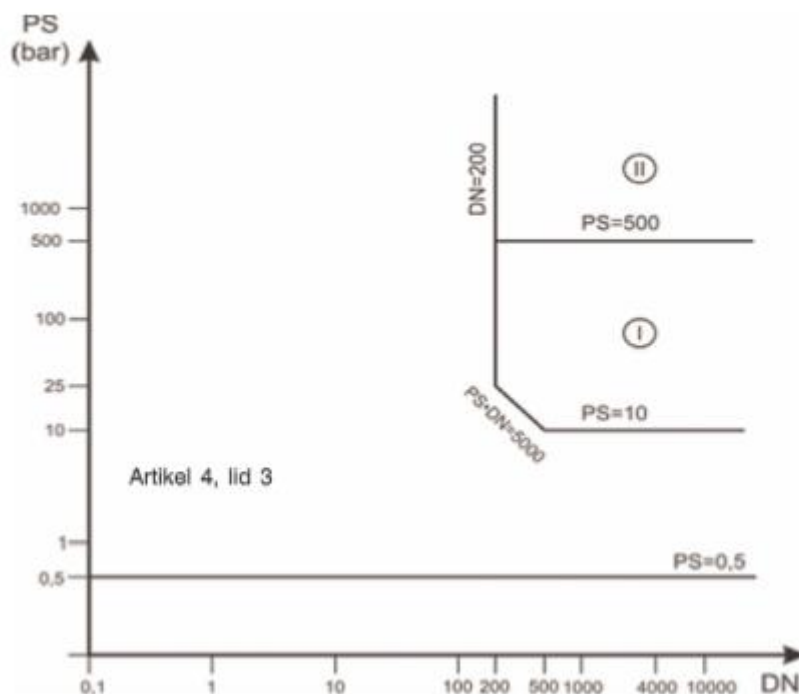


Fig.9: Vloeistof - Installatieleidingen voor stoffen, ingedeeld in groep 2, met een PS groter dan 10 bar en een DN groter dan 200 en een product van PS en DN groter dan 5.000 bar.

C.2 Opslagtanks

Indeling opslagtanks conform Seveso III Directive (bijlage 1)

Type opslag	Hoeveelheid	Gevolgklasse	Herhalingstijd aardbevingsbelasting
Atmosferisch, brandbaar	> 50 ton	III	1000
	> 10 ton; < 50 ton	II	500
Atmosferisch, gekoeld LNG, LPG	> 50 ton	IV	2500
	> 10 ton; < 50 ton	III	1000
	< 10 ton	II	500
Chloor	> 50 ton	IV	2500
	> 10 ton; < 50 ton	III	1000
	< 10 ton	II	500

D Specificaties seismische sonderingen

D.1 Algemeen

Deze specificaties zijn bedoeld voor het uitvoeren van seismische sonderingen. Indien van deze specificaties wordt afgeweken, of indien een andere meetmethode wordt gebruikt, dient vooraf aangetoond te worden dat daarmee minimaal dezelfde kwaliteit van de meting wordt gerealiseerd.

- Uitvoering:
 - Seismic cone downhole procedure to measure shear wave velocity - a guideline prepared by ISSMGE TC10: Geophysical Testing in Geotechnical Engineering (http://issmge2014.ust.hk/~issmge/apr2015/3a.TC_corner_10.pdf).
- Data opslag:
 - Seismische signalen van elke slag apart registreren.
 - Van elke slag zowel de SCPT als ref. conus signalen opslaan met gelijke volgnummers.
- Bron:
 - Balk gebruiken met verzwaring voor contact op de grond. Zo mogelijk balk onder CPT-truck stempels, trillingsarm maken door toepassen van rubber tussenplaat.
 - Hamers met vast draaipunt, vrije val uit horizontale stand.
- Trigger:
 - Contact trigger met contactplaat op balk (aanslagplaat).
- Referentieconus (zie ook kader aan het einde van deze bijlage):
 - Bij bron neer te zetten.
 - Opnemers op apart kanaal opnemen.
- Indien geen referentieconus wordt gebruikt dient de SCPT uitgevoerd te worden met een zogenaamde dual-cone, d.w.z. een conus waarbij twee versnellingsopnemers op 0,5 m afstand zijn gemonteerd.
- Bij toenemen diepte:
 - Versterkingsfactor aanpassen om S/N (signal to noise) ratio te verbeteren.
 - Versterkingsfactor bij instellen steeds noteren.

