

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

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

Davis Barbet 2000

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

Loeches 1995

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

Conclusies literatuuronderzoek

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

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

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

Bij deze studie dient aandacht te worden besteed aan:

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

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

D Rapportage TNO

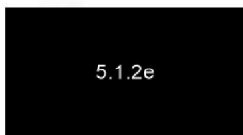


TNO-rapport

2013 R 10973 Aardbevingen: Quick Scan Kritieke Infrastructuur

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

www.tno.nl

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

Datum	8 juli 2013
Auteur(s)	 5.1.2e Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen  5.1.2e
Exemplaarnummer	060-DTM-2013-01676
Oplage	
Aantal pagina's	39 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Deltares t.a.v.  5.1.2e Postbus 177 2600 MH, Delft
Projectnaam	Aardbevingen: quick scan kritieke infra
Projectnummer	060.04155/01.01

Alle rechten voorbehouden.

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

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

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

© 2013 TNO

Inhoudsopgave

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

9	Ondertekening	37
10	Referenties	38

1 Inleiding

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

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

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

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

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

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

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

2 Quicksan windturbine

2.1 Technische gegevens van de windturbine

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

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

2.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de windturbine

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

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

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

2.3 Aannamen en beperkingen betreffende de windturbine

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

2.4 De eerste eigenfrequentie van de windturbine

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

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

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

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

2.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling voor de windturbine

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is voor de eerste buigmode de uitbuigingsvorm van de constructie genomen wanneer deze belast wordt gedacht door eigen gewicht. Dit leidt tot een ruimtelijke verdeling van de elastische vervorming s . Uit de proporties van verplaatsing en massa, s_i en m_i , kunnen hun bijdragen aan het moment aan de basis worden afgeleid. Die fracties zijn gelijk aan kracht F_i maal hoogte. De waarde F_b , de “base shear force” is de som van alle F_i . Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: $F_b = 573$ kN.

De base shear force F_b wordt gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 64930 kg levert dit voor de toelaatbare versnelling van de windturbine:

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

Er is niet gecontroleerd of afbreken van de wieken of bezwijken van de bevestiging van de nacale aan de mast het maatgevende bezwijkmechanisme is.

Bij windmolens is vermoeiing vaak het maatgevende mechanisme voor het ontwerp van de mast. In deze studie is niet meegenomen het feit dat dit mechanisme de sterkte mogelijk al heeft doen afnemen.

2.6 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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

2.6.1 Ductiliteitsfactor

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

2.6.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_1 = 1.4$.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

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

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

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

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

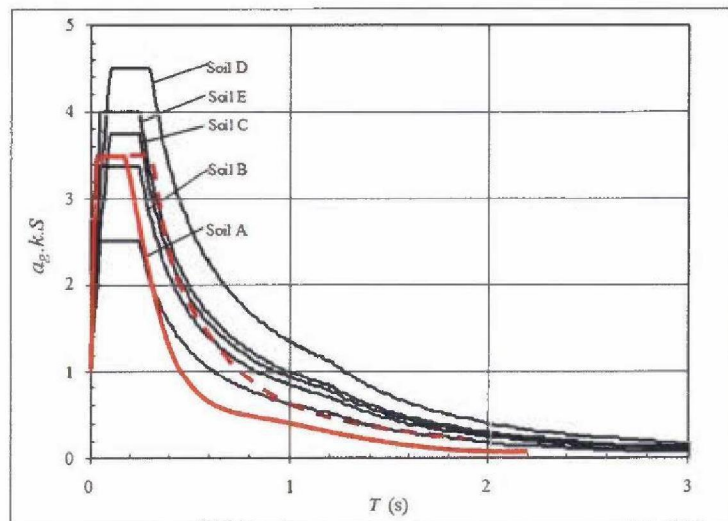
NOTE The values to be ascribed to γ for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended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

2.6.3 Damping

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

2.6.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie is bepaald op $T_1 = 1.04$ s.



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

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

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

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

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

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft

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

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

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

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

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

De waarde van a_g komt daarmee op:

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

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

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

3 Quicksan hoogspanningsmast

3.1 Technische gegevens van de hoogspanningsmast

De technische gegevens van de "verhoogde mast" zijn vastgelegd in Ref [5], daar wordt het voorbeeld opgevoerd van mast 34 in de verbinding Eemshaven-Meeden. Deze masten staan in het veld met een tussenruimte van 420 meter. Een indruk van de geometrie wordt verkregen uit Ref [6]. Daar wordt als materiaalkwaliteit aangegeven: "Fe 510 CFN, tenzij anders vermeld". Dat is tegenwoordig grade S355 met een rekgrens van 355 MPa en een treksterkte van 470 tot 630 MPa. De naar boven taps toelopende vakwerkconstructie, hoogte $h = 96$ meter, heeft een leeg gewicht van 1118 kN inclusief drie traverses (op hoogtes 68, 80 en 91 meter). Deze dragen bundels elektrische geleiders met een totaal gewicht van 346 kN per mast en bovendien 118 kN per mast aan klemmen en isolatoren. De gewichten daarvan, in totaal 464 kN, worden in een statische verticale calculatie vanzelfsprekend toegevoegd aan de drukkracht waarmee de fundatie belast wordt. De draden hebben slack en kunnen slingeren. Zij nemen dus niet zonder meer de horizontale seismische versnelling over. In geval van een aardbeving wordt slechts een kwart daarvan meegerekend bij de bepaling van horizontale krachten.

3.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de hoogspanningsmast

Volgens de tekening staat de mast, met een totaalgewicht van 1613 kN, op acht in beton gestorte hoekstalen L180x180x16, met een gezamenlijke doorsnede van $A = 0.0408 \text{ m}^2$. De statische drukspanning bedraagt $\sigma_{\text{druk}} = 40 \text{ MPa}$. Ref [5] vermeldt de volgende aannamen van Tennet over de windkracht die op de constructie inwerkt:

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

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

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

3.3 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoogspanningsmast

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

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

(tabel)

Beperkingen van de rekenwijze: er is geen aandacht geschonken aan stabiliteitsvragen. Er is aangenomen dat er voldoende anti-knik maatregelen in de constructie aanwezig zijn om ook tijdens een aardbeving voldoende stabiliteit te bieden, voor zover de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft.

