

Vervangt (of zal vervangen) **normnummer(s)**

Soort publicatie (Nederlandse praktijkrichtlijn)

**NPR 9998:2015 Ontw.**

Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen

Assessment of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval - Basic Rules for seismic actions: induced earthquakes

ICS 91.120.25

Januari en 2015 van publicatie

Normcommissie **351 001 "TGB Plenair"**

**Dit document is een werkdocument voor NPR 9998:2015 Ontw. Zij is niet goedgekeurd en/of vrijgegeven door TGB Basiseisen en Belastingen en/of TGB Plenair. Zij heeft derhalve nadrukkelijk niet de status van hetzij een Nederlandse norm, hetzij een Nederlandse Praktijkrichtlijn.**

**Versie 2014-12-01**

**Bij deze versie:**

De commentaren vanuit de TGB norm(sub)commissies zijn behandeld en in deze versie verwerkt. Het spectrum is aangepast. De laatste (redactionele) wijzigingen zijn zoals afgesproken doorgevoerd.

De werkgroep 351 001 01 01 WG Aardbevingen heeft ingestemd met overdracht naar 351 001 01 TGB Basiseisen en Belastingen, met het verzoek in te stemmen met vrijgave voor publicatie van deze NPR als ontwerpversie.

DRAFT

## Inhoud

<b>Voorwoord</b> .....	<b>3</b>
<b>1 Algemeen</b> .....	<b>5</b>
1.1 Onderwerp en toepassingsgebied .....	5
1.1.1 Algemeen .....	5
1.1.2 Uitgangspunten van de NPR .....	6
1.2 Verwijzingen .....	7
1.3 Aannamen .....	9
1.4 Definities .....	9
1.4.1 Generieke definities voor alle Eurocodes .....	9
1.4.2 Specifieke definities voor NPR 9998 .....	10
1.5 Symbolen en afkortingen .....	12
1.6 SI-Eenheden .....	15
<b>2 Prestatie eisen en criteria voor beoordeling nieuwbouw, verbouw en afkeuren</b> .....	<b>16</b>
2.0 Algemeen .....	16
2.1 Fundamentele eisen .....	16
<b>3 Bodemcondities en seismische belastingen</b> .....	<b>19</b>
3.1 Bodemcondities .....	19
3.1.1 Algemeen .....	19
3.1.2 Identificatie van bodemtypes .....	19
3.2 Seismische belastingen .....	20
3.2.1 Aan te houden versnellingen .....	20
3.2.2 Representatie van de seismische belasting .....	21
3.2.3 Alternatieve beschrijvingen van de seismische belastingen .....	25
3.2.4 Combinatie van de seismische belastingen met andere belastingen .....	26
<b>4 Ontwerp, herontwerp en beoordeling van gebouwen</b> .....	<b>27</b>
4.1 Algemeen .....	27
4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen .....	27
4.2.1 Basisprincipes van het conceptuele ontwerp .....	27
4.2.2 Primaire en secundaire seismische elementen .....	27
4.2.3 Criteria voor constructieve regelmatigheid .....	27
4.2.4 Combinatie coëfficiënten voor variabele acties .....	30
4.3 Constructieve berekening .....	31
4.3.1 Modelleren .....	31
4.3.2 Toevallige torsie-effecten .....	32
4.3.3 Rekenmethodes .....	32
4.3.4 Verplaatsingsberekening .....	39
4.3.5 Niet constructieve elementen, zijnde constructieve elementen waarvan het bezwijken niet leidt tot voortschrijdende instorting .....	39
4.3.6 Niet constructieve elementen, zijnde de echt niet constructieve elementen .....	40
4.4 Beoordeling van de constructieve veiligheid .....	40
4.4.1 Algemeen .....	40
4.4.2 Uiterste grenstoestand .....	40
4.5 Toepassing trillingsisolatie .....	44
4.6 Beoordeling en maatregelen bestaande bouw, aanvullende bepalingen .....	44
4.6.1 Algemeen .....	44
4.6.2 Beoordeling individueel gebouw .....	44
4.6.3 Beoordeling van een groep van gebouwen .....	45
4.6.4 Maatregelen (Versterking, verbouw of sloop) .....	45
<b>5 Specifieke regels voor betonconstructies</b> .....	<b>46</b>
5.1 Nieuwbouw .....	46
5.1.1 Algemeen .....	46
5.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over berekening .....	48
5.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen .....	48
5.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Berekeningsmethoden .....	48
5.2 Verbouw .....	49
5.3 Bestaande bouw .....	50

5.3.1	Algemeen .....	50
5.3.2	Materiaaleigenschappen .....	50
<b>6</b>	<b>Specifieke regels voor staalconstructies .....</b>	<b>51</b>
6.1	Nieuwbouw .....	51
6.2	Verbouw .....	52
6.3	Bestaande bouw .....	52
<b>7</b>	<b>Specifieke regels voor staal-beton-constructies .....</b>	<b>53</b>
7.1	Nieuwbouw .....	53
7.2	Verbouw .....	54
7.3	Bestaande bouw .....	54
<b>8</b>	<b>Specifieke regels voor houtconstructies .....</b>	<b>55</b>
8.1	Nieuwbouw .....	55
8.1.1	Algemeen .....	55
8.1.2	Aanvullende bepalingen voor stalen verbindingsmiddelen .....	60
8.1.3	Aanvullende bepalingen voor plaatmateriaal (stabiliteitsvoorziening) .....	60
8.1.4	Aanvullende bepalingen ten aanzien van berekeningen .....	60
8.2	Verbouw .....	61
8.3	Bestaande bouw .....	61
<b>9</b>	<b>Specifieke regels voor metselwerkconstructies .....</b>	<b>62</b>
9.1	Nieuwbouw .....	62
9.1.1	Algemeen .....	62
9.1.2	Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over berekening .....	66
9.1.3	Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - Materiaaleigenschappen .....	67
9.1.4	Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - Berekeningsmethoden .....	68
9.1.5	Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - stabiliteitswanden belast op afschuifkrachten .....	69
9.2	Verbouw .....	70
9.3	Bestaande bouw .....	70
<b>10</b>	<b>Specifieke regels voor funderingen .....</b>	<b>71</b>
10.1	Algemeen .....	71
10.2	Fundering op staal (aanvulling op hoofdstuk 5 van EN1998-5) .....	71
10.2.1	Algemeen .....	71
10.2.2	Fundering op kelder .....	73
10.2.3	Toetsing van de zetting van de fundering op staal/kelder .....	73
10.3	Fundering op palen (aanvulling op hoofdstuk 5 van NEN-EN1998-5) .....	74
10.3.1	Methode .....	74
10.3.2	Stabiliteit tijdens de aardbeving .....	74
10.3.3	Stabiliteit na aardbeving .....	75
10.3.4	Paal-Grond constructie interactie .....	75
10.4	Earth retaining structures .....	76
10.5	NDP's en status van bijlagen EN 1998-5 .....	76
	<b>Bijlage A (informatief) Inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande woningbouw .....</b>	<b>78</b>
	<b>Bijlage B (informatief) Versterkingsmaatregelen .....</b>	<b>82</b>
	<b>Bijlage C (informatief) Toepassing van deze NPR voor grote aantallen bouwwerken .....</b>	<b>92</b>
	<b>Bijlage D (informatief) Aardbevingen (achtergrond) .....</b>	<b>94</b>
	<b>Bijlage E (informatief) Criterium voor verweking zand .....</b>	<b>95</b>
	<b>Bijlage F (informatief) Bepaling zakking door verdichting .....</b>	<b>103</b>

## Voorwoord

In Noord Nederland komen aardbevingen voor die ontstaan ten gevolge van het inklinken van de grond op relatief geringe diepte onder het aardoppervlak, met als oorzaak de winning van gas uit het Groninger gasveld. Deze zogenoemde "geïnduceerde" aardbevingen onderscheiden zich van de in de wereld veel voorkomende en algemeen bekende "tektonische" aardbevingen, die optreden ten gevolge van grondbewegingen in de diepe aardkorst.

Het feit dat met geïnduceerde bevingen veel minder ervaring bestaat dan met tektonische bevingen, alsmede het gegeven dat het grootste deel van de gebouwen in Noord Nederland bestaat uit ongewapend metselwerk, heeft er toe geleid dat deze Nederlandse Praktijkrichtlijn (NPR) voor het ontwerpen en beoordelen van aardbevingsbestendigheid van te bouwen en bestaande gebouwen is opgesteld.

Een richtlijn voor aardbevingen bestaat in Nederland nog niet, omdat tot nu toe werd aangenomen dat de huidige wijze van bouwen volgens de vigerende publiekrechtelijke voorschriften, ook bij de in Nederland voorkomende aardbevingen voldoende garantie geeft voor de constructieve veiligheid,

In de Europese normalisatie wordt aandacht besteed aan het aardbevingsbestendig construeren in Eurocode 8. Deze normenreeks is in Nederland, om de eerder genoemde reden, nog niet wettelijk voorgeschreven. Er zijn daarom ook geen Nationale Bijlagen opgesteld, waarin voor de afzonderlijke delen van Eurocode 8 de nationale parameters en eventueel aanvullende informatie zijn gegeven. Het toesnijden van de afzonderlijke delen van Eurocode 8 op de Nederlandse situatie, waar onderscheid moet worden gemaakt in geïnduceerde en tektonische aardbevingen, vereist een gedegen studie waarmee naar schatting een periode van drie jaar zal zijn gemoeid. Deze periode is te lang om de actuele vragen uit het Noorden van het land het hoofd te kunnen bieden. Daarom wordt beoogd met deze Nederlandse praktijkrichtlijn de belanghebbenden een eerste houvast te geven bij nieuwbouw en ook richting te geven aan het f herstel van bestaande bouwconstructies met onvoldoende veiligheid

OPMERKING 1 Deze NPR heeft niet de status van een Nationale bijlage.

De NPR biedt oplossingen voor gebouwen die optredende aardbevingen in Noord Nederland als gevolg van de winning van gas kunnen doorstaan zonder dat de constructieve veiligheid in het geding is. Oplossingen die voldoen aan deze richtlijn voldoen dus aan de betrouwbaarheidseisen als beschreven in NEN-EN 1990 voor nieuw te bouwen bouwconstructies voor gebouwen en in NEN 8700 voor bestaande en te verbouwen bouwconstructies voor gebouwen. Dat sluit niet uit dat andere oplossingen die minder conservatief zijn ontworpen desondanks toch een voldoende mate van betrouwbaarheid kunnen bezitten. Dat moet van geval tot geval worden aangetoond. Op termijn zullen daarvoor de afzonderlijke delen van Eurocode 8 met hun nationale bijlagen beschikbaar zijn.

OPMERKING 2 Mocht het bezwijken van constructieve elementen leiden tot slachtoffers, dan kan op grond van het burgerlijk wetboek de eigenaar aansprakelijk worden gesteld voor de gevolgen van dat bezwijken.

**NPR 9998:2015 Ontw.**

Deze ontwerp NPR is opgesteld onder verantwoordelijkheid van werkgroep 3510010101 'Aardbevingen', en na instemming van de normsubcommissie 35100101 'TGB Basiseisen en Belastingen', aanvaard door de normcommissie 351001 'TGB Plenair'.

Op het ogenblik van publicatie van dit document was de werkgroep als volgt samengesteld:

prof.dr.ir. J.C. Walraven (voorzitter)	TU Delft
prof.ir. F.S.K. Bijlaard	TU Delft
dr. [redacted]	KNMI
dr. [redacted]	KNMI
ir. [redacted]	TNO
ir. [redacted]	Arup B.V.
ir. [redacted]	NAM
ir. [redacted]	Shell Global Solution International
prof.dr.ir. A.J.M. Jorissen	SHR Hout Research
dr.ir. [redacted]	Deltares
[redacted]	Arup B.V.
prof.dr.ir. J.G. Rots	TU Delft
[redacted]	Stichting ERB
[redacted]	TNO
[redacted]	TNO
prof.ir. S.N.M. Wijte	Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V.
ir. [redacted] (secretaris)	NEN

Het ministerie van Binnenlandse Zaken en Koninkrijksrelaties werd vertegenwoordigd door: ir. [redacted]

Het ministerie van Economische Zaken werd vertegenwoordigd door: drs. [redacted]

Commentaar op dit ontwerp kan vóór 1 april 2015 worden ingediend via [www.normontwerpen.nen.nl](http://www.normontwerpen.nen.nl).

# Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen

## 1 Algemeen

### 1.1 Onderwerp en toepassingsgebied

#### 1.1.1 Algemeen

Deze NPR geeft, vooruitlopend op de publicatie van de nationale bijlagen van de afzonderlijke delen van NEN-EN 1998 (Eurocode 8) een serie normbladen voor het aantonen van aardbevingsbestendigheid van bouwwerken, een praktische, doch mogelijk enigszins conservatieve invulling om tot voldoende aardbevingsbestendigheid van gebouwen te komen, zowel voor nieuwbouw als voor bestaande bouw.

De NPR is bedoeld om te worden toegepast op bouwconstructies van gebouwen vallend in de gevolklassen 1, 2 of 3 volgens NEN-EN 1990 of de gevolklassen 1a, 1b, 2 en 3 volgens NEN 8700. Voor bouwconstructies van gebouwen vallend in gevolklasse 1a wordt aardbevingsbestendigheid niet noodzakelijk geacht, in overeenkomst met identieke, nieuw te bouwen. De NPR is geschikt om te worden toegepast voor bouwconstructies van gebouwen die bestaan uit beton, metselwerk, staal, hout, of een combinatie daarvan.

De NPR bevat een inspectieprotocol voor het bepalen van de bouwkundige conditie, op grond waarvan, met behulp van literatuuronderzoek, metingen in situ, berekeningen en voorbeeldoplossingen, aanbevelingen kunnen worden gedaan voor zodanige verbeteringen van bouwconstructies dat deze aardbevingsbestendig zijn.

**OPMERKING 1** Deze NPR gaat over constructieve aspecten. Naast constructieve aspecten kunnen in voorkomende gevallen beperkingen gelden op grond van lokaal geldende welstandseisen of andere wettelijke bepalingen, zoals bijvoorbeeld de Monumentenwet. Toepassing van deze NPR is derhalve geen garantie dat een bepaalde oplossing in een concrete situatie ook daadwerkelijk mag worden toegepast.

Bepaalde typen scheurvorming in de bouwconstructie, evenals overmatige scheefstand of verzakking als gevolg van aardbevingsbelastingen worden vanwege de gewenste bruikbaarheid van het gebouw maatschappelijk veelal niet geaccepteerd, maar worden in deze NPR niet beschouwd als zij de menselijke veiligheid niet in gevaar brengen.

Geotechnische constructies zoals funderingen op staal of palen zijn van essentieel belang voor de constructieve veiligheid van het bouwwerk. Rekenregels voor de beoordeling daarvan zijn opgenomen in deze NPR.

Andere gebouw-gerelateerde ondergrondse constructies, zoals gas- en dataleidingen of rioleringen vallen niet onder de constructieve veiligheid van het bouwwerk en zijn derhalve niet meegenomen, ondanks mogelijke (milieu) overlast als gevolg van bijvoorbeeld kapotte rioolafvoerleidingen.

Deze NPR is niet bedoeld om te beoordelen of een beschadigde bouwconstructie na een aardbeving in staat is de wettelijk voorgeschreven belastingen gedurende de nog resterende restlevensduur met voldoende veiligheid te weerstaan. Deze NPR richt zich slechts op de constructieve veiligheid van een constructie tijdens en direct na een aardbeving. Los van de inhoud van deze NPR moet de bouwconstructie eventueel in gescheurde toestand wel voldoen aan de wettelijke eisen voor bouwconstructies.

**OPMERKING 2** Deze wettelijke eisen zijn vastgelegd in paragraaf 2.1.2 van het Bouwbesluit 2012 met verwijzing naar NEN 8700.

Nagestreefd wordt dat met het toepassen van de NPR een demate grote betrouwbaarheid van de bouwconstructie wordt bereikt (constructieve veiligheid), dat bouwconstructies, die worden beoordeeld en aangepast op basis van deze NPR, in de toekomst na een eventueel aansturen van aardbevingsbelastingen door de bouwregelgeving in beginsel niet opnieuw hoeven te worden beoordeeld en aangepast.

OPMERKING 3 Mocht op termijn de magnitude van de aardbevingsbelasting groter worden dan de waarde waarvan in deze NPR is uitgegaan dan zal moeten worden bezien of aanvullende voorzieningen noodzakelijk zijn.

In de NPR wordt onderscheid gemaakt in een drietal betrouwbaarheidsniveaus, te weten:

- a. Het niveau dat geldt voor nieuw te bouwen gebouwen (daaronder begrepen het geheel vernieuwen);
- b. Het niveau dat geldt bij verbouw van bestaande gebouwen;
- c. Het niveau dat geldt om vast te stellen of een bestaande bouwconstructie van een gebouw nog een voldoende mate van betrouwbaarheid bezit ten aanzien van menselijke veiligheid.

OPMERKING 4 Voor de achtergrond van deze betrouwbaarheidsniveaus wordt verwezen naar het TNO rapport [TNO 2013 R12071] dat een aanvulling is op het rapport TNO-060-DTM-2011-03086.

## **1.1.2 Uitgangspunten van de NPR**

### **1.1.2.1 Algemeen**

Deze NPR legt de beginselen, toepassingsregels en bepalingsmethoden vast voor de beoordeling van de betrouwbaarheid onder aardbevingsbelastingen van:

- a) een op te richten bouwconstructie van een nieuw gebouw, dan wel het geheel vernieuwen van een gebouw ;
- b) een gedeeltelijke vernieuwing, verandering of vergroting (verbouwing of versterking) van een bestaand gebouw;
- c) een bestaand gebouw.

Deze NPR is bedoeld om te worden gebruikt in samenhang met de normen voor het bepalen en aantonen van de constructieve betrouwbaarheid voor het bouwen (nieuwbouw: NEN-EN 1990 t.m. NEN-EN 1999 en voor bestaande bouw NEN 8700 en NEN 8701) en voor het bepalen van het afkeurniveau van bestaande constructies: NEN 8700 en NEN 8701.

Het toepassingsgebied van deze NPR is beperkt tot Noord Nederland voor zover daar geïnduceerde aardbevingen als gevolg van gaswinning in het Groninger gasveld optreden.

OPMERKING 1 De uitwerkingen van de basisprincipes in deze NPR zijn primair van toepassing op gebouwen met een regelmatig constructief patroon.

OPMERKING 2 Gelet op de nog beperkte ervaringen met deze materie in Nederland moet rekening worden gehouden met mogelijke aanpassingen in de nabije toekomst op basis van voortschrijdend inzicht.

### **1.1.2.2 Veiligheidsfilosofie**

De veiligheidsfilosofie vormt het kerndeel van elke discussie omtrent betrouwbaarheid van constructies, zo ook in relatie tot aardbevingsbestendigheid. In het kader van de NPR is bepaald welke economische en maatschappelijke gevolgen als acceptabel beschouwd mogen worden en welke betrouwbaarheidsindices en veiligheidsparameters en –factoren daarbij horen, waarbij onderscheid wordt gemaakt naar nieuwbouw, verbouw en afkeuren.

De veiligheidsfilosofie die ten grondslag ligt aan deze NPR sluit qua werkwijze en keuzes in beginsel aan bij die welke voor andere belastingen in NEN 8700 voor bestaande en in NEN-EN 1990 voor nieuwe constructies is gevolgd. Daar waar door de aard van de seismische belasting specifieke keuzes gemaakt moeten worden is dit aangegeven.

OPMERKING 1 De Bouwbesluitwetgever heeft zich geconformeerd aan de veiligheidsfilosofie.