D.2 Werkwijze

1. In geval van het voorkomen van veen en slappe kleilagen (afgeleid uit beschikbaar grondonderzoek), dient op basis van een CPTu sondering (op maximaal 3 m van de SCPT locatie tot minimaal 30 m-mv) te worden vastgesteld.
(zie ook kaders aan het einde van deze bijlage):
 - a. Waar veenlagen, slappe kleilagen voorkomen.
 - b. Meetinterval:
 - i. Standaard 0,5 m en
 - ii. Indien veenlaag met een dikte tussen 0,5 en 1 m geconstateerd: meetpunt met opnemers aan boven- en onderkant veenlaag.
2. Opstelling schuifgolffbron:
 - a. De denkbeeldige verbindinglijnen tussen de sondeerstang en de beide aanslagpunten op de uiteinden van de balk vormen een gelijkbenige driehoek. De lengte van de middelloodlijn is de afstand tussen de sondeerstang en de bron. Deze is 1-2 meter.

- Een tekening van de opstelling, voorzien van de maatvoering en de oriëntatie ten opzichte van de locatie dient in de rapportage te worden bijgevoegd. Indien mogelijk een foto van de opstelling bijvoegen.
3. Locatie van obstakels vrijwaren door voorgraven / voorboren.
 - a. Uitkomende grond beschrijven.
 4. Extra referentieconus of gefoon (zie ook kader aan het einde van deze bijlage).
 - a. Tussen slagbalk en sondeerstang zetten voor opname bronsignaal.
 - b. Zorg dragen dat de referentieopnemer een goed contact met de maagdelijke grond maakt. Zonodig de bouwvoor verwijderen of met behulp van een sondeerstang in de grond aanbrengen tot maximaal 1.5 m onder maaiveld. Positie van de referentieopnemer op de locatieschets intekenen.
 5. Seismische conus opstellen:
 - a. Oriëntatie van meetopstelling en sensoren vastleggen.
 - b. Een horizontale opnemer parallel aan balk.
 - c. Deze standaard op iedere locatie op dezelfde polariteit richten.
 - d. Idem voor de referentieconus.
 6. Trigger:
 - a. Instellen op contact.
 7. Conus op diepte brengen:
 - a. Eerste meting met conuspunt op 1.50 m (opnemers dan op 1.02 m-mv).
 - b. Volgende punt afhankelijk van vastgestelde intervallen (zie punt 1).
 - c. Bij inzet en gebruik dual-cone 0,5 m verder drukken, als een referentieconus op maaiveld wordt gebruikt mag 1 m verder worden gedrukt.
 8. Wagen Links meten:
 - a. 3x slaan en 3x opslaan.
 - b. Metingen altijd afzonderlijk opnemen.
 - i. Geen gestackte signalen opslaan.
 - c. Wanneer aanpassen van de S/N-ratio niet meer mogelijk is en op het oog geen duidelijke aankomst van de shear wave op de individuele slagen te zien is, controleren of het stacken van 3 slagen per kant wel een zichtbare shear wave golf oplevert. Zo niet, het aantal slagen per kant ophogen net zolang tot er een herkenbare shear wave zichtbaar wordt.
 - d. Signalen die niet goed zijn:
 - i. Niet opslaan, maar opnieuw slaan.
 9. Wagen Rechts meten.
 - a. Herhalen van de werkzaamheden van punt 8.
 10. Punt 7 t/m 9 herhalen.
 - a. Tot diepte van 30 m-mv.
 - i. Of eerder indien max. totaaldruk wordt bereikt.
 11. Bij gebruik van een dual-cone, en geen referentieconus op mv 1 m, dient de schuifgolfsnelheid bepaald te worden uit het verschil in aankomsttijd tussen de twee opnemers bij dezelfde slag. Gebruik van een dual-cone als een dubbele enkele conus (gelijktijdig meten van de looptijd maaiveld-opnemer op twee verschillende diepten) zonder referentieopnemer aan of onder maaiveld is niet toegestaan. Hiervan mag worden afgeweken indien aangetoond kan worden dat het verschil in schuifgolfsnelheid bepaald met een dual-cone en uit het verschil in looptijd tussen trigger en

opnemer gelijkwaardige resultaten geeft
(verschil is gemeten schuifgolfsnelheid < 5%).