3.4 De eerste eigenfrequentie van de hoogspanningsmast

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

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

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

3.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoogspanningsmast

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: $F_b = 1196$ kN. De base shear force F_b kan worden gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 114000 kg levert dit:

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

In deze studie is niet beschouwd:

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

3.6 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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

3.6.1 *Ductiliteitsfactor*

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

3.6.2 *Importance factor*

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

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

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

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

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

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

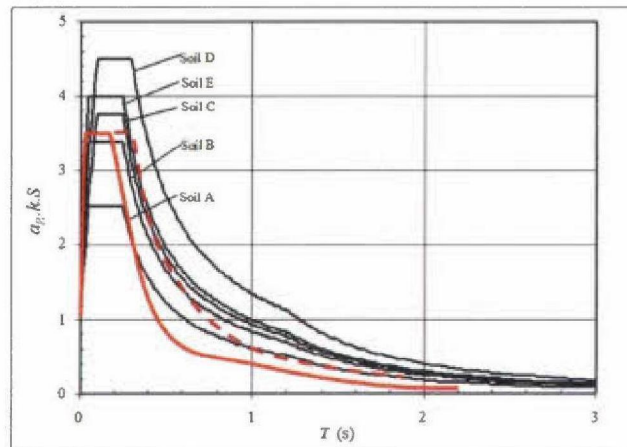
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended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

3.6.3 *Damping*

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

3.6.4 *Eigentringstijd en aflezing elastic response spectrum*

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



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

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

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

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

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

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

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

De waarde van a_g komt daarmee op:

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

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

$$a_{g,\text{eff}} = a_g / \gamma_1 = 1.2 \text{ m/s}^2$$

4 Quickscan Zendmast

4.1 Technische gegevens van de zendmast

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

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

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

De volgende antenne bezetting is in rekening gebracht:

Ten behoeve van C200:

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

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

Ten behoeve van GSM en DCS opstelling:

3* 739495 DCS antennes op 38,2 m hoogte

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

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

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

4.2 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de zendmast

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

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

4.3 De eerste eigenfrequentie van de zendmast

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

4.4 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de zendmast

In een spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: $F_b = 69$ kN. De base shear force F_b kan worden gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 8878 kg levert dit:

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

4.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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

4.5.1 Ductiliteitsfactor

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

4.5.2 Importance factor

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

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

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

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

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

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

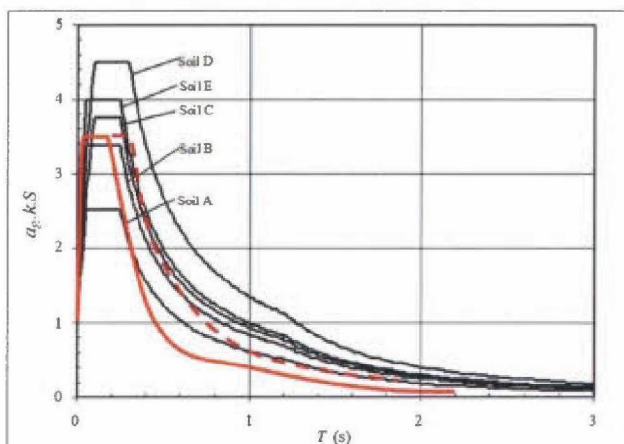
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)). The recommended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

4.5.3 Damping

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

4.5.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie bedraagt 1.26 s



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

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

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

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

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

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

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

De waarde van a_g komt daarmee op:

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

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

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

5 Quickscan kolom portaalverdeelstation

5.1 Technische gegevens van de kolom

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

Voor deze quickscan zijn de volgende bronnen gebruikt

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

5.2 Beperkingen

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

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

5.3 Aanpak

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

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

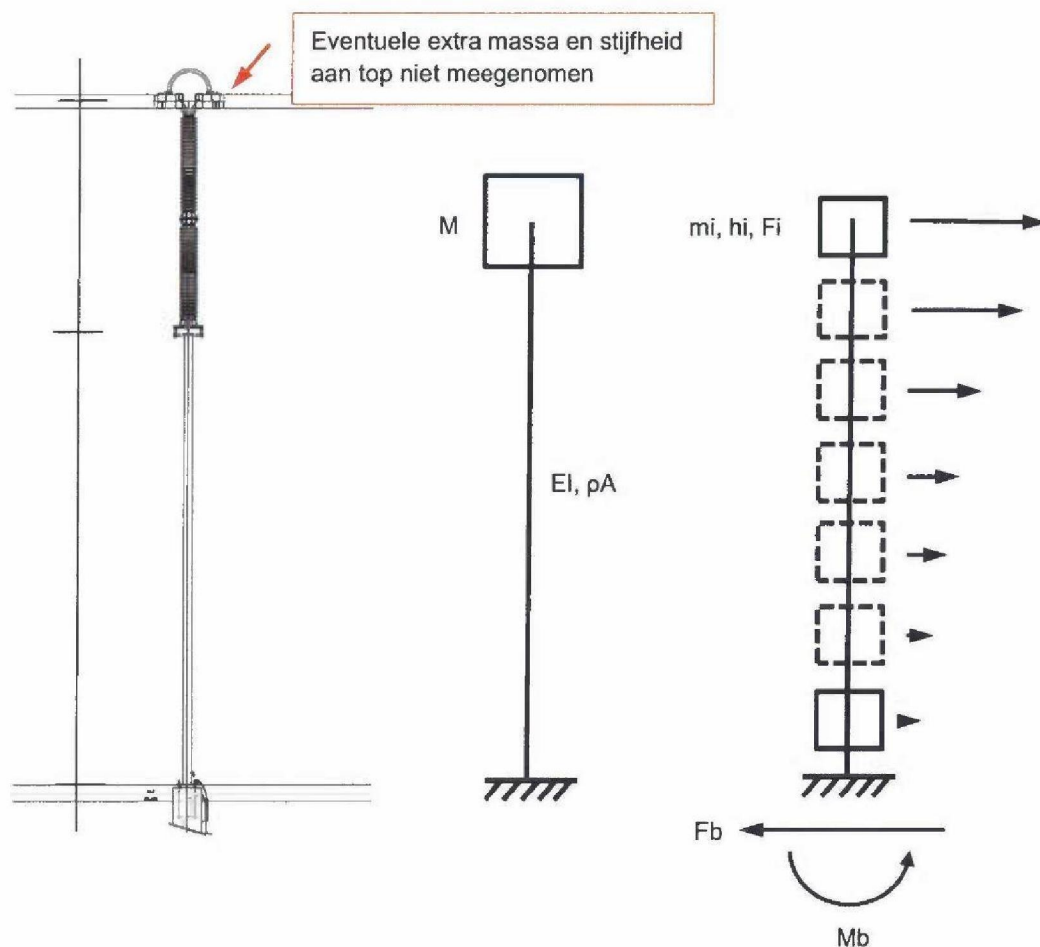
5.4 Uitgangspunten berekening

5.4.1 Schematisering van de constructie

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

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

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



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

5.4.2 Capaciteiten ter plaatse van de kolomvoet.

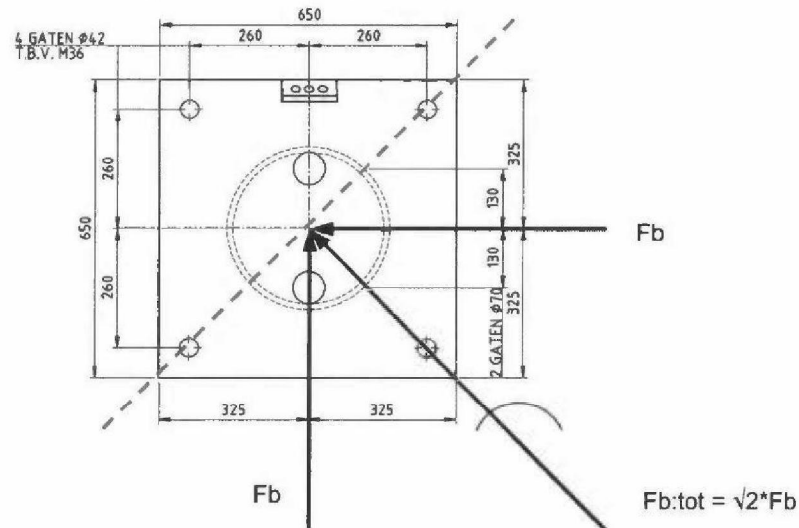
De capaciteit van het stalen buisprofiel, de voetplaat en de las tussen het buisprofiel en de voetplaat zijn afgeleid uit de statische berekening van Bartels. Hierin wordt uitgegaan van de plastische moment capaciteit van het buisprofiel ($\varnothing 355.6-12.5\text{mm}$, S235) en de voetplaat ($650 \times 650 \times 50\text{mm}$, S355).

Omdat de ankerverbinding bij horizontale aardbevingsbelasting over een andere as belast wordt dan in de statische situatie is de momentcapaciteit van de ankerverbinding over de schuine as bepaald. Hierbij is uitgegaan van de trekcapaciteit voor M36 (boutklasse 8.8) ankers met een gesneden draad conform NEN-EN 1993-1-8 tabel 4.3. Hiermee komt de rekenwaarde van de momentcapaciteit van de ankerverbinding op:

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

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

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



Figuur 5.2 Ontwerptekening en maatgevende belastingrichting van de voetplaat

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

Tabel 5.1 Aangehouden capaciteiten in de quickscan

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

* Gereduceerd voor lokale buiging in de ankers

5.5 Berekening maximaal toelaatbare base shear

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

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

5.6 Berekening maximale horizontale versnelling

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

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

5.7 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piegrondversnelling

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

5.7.1 *Ductiliteitsfactor*

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

5.7.2 *Importance factor*

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

Table 4.3 Importance classes for buildings

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

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

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

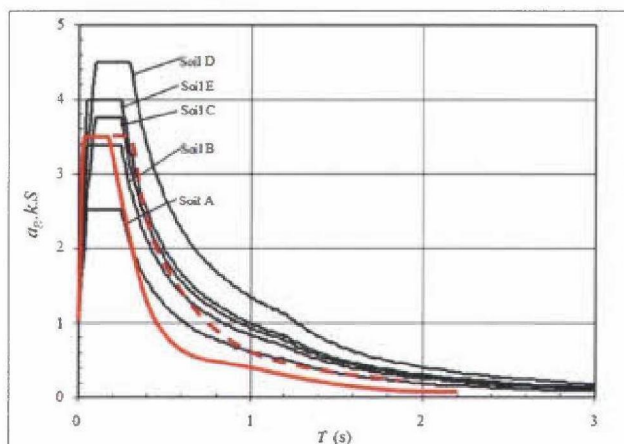
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to 2.1(4)). The recommended values of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

5.7.3 *Damping*

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

5.7.4 *Eigentringingstijd en aflezing elastic response spectrum:*

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



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

De afgelezen waarde uit Figuur 5.3 bedraagt dan

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

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

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

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

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

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

* bij combinatie met kortsluitkracht

6 Quickscan metselwerk verdeelstation

Deze studie is gedeeltelijk in de Engelse taal gerapporteerd.

6.1 Description of the structure

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

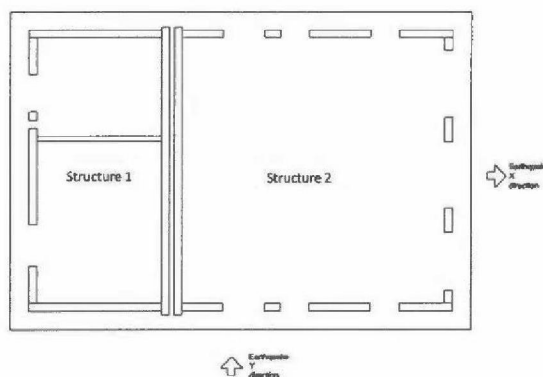


Figure 6.1. Drawing of the geometrical configuration of the two structures.

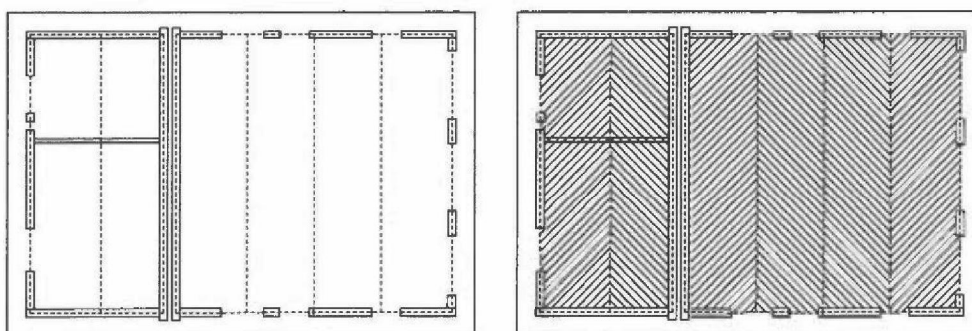


Figure 6.2. Drawing of the position of primary beams on the two structures and influence areas of the roof weight for the primary beams.

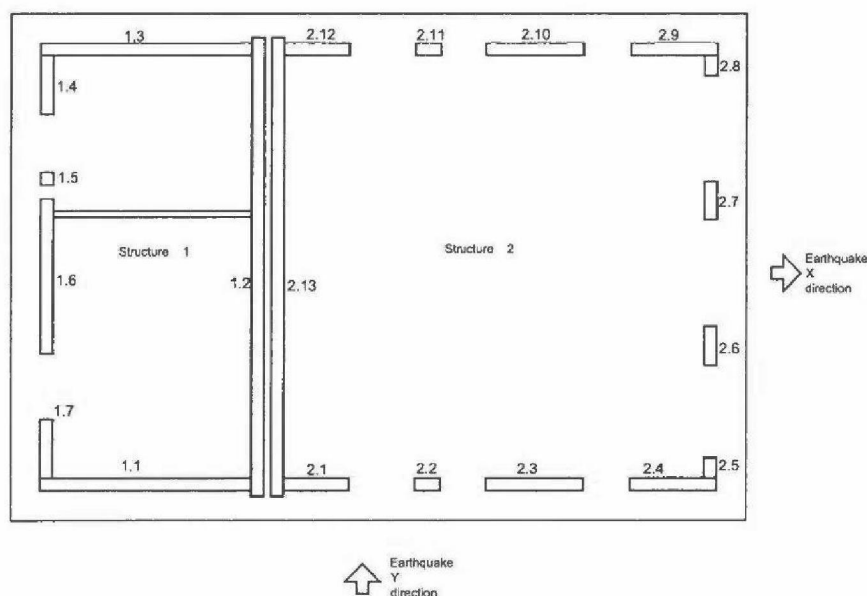


Figure 6.3. Numbering the walls of the two structures.