OPMERKING 2 Het basisuitgangspunt is een maximaal aanvaardbaar Individueel Risico van  $10^{-5}$ . Dit impliceert niet dat als daar niet aan is voldaan onmiddellijke instorting volgt als gevolg van een optredende aardbevingsbelasting.



### 1.1.2.3 Normenserie NEN-EN 1998 (Eurocode 8)

In deze NPR zijn eerste aanzetten voor nationale bijlagen bij Eurocode 8 gegeven.

**OPMERKING** De Eurocode 8-serie is door het Europese normalisatie instituut (CEN) ontwikkeld voor het ontwerpen en toetsen van bouwwerken op aardbevingsbelastingen. Bij deze normserie horen nationale bijlagen, waarin door het vaststellen van zogeheten nationale parameters (NDP's) en eventueel het toevoegen van nationale aanvullende, niet conflicterende bepalingen het nationaal gewenste betrouwbaarheidsniveau kan worden vastgesteld. Deze bijlagen zijn voor Nederland nog niet vastgesteld.

### 1.1.2.4 NEN 8700

NEN 8700 is op dit moment niet toegesneden op de beoordeling van bouwconstructies tegen aardbevingsbelastingen. Deze NPR kan gezien worden als een aanzet voor de benodigde aanpassingen van NEN 8700 in verband met aardbevingen.

**OPMERKING** NEN 8700 is bedoeld te worden toegepast bij de beoordeling van bestaande gebouwen (zowel de staat van een ongewijzigd gebouw als de verbouw (gedeeltelijke vernieuwen, vernieuwen of vergroten) daarvan). Deze norm sluit aan op de Eurocodes die voor geheel nieuw op te richten en geheel te vernieuwen bouwwerken van toepassing zijn. Verbouwprojecten waar constructieve ingrepen worden gedaan worden vanuit het Bouwbesluit 2012 door toetsende instanties op grond van deze norm beoordeeld.

## 1.2 Verwijzingen

De volgende documenten waarnaar is verwezen zijn onmisbaar voor de toepassing van dit document. Bij gedateerde verwijzingen is alleen de aangehaalde versie van toepassing.

ISO 1000:1992	<i>SI-eenheden en aanbevelingen voor het gebruik van hun veelvoud en van bepaalde andere eenheden</i>
ISO 1000:1992/Amd 1:1998	<i>SI-eenheden en aanbevelingen voor het gebruik van hun veelvoud en van bepaalde andere eenheden (wijzigingsblad)</i>
NEN-EN 338:2009	<i>Hout voor constructieve toepassingen - Sterkteklassen</i>
NEN-EN 772-1:2011	<i>Beproevingmethoden voor metselstenen - Deel 1: Bepaling van de druksterkte</i>
NEN-EN 1052-serie	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk</i>
NEN-EN 1052-1:1998	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk - Deel 1: Bepaling van de druksterkte</i>
NEN-EN 1052-2:1999	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk - Deel 2: Bepaling van de buigtreksterkte</i>
NEN-EN 1052-3:2002	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk - Deel 3: Bepaling van de initiële schuifsterkte</i>
NEN-EN 1052-4:2000	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk - Deel 4: Bepaling van de schuifsterkte ter plaatse van een dampdichte laag</i>
NEN-EN 1052-5:2005	<i>Beproevingmethoden voor metselwerk - Deel 5: Bepaling van de hechtsterkte met de hefboomproef</i>
NEN-EN 1990	<i>Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp</i>
NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011	<i>Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp</i>
NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2: Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp</i>
NEN-EN 1991-serie	<i>Eurocode 1: Belastingen op constructies</i>
NEN-EN 1991-1-1+C1:2011	<i>Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen</i>
NEN-EN 1991-1-1+C1:2011/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-1: Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen</i>
NEN-EN 1991-1-7+C1:2011	<i>Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-7: Algemene belastingen - Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen</i>

**NPR 9998:2015 Ontw.**

NEN-EN 1991-1-7+C1:2011/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-7+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-7: Algemene belastingen - Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen</i>
NEN-EN 1992-serie NEN-EN 1992-1-1+C2:2011	<i>Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1992-1-1+C2/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1993-serie NEN-EN 1993-1-1+C2:2011	<i>Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (</i>
NEN-EN 1993-1-1+C2/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-1+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1993-1-10+C2:2011	<i>Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-10: Algemene regels - Taaiheid van het materiaal en eigenschappen in de dikterichting</i>
NEN-EN 1993-1-10+C2/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-10+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-10: Algemene regels - Taaiheid van het materiaal en eigenschappen in de dikterichting</i>
NEN-EN 1994-serie NEN-EN 1994-1-1+C2:2011	<i>Eurocode 4: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies Eurocode 4: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1994-1-1+C2/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1993-1-1+C2 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1996-1-1+A1:2013	<i>Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk – Deel 1-1: Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk</i>
NEN-EN 1996-1-1+C1:2011/NB:2011	<i>Nationale bijlage bij NEN-EN 1996-1-1+C1 - Eurocode 6 - Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk - Deel 1-1: Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk</i>
NEN-EN 1997-serie <sup>1)</sup> NEN-EN 1998-serie	<i>Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies</i>
NEN-EN 1998-1:2005	<i>Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen</i>
NEN-EN 1998-1/C1:2009	<i>Eurocode 8 – Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen (correctieblad)</i>
NEN-EN 1998-1/A1:2013	<i>Eurocode 8 – Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen (wijzigingsblad)</i>
NEN-EN 1998-2:2006	<i>NEN-EN 1998-2:2006 en - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 2: Bruggen</i>
NEN-EN 1998-2:2006/A1:2009	<i>NEN-EN 1998-2:2006 en - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 2: Bruggen (wijzigingsblad)</i>

NEN-EN 1998-2:2006/C1:2010	<i>NEN-EN 1998-2:2006 en - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 2: Bruggen (correctieblad)</i>
NEN-EN 1998-2:2006/A2:2011	<i>NEN-EN 1998-2:2006 en - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 2: Bruggen (wijzigingsblad)</i>
NEN-EN 1998-3:2005	<i>Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen</i>
NEN-EN 1998-3:2005/C1:2010	<i>Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen (correctieblad)</i>
NEN-EN 1998-3:2005/C2:2013	<i>Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 3: Beoordeling en vernieuwing van gebouwen (correctieblad)</i>
NEN-EN 1998-5:2005	<i>Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten</i>
NEN-EN 1999-serie	<i>Eurocode 9: Ontwerp en berekening van aluminiumconstructies</i>
NEN-EN 14080:2013	<i>Houtconstructies - Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout</i>
NEN 8700-serie	<i>Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren</i>
NEN 8700:2011	<i>Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen</i>
NEN 8701:2011	<i>Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouwen en afkeuren – Belastingen</i>
NEN 9997-1+C1:2012 <sup>1)</sup>	<i>Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels</i>
NPR 9096-1-1:2012	<i>Steenconstructies - Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN-EN 1996-1-1+C1</i>

### 1.3 Aannamen

In aanvulling op de relevante aannamen in NEN-EN 1990 en NEN 8700 geldt voor de beoordeling van de veiligheid ten aanzien van aardbevingen dat alle wijzigingen in een constructie moeten zijn doorgerekend, ook als dit (lokale) versterkingen betreft.

### 1.4 Definities

#### 1.4.1 Generieke definities voor alle Eurocodes

De termen en definities van NEN-EN 1990 en NEN 8700 zijn van toepassing. Dat geldt ook voor de termen en definities uit de NEN-EN 1998-serie voor zover hierna niet anders vermeld.

##### 1.4.1.1

##### **gebouw**

elk bouwwerk, dat een voor mensen toegankelijke overdekte geheel of gedeeltelijk met wanden omsloten ruimte vormt

OPMERKING Deze omschrijving is gelijklopend aan die in de Woningwet.

1) NEN-EN 1997-1+C1:2012 is geconsolideerd met de nationale bijlage NEN-EN 1997-1+C1:2012/NB:2012 uitgebracht als NEN 9997-1+C1:2012 *Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels*. In deze NPR wordt verwezen naar NEN 9997-1, echter daarvoor mag NEN-EN 1997-1+C1:2012 en de nationale bijlage worden gelezen (en vice versa).

## 1.4.2 Specifieke definities voor NPR 9998

Voor de toepassing van deze norm gelden de volgende termen en definities.

### 1.4.2.1

#### **magnitude**

maat voor de sterkte van de aardbeving, meestal uitgedrukt als getal op de schaal van Richter of als momentmagnitude

**OPMERKING** De momentmagnitudeschaal (vaak afgekort tot MMS; ook genoteerd als  $M_w$ , waarin  $w$  staat voor de verrichte arbeid) is een schaal die door seismologen wordt gebruikt om de kracht van aardbevingen te meten. De schaal meet deze kracht aan de hand van de vrijgekomen energie. De magnitude is gebaseerd op het moment van de aardbeving, welke gelijk is aan de starheid van de aarde, vermenigvuldigd met de gemiddelde verzakking van de breuk en de omvang van het gebied dat is verzakt.

De schaal werd ontwikkeld in de jaren 70 van de 20e eeuw als opvolger van de schaal van Richter,  $M_L$ . De momentmagnitudeschaal is nu de primaire schaal die door het United States Geological Survey wordt gebruikt voor het meten van elke grote aardbeving.

Net als bij de schaal van Richter, is de MMS een logaritmische schaal; de kracht van een aardbeving neemt met een factor 31,6 toe per nummer

### 1.4.2.2

#### **piekgrondversnelling**

de hoogste waarde van de versnelling aan het maaiveld tijdens een aardbeving.

### 1.4.2.3

#### **intensiteit**

maat voor de gevolgen van de aardbeving aan maaiveld, kwalitatieve schaal

### 1.4.2.4

#### **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

### 1.4.2.5

#### **respons spectrum**

maximale respons van een constructie op een aardbeving als functie van de eigen periode of eigen frequentie, niet te verwarren met Fourier spectrum

### 1.4.2.6

#### **gedragsfactor**

factor om de krachten volgens een lineaire berekening te reduceren op basis van de vervormingcapaciteit van de constructie

### 1.4.2.7

#### **capaciteitsmethode**

methode om ervoor te zorgen dat niet-dissipatieve elementen sterker zijn dan de dissipatieve

### 1.4.2.8

#### **dissipatieve constructie-onderdelen**

constructie-onderdelen die in staat zijn om energie te dissiperen door middel van ductiel hysteresisch responsgedrag

### 1.4.2.9

#### **energie-dissipatiezone**

vooraf bepaalde delen van een dissipatieve constructie waar de dissipatieve vermogens voornamelijk gesitueerd zijn

**1.4.2.10****dynamisch onafhankelijke eenheid**

deel van een bouwconstructie dat rechtstreeks wordt onderworpen aan de grondbeweging en waarvan het responsgedrag niet beïnvloed wordt door het (respons)gedrag van aangrenzende eenheden of bouwconstructies

**1.4.2.11****belangrijkeheidsfactor**

factor waarmee de belasting wordt vermenigvuldigd bij hogere of lagere belangrijkheid van de bouwconstructie ten opzicht van de standaard

**1.4.2.12****niet constructief element****a. constructief element, niet behorend tot de hoofdstructuur**

constructief element, dat, ofwel wegens gebrek aan sterkte ofwel wegens de manier waarop het verbonden is aan de hoofdstructuur, niet mag worden beschouwd als een bouwconstructie dat weerstand biedt aan een aardbevingsbelasting ter voorkoming van voortschrijdende instorting

OPMERKING De nadere uitwerking is te vinden in 4.3.5.

**b. op zichzelf niet constructief element**

architectonisch of elektrisch element, dat, ofwel wegens gebrek aan sterkte ofwel wegens de manier waarop het verbonden is met de bouwconstructie bij een aardbeving kan leiden tot een of meer slachtoffers

OPMERKING De nadere uitwerking is te vinden in 4.3.6

**1.4.2.13****primaire seismische elementen**

elementen die beschouwd worden als deel van het constructief systeem dat de seismische belasting weerstand biedt

**1.4.2.14****secundaire seismische elementen**

elementen die niet beschouwd worden als deel van het systeem dat weerstand biedt aan de seismische belastingen

OPMERKING In sommige gevallen kan een seismische analyse van dergelijke elementen wel zinvol zijn.

**1.4.2.15****fragility curve**

curve die de kans weergeeft op een bepaalde mate van fysieke schade (scheuren, bezwijken, verzakken, vastlopen) als functie van de sterkte van de aardbeving

**1.4.2.16****gedeeltelijke verweking**

situatie waarbij er wateroverspanning ontstaat, maar nog wel een deel van de korrelspanning overblijft

**1.4.2.17****liquefactie**

andere term voor verweking (anglicisme)

**1.4.2.18****relatieve wateroverspanning**

verhouding tussen wateroverspanning en de effectieve spanning aan begin van de aardbeving: bij volledige verweking is de relatieve wateroverspanning 1

**1.4.2.19****verweking**

verlies van sterkte en stijfheid in zand door wateroverspanning en daarmee gepaard gaande reductie van effectieve spanning

#### 1.4.2.20

##### **volledige verweking**

situatie waarbij de wateroverspanning in de ondergrond zo groot wordt dat er geen korrelspanning meer overblijft

#### 1.4.2.21

##### **wateroverspanning**

de tijdelijke extra waterspanning in de poriën tussen gronddeeltjes, die kan worden veroorzaakt door snelle schuifspanningswisselingen tijdens een aardbeving

#### 1.4.2.22

##### **aardbevingsbestendig**

gebouwen zijn volgens deze NPR aardbevingsbestendig als de kans dat er slachtoffers vallen door lokaal of globaal bezwijken voldoende klein is

#### 1.4.2.23

##### **hoofdstructuur**

bouwconstructie of samenstel van constructieve onderdelen (primaire seismische elementen) waarvan bezwijken leidt tot schade die niet in verhouding staat tot de oorzaak

### 1.5 Symbolen en afkortingen

De symbolen aangegeven in NEN-EN 1990, paragraaf 1.6, zijn van toepassing. Voor materiaal-gerelateerde symbolen, en ook voor symbolen die niet specifiek gelden voor aardbevingsbelastingen, zijn de bepalingen van de relevante Eurocode delen van toepassing.

In deze NPR worden de hieronder gegeven symbolen en namen van grootheden gehanteerd.

#### **Symbolen gebruikt in Hoofdstukken 2 en 3**

$A_{Ed}$	rekenwaarde van de seismische belasting ( $= \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ )
$A_{Ek}$	karakteristieke waarde van de seismische belasting voor de referentie-herhalingstijd
$E_d$	rekenwaarde van belastingseffecten
$N_{SPT}$	aantal slagen bij het gestandaardiseerd testen van het doordringingsvermogen van de bodem ("SPT" test)
$P_{NCR}$	referentie overschrijdingskans over een periode van 50 jaar bij de referentie seismische belasting behorend bij de eis van niet-bezwijken
$Q$	veranderlijke belasting
$S_e(T)$	elastisch respons spectrum voor de horizontale grondversnelling, ook aangeduid als "elastisch respons spectrum". Voor $T=0$ , is de spectrale versnelling van dit spectrum gelijk aan de rekenwaarde van de grondversnelling voor bodemtype A vermenigvuldigd met de grondfactor $S$ .
$S_{ve}(T)$	elastisch respons spectrum voor de verticale grondversnelling
$S_{De}(T)$	elastisch respons spectrum voor de verplaatsing
$S_d(T)$	ontwerpspectrum (voor elastische berekening). Voor $T=0$ , is de spectrale versnelling van dit spectrum gelijk aan de rekenwaarde van de bodemversnelling voor bodemtype A vermenigvuldigd met de grondfactor $S$
$S$	bodemfactor
$T$	trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad
$T_s$	duur van het stationaire deel van de seismische beweging
$T_{NCR}$	referentie herhalingstijd van de referentie seismische belasting voor de eis van niet-bezwijken
$a_{gR}$	referentie maximale grondversnelling op maaiveldniveau
$a_g$	rekenwaarde van de grondversnelling op maaiveldniveau

$a_{vg}$	rekenwaarde van de grondversnelling in de verticale richting
$c_u$	ongedraineerde afschuifweerstand van de grond
$d_g$	rekenwaarde van de bodemverplaatsing
$g$	zwaartekrachtversnelling
$q$	gedragsfactor
$v_{s,30}$	gemiddelde waarde van de voortplantingssnelheid (schuifgolfsnelheid) van S-golven in de bovenste 30 m van het bodemprofiel bij een afschuifvervorming van $10^{-5}$ of minder
$\gamma$	belangrijkeheidsfactor
$\eta$	factor voor dempingscorrectie
$\xi$	viskeuze dempingsverhouding (in procent)
$\psi_{2,i}$	combinatiecoëfficiënt voor de quasi-permanente waarde van een veranderlijke belasting $i$
$\psi_{E,i}$	combinatiecoëfficiënt voor een veranderlijke belasting $i$ , te gebruiken bij het berekenen van effecten van de seismische ontwerpbelasting

#### Symbolen gebruikt in Hoofdstuk 4

$E_E$	effect van de seismische belasting
$E_{Edx}, E_{Edy}$	rekenwaarden van de belastingseffecten ten gevolge van de horizontale componenten (x en y) van de seismische belasting
$E_{Edz}$	rekenwaarde van de belastingseffecten ten gevolge van de verticale component van de seismische belasting
$F_i$	horizontale seismische kracht op verdieping $i$
$F_a$	horizontale seismische kracht inwerkend op een niet-constructief element (aanhangel)
$F_b$	afschuifkracht ter plaatse van de fundering
$H$	hoogte van het gebouw vanaf de fundering of vanaf de top van een stijve kelderverdieping
$L_{max}, L_{min}$	grootste en kleinste afmeting van het gebouw gemeten langs loodrechte richtingen op het plan
$R_d$	rekenwaarde van de weerstand
$S_a$	seismische coëfficiënt voor niet-constructieve elementen
$T_1$	fundamentele trillingsperiode van een gebouw
$T_a$	fundamentele trillingsperiode van een niet-constructief element (aanhangel)
$W_a$	gewicht van een niet-constructief element (aanhangel)
$d$	verplaatsing
$d_r$	rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen verdiepingen
$e_a$	buitengewone excentriciteit van de massa van een verdieping ten opzichte van zijn nominale positie
$h$	hoogte tussen verdiepingen
$m_i$	massa van verdieping $i$
$n$	aantal verdiepingen boven de fundering of de top van een stijve kelder-verdieping
$q_a$	gedragsfactor van een niet-constructief element (aanhangel)
$q_d$	gedragsfactor van de verplaatsing
$s_i$	verplaatsing van massa $m_i$ in de fundamentele modevorm van een gebouw
$z_i$	hoogte van massa $m_i$ boven het niveau van het aangrijpingspunt van de seismische belasting

$\alpha$	verhouding van de rekenwaarde van de grondversnelling tot de zwaartekracht-versnelling
$\gamma_a$	belangrijkeheidsfactor van een niet-constructief element (aanhangsel)
$\gamma_d$	meersterktefactor voor schijven
$\theta$	sensitiviteitscoëfficiënt voor de relatieve verplaatsing tussen verdiepingen

### Symbolen gebruikt in Hoofdstuk 10

$c$	cohesie van grond [kPa]
$C_N$	correctiefactor voor het spanningsniveau
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i> (verhouding schuifspanningswisseling en effectieve vert.spanning) [-]
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> [-]
$F$	kracht [kN]
$\gamma_L$	veiligheidsfactor [-]
$g$	versnelling zwaartekracht (9,8 m/s <sup>2</sup> )
$\gamma$	volumiek gewicht grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$M_w$	moment magnitude (maat voor de energie die vrijkomt bij een aardbeving)
MSF	Magnitude Scaling Factor [-]
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i> (piekgrondversnelling) [m/s <sup>2</sup> of g]
$q_c$	sondeerweerstand [kPa]
$r_d$	reductiefactor voor schuifspanning in de grond, als functie van diepte
$r_u$	relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting (gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning) [-]
$R_e$	relatieve dichtheid van zand [%], gedefinieerd als $R_e = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$ met $e$ gelijk aan het porievolume gedeeld door het korrelvolume
$\epsilon_{vol}$	volumerek [-]
$\varphi$	hoek van inwendige wrijving van de grond [deg]
$K_\sigma$	correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand
$K_\sigma$	correctiefactor voor statische schuifspanning
$m$	dimensieloze parameter
$p_a$	atmosferische druk, $p_a = 100$ kPa
$p_{ref}$	referentiespanning [kPa]
$q_{c1N}$	genormaliseerde conusweerstand



$\rho$	dichtheid van het materiaal [ $\text{kN/m}^3$ ]
$\sigma'_v$	effectieve verticale grondspanning [kPa]
$\sigma_{v0}$	totaal verticale spanning voor begin van de aardbeving [kPa].
$\sigma'_{v0}$	effectieve verticale spanning voor begin van de aardbeving [kPa].
$\tau$	schuifspanning in grond [kPa]
$\tau_{max}$	maximale schuifspanning in grond [kPa]
$z$	diepte [m]
$G$	schuifmodulus [kPa]

### 1.6 SI-Eenheden

S.I. Eenheden worden gebruikt in overeenstemming met ISO 1000.