D.3 Uitwerking

1. Met referentieconus afwijkingen in triggerpunt bepalen.
2. Correcties aanbrengen op signalen.
3. Stacken alleen goede signalen.
4. Pseudo interval tijden tussen dieptes bepalen door:
 - a. Cross correlation slag links.
 - b. Cross correlation slag rechts.
 - c. First crossover reverse polarity.
5. Bepalen verticale intervaltijden. Toepassen wet van Snellius (ref. Baziw, E.J., "Derivation of Seismic Cone Interval Velocities Utilizing Forward Modeling and the Downhill Simplex Method", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, 2002, pp. 1–12.
6. Bepalen Vs, rapporteren in tekst file en grafisch voor 4a, b, en c.

D.4 Overig

- Bij toepassing van een 15 cm² conus dient een verlengd startstuk te worden toegepast.
- In GEF file dient opgenomen te worden:
 - Gebruikte conus.
 - Conusfactor (a-factor).
 - Sondeersnelheid.

Aanpassen van meetinterval

Het meetinterval is standaard 0.5 m. Een korter meetinterval is in veel gevallen niet nodig en niet zinvol wegens de grootte van de relatieve meetfout. Echter, bij een interval van 0.5 meter is het aannemelijk dat de Vs van een laag dunner dan 1 m niet zuiver gemeten kan worden. In het voorbeeld wordt de snelheid van een veenlaag van 0,6 m dik niet zuiver gemeten, maar vermengd met de snelheid van de erboven en eronder liggende zandlagen. Omdat het van groot belang is om juist de Vs van slappe lagen zoals veen niet te overschatten is een sondering voorafgaand aan de SCPT gewenst om deze lagen te identificeren. De meetdiepten worden vervolgens aangepast om de Vs zuiver te kunnen bepalen.



Toepassen van referentieopnemer

In de praktijk blijkt dat bij zorgvuldig uitgevoerde slagen, door verschillen in aanslagpunt, stand en energie in slappe lagen verschillen tot 11% in V_s tussen de afzonderlijke slagen kunnen optreden. Het vooraf testen van de nauwkeurigheid van de trigger is dan ook niet voldoende om na de sondering eventuele afwijkingen te kunnen opsporen en kwantificeren. Om die reden is het tijdens de SCPT noodzakelijk om een referentieopnemer op een vast punt tussen bron en sondeerstang te plaatsen. In het ideale geval is dit een horizontaal georiënteerde gefoon of accelerometer, bijvoorbeeld in een seismische conus weggedrukt tot in de vaste grond (sensoren onder voorgraafdiepte), maar een enkelvoudige in vaste grond verankerde gefoon kan hier ook dienst doen. Als een aparte data-acquisitie unit wordt gebruikt, dient het triggercircuit met deze doorgelust te zijn. Het signaal van deze referentieopnemer dient bij elke slag te worden geregistreerd met dezelfde meta-data als de SCPT signalen.

10 of 15 cm² conus, met of zonder waterspanning

Het doel van de SCPT is een zo goed mogelijke in-situ meting van de schuifgolfsnelheid tot minimaal 30 m diepte. Met name in Groningen is het bereiken van deze diepte soms problematisch, door ofwel ondiepe Pleistocene kleilagen zoals keileem of potklei, of zeer dichte zandlagen. Uit de praktijk blijkt dat door het kleefbrekende effect van een 15 cm² doorsnee conus of seismische opnemer eenheid de kans op stuit door maximum totaal druk of stangbreukrisico aanmerkelijk wordt verkleind.

Wanneer in de bodem keileem aanwezig is (controleren via DINOLOKET: <https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen>, GeoTOP model) bestaat bovendien het risico op conusbreuk bij het afketsen op een steen.

Als de SCPT wordt gebruikt bij het afleiden van een locatie specifieke relatie tussen conusweerstand en V_s is het noodzakelijk de conusweerstand te corrigeren voor de waterspanning op de conusdoorsneden. De seismische conus dient daarom uitgerust te zijn met een u2 (schouder) waterspanningssensor, die voor iedere sondering verzadigd (ontlucht) behoort te zijn.

Het voorprikken van de locatie met een piezosondering (CPTu of PCPT) heeft een tweeledig doel:

- Het vooraf bepalen van de diepte van slappe (veen)lagen, om de meetintervallen te kunnen aanpassen aan de laagdiepte en –dikte.
- Het kunnen meten van dun gelaagde klei- zandafzettingen (getijde afzettingen).

Voor dit laatste is het gebruik van een conus met een geringe diameter gevoeliger. De sondering vooraf dient daarom met een 10 cm² conus plaats te vinden. Voor de identificatie van de afzonderlijke klei- zandafwisselingen dient een conus met een u1 (conusvlak) opnemer te worden toegepast. Een piezoconus met zowel u1 als u2 opnemer wordt aangeraden.