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

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

The depth of the masonry walls is 210 mm.

Table 6.1. Mechanical properties of the masonry

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

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

The weight properties and sections are listed in Table 6.2.

Table 6.2. Roof material weights and elements

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

6.2 Model and computation

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

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

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

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

Table 6.3 Mass properties

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

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

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

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

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

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

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

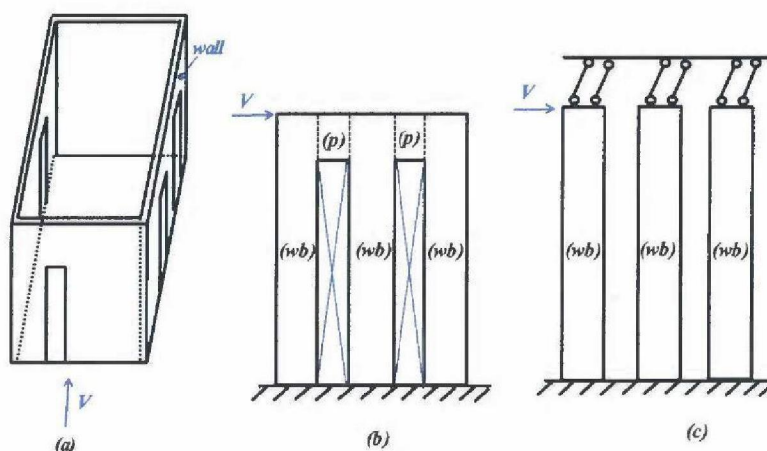


Figure 6.5. Behavior of masonry bay walls

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

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

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

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

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

Example: we assume that the left bay wall of Fig. 6.6 is the weakest one and has a displacement d_1 under the maximum force V_1 . The maximum horizontal force associated to the system of bay walls is the sum of the horizontal forces on the panels computed based on that minimum value of the displacement d_1 (see Fig. 6.6).

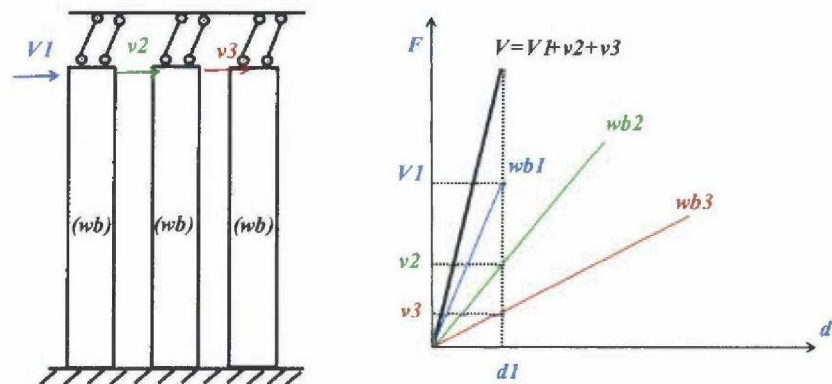


Figure 6.6. Graphical computation of maximum horizontal force of the system of bay walls

6.3 Computation of maximum capacity

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

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

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

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

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

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

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

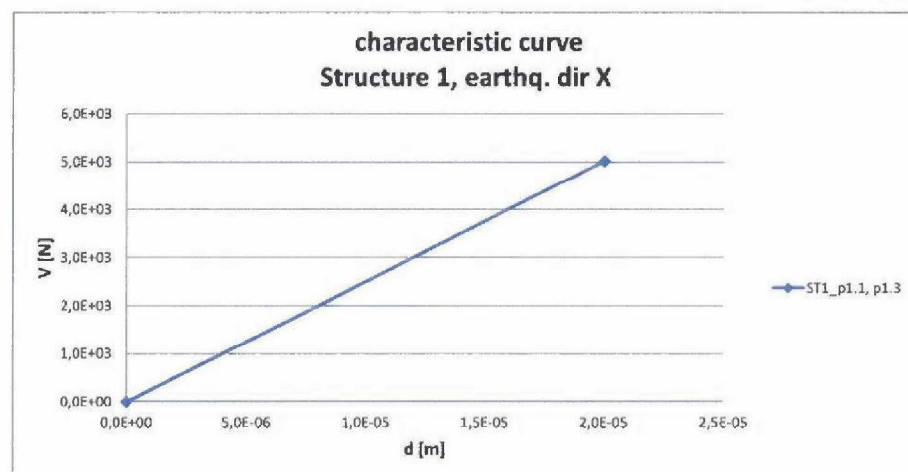


Figure 6.6. Floor characteristic V-d curve structure 1; x-direction

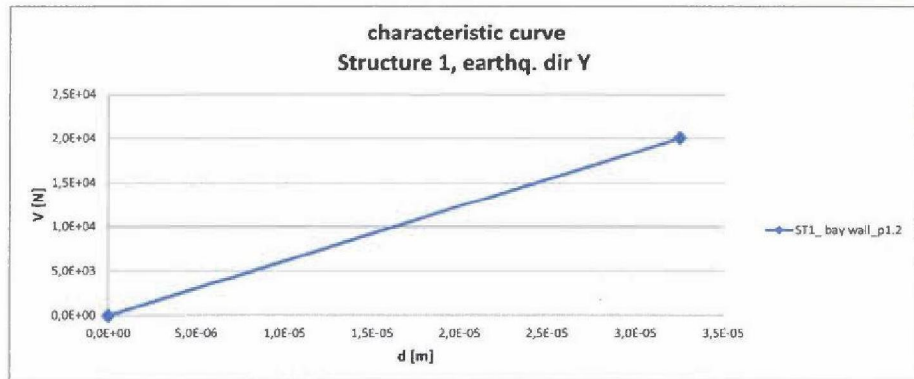


Figure 6.7. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction, bay wall 1.2

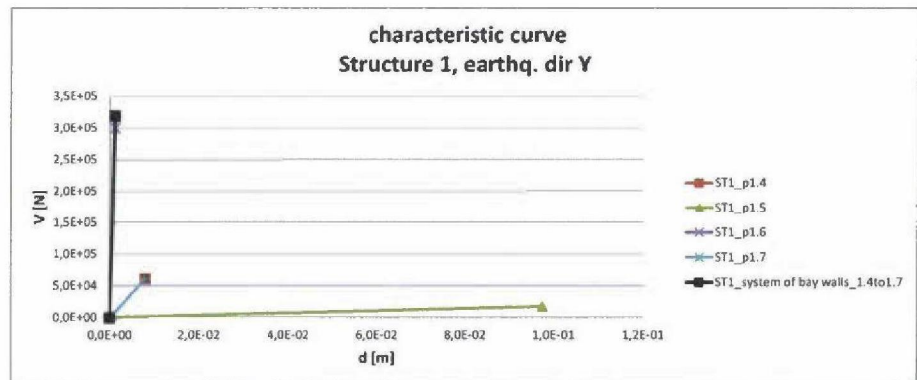


Figure 6.8. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction; other bay walls