In berekeningen worden de volgende eenheden aangehouden :

krachten en belastingen:	$\text{kN}$ , $\text{kN/m}$ , $\text{kN/m}^2$
volumieke massa :	$\text{kg/m}^3$ , $\text{t/m}^3$
massa:	$\text{kg}$ , $\text{t}$
volumiek gewicht:	$\text{kN/m}^3$
spanningen en sterktes:	$\text{N/mm}^2$ (= $\text{MN/m}^2$ of $\text{MPa}$ ), $\text{kN/m}^2$ (=kPa)
momenten (buigend moment, enz.):	$\text{kNm}$
versnelling:	$\text{m/s}^2$ (=0,1 g)

OPMERKING Versnellingen van de bodem als gevolg van aardbevingen worden veelal met de eenheid g weergegeven.

## 2 Prestatie eisen en criteria voor beoordeling nieuwbouw, verbouw en afkeuren

### 2.0 Algemeen

Deze NPR heeft de status van een aanbeveling. Vanwege de leesbaarheid is het hele document normatief geschreven, hoewel het een informatieve status heeft. Daar waar "moet", dan wel "moeten" staat geschreven moet dat worden opgevat als "behoort", of "behoren".

Deze NPR is geschikt voor het beoordelen van nieuwbouw en bestaande bouw. Daar waar in deze NPR wordt gesproken over "ontwerp", is ten aanzien van bestaande bouw mede bedoeld "beoordeling danwel verificatie".

Voor de beoordeling van te bouwen gebouwen gelden ten aanzien van de weerstand de regels van hoofdstukken 5 t.m. 9 van NEN-EN 1998-1. In de systematiek van de Eurocodes moet elk CEN-lid de Nationaal Bepaalde Parameters in beginsel vastleggen in een nationale bijlage. De hoofdstukken 5 t.m. 9 van deze NPR geven deze parameters. Onderdelen van hoofdstukken 5 t.m. 9 van NEN-EN 1998-1, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn in de hoofdstukken 5 t.m. 9 van deze NPR opgesomd.

In die hoofdstukken zijn de gemaakte keuzes vastgelegd en zijn de voor de toepassing van deze NPR geldende aanbevolen waarden voor de nationale parameters gegeven.

In die hoofdstukken zijn eveneens aanvullende teksten opgenomen die niet strijdig zijn met de NEN-EN 1998-serie zelf. Dit kunnen aanvullende bepalingen zijn, maar ook informatieve teksten (bijvoorbeeld opmerkingen, toelichtingen).

Daar waar in de hoofdstukken 5 t.m. 9 van NEN-EN 1998-1 wordt verwezen naar onderdelen in de hoofdstukken 1 tot en met 4 van NEN-EN 1998-1, is het overeenkomstige onderdeel van hoofdstuk 1 tot en met 4 van deze NPR van toepassing.

Voor zover deze NPR niet voorziet in te hanteren waarden voor de Nationaal Bepaalde Parameters van Eurocode 8-serie, kunnen de aanbevolen waarden uit deze normdelen worden overgenomen.

Hiermee kan worden aangetoond dat een te bouwen gebouw het beoogde niveau van constructieve veiligheid bereikt.

Voor de beoordeling van bestaande gebouwen, waaronder begrepen het vergroten, vernieuwen of veranderen (verbouw), gelden de regels voor te bouwen gebouwen eveneens maar dan in combinatie met NEN 8700-serie. Daar waar voor bestaande bouw expliciet andere bepalingen gelden is dit afzonderlijk kenbaar gemaakt.

**OPMERKING** Daar waar is aangegeven dat de opdrachtgever bepalingen in zijn specificatie moet of mag opnemen, is instemming van het bevoegd gezag benodigd, voor zover het gaat om een publiekrechtelijke toepassing van deze NPR.

Bij verwijzingen in de NEN-EN 1998-serie naar (ongedateerde) NEN, EN, ISO normen, of combinaties daarvan, moeten de uitgaven inclusief nationale bijlage gehanteerd worden zoals vastgelegd in Bijlage II, behorend bij Regeling Bouwbesluit 2012.

Daar waar in deze NPR bevoegdheden zijn overgelaten aan de toepasser van de NPR moet dit ten genoegen van de bevoegde instantie zijn gedaan.

### 2.1 Fundamentele eisen

De fundamentele eisen hebben een relatie met de mate van beschadiging van de bouwconstructie, onderscheiden naar drie grenstoestanden:

- De bouwconstructie staat vrijwel op instorten (Near Collapse, NC);
- Significante beschadiging (Serious Damage, SD);

- Schadebeperking (Damage Limitation, DL).

Deze grenstoestanden laten zich als volgt beschrijven:

**Grenstoestand NC:** De constructie is zwaar beschadigd met lage reststerkte en –stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn om verticale belastingen af te dragen. Het merendeel van de niet-constructieve onderdelen is bezweken. Grote permanente vervormingen zijn aanwezig. De sterkte van de constructie is zodanig dat voortschrijdende instorting niet plaatsvindt, maar waarschijnlijk zal een volgende aardbeving of andere belasting, ongeacht de zwaarte daarvan, leiden tot instorting.

**Grenstoestand SD:** De constructie is significant beschadigd met enige reststerkte en –stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn verticale belastingen af te dragen. De niet-constructieve onderdelen zijn beschadigd waarbij niet-dragende scheidingswanden en invulpanelen niet uit hun vlak zijn gekomen. Gematigde permanente vervormingen zijn aanwezig. De sterkte van de constructie is zodanig dat naschokken, mits gematigd in zwaarte zonder verdere beschadigingen kunnen worden weerstaan. Het is waarschijnlijk vanuit economisch perspectief rendabel over te gaan tot herstel.

**Grenstoestand DL:** De constructie is alleen licht beschadigd waarbij constructieve elementen niet significant zijn vervormd en hun sterkte- en stijfheidseigenschappen hebben behouden. Niet dragende elementen mogen verspreid voorkomende scheuren vertonen die economisch gezien eenvoudig kunnen worden gerepareerd. Permanente vervormingen zijn verwaarloosbaar. De constructie zelf behoeft geen reparatie.

In deze praktijkrichtlijn is alleen de grenstoestand NC beschouwd.

**OPMERKING 1** Ter voorkoming van verwarring wordt er op gewezen dat in afwijking van bovenstaande de afkorting NC in NEN-EN 1998-1 staat voor de term No Collapse; hiermee wordt de grenstoestand bedoeld die hierboven omschreven is als SD.

**OPMERKING 2** De grenstoestanden SD en DL zijn in deze praktijkrichtlijn niet beschouwd.

**OPMERKING 3** De aard en behandeling van grenstoestand NC komt overeen met die van een buitengewone ontwerpituatie, als bedoeld in NEN-EN 1991-1-7.

**OPMERKING 4** In aanvullende private contracten staat het een opdrachtgever vrij een hogere betrouwbaarheid te verlangen. Daaraan kunnen economische dan wel andere belangen ten grondslag liggen. In dat geval kunnen andere grenstoestanden worden beschouwd. In dat geval wordt, indien specifieke constructie gerelateerde beschouwingen achterwege worden gelaten. Zie hiervoor "Voorlopige ontwerpuitgangspunten voor nieuwbouw en verbouw onder aardbevingsbelasting ten gevolge van de gaswinning in het Groningenveld" [26].

Te bouwen of te verbouwen bouwconstructies waarop deze NPR van toepassing is moeten zodanig zijn gebouwd dat aan de eis met betrekking tot het voorkomen van (voortschrijdende) instorting met een voldoende mate van betrouwbaarheid is voldaan.

Geverifieerd moet worden voor de "hoofdstructuur" dat  $E_d < R_d$ .

De te (ver)bouwen bouwconstructie en een bestaande bouwconstructie moeten, afhankelijk van de gevolklassen (CC) als bedoeld in NEN-EN 1990 dan wel NEN 8700 zo zijn gebouwd dat deze de aardbevingsbelastingen kunnen weerstaan bepaald met de gegevens als vastgelegd in tabel 2.1.1.

Tabel 2.1.1 Minimum betrouwbaarheid en parameters voor het vaststellen van de ontwerpwaarden van de aardbevingsbelasting

Betrouwbaarheidsniveau <sup>a</sup>								
Gevolgklasse	Nieuwbouw <sup>b</sup>				Afkeur en Verbouw			
	CC1 <sup>c</sup>		CC2	CC3	CC1 <sup>c</sup>		CC2	CC3
	CC1A	CC1B			CC1A	CC1B		
$\beta$	-	3,0	3,2	3,6	-	2,8	3,0	3,4
$T_{ref}$ [jaar]	-	50	50	50	-	15	15	15
Herhalingstijd $T_{NCR}$ horende bij $a_{gd}$ [jaar]	-	1 200	1 800	3 600	-	800	1 500	3 000

<sup>a</sup> Bij de vergelijking van de beta-waarden moet er rekening mee worden gehouden dat de betrouwbaarheidseis voor nieuwbouw geldt voor een langere periode

<sup>b</sup> Onder nieuwbouw wordt ook verstaan het geheel vernieuwen van een bestaande constructie (=geheel gebouw)

<sup>c</sup> Klasse CC1 is voor aardbevingen opgesplitst in een klasse CC1A (geen gevaar voor mensenlevens) en CC1B (gering gevaar voor mensenlevens). Voor CC1A wordt ontwerp op aardbevingsbelastingen niet noodzakelijk geacht. Desgewenst kan privaatrechtelijk voor nieuwbouw in CC1A worden uitgegaan van 3,0, 1 en 350 voor respectievelijk  $\beta$ ,  $T_{ref}$  en de herhalingstijd. Voor privaatrechtelijke verbouw- en afkeuropgaven kan worden uitgegaan van 1,8, 1 en 200 voor respectievelijk  $\beta$ ,  $T_{ref}$  en de herhalingstijd.

In deze praktijkrichtlijn zijn de "importance classes" als bedoeld in clause 3 van NEN-EN 1998-3 uitgewerkt via de gevolgklassen volgens NEN-EN 1990. In verband met de functie van bepaalde bouwwerken (bijvoorbeeld ziekenhuizen) en de aard van de ontwerpsituatie kan het noodzakelijk zijn een hogere gevolgklasse te hanteren dan bij het ontwerpen op andere belastingen.

In de berekeningen moeten de partiële factoren voor de sterkte-eigenschappen inclusief modelonzekerheden (dat wil dus zeggen de  $\gamma_M$ -waarden) worden aangehouden als aangegeven in de materiaal gerelateerde hoofdstukken 5 tot en met 9.

In de desbetreffende delen van NEN-EN 1998-serie wordt onderscheid gemaakt in ductiliteits klassen. Deze zijn: Ductility Class Low (DCL), Ductility Class Medium (DCM) en Ductility Class High (DCH). Ductility Class Low wordt voor nieuwbouw niet aanbevolen.

### 3 Bodemcondities en seismische belastingen

#### 3.1 Bodemcondities

##### 3.1.1 Algemeen

Naast de overdracht van bodembewegingen naar gebouwen moet, afhankelijk van de bodemgesteldheid en in overeenstemming met NEN-EN 1998-5 hoofdstuk 4, ook aandacht gegeven te worden aan:

- Bezwijken van de ondergrond;
- Verzakkingen door verweking of grondverdichting;
- Instabiliteit van taluds;

voorzover dit kan leiden tot (voortschrijdende) instorting van een gebouw.

##### 3.1.2 Identificatie van bodemtypes

Een goed inzicht in de ondergrond moet zijn verkregen. Voor nieuwbouw moeten minimaal de volgende onderzoekgegevens beschikbaar zijn:

- CPT: elektrische conus sondering (Cone Penetration Test), inclusief meting plaatselijke wrijving (conform NEN 9997-1);
- SCPT/VSPT: Seismische sonderingen (Seismic Cone Penetration Test), bij een geavanceerde aanpak of gebouwen in CC3 minimaal één per constructie;
- Boringen (conform eis NEN 9997-1).

Voor het beoordelen en/of afkeuren van bestaande bouw mag gebruik worden gemaakt van bestaande gegevens volgens NEN 8700 en NEN 9997-1.

Het grondonderzoek moet worden uitgevoerd volgens hoofdstuk 3 van NEN 9997-1. Uit het grondonderzoek moet de grondopbouw voor de berekeningen worden bepaald. De benodigde parameters zijn afhankelijk van het type berekening en de daarin gebruikte grondmodellen.

**OPMERKING** Voor gebruik van de grondparameters en toepassing van factoren op deze grondparameters wordt in de NEN-EN 1998-serie verwezen naar de Nationale Bijlage (NDP's). Deze moeten nog afgeleid worden; voorlopig wordt voorgesteld de waarden uit NEN 9997-1 te hanteren.

Overal waar SPT (Standard Penetration Test) in NEN-EN 1998-5 wordt genoemd mag met equivalente CPT waarden worden gerekend.

Rekening moet worden gehouden met de meest ongunstige conditie gegeven de belastingcombinaties als gesproken wordt over sterkteparameters van de grond. De ongedraineerde schuifsterkte tijdens de aardbeving mag voor normaal geconsolideerde klei gelijk worden gesteld aan die welke behoort bij de statische condities.

Als er geen of geen betrouwbare meting van de schuifgolfsnelheid ( $V_s$ ) beschikbaar is, mag de waarde van de schuifmodulus  $G$  voor een eerste berekening op grond van de conusweerstand worden geschat. Deze benadering mag alleen worden gebruikt voor de eerste berekening. Indien blijkt dat het resultaat van de berekening gevoelig is voor kleine afwijkingen van deze waarde, dan moet de schuifgolfsnelheid alsnog ter plaatse worden gemeten. De geschatte waarde voor  $G_{max}$  is afhankelijk van de grondsoort en volgt uit:

— Zand:  $G_{max} = 10 \cdot q_c$

— Klei/veen  $G_{max} = 20 \cdot q_c$

waarin:

$q_c$  is de sondeerweerstand.

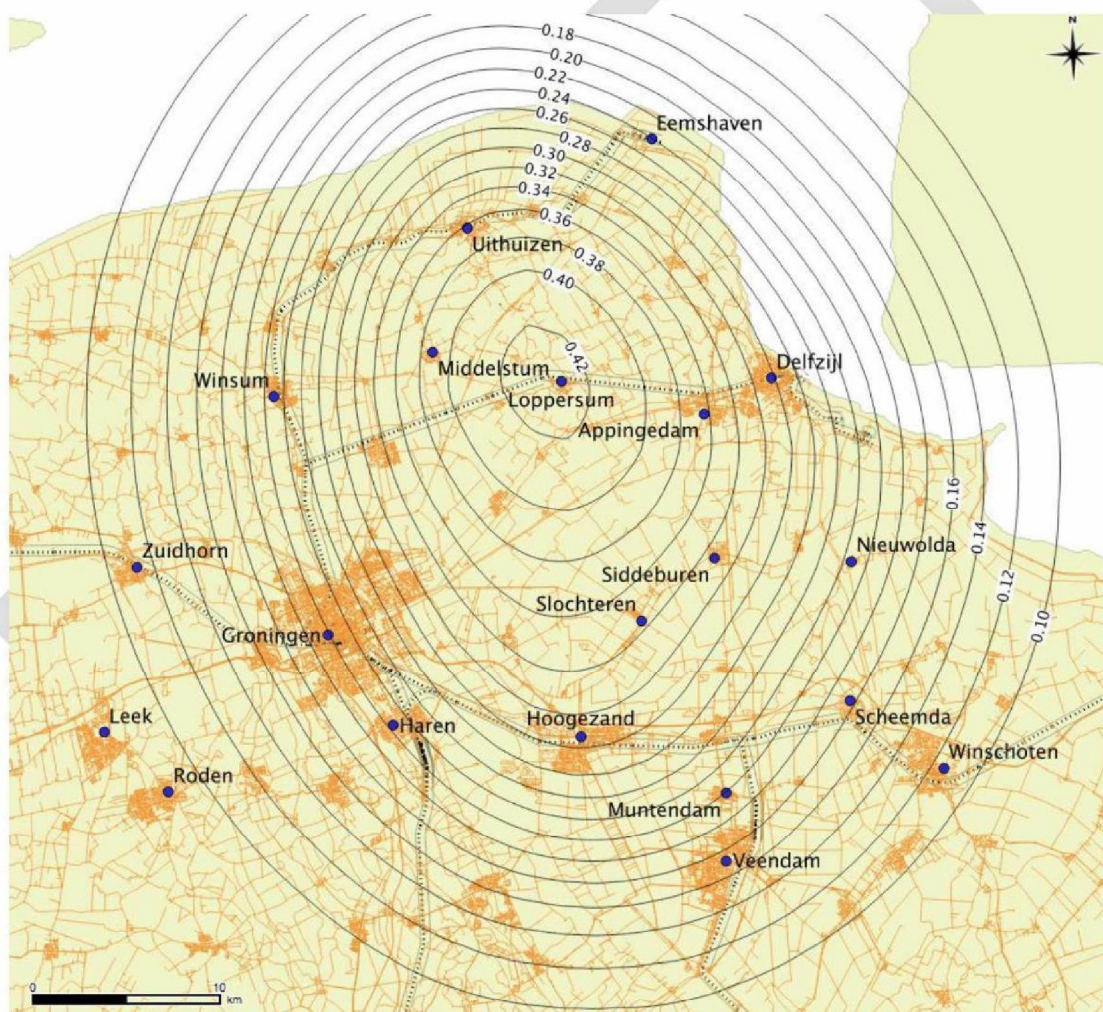
### 3.2 Seismische belastingen

#### 3.2.1 Aan te houden versnellingen

Figuur 3.1 geeft de locatie-afhankelijke PGA-waarden (Peak Ground Acceleration - piekgrondversnelling) voor een standaard-herhalingstijd van 475 jaar.

OPMERKING De gegeven piekgrondversnellingen hebben een herhalingstijd van 475 jaar.

Omrekening naar de volgens Tabel 2.1.1 vereiste herhalingstijden kan geschieden door vermenigvuldiging met belangrijkheidsfactoren  $\gamma$  –volgens Tabel 3.1.



OPMERKING Nader onderzoek naar de hoogte van de piekgrondversnellingen vindt nog plaats. Verwacht wordt dat deze kaart in de definitieve versie en de volgende uitgaven van deze NPR herzien zal worden op basis van de dan geldende laatste stand der techniek.

**Figuur 3.1 — Contourplot van de piekgrondversnellingen  $a_{g,ref}$  in  $[g = 10 \text{ m/s}^2]$  op maaiveldniveau bij een herhalingstijd van 475 jaar (bron KNMI)**

**Tabel 3.1 — Belangrijkeheidsfactoren  $\gamma_1$  voor verschillende gevolklassen en beoordelingssituaties (Near Collapse)**

Gevolklasse	Belangrijkeheidsfactor $\gamma_1$	
	Nieuwbouw	Verbouw en afkeuren
CC1A	<sup>a</sup>	<sup>b</sup>
CC1B	1,3	1,2
CC2	1,5	1,4
CC3	1,7	1,6
<sup>a</sup> Voor CC1A worden aardbevingsbelastingen verondersteld niet maatgevend te zijn. Desgewenst kan echter voor nieuwbouw een belangrijkeheidsfactor van 0,8 worden aangehouden. <sup>b</sup> Voor CC1A worden aardbevingsbelastingen verondersteld niet maatgevend te zijn. Desgewenst kan echter voor verbouw een belangrijkeheidsfactor van 0,6 worden aangehouden.		

### 3.2.2 Representatie van de seismische belasting

#### 3.2.2.1 Algemeen

Gebruik moet worden gemaakt van (niet) lineaire dynamische berekeningen in het tijdsdomein (zie 3.2.3), in geval zo nauwkeurig mogelijke uitkomsten gewenst zijn. Gebruik mag worden gemaakt van vereenvoudigde methoden.

OPMERKING 1 In deze NPR is getracht, evenals in de Eurocode, de vereenvoudigde methoden zo vorm te geven dat de uitkomsten afgezet tegen de geavanceerde (niet) lineaire dynamische methoden niet al te conservatief is.

Ten behoeve van de vereenvoudigde seismische berekeningsmethoden (zie hoofdstuk 4) zijn ontwerpspectra gedefinieerd die de invloed weergeven van de dynamische eigenschappen van de bouwconstructie en de ondergrond.

De horizontale seismische belasting wordt beschreven door twee loodrechte op elkaar staande componenten, beschreven door hetzelfde respons spectrum. De componenten worden verondersteld onafhankelijk van elkaar te zijn.

OPMERKING 2 Voor bouwconstructies waarvan de gevolgen van bezwijken groot zijn (gevolgklasse CC3), behoren topografische effecten meegenomen te worden (zie Bijlage A van NEN-EN 1998-5).

#### 3.2.2.2 Horizontaal elastisch respons spectrum

Voor de horizontale componenten van de seismische belasting is het (dimensieloze) elastische respons spectrum  $S_e(T)$  (zie Figuur 3.2) voor dit gebied gedefinieerd door de vergelijkingen (3.2) t.m. (3.5).

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.2)$$

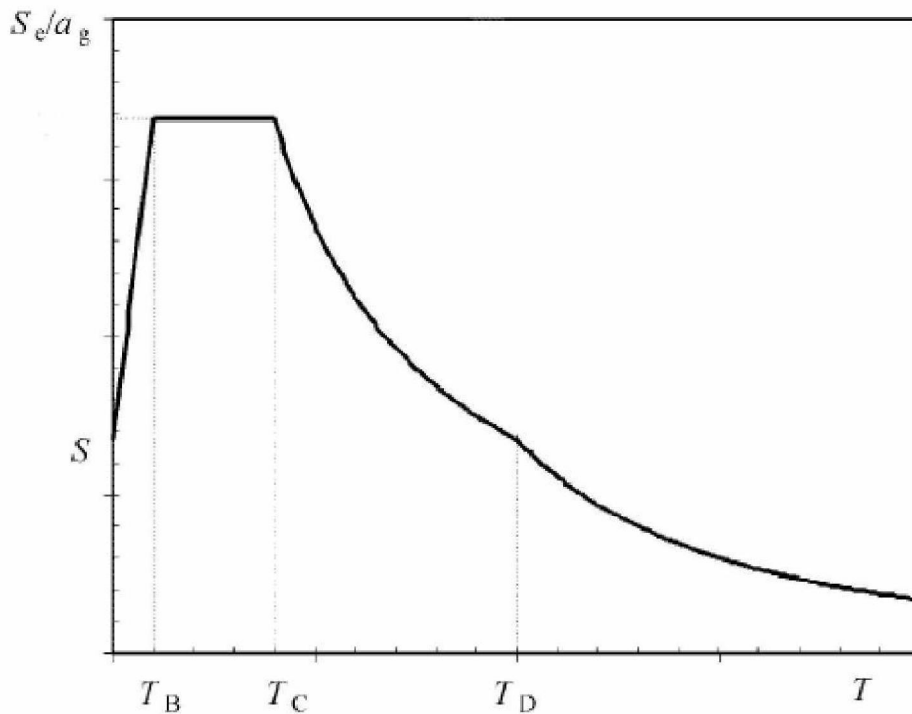
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

waarin:

- $S_e(T)$  is het elastisch respons spectrum, in  $m/s^2$ ;
- $T$  is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad;
- $a_g$  is de rekenwaarde van de grondversnelling op maaiveldniveau ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ );
- $T_B$  is de ondergrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling constant is;
- $T_C$  is de bovengrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling constant is;
- $T_D$  is de periode die het begin aanduidt van de constante verplaatsingsrespons van het spectrum;
- $S$  is de bodemfactor: 1,0;
- $\eta$  is de dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van  $\eta = 1$  voor 5 % viskeuze demping.



Figuur 3.2 – Dimensieloos elastisch respons spectrum



Tabel 3.2 — Parameters van het horizontale elastische respons spectrum

Parameter	Getalwaarde
S	1,0
$T_B$ (s)	0,10
$T_C$ (s)	0,22
$T_D$ (s)	0,45

De waarde van de dempingscorrectiefactor heeft een referentiewaarde van  $\eta = 1$  voor 5 % viskeuze demping, en kan voor andere dempingwaarden worden aangepast volgens de volgende formule:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.5a)$$

waarin:

$\xi$  is de viskeuze dempingsverhouding van de constructie, uitgedrukt in procenten.

Indien voor speciale gevallen een dempingspercentage anders dan 5 % gebruikt moet worden, is deze waarde gegeven in de relevante delen van NEN-EN 1998.

### 3.2.2.3 Verticaal elastisch respons spectrum

Voor het verticale respons spectrum geldt dezelfde vorm als voor de horizontale, echter met de parameters als gegeven in tabel 3.1a.

Tabel 3.1a – Parameters van het verticaal elastisch respons spectrum

Spectrumparameters			
$a_{vg}/a_g$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
1,0	0,025	0,22	0,45

### 3.2.2.4 Rekenwaarde van de bodemverplaatsing

Bij de bepaling van de horizontale bodemverplaatsing wordt onderscheid gemaakt tussen de tijdelijke verplaatsing (maximale verplaatsing tijdens de passage van de aardbevingsgolf) en de blijvende verplaatsing (als gevolg van processen die optreden door de aardbeving zoals bijvoorbeeld verdichting). Voor de situatie dat geen blijvende verplaatsing ontstaat wordt in NEN-EN 1998-1, artikel 3.2.2.4 voor de tijdelijke verplaatsing tijdens de aardbeving de volgende uitdrukking gegeven voor de rekenwaarde van de bodemverplaatsing  $d_g$ :

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12)$$

waarbij voor  $a_g$ , S,  $T_C$  en  $T_D$  de in 3.2.2.5 gegeven definities gelden

In afwijking van NEN-EN 1998-1 is  $a_g$  gedefinieerd als de rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau.

### 3.2.2.5 Rekenwaarde van het ontwerpspectrum voor analyse van ductiele bouwconstructies

Door de capaciteit van ductiele (dissipatieve) constructieve systemen om seismische belastingen op te nemen in het niet-lineaire gebied, is het in het algemeen toelaatbaar om bij het ontwerp of de verificatie via

een equivalente elastische berekening een lagere belasting aan te houden dan de belasting overeenkomend met een volledige lineaire elastische respons.

In NEN-EN 1998-1 wordt dit praktisch vormgegeven via een elastische berekening gebaseerd op een respons spectrum dat gereduceerd is ten opzichte van het elastische spectrum. Dit gereduceerde spectrum wordt in deze NPR een "ontwerpspectrum" genoemd. De reductie wordt verwezenlijkt door de gedragsfactor  $q$  in te voeren.

De waarden van de gedragsfactor  $q$ , waarin een eventuele afwijking van de viskeuze demping van 5 % is verdisconteerd, zijn voor verschillende materialen en constructieve systemen gegeven in de hoofdstukken 5 tot en met 9.

Hoewel de ductiliteitsclassificatie in alle richtingen dezelfde moet zijn, kan de waarde van de gedragsfactor  $q$  verschillend zijn voor de twee horizontale hoofdrichtingen van de bouwconstructie.

Voor de horizontale componenten van de aan te houden seismische belasting wordt het ontwerpspectrum  $S_d(T)$  gedefinieerd door de vergelijkingen (3.13) t.m. (3.16).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{3,0}{q} \right) - 1 \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.16)$$

waarin:

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  en  $T_D$  zijn zoals gedefinieerd in 3.2.2.2;

$S_d(T)$  is het respons spectrum (ontwerpspectrum), in  $m/s^2$ ;

$q$  is de gedragsfactor.

waarbij de waarden van  $T_B$ ,  $T_C$  en  $T_D$  volgen uit Tabel 3.2.

OPMERKING 1 Ten opzichte van NEN-EN 1998-1 zijn de volgende afwijkingen gehanteerd:

- in de vergelijkingen (3.13) t.m. (3.16) is in plaats van 2,5 een factor 3,0 gebruikt;
- $a_g$  is gedefinieerd als de rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau. Voor de achtergronden hiervan wordt verwezen naar TNO rapport [TNO 2013 R12071].

De gedragsfactor  $q$  mag zijn bepaald met behulp van een push-over analyse of met de bepalingen in de hoofdstukken 5 t.m. 9 van deze NPR. In beide gevallen mogen de waarden zijn vermenigvuldigd met 1,33.

Voor de verticale component van de seismische belasting moet voor alle materialen en constructieve systemen in het algemeen een gedragsfactor  $q$  tot maximaal 1,5 aangenomen worden; deze mag niet aanvullend met 1,33 worden vermenigvuldigd.

Het hierboven gedefinieerde ontwerpspectrum is niet afdoende voor het ontwerp van constructies met seismische isolatie bij de fundering of energie-dissipatieve systemen.

### 3.2.3 Alternatieve beschrijvingen van de seismische belastingen

#### 3.2.3.1 Tijdreeksvoorstelling

##### 3.2.3.1.1 Algemeen

Indien niet voldaan is aan de voorwaarden verwoord in 4.3.3.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moet de seismische groundbeweging beschreven worden door drie gelijktijdig optredende versnellingstijdreeksen. Dezelfde versnellingstijdreeks mag niet gelijktijdig gebruikt worden in de beide horizontale richtingen. Vereenvoudigingen zijn mogelijk in overeenstemming met de relevante delen van de NEN-EN 1998-reeks.

In geval wel wordt voldaan aan de voorwaarden verwoord in 4.3.3.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, mag de seismische groundbeweging gedefinieerd worden door het tijdsverloop van de grondversnelling en gerelateerde grootheden (snelheid en verplaatsing).

OPMERKING 1 Afhankelijk van het karakter van de toepassing en van de beschikbare informatie mag de seismische beweging beschreven worden door gebruik te maken van kunstmatige versnellingstijdreeksen (zie 3.2.3.1.2) of door gemeten of gesimuleerde versnellingstijdreeksen (zie 3.2.3.1.3).

OPMERKING 2 In sommige gevallen kan, indien bij een eerste beoordeling de constructie niet voldoet, een tijdsafhankelijke berekening worden gemaakt. Hierbij behoren per constructie minimaal drie karakteristieke aardbevingsignalen te worden meegenomen (zie 3.2.3.1.3 van NEN-EN 1998-1).

##### 3.2.3.1.2 Kunstmatige versnellingstijdreeksen

Wanneer kunstmatige versnellingstijdreeksen worden gebruikt, dan moeten ze zo gegenereerd worden dat ze in overeenstemming zijn met de elastische responspectra gegeven in 3.2.2.2 en 3.2.2.3 voor 5 % viskeuze demping ( $\xi = 5\%$ ).

De duur van de versnellingstijdreeks moet consistent zijn met de magnitude en de overige relevante aspecten van de seismische gebeurtenis die bepalend is voor  $a_g$ .

De verzameling van kunstmatige versnellingstijdreeksen moet voldoen aan de volgende regels:

- a) er moeten minimaal 3 versnellingstijdreeksen voor drie loodrecht op elkaar staande richtingen gebruikt worden;
- b) het gemiddelde van de waarden van de spectrale versnellingsrespons voor periode 0 (berekend op basis van de individuele tijdreeksen) mag niet kleiner zijn dan de waarde van  $a_g \cdot S$  voor de beschouwde locatie, en;
- c) binnen het bereik van de periode tussen  $0,2T_1$  en  $2T_1$ , waarbij  $T_1$  de fundamentele trillingsperiode van de bouwconstructie voorstelt in de richting waar de versnellingstijdreeks zal worden toegepast, mag geen enkele waarde van het gemiddelde elastische spectrum, voor 5 % demping, berekend op basis van alle tijdreeksen, kleiner zijn dan 90 % van de overeenkomstige waarde van het elastische respons spectrum met 5 % demping.

##### 3.2.3.1.3 Gemeten of gesimuleerde versnellingstijdreeksen

Versnellingstijdreeksen worden gegenereerd door metingen of door een numerieke simulatie van de bron- en voortplantingsmechanismen. Voorwaarde is dat de gegenereerde versnellingstijdreeksen adequaat zijn gekarakteriseerd met betrekking tot de seismogenetische aspecten van de bronnen en bodemkarakteristieken op de betreffende locatie en de waarde van de gegenereerde versnellingsreeksen verschaald zijn op de waarde  $a_g \cdot S$  voor de betreffende locatie.

Voor de berekeningen van bodemamplificatie en voor de dynamische toetsing van de stabiliteit van taluds, zie 2.2 van NEN-EN 1998-5.

De verzameling van gemeten of gesimuleerde versnellingstijdreeksen moet voldoen aan de voorwaarden a, b en c uit 3.2.3.1.2.

### 3.2.3.2 Ruimtelijk model voor de seismische belasting

Wanneer niet aannemelijk is dat dezelfde groundbeweging zich op alle oplegpunten zal voordoen, zoals het geval is indien niet is voldaan aan de voorwaarden genoemd in 4.3.3.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moeten ruimtelijke modellen voor de seismische belasting worden toegepast.

Zulke ruimtelijke modellen moeten consistent zijn met de elastische responspectra gebruikt voor de basisdefinitie van de seismische belasting in overeenstemming met 3.2.2.2 en 3.2.2.3.

### 3.2.4 Combinatie van de seismische belastingen met andere belastingen

De rekenwaarde  $E_d$  van de belastingeffecten in de seismische ontwerp situatie moet bepaald worden in overeenstemming met 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

De traagheidseffecten van de seismische ontwerpbelasting moeten bepaald worden rekening houdend met de aanwezigheid van de massa's behorende bij alle zwaartekrachtsbelastingen die voorkomen in de volgende belastingcombinatie:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

waarin:

$\psi_{E,i}$  is de combinatiecoëfficiënt voor de veranderlijke belasting  $i$  (zie 4.2.4)

waarbij waarden van  $\psi_{2,i}$  zijn gegeven in NEN-EN 1990 en waarden van  $\psi_{E,i}$  voor gebouwen zijn gegeven in de relevante delen van NEN-EN 1998.

OPMERKING De combinatiecoëfficiënten  $\psi_{E,i}$  houden rekening met de waarschijnlijkheid dat de belastingen  $Q_{k,i}$  gedurende de aardbeving niet over de gehele constructie aanwezig zijn. Deze coëfficiënten kunnen ook het effect in rekening brengen van een gereduceerde deelname van de massa's in de beweging van de constructie wegens het niet star met elkaar verbonden zijn van de massa's en de constructie.

## 4 Ontwerp, herontwerp en beoordeling van gebouwen

### 4.1 Algemeen

De bepalingen in dit hoofdstuk zijn van toepassing op gebouwen ongeacht het toegepast materiaal.

### 4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen

#### 4.2.1 Basisprincipes van het conceptuele ontwerp

Constructieve eenvoud en regelmaat hebben een gunstige invloed op de weerstand tegen aardbevingen en worden gehonoreerd via een hogere waarde van de gedragsfactor  $q$  (zie hoofdstuk 3).

#### 4.2.2 Primaire en secundaire seismische elementen

Voor de beoordeling van de weerstand van een bouwconstructie tegen seismische belastingen, moet onderscheid worden gemaakt tussen primaire en secundaire seismische elementen.

Secundaire seismische elementen zijn elementen die de classificatie van de bouwconstructie van onregelmatig naar regelmatig zoals beschreven in 4.2.3, niet beïnvloeden.

#### 4.2.3 Criteria voor constructieve regelmatigheid

##### 4.2.3.1 Algemeen

Voor de beoordeling van de weerstand van een bouwconstructie tegen seismische belastingen moeten gebouwen worden onderverdeeld in regelmatige en onregelmatige gebouwen. Deze constructieve regelmaat is gekarakteriseerd in het horizontale vlak (plattegrond) en in het verticale vlak (verticale doorsnede), op basis van de criteria gesteld in respectievelijk 4.2.3.2 en 4.2.3.3. Op basis van deze karakterisering kan met tabel 4.1 de toegelaten vereenvoudiging bij de beoordeling en de waarde van de gedragsfactor worden vastgesteld.

Tabel 4.1 – Karakterisering van eenvoud van de bouwconstructie

Regelmaat		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragsfactor $q$ (voor lineaire berekeningsmethoden)
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair elastische analyse berekenningsmethode	
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

De toegelaten vereenvoudiging heeft enerzijds betrekking op het constructieve model, dat of een vlak model (2D) of een ruimtelijke model (3D) kan zijn, en heeft anderzijds betrekking op de rekenmethode (zie 4.3.3).

De waarde van de gedragsfactor  $q$  voor lineaire berekeningen is gelijk aan de referentiewaarde als gegeven in de hoofdstukken 5 tot en met 9. Voor de verlaagde waarde (wat leidt tot een ongunstig belasting effect) moet de referentiewaarde worden vermenigvuldigd met een factor gelijk aan 0,8.