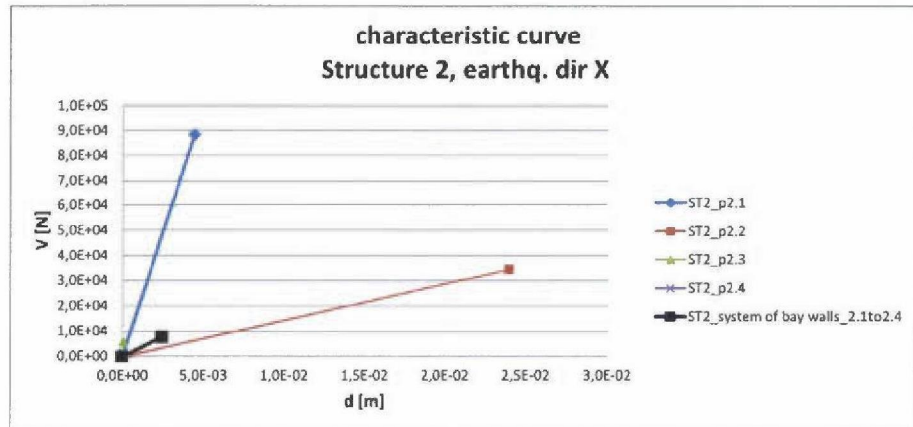


Figure 6.9. Floor characteristic V-d curve structure 2; x-direction

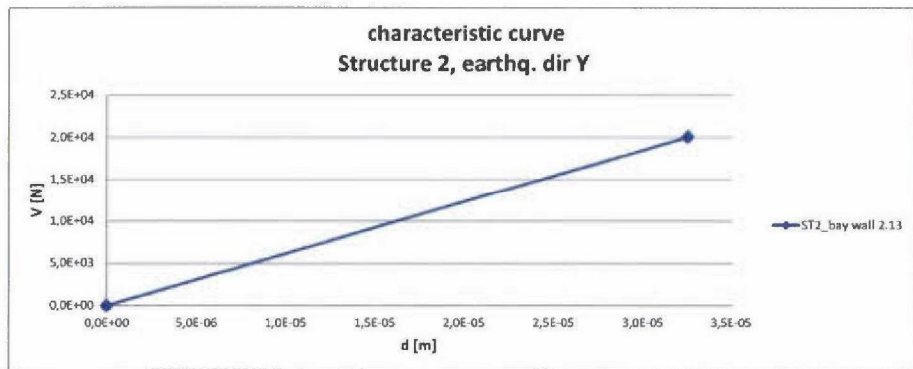


Figure 6.10. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, bay wall 2.13

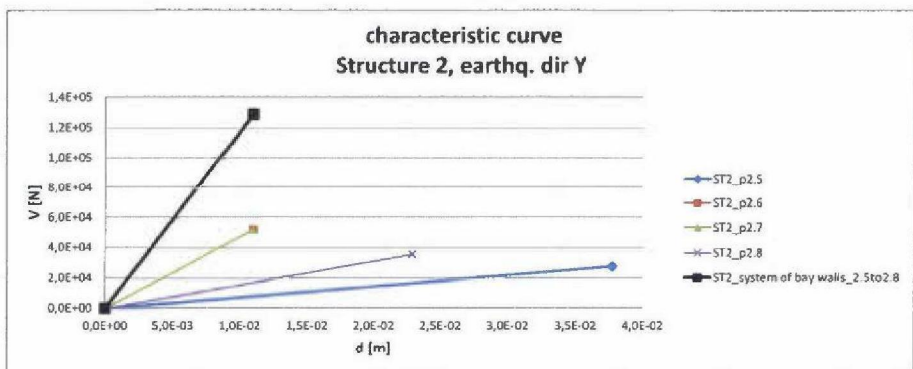


Figure 6.11. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, other bay walls

6.4 Calculation maximum accelerations

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

Tabel 5.4 Toelaatbare versnellingen

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

6.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

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

6.5.1 *Ductiliteitsfactor*

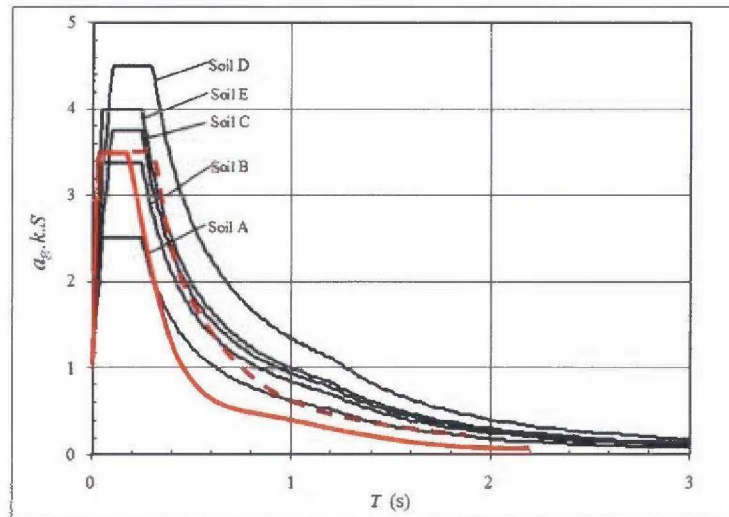
Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor $q = 1.5$ volgens EN 1998 voor metselwerk.

6.5.2 *Importance factor*

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van $\gamma_1 = 1.0$.

6.5.3 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum*

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



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

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

$$S_e/a_g = 3.5$$

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

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

De waarde van a_g komt daarmee op:

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

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

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

Deze waarde betreft een eerste conservatieve inschatting.

Twee aanvullende analyses worden voorgesteld:

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

7 Conclusies

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

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

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

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

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

Voor de kolom van de hoofd rail steun is in deze quickscan het bezwijken van de staalkolom en de ankerverbinding ter plaatse van de voet van BOUWSTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN door aardbevingsbelasting beschouwd. Eventueel bezwijken van andere onderdelen en optreden van schade is niet beoordeeld. Omdat geen gegevens beschikbaar waren is in de quickscan geen rekening gehouden met eventuele extra massa en/of ondersteuning aan de top van de constructie. De quickscan concludeert dat de resultante base shear veroorzaakt door een aardbeving maximaal 31 kN mag bedragen. De momentcapaciteit van de ankerverbinding is hierbij maatgevend. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare resultante horizontale respons versnelling van 17.6 m/s^2 . Indien de effecten van de aardbevingsbelasting gecombineerd moeten worden met effecten van de kortsluitkracht neemt dit af naar respectievelijk 12.3 kN en 7.0 m/s^2 . Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 3.5 m/s^2 . Indien gecombineerd moet worden met de kortsluitkracht neemt dit af naar 1.4 m/s^2 .