#### 4.2.3.2 Criteria voor regelmatigheid in de plattegrond

Een regelmatig gebouw in het horizontale vlak (plattegrond) moet voldoen aan de volgende criteria:

- Met betrekking tot de zijdelingse stijfheid en massaverdeling moet het gebouw bij benadering symmetrisch zijn in het horizontaal vlak ten opzichte van twee loodrechte assen;
- De plattegrond moet compact zijn, hetgeen inhoudt dat elke vloer moet kunnen worden omhuld door een convexe polygonale lijn (meetkundige figuur die uit rechte lijnstukken bestaat, waarbij interne hoeken niet groter zijn dan  $180^\circ$ ). Als inspringingen in het horizontaal vlak (inspringende hoeken of kantverspringingen) voorkomen, is nog altijd voldaan aan dit criterium, op voorwaarde dat deze inspringingen de stijfheid in het vlak van de vloer niet beïnvloeden en dat voor elke inspringing, de oppervlakte tussen de vloeromtrek en een convex omhullende polygonale lijn rond de vloer kleiner of gelijk is dan 5 % van de vloeroppervlakte;
- De stijfheid in het vlak van de vloeren moet voldoende groot zijn in vergelijking met de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, zodat de vervorming van de vloer een klein effect heeft op de verdeling van de krachten over de verticale constructieve elementen. Dit criterium moet beschouwd worden op basis van het globale gedrag van het gebouw;

**OPMERKING** Zo behoren L-, C-, H-, I-, en X-vormige plattegronden zorgvuldig onderzocht te worden en dan in het bijzonder wat betreft de stijfheden van de zijdelingse vertakkingen. Deze horen vergelijkbaar te zijn met de stijfheid van het centrale gedeelte, om aan de voorwaarde van een starre schijf te voldoen;

- De slankheid  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  van het gebouw in het horizontale vlak mag niet groter zijn dan 4, waarbij  $L_{\max}$  en  $L_{\min}$  respectievelijk de maximale en de minimale afmeting zijn van het gebouw in het horizontale vlak, gemeten in de loodrecht op elkaar staande hoofdrichtingen; en
- Op elke niveau en voor beide analyserichtingen  $x$  en  $y$ , moeten de constructieve excentriciteit  $e_o$  en de torsiestraal  $r$  in overeenstemming zijn met de twee onderstaande voorwaarden:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (4.1a)$$

$$r_i \geq I_s \quad (4.1b)$$

waarin:

- $e_{oi}$  is de afstand tussen het stijfheidsmiddelpunt en het massamiddelpunt, gemeten in de  $i$ -richting, die loodrecht staat op de richting van de beschouwde berekening;
- $r_i$  is de vierkantswortel van de verhouding van de torsiestijfheid tot de laterale stijfheid loodrecht op de  $i$ -richting ("torsiestraal")
- $I_s$  is de traagheidsstraal van de vloermassa in het horizontale vlak (vierkantswortel van de verhouding van (a) het polaire traagheidsmoment van de vloermassa in het horizontale vlak met betrekking tot het massamiddelpunt van de vloer tot (b) de vloermassa).

Het stijfheidsmiddelpunt en de torsiestraal  $r$  zijn als volgt gedefinieerd:

- In gebouwen met één verdieping is het stijfheidsmiddelpunt gedefinieerd als het dwarskrachtmiddelpunt van alle primaire seismische elementen. De torsiestraal  $r$  is gedefinieerd als de vierkantswortel van de verhouding van de globale torsiestijfheid met betrekking tot het dwarskrachtmiddelpunt en de globale laterale stijfheid, in één richting, rekening houdend met alle primaire seismische elementen in deze richting, of
- In gebouwen met twee of meer verdiepingen zijn alleen benaderende definities van het stijfheidsmiddelpunt en van de torsiestraal mogelijk. Een vereenvoudigde definitie voor de classificatie van constructieve regelmaat in het horizontaal vlak en voor de benaderende berekening van torsie-effecten, is mogelijk indien voldaan is aan de volgende twee voorwaarden:

- alle zijdelingse systemen die weerstand bieden aan belasting, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, lopen zonder onderbreking van de funderingen door tot de top van het gebouw;
- de vervormingspatronen van de individuele systemen onder horizontale belastingen zijn niet erg verschillend. Aan deze voorwaarde is voldaan in het geval van raamwerksystemen en wandsystemen. Aan deze voorwaarde is in het algemeen niet voldaan voor gekoppelde systemen.

In raamwerken en in systemen met slanke wanden met voornamelijk buig-momentvervormingen, kunnen de posities van de stijfheidsmiddelpunten en de torsiestraal van alle verdiepingen berekend worden op basis van de traagheidsmomenten van de dwarsdoorsneden van de verticale elementen. Indien, naast de buigmoment-vervormingen, ook dwarskrachtvervormingen significant zijn, kunnen zij in rekening gebracht worden door een equivalent traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede te gebruiken.

#### 4.2.3.3 Criteria voor regelmatigheid in de verticale doorsnede

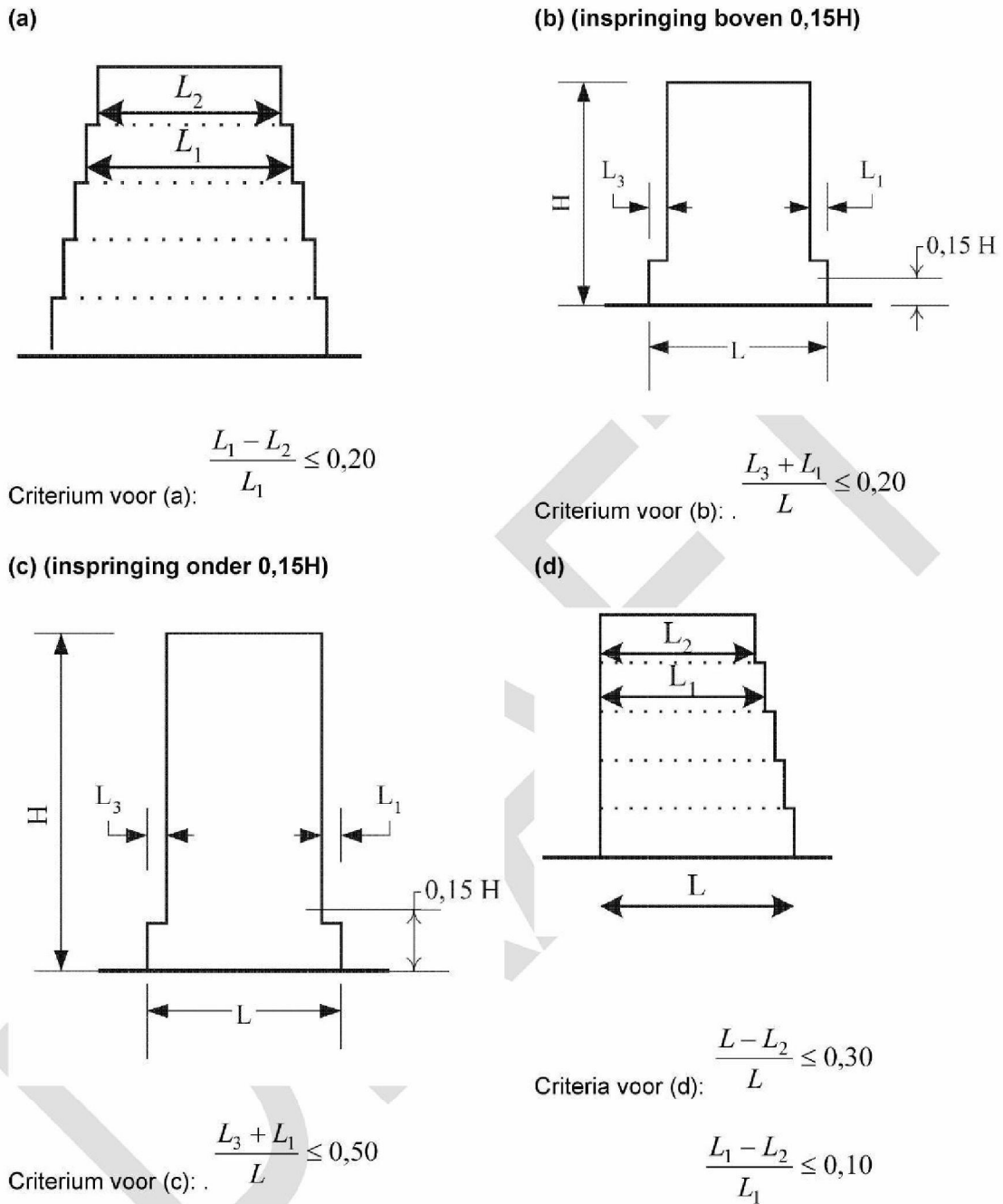
Een regelmatig gebouw in het verticale vlak (hoogte) moet voldoen aan de volgende criteria:

- Alle systemen die weerstand bieden aan laterale belasting, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, moeten zonder onderbreking doorlopen vanaf hun funderingen tot de top van het gebouw of, als inspruingen op verschillende niveaus aanwezig zijn, tot de bovenkant van de relevante zone van het gebouw
- Zowel de zijdelingse stijfheid als de massa van de individuele verdiepingen zijn constant of nemen gelijkmatig af, zonder abrupte wijzigingen, gezien van de fundering tot de bovenkant van een specifiek gebouw
- In een gebouw bestaande uit raamwerken mag de verhouding van de weerstand tussen de verschillende verdiepingen onderling niet disproportioneel variëren, en

OPMERKING In die context worden de speciale aspecten van raamwerken ingevuld met metselwerk behandeld in B.4.2.

- Indien inspruingen aanwezig zijn, moet voldaan zijn aan de volgende aanvullende criteria:
  - voor regelmatige inspruingen waarbij de axiale symmetrie behouden is gebleven, moet de inspruing op elk vloerniveau kleiner dan of gelijk zijn aan 20 % van de globale horizontale gebouwfmeting in de richting van de inspruing (zie Figuur 4.1.a en Figuur 4.1.b); en
  - voor een enkelvoudige inspruing binnen de onderste 15 % van de totale hoogte van het gebouw, moet de inspruing kleiner dan of gelijk zijn aan 50 % van de onderliggende uitwendige horizontale gebouwfmeting (zie  $L$  in Figuur 4.1.c). In dat geval moet de constructie van de funderingszone, vallend binnen de verticaal geprojecteerde omtrek van de bovenste verdiepingen, in staat zijn ten minste 75 % van de horizontale dwarskrachten, die zich zouden ontwikkelen in die zone in een vergelijkbaar gebouw zonder uitkragende onderste verdieping, te weerstaan.

als de inspruingen niet symmetrisch zijn, moet in elke doorsnede de som van de afmetingen van de inspruingen voor alle verdiepingen kleiner dan of gelijk zijn aan 30 % van de horizontale afmeting van het gebouw ter plaatse van de onderste verdieping of boven de horizontale doorsnede gelegen aan de bovenkant van een stijve fundering. Bovendien moet elke individuele inspruing kleiner dan of gelijk zijn aan 10 % van de horizontale afmeting van de eronder gelegen verdieping (zie Figuur 4.1.d).



Figuur 4.1 — Criteria voor regelmaat van gebouwen met inspringende delen

#### 4.2.4 Combinatie coëfficiënten voor variabele acties

De combinatiecoëfficiënten  $\psi_{2i}$  (voor de quasi-permanente waarde van de variabele belasting  $q_i$ ) voor het ontwerp van gebouwen (zie 3.2.4) is gegeven in Annex 1 van NEN-EN 1990.

De combinatiecoëfficiënten  $\psi_{Ei}$  geïntroduceerd in 3.2.4 voor de berekening van de effecten van de seismische belastingen moeten worden berekend met uitdrukking (4.2).

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \tag{4.2}$$



De toe te kennen waarden voor  $\varphi$  zijn gegeven in tabel 4.2.

**Tabel 4.2 – Waarden voor  $\varphi$  voor de berekening van  $\psi_{Ei}$**

Klassen van belaste vloerooppervlakken (Categorie volgens NEN-EN 1991-1-1)	Gebouwverdieping	$\varphi$
A t.m. C	Dak	1,0
	Overige verdiepingen (vloeren)	0,6
D t.m. F en archieven		1,0

### 4.3 Constructieve berekening

#### 4.3.1 Modelleren

Het rekenmodel van het gebouw moet de stijfheids- en massaverdeling op adequate wijze representeren zodat alle significante vervormingseigenschappen en traagheidskrachten bij de beschouwde seismische belasting goed in rekening worden gebracht. In het geval van een niet-lineaire berekening moet het rekenmodel ook de respons van de bouwconstructie op adequate wijze representeren.

Hiervoor gelden de volgende uitgangspunten / aanvullende criteria.

Algemene criteria:

- In beginsel mag de bouwconstructie worden geschematiseerd als een aantal verticale en horizontale belasting afdragende systemen verbonden door horizontale schijven (vloeren);
- Indien de vloerelementen van het gebouw beschouwd mogen worden als star in hun vlak, dan mogen de massa's en de traagheidsmomenten van elke vloer geconcentreerd worden in het zwaartepunt;

**OPMERKING** Een vloer mag als star zijn aangenomen als de horizontale verplaatsingen bij het in rekening brengen van de werkelijke buigstijfheid in het vlak niet meer dan 10 % groter is dan de corresponderende absolute horizontale verplaatsingen bij een in het vlak star aangenomen vloer in de seismische ontwerp situatie.

- Voor gebouwen die voldoen aan de criteria voor regelmatigheid in plattegrond (zie 4.2.3.2) of aan de eigenschappen uit 4.3.3.1 mag de berekening zijn uitgevoerd gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke hoofdrichting, en;
- Niet-constructieve bouwkundige elementen die een mogelijke invloed kunnen hebben op de respons van de bouwconstructie moeten zijn meegenomen.

Stijfheidscriteria:

- Het rekenmodel moet rekening houden met de bijdrage van de verbindingen op de vervormbaarheid aan het gebouw, zoals de eindzones van liggers of kolommen in raamwerkconstructies;
- In gebouwen uitgevoerd in beton, staal-beton of metselwerk moet de stijfheid van de dragende elementen, in beginsel, bepaald zijn rekening houdend met het effect van scheuren. Deze stijfheid moet bij gewapend betonconstructies overeenkomen met het begin van vloeien van de wapening;
- Tenzij een meer nauwkeurige berekening van de gescheurde elementen is uitgevoerd mogen de elastische buig- en afschuif stijfheidseigenschappen van elementen uit beton en metselwerk gelijk genomen worden aan de helft van de corresponderende stijfheid van de ongescheurde elementen;

- Niet dragende wanden in een raamwerk die significant bijdragen aan de zijdelingse stijfheid en de weerstand van het gebouw moeten in rekening worden gebracht. Voor metselwerk wanden in betonnen, stalen of staal-betonnen raamwerken, zie B.4.2, en
- De vervormbaarheid van de fundering moet worden meegenomen in het rekenmodel indien dit een significante nadelige invloed heeft op de respons van de bouwconstructie.

OPMERKING Vervormbaarheid van de fundering (inclusief de interactie tussen de grond en de bouwconstructie) mag altijd in rekening gebracht worden wanneer dit leidt tot een positief effect op de respons van de bouwconstructie.

Criteria ten aanzien van massa:

- De massa's van de constructieve elementen moeten zijn berekend met de zwaartekrachtsbelasting zoals opgenomen in de combinatie van belastingen gegeven in 3.2.4. De combinatiecoëfficiënten  $\psi_{Ei}$  zijn gegeven in 4.2.4.

#### 4.3.2 Toevallige torsie-effecten

Om rekening te houden met onzekerheden in de locatie van massa's en in de ruimtelijke variatie van de seismische beweging moet het berekende massamiddelpunt op elke vloer  $i$  beschouwd worden als zijnde verplaatst ten opzichte van zijn nominale positie in elke richting met een bijkomstige excentriciteit. De excentriciteit moet voor alle vloeren gelijktijdig worden toegepast in dezelfde richting.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

waarin:

- $e_{ai}$  is de bijkomstige excentriciteit van de massa van verdieping  $i$  ten opzichte van zijn nominale positie;
- $L_i$  is de vloerafmeting van verdieping  $i$  loodrecht op de richting van de seismische belasting.

#### 4.3.3 Rekenmethodes

##### 4.3.3.1 Algemeen

##### 4.3.3.1.1 Algemeen

De referentiemethode voor het bepalen van de seismische krachten is de berekening volgens het modale respons spectrum. Hierbij moet gebruik worden gemaakt van een lineair-elastisch rekenmodel van de bouwconstructie en het ontwerp spectrum gegeven in 3.2.2.5.

Afhankelijk van de constructieve eigenschappen van het gebouw mag voor het bepalen van de seismische belasting gebruik worden gemaakt van één van de twee volgende type lineaire-elastische rekenmethodes:

- a) de "berekening volgens de zijdelingse-belasting-methode" voor gebouwen die voldoen aan de voorwaarden in 4.3.3.2;
- b) de "berekening volgens het modale respons spectrum" die geschikt is voor alle gebouwen (zie 4.3.3.3).

Als alternatief voor een lineaire rekenmethodemethode mag onder bepaalde voorwaarden ook een niet-lineaire methode worden gebruikt, zoals:

- c) niet-lineaire statische (pushover) berekening, of
- d) niet-lineaire (dynamische) tijdsdomein berekening onder de voorwaarden zoals aangegeven in 4.3.3.4.

OPMERKING De niet-lineaire methoden vergen meer inspanning aan onderzoek, onderbouwing en berekening, maar kunnen mogelijk aantonen dat minder conservatieve oplossingen toereikend kunnen zijn om aan te tonen dat het gebouw bestand is tegen aardbevingsbelastingen.

Als niet voldaan wordt aan de eisen van de regelmaat volgens 4.2.3.2 kan toch met een rekenmethode gebaseerd op twee loodrechte vlakken, een voor elke horizontale hoofdrichting, worden gewerkt als aan alle voorwaarden van het tweede aandachtsstreepje bij 4.3.3.1.3 is voldaan. Als niet aan de laatste voorwaarde hiervan kan worden voldaan, dan behoren de seismische belastingeffecten volgend uit de analyse met 1,25 vermenigvuldigd te worden.

Indien een ruimtelijk model (3D) gebruikt is moet de ontwerpwaarde van de seismische belasting aangebracht worden in alle relevante horizontale richtingen (afhankelijk van de constructieve opbouw van het gebouw) en hun bijbehorende orthogonale horizontale richtingen. Voor gebouwen met dragende elementen in twee loodrecht op elkaar staande richtingen moeten deze richtingen beschouwd worden als de relevante richtingen.

#### 4.3.3.1.2 Voorwaarden voor de keuze van de rekenmethode:

- Niet-lineaire berekeningen moeten zijn onderbouwd met betrekking tot seismische belasting, het gebruikte constitutieve model, de methode van interpretatie van de resultaten en de eisen waaraan voldaan moet worden.
- Constructies zonder trillingsisolatie ontworpen op basis van een niet-lineaire pushover berekening zonder gebruik te maken van de gedragsfactor  $q$  (zie 4.3.3.4), moeten voldoen aan 4.4.2.2, alsook aan de regels van hoofdstukken 5 tot en met 9 voor dissipatieve constructies.

OPMERKING Voor gebouwen die ter hoogte van de fundering voorzien zijn van dempingsisolatie tegen aardbevingsbelastingen zijn de voorwaarden waaronder de lineaire methodes (a) en (b) of de niet-lineaire methodes (c) en (d) gebruikt mogen worden gegeven in Hoofdstuk 10 van NEN-EN 1998-1. Aangeraden wordt de in 10.3(2)P van NEN-EN 1998-1 aanbevolen waarde voor de vergrotingsfactor  $\gamma_x$  te hanteren.

#### 4.3.3.1.3 Voorwaarden voor de ruimtelijke schematisering bij toepassing van lineair-elastische rekenmodellen:

- Indien voldaan wordt aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2) mogen lineair-elastische berekeningen uitgevoerd worden gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting
- Voor gebouwen in gevolgklassen 1 en 2 mogen lineair-elastische berekeningen ook uitgevoerd worden met behulp van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting, als niet voldaan wordt aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2). Hiervoor moet wel voldaan worden aan alle hierop volgende specifieke regelmatigheidscriteria:
  - Het gebouw moet een regelmatige gevelstructuur, een relatief stijve gevelbekleding en in een regelmatige structuur geplaatste relatief stijve niet dragende binnenwanden hebben.
  - De hoogte van het gebouw mag niet groter zijn dan 10 m.
  - De stijfheid in het vlak van de vloeren moet, ten opzichte van de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, groot genoeg zijn om starre schijfwerking te mogen aannemen, en.
  - Het middelpunt van de zijdelingse stijfheid en massa per verdieping moeten elk ongeveer in een verticale lijn liggen en, in de twee horizontale richtingen van de berekening, voldoen aan de voorwaarden:  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ , waarbij de traagheidsstraal  $l_s$ , de torsiestralen  $r_x$  en  $r_y$  en de natuurlijke excentriciteiten  $e_{ox}$  en  $e_{oy}$  gedefinieerd zijn zoals in 4.2.3.2.