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

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

Tabel 7.1 Maximaal toelaatbare responsversnellingen op basis van de quick scan

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

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

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

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

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

8 Aanbevelingen:

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

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

9 Ondertekening

Delft, 27-06-2013

5.1.2e

Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen

5.1.2e

Afdelingshoofd

5.1.2e

Auteurs

Toetsers,

5.1.2e

10 Referenties

Ref [1]

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

Ref [2]

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

Ref [3]

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

Ref [4]

Mail met gegevens "mid size" windturbine
 dd. 12 juni 2013, van [5.1.2e]@deltares.nl aan [5.1.2e]@tno.nl

Ref [5]

Mailcorrespondentie gegevens masten
 Dd. 13 juni 2013 van [5.1.2e]@tennet.eu aan [5.1.2e]@deltares.nl

Ref [6]

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

Ref [7]

Informatie hoofdrailsteun:

Statische berekening, berekening 033 – hoofdrailsteun, Bartels, 11-01-2011

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

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

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

Ref. [8]

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

Ref. [9]

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

Ref. [10]

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

Ref. [11]

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

Normen:

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

E KNMI seismische monitoring

Seismische stations aan het aardoppervlak

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

Netwerk van boorgatstations

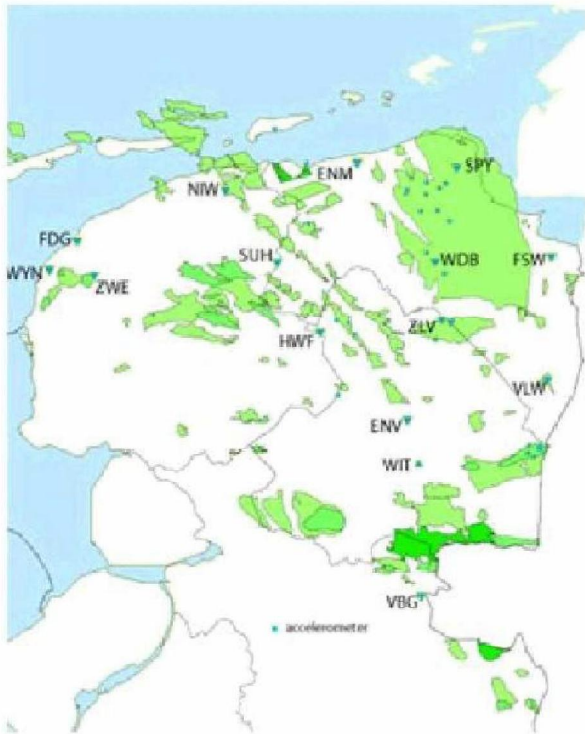
Sinds 1986 worden aardbevingen geregistreerd in Noord-Nederland. Deze bevingen houden verband met de gaswinning ter plaatse. In 1991 is bij Finsterwolde (FSW) een boorgat van 300m diep gemaakt en in gebruik genomen. In dit boorgat zijn op een diepte van 0-75-150-225 en 300m geofoons geïnstalleerd. Per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

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

Netwerk van versnellingsmeters

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

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



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

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

F Monitoringsplan overwegingen

F.1 Wat te meten

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

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

F.2.1 Grenswaarden

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

Overschrijden grenswaarde

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

F.2.2 Vaststellen relevante omgevingsinvloeden die metingen kunnen verstoren

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

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

Twee voor de hand liggende omgevingsinvloeden zijn:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

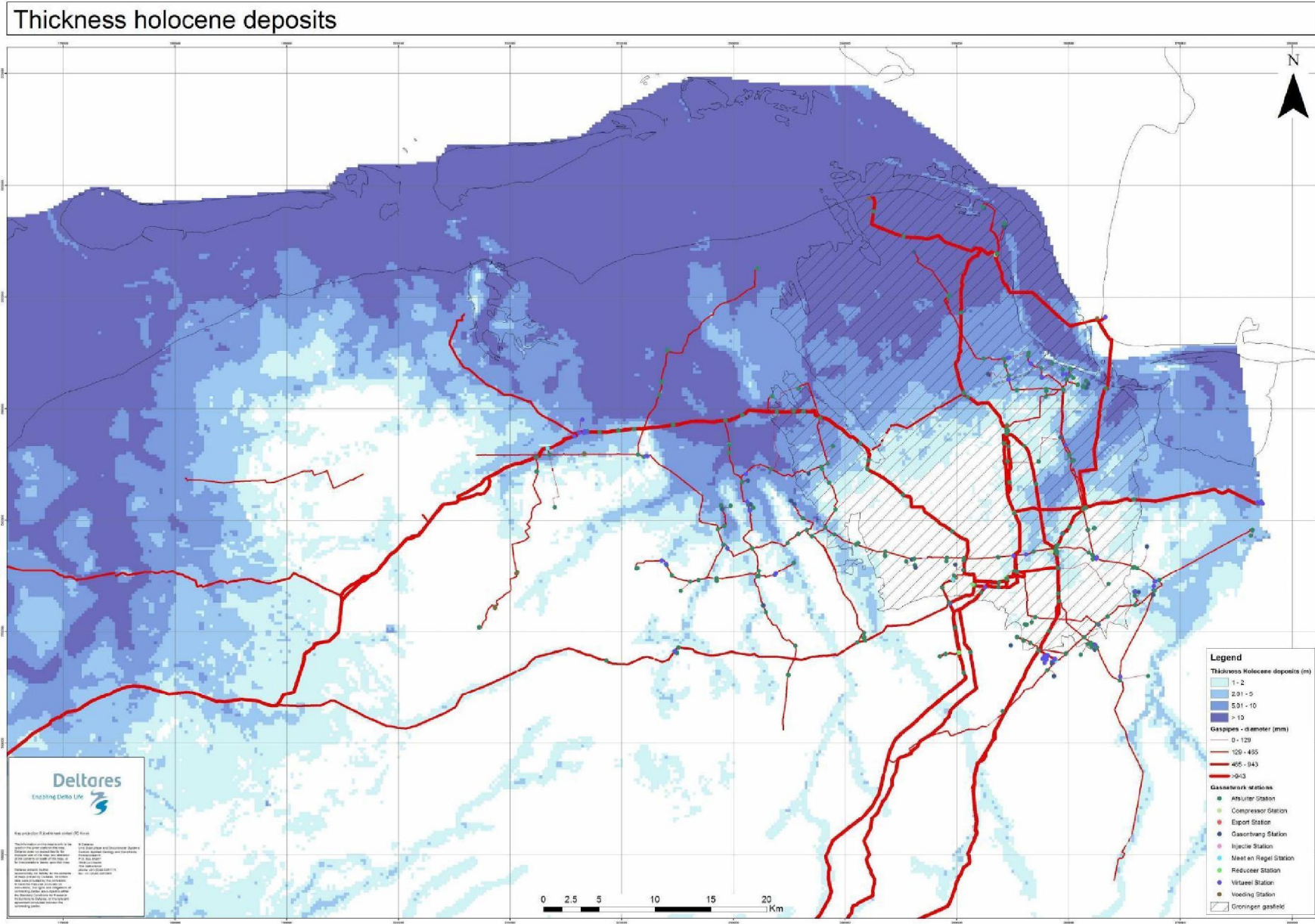
- Locatie(s); bijvoorbeeld op tekening aangegeven.
- Tijdstip en tijdsduur van uitvoering van de nulmeting.
- Meetfrequentie.
- Meetperiode.
- Benodigde tijdstippen aanlevering meetdata; hoe snel moeten de metingen worden gepresenteerd?
- Format meetdata + manier van presenteren; hoe moeten de metingen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

De software moet aan bepaalde eisen voldoen:

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

G Compressor station Spijk

H Dikte kaart Holocene afzettingen



H-1H-1

I Overige uitgangspunten berekeningen

I.1 Aardbevingsbelasting

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

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

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

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

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

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

Tabel I.3 Aardbevingsdata per profiel bij $M = 6$ aardbeving

I.2 Bodemstijfheden

Deze paragraaf geeft de gebruikte horizontale stijfheid van de bodem en de axiale stijfheid. Tabel 6.5 geeft aan welk materiaal rondom de leiding licht in elk profiel. Let bij deze tabellen op dat de eenheid in de twee tabellen verschilt.

leiding in buis D [mm]	slappe klei	veen	stijve klei	zand
1219	1.08	0.24	7.20	24.00
914	1.02	0.23	7.20	22.50
762	1.00	0.22	8.80	24.00
267	1.28	0.51	8.01	21.63
159	1.27	0.37	5.57	17.49
114	0.91	0.26	3.99	12.54

Tabel I.4 Horizontale dynamische veerstijfheid voor leiding berekeningen in MPa

leiding in buis D [mm]	slappe klei	veen	stijve klei	zand
1219	1.44	0.32	6.13	8.21
914	1.08	0.24	4.59	6.15
762	0.90	0.20	3.83	5.13
267	0.31	0.07	1.34	1.80
159	0.20	0.04	0.84	1.13
114	0.19	0.04	0.80	1.07

Tabel I.5 Axiale dynamische veerstijfheden voorleidingberekeningen in kPa

J Beschouwing effect van mogelijk kleinere wanddikte

In deze bijlage wordt aangegeven wat de invloed van een dunnere wanddikte voor een leiding met 914 mm diameter is. Deze leiding is in hoofdstuk **Error! Reference source not found.** beschouwd met een wanddikte van 11.8 mm. In deze bijlage wordt voor een aantal faalmechanismes nagegaan wat de invloed van een lagere wanddikte is, omdat er mogelijk een leidingstrekking aanwezig zou kunnen zijn met een kleinere wanddikte. Er is gekozen voor een wanddikte van 9.9 mm.

Bij bochten zou theoretisch een grotere wanddikte kunnen leiden tot een grotere afname van de flexibiliteit dan dat de sterkte van de leiding toeneemt. In deze bijlage wordt derhalve een 1219 mm leiding met een grotere wanddikte beschouwd. De gekozen wanddikte is 19.6 mm, ten opzichte van 15.9 mm in de oorspronkelijke analyse. De beschouwing is beperkt tot het faalmechanisme bocht.

J.1 Invloed initiële spanning

De initiële spanning wordt veroorzaakt door twee componenten: de maximale gasdruk (8 MPa) en de maximale vervorming door zettingen. De zettingen leiden uitsluitend tot buigspanningen.

Dit geeft: voor de initiële spanningen voor de 914 mm leiding met 9,9 mm wanddikte:

axiaal = $47 + 1.19 \cdot 152.3 = 229.0$ MPa (was 199.9)

tangentieel = $1.19 \cdot 305.8 = 363.9$ MPa (was 305.8)

Dit geeft: voor de initiële spanningen voor de 1219 mm leiding met 19,6 mm wanddikte:

axiaal = $62.7 + 0.81 \cdot 151.3 = 185.5$ MPa (was 214)

tangentieel = $0.81 \cdot 302.7 = 245.6$ MPa (was 303)

J.2 Veldstrekkingen

De veldstrekkingen zijn beoordeeld in paragraaf **Error! Reference source not found.** De beschouwing moet worden uitgevoerd voor zowel schuifgolven als normaalgolven.

Schuifgolf

Diameter [mm]	wanddikte [mm]	Buigspanning N/mm ²	Axiaal N/mm ²	Tan. N/mm ²	σ_v N/mm ²	reserve factor
914	11.8	238	438	306	389	1.6
914	9.9	238	467	364	425	1.5

Tabel J.1 Invloedwanddikte op spanning in buisleiding met dikte 11.8 en 9.9 ten gevolge van schuifgolf bij een aardbeving van 0,9 g

Normaalgolven

Diameter [mm]	wanddikte [mm]	Compressie N/mm ²	Axiaal N/mm ²	Tan. N/mm ²	σ_v N/mm ²	reserve factor
914	11.8	85	285	306	296	2.2
914	9.9	85	314	364	342	1.9

Tabel J.2 Invloedwanddikte maximale compressiespanningen in buisleidingen ten gevolge van compressiegolf bij een aardbeving bij 0,9 g

Conclusie

De leiding met een kleinere wanddikte heeft een iets lagere veiligheidsfactor. De situatie voldoet wel ruimschoots en de relatieve afname is gering.

J.3 Bochten

De bochten zijn identiek doorgerekend als in paragraaf **Error! Reference source not found.** De resultaten worden voor alle drie de aardbevingsssterkten gepresenteerd in afzonderlijke tabellen. In elke tabel staat voor elk grondprofiel de resultaten voor zowel de factor op het veldmoment als de reserve factor. Steeds wordt het resultaat voor de oorspronkelijke berekening (zie paragraaf **Error! Reference source not found.**) en de waarde voor de aangepaste wanddikte vergeleken.

M = 3.5	momentfactor		reservefactor		
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C _s				
1	186	0.45	0.47	2.38	2.01
2	136	0.64	0.62	2.37	2.00
3	107	0.67	0.65	2.36	2.00
4	262	0.71	0.73	2.38	2.01
5	172	0.44	0.43	2.38	2.01

Tabel J.3 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 3.5

M = 5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C_s				
1	186	0.50	0.52	2.35	1.99
2	136	0.56	0.54	2.32	1.97
3	107	0.58	0.56	2.25	1.93
4	262	0.88	0.93	2.36	2.00
5	172	0.41	0.41	2.36	1.99

Tabel J.4 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 5

M = 6		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	11.8	9.9	11.8	9.9
profiel	C_s				
1	186	0.50	0.52	2.29	1.95
2	136	0.52	0.51	2.18	1.89
3	107	0.47	0.45	2.07	1.82
4	262	0.88	0.93	2.31	1.96
5	172	0.42	0.42	2.28	1.95