#### 4.3.3.2 Zijdelingse Belasting-methode

##### 4.3.3.2.1 Algemeen

Dit type berekening mag worden toegepast voor gebouwen waarvan de respons niet significant beïnvloed wordt door andere trilvormen dan de fundamentele trilvorm in iedere hoofdrichting. Aan dit criterium wordt geacht voldaan te zijn als het gebouw voldoet aan de twee hierna volgende voorwaarden:

- a) De fundamentele trillingsperiodes  $T_1$  in de twee hoofdrichtingen zijn kleiner of gelijk aan:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4)$$

waarin

$T_C$  is de bovengrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling constant is, als gedefinieerd in 3.2.2.2.

- b) het gebouw voldoet aan de criteria voor regelmatigheid in doorsnede, gegeven in 4.2.3.3.

##### 4.3.3.2.2 Afschuifkracht ter plaatse van de fundering

De afschuifkracht als gevolg van de seismische belasting ter plaatse van de fundering  $F_b$ , moet voor de twee beschouwde horizontale richtingen, bepaald zijn met de volgende formule:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

waarin:

$S_d(T_1)$  is de waarde van het ontwerpspectrum (zie 3.2.2.5) bij periode  $T_1$ ;

$T_1$  is de fundamentele trillingsperiode van het gebouw met betrekking tot de zijdelingse beweging in de beschouwde richting;

$m$  is de totale massa van het gebouw, voorzover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelderverdieping, berekend in overeenstemming met 3.2.4;

$\lambda$  is de correctiefactor:  $\lambda = 0,85$  als  $T_1 \leq 2 T_C$  en het gebouw meer dan twee verdiepingen heeft, en  $\lambda = 1,0$  in andere gevallen.

**OPMERKING** De factor  $\lambda$  brengt in rekening dat voor gebouwen met ten minste drie verdiepingen en translatievrijheidsgraden in elke horizontale richting, de effectieve geactiveerde massa van de eerste (fundamentele) trilvorm gemiddeld 15 % kleiner is dan de totale massa van het gebouw.

Voor de schatting of de berekening van de fundamentele trillingsperiode  $T_1$ : zie 4.3.3.2.2 van NEN-EN 1998-1.

##### 4.3.3.2.3 Verdeling van de horizontale seismische krachten

De fundamentele trilvormen in de horizontale richtingen van het gebouw behoren berekend te zijn gebruik makend van de leer der dynamica. Ze mogen ook zijn benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw.

De seismische belastingeffecten moeten bepaald zijn door horizontale krachten  $F_i$  aan te laten grijpen op alle verdiepingen in de twee te beschouwen vlakken.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$$

waarin:

- $F_i$  is de horizontale kracht aangrijpend op verdieping  $i$ ;
- $F_b$  is de seismische dwarskracht ter plaatse van de fundering, in overeenstemming met uitdrukking (4.5);
- $s_i, s_j$  zijn de verplaatsingen van massa's  $m_i, m_j$  in de fundamentele trilvorm;
- $m_i, m_j$  zijn de massa's van de verdiepingen, berekend in overeenstemming met 3.2.4.
- $n$  is het aantal verdiepingen boven de fundering of de bovenzijde van een star te beschouwen kelder;

Indien de fundamentele trilvorm is benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw dan moeten de horizontale krachten  $F_i$  gelijk genomen zijn aan:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

waarin:

- $z_i$  is de afstand van de vloer met massa  $m_i$  ten opzichte van het niveau van aangrijpen van de seismische belasting (maaiveld);
- $z_j$  is de afstand van de vloer met de massa  $m_j$  ten opzichte van het niveau van aangrijpen van de seismische belasting (maaiveld), daaronder ook inbegrepen  $m_i$ .
- $n$  is het aantal verdiepingen boven de fundering of de bovenzijde van een star te beschouwen kelder;

OPMERKING De eerste vloer boven het maaiveld is  $j = 1$ .

De aldus berekende horizontale krachten  $F_i$ , moeten verdeeld worden over het systeem dat weerstand biedt tegen de zijdelingse belasting, in de veronderstelling dat de vloeren star zijn in hun vlak.

#### 4.3.3.2.4 Torsie-effecten

Indien de zijdelingse stijfheid en massa symmetrisch verdeeld zijn in het horizontale vlak en als de bijkomende excentriciteit van 4.3.2 niet in rekening gebracht is met een meer nauwkeurige methode (bijvoorbeeld die van 4.3.3.3), dan mogen de bijkomende torsie effecten in rekening gebracht zijn door de belastingeffecten in de individuele belasting afdragende elementen resulterend uit de toepassing van 4.3.3.2.3 bepaalde  $F_i$ , te vermenigvuldigen met een factor  $\delta$  gegeven door

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

waarin:

- $x$  is de afstand van het beschouwde element tot het zwaartepunt van het gebouw in de plattegrond, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing;
- $L_e$  is de afstand tussen de twee verst uit elkaar gelegen horizontale belasting-afdragende elementen, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing.

Indien de berekening is uitgevoerd gebruikmakend van twee te beschouwen vlakken, één voor elke horizontale hoofdrichting, dan mogen de torsie-effecten bepaald zijn door verdubbeling van de bijkomende excentriciteit  $e_{ai}$  uit uitdrukking (4.3) en door toepassing van uitdrukking (4.12) waarbij de factor 0,6 in deze uitdrukking wordt verhoogd tot 1,2.

#### 4.3.3.3 Spectrale modale responsieberekening

##### 4.3.3.3.1 Algemeen

Dit type berekening kan toegepast worden op gebouwen die niet voldoen aan de voorwaarden voor toepassing van de zijdelingse belasting-methode gegeven in 4.3.3.2.1.

De respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons moeten in rekening worden gebracht. Er mag vanuit gegaan worden dat hieraan voldaan is als aangetoond is dat :

- de som van de effectieve geactiveerde massa's van de beschouwde trilvormen ten minste 90 % is van de totaal in rekening te brengen massa, of;
- alle trilvormen met een effectieve geactiveerde massa groter dan 5 % van de totale massa in rekening zijn gebracht.

OPMERKING De effectieve geactiveerde massa  $m_k$ , behorende bij trilvorm  $k$ , is zodanig bepaald dat de totale dwarskracht ter plaatse van de fundering  $F_{bk}$  werkend in de richting van de seismische belasting, kan worden geformuleerd als  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$ .

Indien een ruimtelijk rekenmodel gebruikt wordt moeten de bovenstaande criteria geverifieerd worden voor alle relevante richtingen.

Indien niet voldaan kan worden aan de bovengenoemde percentages ten aanzien van de effectieve geactiveerde massa's (b.v. in gebouwen met een significante bijdrage van torsie trilvormen), dan moet het minimum aantal trilvormen  $k$  dat in rekening wordt gebracht bij een berekening met een ruimtelijk rekenmodel voldoen aan beide onderstaande voorwaarden:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13)$$

en

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

waarin:

$k$  is het aantal trilvormen dat in rekening moet worden gebracht;

$n$  is het aantal verdiepingen boven de fundering of de bovenzijde van een star te beschouwen kelder;

$T_k$  is de trillingsperiode voor trilvorm  $k$ .

##### 4.3.3.3.2 Combinatie van modale responsen

De respons in twee trilvormen  $i$  en  $j$  (inclusief translatie- en torsietrilvormen) mogen als onderling onafhankelijk worden beschouwd indien hun trillingsperiodes  $T_i$  en  $T_j$  (met  $T_j \leq T_i$ ) aan de volgende voorwaarden voldoen:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.3.3.1) als onderling onafhankelijk beschouwd mogen worden, dan mag de maximale waarde van een seismisch belastingeffect,  $E_{\pm}$ , gelijkgesteld worden aan:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

waarbij:

$E_E$  is het seismisch belastingeffect onder beschouwing (kracht, verplaatsing, enz.);

$E_{Ei}$  is de waarde van dit seismische belastingeffect ten gevolge van trilvorm  $i$ .

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.3.3.1) niet als onderling onafhankelijk beschouwd mogen worden, dan moeten meer nauwkeurige methodes gebruikt worden voor de combinatie van de maxima van de geactiveerde massa, bijvoorbeeld "Volledige Kwadratische Combinatie" (zie 4.2.1.3 van NEN-EN 1998-2).

#### 4.3.3.3.3 Torsie-effecten

Indien een ruimtelijk model gebruikt is voor de berekening, dan mogen de bijkomende torsie effecten waarnaar gerefereerd wordt in 4.3.2, bepaald worden als de omhullende van de effecten die resulteren uit het in rekening brengen van statische belastingen, bestaande uit combinaties van torsiemomenten  $M_{ai}$  om de verticale as van elke verdieping  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

waarin:

$M_{ai}$  is het torsiemoment dat aangrijpt op verdieping  $i$  om zijn verticale as;

$e_{ai}$  is de bijkomende excentriciteit van de massa van verdieping  $i$  bepaald met uitdrukking (4.3) voor alle relevante richtingen;

$F_i$  is de horizontale kracht werkend op verdieping  $i$ , zoals afgeleid in 4.3.3.2.3 voor alle relevante richtingen.

Het effect van deze belastingen moet in rekening worden gebracht met een positief en negatief teken (hetzelfde teken voor iedere verdieping).

Indien twee afzonderlijke vlakke modellen zijn gebruikt in de berekening, dan mogen de torsie-effecten in rekening worden gebracht door toepassing van de regels uit 4.3.3.2.4 op de belastingeffecten berekend in overeenstemming met 4.3.3.3.2.

#### 4.3.3.4 Niet-lineaire methoden

Bij het hanteren van niet-lineaire methoden wordt gebruik gemaakt van 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1.

Voor nieuwbouw mag worden verondersteld dat initiële scheefstanden verwaarloosd kunnen worden: voor verbouw en/of afkeur moeten scheefstanden worden ingemeten en worden meegenomen in de beoordeling indien ze groter zijn dan de initiële scheefstand van het gebouw.

Bij een schatting van de draagkracht via het uitvoeren van een aantal niet-lineaire tijdsdomeinanalyses moet 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  $V = 0,5$ .

#### 4.3.3.5 Combinatie van de effecten van de componenten van de seismische belasting

##### 4.3.3.5.1 Horizontale componenten van de seismische belasting

De belastingeffecten als een gevolg van de horizontale componenten van seismische belasting moeten zijn bepaald op basis van de volgende twee formules:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (4.19)$$

waarin:

"+" betekent "te combineren met";

$E_{Edx}$  vertegenwoordigt de belastingeffecten – ten gevolge van de aangrijping van de rekenwaarde van de seismische belasting langs de gekozen horizontale as x van de bouwconstructie;

$E_{Edy}$  vertegenwoordigt de belastingeffecten ten gevolge van de aangrijping van dezelfde rekenwaarde van de seismische belasting langs de loodrechte horizontale as y van de bouwconstructie.

##### 4.3.3.5.2 Verticale component van de seismische belasting

Indien  $a_{vg}$  groter is dan  $2,5 \text{ m/s}^2$ , dan moet de verticale component van de seismische belasting, zoals gedefinieerd in 3.2.2.3, in rekening worden gebracht voor de hieronder opgesomde elementen:

- voor horizontale of bijna-horizontale constructieve elementen die 20 m of meer overspannen;
- voor horizontale of bijna-horizontale uitkragende liggers langer dan 5 m;
- voor horizontale of bijna-horizontale voorgespannen componenten;
- voor liggers die kolommen dragen;
- in bouwconstructies met seismische isolatie bij de fundering.

Als het horizontale belastingeffect van de seismische belasting verwaarloosbaar is, dan mag de verticale component van de seismische belasting zijn vastgesteld op basis van een model dat een gedeelte van de bouwconstructie omvat, zijnde elementen van bovengenoemde opsomming en dat rekening houdt met de stijfheid van de aangrenzende elementen.

Als het horizontale belastingeffect van de seismische belasting niet verwaarloosbaar is, dan moet de bepalingsmethode als genoemd in 4.3.4.1 worden toegepast, uitgebreid naar alle drie de componenten van de seismische belasting. Als alternatief mag gebruik worden gemaakt van het belastingeffect voortvloeiend uit de volgende drie formules, waarbij het meest ongunstige moet worden ongehouden:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz} \quad (4.20)$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz} \quad (4.21)$$

$$\text{c) } 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \quad (4.22)$$



waarin:

"+" betekent "te combineren met";

$E_{Edx}$  als gegeven in 4.3.4.1;

$E_{Edy}$  als gegeven in 4.3.4.1;

$E_{Edz}$  vertegenwoordigt de belastingeffecten die ontstaan door de verticale component van de rekenwaarde van de seismische belasting.

Als een niet-lineaire statische "pushover" berekening wordt uitgevoerd, dan kan de verticale component van de seismische belasting verwaarloosd worden.

#### 4.3.4 Verplaatsingsberekening

Als een lineaire berekening wordt uitgevoerd, dan moeten de verplaatsingen die het gevolg zijn van de rekenwaarde van de seismische belasting, berekend worden op basis van de elastische vervormingen van het constructieve systeem door middel van de volgende vereenvoudigde uitdrukking:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

waarin:

$d_s$  is de verplaatsing van een punt in het constructieve systeem als gevolg van de rekenwaarde van de seismische belasting;

$q_d$  is de gedragsfactor voor de verplaatsing die veronderstelt is gelijk te zijn aan  $q$ , tenzij anders gespecificeerd;

$d_e$  is de verplaatsing van hetzelfde punt van het constructieve systeem, zoals bepaald aan de hand van een lineaire berekening gebruikmakend van het ontwerp respons spectrum (zie 3.2.2.5).

Voor  $d_s$  hoeft geen grotere waarde aangehouden te worden dan de waarde afgeleid uit het elastisch spectrum.

Bij de bepalingen van de verplaatsingen  $d_e$  moeten de torsie-effecten van de seismische belasting in rekening worden gebracht.

In afwijking van het bovenstaande worden bij zowel een statische als een dynamische niet-lineaire berekening de verplaatsingen rechtstreeks afgeleid uit de berekening zonder verdere aanpassing.

#### 4.3.5 Niet constructieve elementen, zijnde constructieve elementen waarvan het bezwijken niet leidt tot voortschrijdende instorting

Constructieve elementen niet behorend tot de hoofdstructuur, evenals hun verbindingen en toebehoren of ankers, moeten worden geverifieerd voor de seismische ontwerpsituatie (zie 3.2.4).

OPMERKING 1 De plaatselijke overdracht van belastingen naar de constructie door de verbinding van constructieve elementen niet behorend tot de hoofdstructuur en hun invloed op het constructieve gedrag behoort in rekening te worden gebracht.

OPMERKING 2 Gedacht moet worden aan omvallen van onder andere schoorstenen op een dak, ornamenten, borstweringen, onderdelen van de gevel, binnenwanden.

Het effect van de seismische belastingen mag worden bepaald door het toepassen van een horizontale kracht  $F_a$  op de constructieve elementen niet behorend tot de hoofdstructuur, die als volgt is gedefinieerd:

$$F_a = (S_a W_a \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

waarin:

- $F_a$  is de horizontale seismische kracht, aangrijpend op het zwaartepunt van het niet constructieve element in de meest ongunstige richting;
- $W_a$  is het gewicht van het element
- $S_a$  is de seismische coëfficiënt van toepassing op het niet constructieve element, zie 4.3.5.2(3) van NEN-EN 1998-1
- $\gamma_a$  is de belangrijkheidsfactor van het element, voor niet constructieve elementen gelijk aan 1,0
- $q_a$  is de gedragsfactor van het element, zie tabel 4.4 van NEN-EN 1998-1

#### 4.3.6 Niet constructieve elementen, zijnde de echt niet constructieve elementen

Deze NPR richt zich niet op niet constructieve elementen.

OPMERKING Het losraken, danwel omvallen van bijvoorbeeld verlaagde plafonds en overige elementen in het plenum, kasten, etc. kan leiden tot verwondingen bij gebruikers van een gebouw, maar wordt niet gezien als een constructie veiligheidsvraagstuk. Het verdient aanbeveling hier wel naar te kijken als de kans op letsel te groot wordt geacht. In het bijzonder verdienen de aansluitingen van nutsvoorzieningen, zoals- gas, water en electra de aandacht.

### 4.4 Beoordeling van de constructieve veiligheid

#### 4.4.1 Algemeen

Deze NPR legt de nadruk op de beoordeling van de grenstoestand NC (Near Collapse). Bij overschrijding daarvan volgt volledige of gedeeltelijke instorting. Beoordeling mag plaats vinden via controle van doorsneden, elementen en de gehele constructie.

#### 4.4.2 Uiterste grenstoestand

##### 4.4.2.1 Algemeen

Aan de eis ten aanzien van niet bezwijken (NC, uiterste grenstoestand) bij de seismische ontwerpsituatie is voldaan indien aan de hierna beschreven voorwaarden betreffende de sterkte in de doorsnede, het voorkomen van brosse breuk, de stabiliteit van het gebouw, de sterkte van de horizontale schijfvormige elementen, de stabiliteit van de fundering en de sterkte van de verbindingen is voldaan. .

##### 4.4.2.2 Sterkte in de doorsnede

Alle constructieve elementen inclusief verbindingen en de relevante niet-constructieve elementen, moeten elk voldoen aan:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

waarin:

- $E_d$  is de rekenwaarde van de belasting, in de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990), inclusief indien nodig eventuele tweede-orde-effecten. Herverdeling van buigende momenten is toegestaan in overeenstemming met NEN-EN 1992-1-1, NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1994-1-1;
- $R_d$  is de rekenwaarde van de weerstand van het element, berekend in overeenstemming met de regels die specifiek zijn voor het gebruikte materiaal, waarbij de karakteristieke waarden van materiaaleigenschappen  $f_k$  worden gedeeld door de partiële factor  $\gamma_m$  en de zo bepaalde weerstand van het element wordt gedeeld door de partiële factor  $\gamma_M$ , die in overeenstemming is met de mechanische modellen die betrekking hebben op het specifieke type van constructief systeem,

zoals beschreven in hoofdstukken 5 tot en met 9 van voorliggende NPR en in andere relevante Eurocodes, waarbij:

$$R_d = R (f_k, \gamma_m) / \gamma_M$$

waarin:

- $\gamma_M$  is de partiële factor voor de weerstand van het element: 1,1 voor CC1B, 1,2 voor CC2 en 1,3 voor CC3;
- $\gamma_m$  is de partiële factor voor de materiaaleigenschappen, waarbij voor  $\gamma_m$  de waarde 1,0 kan worden aangehouden als degradatie-effecten expliciet in rekening worden gebracht, indien degradatie-effecten niet via een expliciet model in rekening worden gebracht moeten de in hoofdstuk 5 tot en met 9 beschreven waarden van  $\gamma_m$  worden aangehouden.

**OPMERKING** In NEN-EN 1998-3 wordt in tegenstelling tot NEN-EN 1998-1 en deze NPR, de weerstand van een constructie tegen de effecten van aardbevingsbelasting beoordeeld door het toetsen van optredende verplaatsingen aan verplaatsingseisen. Ten tijde van het opstellen van deze NPR was nog onvoldoende inzicht beschikbaar in de constructieve veiligheid die met het toepassen van deze methoden verkregen wordt. Dit is de reden waarom deze verplaatsingseisen nog niet zijn overgenomen in deze NPR. Echter als de betrouwbaarheid van de constructieve veiligheid, bij het toepassen van een verplaatsingseis, voldoende is onderbouwd, wordt het toetsen van de verplaatsingen als een methode gezien die gelijkwaardig is aan de methode die in deze NPR is beschreven.