Tabel J.5 Invloedwanddikte op bocht in D = 914 mm leiding bij aardbeving M = 6

Uit de tabellen blijkt dat de momentfactor (is maximale moment in de bocht gedeeld door het maximale moment inde veldstrekking) slechts weinig wijzigt. Hierbij wordt opgemerkt dat de werkelijk optredende momenten wel wijzigen. De reserve factoren worden enigszins kleiner, maar blijven ruimschoots boven de toetswaarde.

toeneemt. De afname is omgekeerd evenredig met de wanddikte, dus 15.9 mm/19.6 m

J.4 Een leiding van 1219 mm (48") met grotere wanddikte

M = 3.5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.43	0.43	2.78	3.38
2	136	0.79	0.82	2.76	3.34
3	107	0.83	0.86	2.74	3.30
4	262	0.58	0.56	2.78	3.38
5	172	0.49	0.51	2.78	3.37

Tabel J.6 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 3.5

M = 5		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.41	0.41	2.75	3.31
2	136	0.70	0.72	2.62	3.10
3	107	0.73	0.75	2.44	2.80
4	262	0.66	0.64	2.76	3.34
5	172	0.45	0.45	2.73	3.29

Tabel J.7 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 5

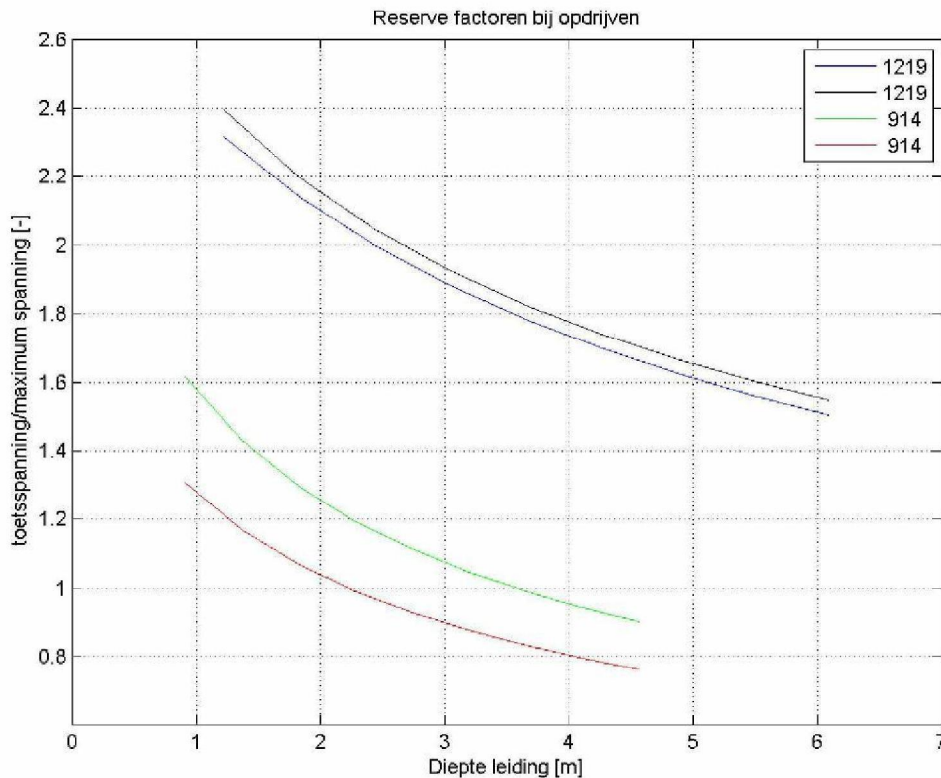
M = 6		momentfactor		reservefactor	
	wanddikte	15.9	19.6	15.9	19.6
profiel	C_s				
1	186	0.41	0.41	2.65	3.15
2	136	0.66	0.68	2.28	2.55
3	107	0.61	0.63	2.03	2.20
4	262	0.66	0.64	2.68	3.21
5	172	0.45	0.47	2.57	3.01

Tabel J.8 Invloedwanddikte op bocht in D = 1219 mm leiding bij aardbeving M = 6

De conclusie is dat in dit geval de reservefactoren toenemen door een grotere toename van de sterkte van de leiding ten opzichte van de afname van de flexibiliteit. De leiding voldoet aan de eisen.

J.5 Verweking

De invloed van een dunnere wanddikte op het faalmechanisme verweking is met een vereenvoudigd model doorgerekend. Dit model gaat uit van een inklemming aan de niet verweekte zijde en verwaarloost de invloed van het drijvende deel van de leiding. Dit model geeft een ondergrens van de reservefactor (het is conservatief). Het geeft daarmee wel de invloed van de wanddikte weer.



Figuur J.9 Invloed wanddikte op opdrijven leidingen (eerste lijn voor de diameter is oorspronkelijke wanddikte, tweede lijn voor de diameter is aangepaste wanddikte)

Figuur J.99 geeft het resultaat van deze modellering. Getoond wordt de veiligheidsfactor als functie van de diepte van de leiding. Het resultaat voor de 1219 mm leiding geeft aan dat in dit geval de grotere wanddikte een hogere reserve factor geeft. De situatie wordt dus veiliger. Het resultaat voor de 914 mm leiding toont dat een lagere wanddikte een lagere reserve factor oplevert.

Deze (ondergrens) benadering geeft voor de 914 mm leiding aan dat bij een diepte van minder dan 2.2 m er nog geen sprake is van een reserve factor minder dan 1.0. Deze situatie voldoet aan de gestelde eisen.

J.6 Waterleidingbreuk

J.10 evalueert de situatie bij een waterleidingbreuk voor een leegstromende krater. Zowel de oorspronkelijk beschouwde situatie als de variatie is beschouwd. Bij afnemende wanddikte neemt de reservefactor af. Voor de beschouwde situaties is de reserve factor groter dan 1 en voldoet de situatie aan de gestelde eis.

diameter	wanddikte	moment	reservefactor
[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
1219	15.9	1619	2.5
1219	19.6	1990	2.9
914	11.8	901	2.0
914	9.9	758	1.8

Tabel J.2 Invloed wanddikte op situatie lege krater

Voor de water gevulde krater kan verwezen worden naar Tabel 6.22. De wanddikte heeft een belangrijke invloed op het gewicht, terwijl de opwaartse kracht gelijk blijft bij gelijke diameter. De variaties in wanddikte zijn zodanig dat voor de leidingen met de grote diameters geen andere conclusie getrokken zal worden. Voor de kleinere diameters lijkt een variatie in wanddikte wel meer invloed te hebben op het gewicht waarvan de grootte vergelijkbaar is met de opwaartse kracht.

J.7 Conclusie variaties in wanddikte

Met betrekking tot het voorkomen van leidingsecties met afwijkende wanddiktes dan gekozen voor de berekeningen in deze rapportage kan worden geconcludeerd dat de conclusies in dit rapport niet wijzigen. In deze bijlage is aangetoond dat de variatie in wanddikte weliswaar enig effect heeft op de berekende reserve factoren, maar dat het effect zeer gering is.