Tweede-orde-effecten (P- $\Delta$  effecten) hoeven niet in rekening te worden gebracht indien voor alle verdiepingen wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

waarin:

- $\theta$  is de coëfficiënt voor de gevoeligheid voor de relatieve verplaatsing tussen verdiepingen;
- $P_{\text{tot}}$  is de massa op en boven de beschouwde verdieping in de seismische ontwerpsituatie;
- $d_r$  is de rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen verdiepingen, gelijk aan het verschil van de gemiddelde laterale verplaatsingen  $d_s$  aan de boven- en onderzijde van de beschouwde verdieping
- $V_{\text{tot}}$  is de totale seismische dwarskracht van de verdieping; en
- $h$  is de hoogte tussen de verdiepingen (hart op hart).

Indien  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , kunnen de tweede-orde-effecten worden benaderd door de relevante seismische belastingeffecten te vermenigvuldigen met een factor gelijk aan  $1/(1 - \theta)$ .

De waarde van de coëfficiënt  $\theta$  mag echter niet groter zijn genomen dan 0,3.

Als de rekenwaarde van de belastingeffecten  $E_d$  berekend wordt door middel van een niet-lineaire rekenmethode (zie 4.3.3.4), dan mag vergelijking 4.27 enkel worden toegepast voor brosse elementen

Voor energie-dissipatieve zones van elementen die ontworpen en gedetailleerd zijn op ductiliteit, richt vergelijking 4.27 zich op de vervormingen van het element (bijvoorbeeld: plastisch schamier of aslijnrotaties), rekening houdend met materiaalgebonden partiële veiligheidsfactoren toe te passen op de vervormingscapaciteit van de elementen.

Bij aardbevingen hoeft niet op vermoeiing te worden gecontroleerd.

#### 4.4.2.3 Voorkomen brosse breuk

Gecontroleerd moet worden of de beschikbare ductiliteit voor zowel de bouwconstructie als onderdelen daarvan voldoende groot is. De benodigde ductiliteit hangt af van het gekozen systeem en de gedragsfactor ( $q$ ).

Aan specifiek materiaal gerelateerde eisen, zoals gedefinieerd in hoofdstuk 5 t/m 9, moet worden voldaan, inclusief, voor zover aangegeven, maatregelen met betrekking tot de capaciteit gerelateerde eisen met als doel om de hiërarchie van de weerstand te bepalen van de verscheidene constructieve elementen, die noodzakelijk is om de beoogde configuratie van plastische scharnieren te verzekeren en om brosse bezwijkmogelijkheden te vermijden.

In gebouwen met twee of meer verdiepingen moet de vorming van een plastisch mechanisme bij een zwakke verdieping voorkomen worden, omdat een dergelijk mechanisme mogelijk kan leiden tot buitengewone lokale ductiliteitseisen in de kolommen van de zwakke verdieping. Tenzij anders gespecificeerd in de hoofdstukken 5 tot en met 9, moet, om aan deze eis te voldoen, aan de volgende voorwaarde voldaan zijn voor alle verbindingen met primaire of secundaire seismische liggers en primaire seismische kolommen in raamwerkgebouwen, met twee of meer verdiepingen:

$$\sum M_{Rc;d} \geq 1,3 \sum M_{Rb;d} \quad (4.29)$$

waarin:

$\sum M_{Rc;d}$  is de som van de rekenwaarden van het weerstandsmoment van de kolommen die samenkomen in de verbinding. De minimale waarde van het kolom-weerstandsmoment binnen het bereik van de kolom-normaalkrachten die zich voordoen bij de seismische ontwerpsituatie, moet gebruikt worden in vergelijking (4.29).

$\sum M_{Rb;d}$  is de som van de ontwerpwaarden van het weerstandsmoment van de liggers die samenkomen in de verbinding. Wanneer niet volledig sterke verbindingen worden gebruikt, moeten de weerstandsmomenten van deze verbindingen in rekening worden gebracht bij de berekening van  $\sum M_{Rb;d}$ .

**OPMERKING** Een rigoreuze interpretatie van vergelijking (4.29) vereist de berekening van de momenten in het middelpunt van de verbinding. Deze momenten stemmen overeen met de rekenwaarden van het weerstandsmoment van de kolommen of liggers ter plaatse van de buitenste zijden van de verbinding, plus een geschikt aandeel voor de momenten ten gevolge van afschuiving op de verbindingvlakken. Echter, het verlies aan nauwkeurigheid is beperkt en de bereikte vereenvoudiging is aanzienlijk in geval vergroting van de respons als gevolg van afschuiving wordt verwaarloosd. Deze aanpak wordt acceptabel geacht.

De eis geformuleerd in vergelijking (4.29) is van toepassing in de twee verticale vlakken waarin buigende momenten optreden, welke, in gebouwen met loodrecht op elkaar gepositioneerde raamwerken, gedefinieerd zijn door deze twee richtingen. Aan de eis moet worden voldaan voor beide richtingen van de optredende belasting (positief en negatief) waarin liggermomenten optreden ter plaatse van de verbinding, met de kolommomenten altijd tegengesteld aan de liggermomenten. Als het constructieve systeem een raamwerk of een vergelijkbaar systeem is in slechts één van de twee horizontale hoofdrichtingen van het constructieve systeem, dan moet aan de eis van vergelijking (4.29) voldaan zijn voor alleen het verticale vlak door die richting.

Deze eis niet van toepassing voor de bovenste verdieping van een gebouw met meerdere bouwlagen.

Aan de eis van vergelijking (4.29) is voldaan indien aan de volgende voorwaarden is voldaan:

- de plastische mechanismen, vastgesteld gebruikmakend van de “pushover” berekening, zijn toereikend;
- de eisen met betrekking tot zowel de globale, de tussen verdiepingen aanwezige en lokale ductiliteit en vervormingen voortvloeiend uit de “pushover” berekening (met verschillende horizontale belastingspatronen), overschrijden niet de bijbehorende capaciteiten; en
- brosse elementen blijven in de elastische fase.

#### 4.4.2.4 Stabiliteit van het gebouw

Het gebouw moet stabiel zijn bij de aardbevingsbelasting, zoals gespecificeerd in 6.4.3.4 van NEN-EN 1990. De stabiliteit ten aanzien van kantelen en glijden moet beschouwd worden in het kader van de mogelijke volledige instorting van het bouwwerk.

In bijzondere situaties mag de stabiliteit van het gebouw op basis van een energiebalans worden bepaald, of op basis van geometrisch niet-lineaire methoden waarbij de aardbevingsbelasting wordt gedefinieerd als aangegeven in 3.2.3.1.

#### 4.4.2.5 Sterkte van de horizontale schijfvormige elementen

Schijven en schoorconstructies in de horizontale vlakken moeten de effecten ten gevolge van de seismische ontwerpbelasting met voldoende oversterkte kunnen overdragen op de systemen die weerstand bieden aan de zijdelingse belasting, waarmee ze in verbinding staan.

Hieraan wordt voldaan indien bij bepalen van de belastingeffecten in de schijf, danwel de schoorconstructie, bij de relevante weerstandsvergelijking de seismische belastingen, zijn vermenigvuldigd met een belastingfactor  $\gamma_d$  gelijk aan:

- $\gamma_d = 1,3$  voor bros bezwijkgedrag zoals bij afschuiving in schijven van beton;
- $\gamma_d = 1,1$  voor ductiel bezwijkgedrag.

#### 4.4.2.6 Stabiliteit van de fundering

Het funderingssysteem moet voldoen aan hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-5, en NEN-EN 9997-1.

De belastingeffecten voor de funderingselementen moeten afgeleid worden op basis van capaciteit gerelateerde ontwerpoverwegingen, waarbij rekening wordt gehouden met de mogelijke ontwikkeling van oversterkte. Echter deze waarden hoeven niet groter te zijn dan de belastingeffecten die overeenstemmen met de respons van de constructie onder de seismische ontwerpsituatie op basis van elastisch gedrag ( $q = 1,0$ ). Verder zijn capaciteit gerelateerde overwegingen niet noodzakelijk indien:

- de belastingeffecten voor de fundering zijn bepaald op basis van de gedragsfactor  $q$  die van toepassing is voor dissipatieve constructies;
- voor funderingen van individuele verticale elementen (wanden of kolommen) de rekenwaarden van de belastingeffecten  $E_{Fd}$  op de funderingen als volgt zijn afgeleid:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.30)$$

waarin:

$\gamma_{Rd}$  is de oversterktefactor gelijk aan 1,0 voor  $q \leq 3$ , of aan 1,2 voor  $q > 3$ ;

$E_{F,G}$  is het belastingeffect ten gevolge van de niet-seismische belastingen die deel uitmaken van de belastingcombinatie behorend bij de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990,);

$E_{F,E}$  is het belastingeffect volgend uit de berekening van de seismische ontwerpbelasting; en

$\Omega$  is de waarde van  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  van de dissipatieve zone of van het element  $i$  van de constructie met de grootste invloed op het beschouwde effect  $E_{F,i}$ ; waarbij

$R_{di}$  is de rekenwaarde van de weerstand van de zone of van het element  $i$ ; en

$E_{di}$  is de rekenwaarde van het belastingeffect op de zone of op het element  $i$  in de seismische ontwerpsituatie.

Met betrekking tot het vaststellen van de waarde van  $\Omega$  is het volgende op te merken:

- Voor funderingen van constructieve wanden of van kolommen van moment-vaste raamwerken, is  $\Omega$  de minimum waarde van de verhouding  $M_{Rd}/M_{Ed}$  in de twee loodrechte hoofdrichtingen op de laagste dwarsdoorsnede waar een plastisch scharnier zich kan ontwikkelen in het verticale element tijdens de seismische ontwerpsituatie.
- Voor de funderingen van kolommen van concentrisch geschoorde raamwerken, is  $\Omega$  de minimum waarde van de verhouding  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  over alle trekdiagonalen van het geschoorde raamwerk.
- Voor de funderingen van kolommen van excentrisch geschoorde raamwerken, is  $\Omega$  het minimum van de volgende twee waarden: de minimum verhouding  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  voor alle korte seismische verbindingen en de minimum verhouding  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  voor alle intermediaire en lange verbindingen in het geschoorde raamwerk
- Voor funderingen met meer dan één verticaal element (funderingsbalken, funderingszolen, funderingsplaten, enz.) is de waarde van  $\Omega$  gebruikt in uitdrukking (4.30) afgeleid voor het verticale element met de grootste horizontale dwarskracht in de seismische ontwerpsituatie, of, als alternatief, kan in uitdrukking (4.30) een waarde  $\Omega = 1$  worden gebruikt waarbij gelijktijdig de waarde van de oversterktefactor  $\gamma_{Rd}$  wordt verhoogd naar 1,4.

#### 4.5 Toepassing trillingsisolatie

Door het gebouw via een trillings-isolatiesysteem met de fundering te verbinden kan ervoor gezorgd worden dat de bewegingen van de constructie sterk worden verminderd en geheel elastisch kunnen worden opgenomen ( $q = 1$ ). NEN-EN 1998-1 geeft hiervoor nadere bepalingen in hoofdstuk 10.

#### 4.6 Beoordeling en maatregelen bestaande bouw, aanvullende bepalingen

##### 4.6.1 Algemeen

Voor de beoordeling van bestaande bouw in het algemeen wordt verwezen naar NEN-EN 1998-3. Ten aanzien van de NPD's in NEN-EN 1998-3 geldt het volgende:

- alle annexen zijn informatief;
- de definities voor de inspectie niveaus moeten worden aangehouden;
- De beperking van  $\rho / \rho_{max}$  is niet van toepassing.

De rekenwaarde van de weerstand van een onderdeel van de bouwconstructie moet zijn bepaald als beschreven in 4.4.2.2.

De kennisfactoren als bedoeld in 4.6.1 van NEN-EN 1998-3 worden op 1,0 gesteld.

Voor de vaststelling van geometrie en karakteristieke materiaalwaarden in het geval van de beoordeling van groepen van constructies: zie Bijlage C.

##### 4.6.2 Beoordeling individueel gebouw

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van individuele gebouwen moet een berekening uitgevoerd worden, op een wijze zoals is omschreven in de NPR. Ten behoeve van een dergelijke berekening is het noodzakelijk om te beschikken over informatie over het gebouw. Bijlage A geeft een inspectieprotocol, waarin wordt beschreven welke informatie van gebouwen op welke wijze verzameld kan worden.

#### 4.6.3 Beoordeling van een groep van gebouwen

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van een groep gebouwen en de prioritering van te nemen maatregelen moet worden vastgesteld welke gebouwen gedetailleerd onderzoek behoeven en/of welke gebouwen versterkingsmaatregelen behoeven. Voor de prioritering van de aanpak kan gebruik worden gemaakt van een op veiligheidsrisico's gebaseerde prioriteringsstrategie. Bijlage C geeft hiervoor een mogelijke invulling.

#### 4.6.4 Maatregelen (Versterking, verbouw of sloop)

De volgende maatregelen worden onderscheiden (oplopend naar complexiteit en impact):

- a) Reductie risico door versterking schoorstenen en dergelijke;
- b) Koppelen van vloeren aan wanden;
- c) Verbeteren van schijfwerking in constructies;
- d) Versterken van bestaande wanden;
- e) Verplaatsen dan wel toevoegen van verstijvende wanden;
- f) Versterken van de fundering;
- g) Sloop, eventueel aangevuld door vervangende nieuwbouw.

OPMERKING 1 Elk van deze maatregelen behoort binnen de kaders van deze NPR beschouwd te worden.

OPMERKING 2 In bijlage B zijn enkele handreikingen opgenomen van algemeen inzetbare en direct uitvoerbare versterkingsmaatregelen.

## 5 Specifieke regels voor betonconstructies

### 5.1 Nieuwbouw

#### 5.1.1 Algemeen

Onderdelen van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
5.2.1(5)P	Geografische beperkingen voor het gebruik van ductiliteitsklassen voor gebouwen van beton.
5.2.2.2(10)	$q_o$ -waarde voor gebouwen van beton indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is.
5.2.4(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van beton voor het seismisch ontwerp.
5.4.3.5.2(1)	Minimum dwarskrachtwapening voor wanden.
5.8.2(3)	Minimum afmetingen van de doorsnede van funderingsbalken.
5.8.2(4)	Minimum dikte en minimum wapeningspercentage van funderingsplaten.
5.8.2(5)	Minimum wapeningspercentage van funderingsbalken.
5.11.1.3.2(3)	Ductiliteitsklasse van elementen van geprefabriceerd beton.
5.11.1.4(1)	Reductiefactoren $k_p$ voor $q$ -factoren voor constructies van geprefabriceerd beton.
5.11.1.5(2)	Seismische belasting tijdens de montage van geprefabriceerde constructies.
5.11.3.4(7)e	Minimum percentage langswapening in verticale voegen tussen geprefabriceerde wandelementen.

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

#### **NEN-EN 1998-1**      **5.2.1 Energie-dissipatiecapaciteit en ductiliteitsklassen**

- (5)P Ductiliteitsklassen DCM en DCH mogen overal worden toegepast. Voor te bouwen constructies mogen, in het geval  $a_g$  groter is dan 0,2 g, uitsluitend constructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklassen DCM en DCH.

#### **NEN-EN 1998-1**      **5.2.2.2 Gedragsfactoren voor horizontale seismische belastingen**

- (1) De gedragsfactor  $q$  kan ook worden bepaald door een push-over berekening volgens 5.1.2 uit te voeren.  
 (10) De  $q_o$ -factoren mogen niet worden verhoogd indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is.

#### **NEN-EN 1998-1**      **5.2.4 Toetsing van de constructieve veiligheid**

- (3) De waarden van  $\gamma_M$  ( $\gamma_c$  en  $\gamma_s$ ) moeten aan tabel 5.1 van deze NPR zijn ontleend.



Tabel 5.1 – Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden

Ontwerpsituaties	$\gamma_M$ ( $\gamma_c$ ) voor beton	$\gamma_M$ ( $\gamma_s$ ) voor betonstaal	$\gamma_M$ ( $\gamma_s$ ) voor voorspanstaal
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING De partiële factoren zijn mede bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, rekening te houden met degradatie van de sterkte als gevolg van cyclische vervormingen conform de aanbeveling in 5.2.4(3) van NEN-EN 1998-1.

**NEN-EN 1998-1 5.4.3.5.2 Dwarskrachtweerstand**

- (1) De waarde van  $\rho_{w,min}$  moet gelijk aan  $0,002 A_c$  zijn genomen.

OPMERKING De waarde van  $\rho_{w,min}$  is gelijk genomen aan de aanbevolen waarde in 9.6.2(1) van NEN-EN 1992-1-1 en is daarmee hoger dan de waarde in 9.6.2(1) van de nationale bijlage van NEN-EN 1992-1-1.

**NEN-EN 1998-1 5.8.2 Verbindingsbalken en funderingsbalken**

- (3) De waarde van  $b_{w,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,25 m.

De waarde van  $h_{w,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,4 m voor gebouwen met maximaal drie bouwlagen boven het maaiveld.

De waarde van  $h_{w,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,5 m voor gebouwen met meer dan drie bouwlagen boven het maaiveld.

- (4) De waarde van  $t_{min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,2 m.

De waarde van  $\rho_{s,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,2 %.

- (5) De waarde van  $\rho_{b,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 0,4 %.

**NEN-EN 1998-1 5.11.1.3.2 Energie-dissipatie**

- (3) Voor te bouwen gebouwen van prefab beton mogen, in het geval  $a_g$  groter is dan 0,2 g, uitsluitend constructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklassen DCM en DCH.

OPMERKING Het gestelde bij 5.2.1(5)P van NEN-EN 1998-1 is dus onverkort van toepassing op constructies van geprefabriceerd beton.

**NEN-EN 1998-1 5.11.1.4 Gedragsfactoren**

- (3) De waarde van  $k_p$  moet gelijk zijn genomen aan 1,0 voor constructies met verbindingen conform 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 of 5.11.2.1.3 van NEN-EN 1998-1.

De waarde van  $k_p$  moet gelijk zijn genomen aan 0,5 voor constructies met andere verbindingen.

**NEN-EN 1998-1 5.11.1.5 Toetsing van de montagefase**

- (2) De waarde van  $A_p$  moet gelijk zijn genomen aan 30 %.

**NEN-EN 1998-1 5.11.3.4 Geprefabriceerde wanden met verdiepingshoge elementen**

- (7)e De waarde van  $\rho_{c,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 1 %.

### 5.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over berekening

Push-over berekeningen moeten zijn uitgevoerd overeenkomstig 4.3.3.4.2 van NEN-EN 1998-1. Hierbij moeten ten minste de twee in 4.3.3.4.2.2 van NEN-EN 1998-1 beschreven verdelingen van de horizontale belastingen worden beschouwd. De daarbij aan te houden verticale belastingen volgen uit de in (2)P van 3.2.4 van NEN-EN 1998-1 voorgeschreven belastingscombinatie. De berekeningen behoren te resulteren in een beschrijving van het verband tussen de totale horizontale belasting en de verplaatsingen van de verdiepingvloeren.

Bij niet-lineaire push-over berekeningen wordt in het algemeen het vervormingsgedrag van de betonconstructie beschreven vanuit de interactie tussen normaalkracht, moment en kromming. Bij het beschrijven van deze relatie moet rekening worden gehouden met de gevolgen van de aanwezige detaillering voor de vervormingscapaciteit van de constructie. Aanvullend behoort te worden beoordeeld of de dwarskrachtcapaciteit van de constructie voldoende is om de beschreven vervormingen te kunnen ondergaan. Hierbij kan als dwarskrachtcapaciteit het karakteristieke niveau dat in NEN-EN 1992-1-1 is beschreven, aangehouden worden.

De maximale vervormingscapaciteit wordt gevonden als aan één van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- in een doorsnede van de betonconstructie is de maximale vervorming van het beton onder druk gelijk aan de grenswaarde van de betonstuik 0,0035;
- in een doorsnede van de betonconstructie is de maximale rekvervorming van het betonstaal of het voorspanstaal gelijk aan de rek bij maximale belasting  $\varepsilon_{uk}$ ;
- er treedt instabiliteit op, en
- de weerstand van de constructie is afgenomen tot 80% van de maximaal gevonden weerstand.

### 5.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen

Voor de bepaling van de krachtsverdeling ten gevolge van de belastingcombinatie met aardbevingsbelasting mag bij de toepassing van niet-lineaire methoden volgens 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1 zijn uitgegaan van gemiddelde materiaaleigenschappen voor het beton en het staal.

De gemiddelde materiaaleigenschappen voor beton mogen zijn ontleend aan Tabel 3.1 van NEN-EN 1992-1-1 waarbij voor de spanning-rekrelatie van beton onder druk mag worden uitgegaan van 3.1.5 van NEN-EN 1992-1-1. Aan de trekzijde mag deze spanning-rekrelatie worden uitgebreid met een lineaire tak tot een spanning van  $2/3 * f_{ctm}$ , gevolgd door een lineaire trek-sofeningtak tot een rek van 0,1 %.

OPMERKING Met de beschreven trek-sofeningtak wordt in het algemeen een voldoende nauwkeurige moment-krommingsrelatie verkregen voor gewapende doorsneden die op buiging (en normaaldrukkracht) worden belast. De rek van 0,1 % aan het einde van de trek-sofeningtak is ontleend aan CUR-rapport 94-13.

De gemiddelde materiaaleigenschappen voor betonstaal mogen worden ontleend aan een spanning-rekrelatie van betonstaal conform het geschematiseerde diagram in 3.2.7 van NEN-EN 1992-1-1 met de volgende modificaties:

- een eerste tak tot een spanning  $1,1 * f_{yk}$  met een bijbehorende rek van  $1,1 * f_{yk} / E_s$ ;
- een hellende bovenste tak tot een spanning  $k * 1,1 * f_{yk}$  met een bijbehorende rek  $\varepsilon_{uk}$  waarin  $k = (f_t / f_y)$ .

### 5.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Berekeningsmethoden

Bij het toetsen van betonconstructies kan onderscheid gemaakt worden tussen twee types constructies:

Type A een constructie waarbij de momentcapaciteit van de elementenbepalend is voor het draagvermogen;

Type B een constructie waarbij de dwarskrachtcapaciteit van de elementen bepalend is voor het draagvermogen.

Voor het toetsen van constructietype A mag de volgende berekeningsprocedure worden aangehouden:

- Uitvoeren van niet-lineaire push-over berekeningen volgens 5.1.2 van deze NPR.
- Transformeren van de berekeningsresultaten bij beide belastingsverdelingen tot een één-massa-veersysteem waarvan  $T^*$ ,  $d_m^*$  en  $d_y^*$  bekend zijn. Hieruit volgen de ductiliteit  $\mu$  en de gedragfactor  $q$ :

$$\mu = \frac{d_m^*}{d_y^*}$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1}$$

- Als alternatief voor de voorgaande twee stappen kan bij constructies waarbij wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM of DCH,  $q$  worden ontleend aan tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1.
- Bepalen van de dynamische vergrotingsfactor met het ontwerpspectrum volgens 3.2.2.5 van deze NPR voor beide belastingsverdelingen. Hieruit volgt de maatgevende, maximale dynamische vergrotingsfactor.
- Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting moet zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1, en.
- Toetsen van de capaciteit van de betonconstructie volgens NEN-EN 1992-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Voor het toetsen van constructietype B mag de volgende berekeningsprocedure worden aangehouden:

- Het bepalen van de eigenfrequentie van de constructie, waarbij afhankelijk van de mate waarin scheurvorming zal optreden, uitgegaan wordt van de ongescheurde stijfheid of conform 9.4(3) van NEN-EN 1998-1 uitgegaan wordt van de helft van de ongescheurde stijfheid.
- Als wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM of DCH kan de gedragfactor  $q$  worden ontleend aan tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1. Als niet wordt voldaan aan de voorwaarden voor DCM en DCH kan  $q$  gelijk worden genomen aan de  $q$  die volgens tabel 9.2 van deze NPR van toepassing is voor een ongewapende steenconstructie.
- Bepalen van de maximale equivalente laterale aardbevingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting moet zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1, en.
- Toetsen van de capaciteit van de constructie volgens NEN-EN 1992-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Aanvullend wordt opgemerkt dat het uitvoeren van een niet-lineaire push-over berekening alleen nuttig is, als het waarschijnlijk is dat hiermee een hogere waarde voor de gedragfactor  $q$  kan worden gevonden dan de waarden die in tabel 5.1 van NEN-EN 1998-1 zijn gegeven. Een hogere waarde voor  $q$  zal vooral kunnen worden gevonden in constructies waarbij de momentcapaciteit bepalend is en waarbij  $N_{Ed}/(A_b f_{cd})$  relatief klein is.

## 5.2 Verbouw

Voor het beoordelen van betonconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1. Daar waar sprake is van bestaande betonconstructies, kunnen de eigenschappen worden ontleend aan 5.3.2.

Nadere aanwijzingen voor het versterken van betonconstructies zijn opgenomen in bijlage B van deze NPR en Annex A van NEN-EN 1998-3.

### **5.3 Bestaande bouw**

#### **5.3.1 Algemeen**

Voor het beoordelen van bestaande betonconstructies gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1.

#### **5.3.2 Materiaaleigenschappen**

Voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande betonconstructies moet gebruik worden gemaakt van NEN 8700.

OPMERKING In de diverse voorgangers van NEN-EN 1992-1-1 zijn andere kwaliteitsaanduidingen voor beton en betonstaal gebruikt. In bijlage 3 van CURuitgave 248 (tweede herziene uitgave) zijn tabellen opgenomen waarin een conversie is opgenomen van deze oude kwaliteitsaanduidingen naar aanduidingen en/of beschrijvingen die bij gebruik van NEN-EN 1992-1-1 kunnen worden toegepast.

## 6 Specifieke regels voor staalconstructies

### 6.1 Nieuwbouw

Onderdelen van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
6.1.2(1)P	Bovengrens voor de $q$ -waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag.
6.1.3.(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal voor het seismisch ontwerp.
6.2(3)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen van staal.
6.2(7)	Informatie over hoe EN 1993-1-10 mag worden gebruikt bij het seismisch ontwerp.
6.5.5(7)	Verwijzing naar aanvullende regels voor geaccepteerd ontwerp van verbindingen. <sup>2</sup>
6.7.4(2)	Na-kritische weerstand van op druk belaste diagonalen in stalen raamwerken met V-verbanden.

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

#### **NEN-EN 1998-1**      **6.1.2 Ontwerpconcepten**

- (1)P De bovengrens voor laag-dissipatief constructiegedrag moet gesteld worden op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in het toepassingsgebied van deze NPR uitsluitend de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

Als bij een bestaande constructie wordt geconstateerd dat de  $q$ -waarde kleiner of gelijk aan 1,5 is, dan moet de constructie zodanig worden aangepast dat de constructie ten minste kan worden ingedeeld in de ductiliteitsklasse DCM.

#### **NEN-EN 1998-1**      **6.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid**

- (1)P Om de mogelijke degradatie door wisselend deformeren van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal  $\gamma_M = 1,00$  worden gebruikt.

#### **NEN-EN 1998-1**      **6.2 Materialen**

- (3) Voor de factor  $\gamma_{ov}$  voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde  $\gamma_{ov} = 1,25$  worden gebruikt.
- (7) Ten aanzien van het gebruik van NEN-EN 1993-1-10 bij het maken van een seismisch ontwerp is geen nadere informatie gegeven.

<sup>2</sup> Dit is een rechtstreekse vertaling uit het Engels. Een betere tekst in het Engels zou zijn: "Reference to complementary rules for joint design." Joint is conform NEN-EN 1993-1-8.

**NEN-EN 1998-1 6.5.5 Ontwerpregels voor verbindingen in dissipatieve zones**

- (7) Er is geen nadere informatie gegeven.

OPMERKING Voor het ontwerpen van verbindingen in dissipatieve zones wordt verwezen naar ECCS Publicatie Nr. 131/2013 "Assessment of EC8 Provisions for seismic design of steel structures" hoofdstuk 4 "Design rules for connections in dissipative zones".

**NEN-EN 1998-1 6.7.4 Liggers en kolommen**

- (2) Voor de factor  $\gamma_{pb}$ , voor het in rekening brengen van de na-kritische weerstand van een op druk belaste diagonaal in een stalen raamwerk met V-verbanden, mag niet meer dan de waarde  $\gamma_{pb} = 0,5 \frac{N_{b,Rd}}{N_{pl,Rd}}$  in rekening worden gebracht. Hierin is  $N_{b,Rd}$  de rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste diagonaal berekend volgens 6.3.1 van NEN-EN 1993-1-1.

**6.2 Verbouw**

Bij verbouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

**6.3 Bestaande bouw**

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1 en NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

## 7 Specifieke regels voor staal-beton-constructies

### 7.1 Nieuwbouw

Onderdelen van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1, die nationale te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
7.1.2(1)P	Bovengrens voor de $q$ -waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag.
7.1.3(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp.
7.1.3(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp.
7.1.3(4)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen in staal-beton.
7.7.2(4)	Reductiefactor voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonkolom.

In de tekst hierna is met *cursieve tekst* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

#### **NEN-EN 1998-1**      **7.1.2 Ontwerpconcepten**

(1)P De bovengrens voor laag-dissipatief constructiegedrag moet gesteld worden op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in de het toepassingsgebied van deze NPR uitsluitend de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

Als bij een bestaande constructie wordt geconstateerd dat de  $q$ -waarde kleiner of gelijk aan 1,5 is, dan moet de constructie zodanig worden aangepast dat de constructie ten minste kan worden ingedeeld in de ductiliteitsklasse DCM.

#### **NEN-EN 1998-1**      **7.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid**

(1, 3)P Voor beton, betonstaal en voorspanstaal moeten de waarden van  $\gamma_M$  ( $\gamma_C$  en  $\gamma_S$ ) worden ontleend aan tabel 5.1.

**Tabel 7.1 – Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden**

Ontwerpsituaties	$\gamma_M$ ( $\gamma_C$ ) voor beton	$\gamma_M$ ( $\gamma_S$ ) voor betonstaal	$\gamma_M$ ( $\gamma_S$ ) voor voorspanstaal
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING De partiële factoren voor de seismische situatie zijn gelijk gesteld aan de partiële factoren voor blijvende en tijdelijke situaties om rekening te houden met de reductie in sterkte als gevolg van cyclische vervormingen conform de aanbeveling in 5.2.4(1) en 6.1.3(1)P.

Om de mogelijke degradatie door wisselend deformerend van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal  $\gamma_M = 1,00$  worden gebruikt.

- (4) Voor de factor  $\gamma_{ov}$  voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde  $\gamma_{ov} = 1,25$  worden gebruikt.

**NEN-EN 1998-1 7.7.2 Analyse**

- (4) Voor de reductiefactor  $r$  voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonekolom moet een waarde van  $r = 0,5$  worden aangehouden

**7.2 Verbouw**

Bij verbouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

**7.3 Bestaande bouw**

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1 en NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.



## 8 Specifieke regels voor houtconstructies

### 8.1 Nieuwbouw

#### 8.1.1 Algemeen

Aardbevingen zijn zeer kort durende belastingen waarop het materiaal hout relatief sterk en stijf reageert. In verband daarmee worden de in NEN-EN 338 en NEN-EN 14080 gegeven  $E$ -moduli  $E_{0,mean}$  en  $E_{0,05}$  met 1,1 vermenigvuldigd. Voor de in rekening te brengen modificatiefactoren gelden de waarden uit tabel 3.1 van NEN-EN 1995-1-1, behorend bij de belastingsduurklasse "zeer kort".

Voor constructies ingedeeld in de ductiliteitsklassen DCM (gemiddelde ductiliteit) of DCH (hoge ductiliteit) wordt een materiaalfactor  $\gamma_M = 1,0$  toegepast (zie 8.6 van NEN-EN 1998-1). Indien dit niet het geval is (DCL = lage ductiliteit) gelden, eveneens conform artikel 8.6 van NEN-EN 1998-1, de in NEN-EN 1995-1-1 aangegeven materiaalfactoren behorende bij de fundamentele combinaties.

OPMERKING 1 De waarde voor  $\gamma_M$  bij degradatie als gevolg van aardbevingen behoort hier numeriek gelijk te worden gekozen aan de waarde voor  $\gamma_M$  in tabel 2.3 van NEN-EN 1995-1-1.

Hout is een licht materiaal. Daardoor moeten er verticale koppelingen aanwezig zijn voor het opnemen van de horizontale seismische belastingen (voorkomen van kantelen).

OPMERKING 2 Deze koppelingen zijn ook benodigd om horizontale windbelastingen op te kunnen nemen.

Indien hout belast wordt zal het uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.1.1 van deze NPR.

Tabel 8.1.1 — Bezwijkgedrag van hout

Belasting	Bezwijkgedrag	Uitwerking
Buiging	Bros	Ongunstig
Afschuiving	Bros	Ongunstig
Druk (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Taai	Gunstig
Trek (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Bros	Ongunstig

Vaak zijn in houtconstructies verbindingen noodzakelijk. Verbindingen in hout zullen bij belastingen uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.1.2 van deze NPR. Indien deze verbindingen elementen verbinden die dusdanig worden belast dat deze bros zouden bezwijken, moeten de verbindingen, potentieel taai zijn en dusdanig worden ontworpen dat deze maatgevend zijn. Dit wordt bewerkstelligd door de materiaaleigenschappen voor elementen als liggers, vaak bros bezwijkend, te bepalen met de materiaalfactor  $\gamma_m = 1,5$ .

OPMERKING 3 Bovenstaande heeft tot gevolg, dat in constructies in de ductiliteitsklassen DCM en DCH de bros bezwijkende elementen een (aanzienlijke) overcapaciteit te zien geven terwijl dit in ductiliteitsklasse DCL minder het geval is.

Tabel 8.1.2 – Bezwijkgedrag van houtverbindingen

Type verbinding	Bezwijkgedrag
Gelijmde verbindingen	Bros
Kramplaten	Taai
<p>Hout-op-hout verbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen</p> <p>– bouten en stiften met slankheid <math>\lambda &gt; 1,4 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}</math></p> <p>OPMERKING 1 In de praktijk zal de slankheid groter of gelijk aan 5 zijn.</p> <p>OPMERKING 2 Voorbeelden hiervan zijn: draadnagels, nieten en kramplaten.</p>	Taai
<p>Hout-op-hout verbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen</p> <p>– bouten en stiften met slankheid <math>1,4 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} &lt; \lambda \leq 0,4 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}</math></p> <p>OPMERKING in de praktijk zal voor de slankheid meestal gelden: <math>-2 &lt; \lambda &lt; 5</math>.</p>	“Semi taai”
<p>Hout-op-hout verbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen</p> <p>– bouten en stiften met slankheid <math>\lambda &lt; 0,4 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}</math></p>	Bros
– Ringdeuvels	Bros
Voor staal-op-hout verbindingen met dunne staalplaten en slankheid $\lambda \geq (0,8 + 0,8) \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$ :	Taai
Voor staal-op-hout verbindingen met dikke staalplaten en slankheid $\lambda \geq (0,6 + 0,8) \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Voor staal-in-hout verbindingen met een enkele inwendige staalplaat en slankheid $\lambda \geq 1,65 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Voor staal-in-hout verbindingen met meerder inwendige staalplaten: “zij hout” en onderlinge afstand tussen de inwendige staalplaten $t \geq 1,65 \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} d$	Taai

Zie vervolg

Tabel 8.1.2 (einde)

Type verbinding	Bezwijkgedrag
Timmermansverbindingen met als maatgevende bezwijkmechanisme:	
– Indrukking	Taai
– Trek	Bros
– Afschuiving	Bros
OPMERKING In bovenstaande formules hebben de gebruikte symbolen de volgende betekenissen: $\lambda$ de slankheid (houtdikte / diameterverbindingmiddel); $f_y$ materiaalvloeigrens van de bout of stift; $f_h$ stuiksterkte van het hout.	

Onderdelen van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
8.3(1) – tabel 8.1	Ductiliteitsklassen voor houten gebouwen

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

### **NEN-EN 1998-1**      **8.3 Ductiliteitsklassen en gedragsfactoren**

- (1)P Voor nieuw te bouwen constructies wordt ervan uitgegaan dat, uitsluitend bouwwerken, die in de ductiliteitsklassen DCM (gemiddelde ductiliteit) en DCH (hoge ductiliteit) kunnen worden ingeschaald, worden toegepast.

In tabel 8.1 van deze NPR zijn de overeenstemmende bovengrenswaarden van de gedragsfactoren  $q$  aangeduid.

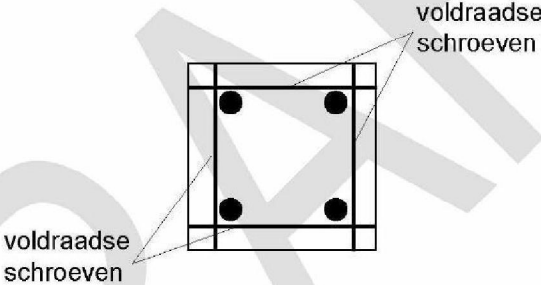
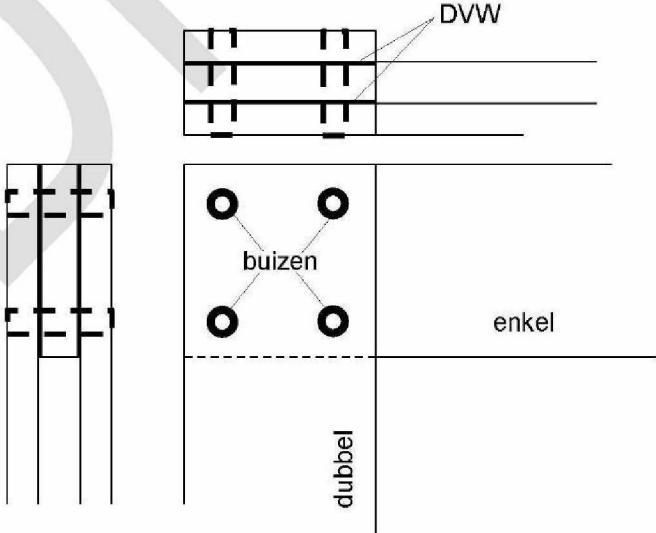
OPMERKING 1 De in de tabellen 8.1 en 8.2 aangegeven waarden mogen conform artikel 3.2.2.5 met een factor worden vermenigvuldigd.

**Tabel 8.1 - Ductiliteitsklassen met voorbeelden.**

Constructie	$q$	Voorbeelden
DCM	2	Gelijmde panelen met nagels en bouten Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete, of geschroefde wandschijven van gipsvezelplaat (houtskeletbouw); Vakwerken met deuvels en bouten Constructies met statisch onbepaalde portalen en niet dragende geboute, genagelde, of geschroefde infill frames <sup>a</sup> ; Mits gewapend, verbindingen met polyurethaan ingelijmde draadeinden <sup>b</sup> .

Zie vervolg

Tabel 8.1 (einde)

Constructie	q	Voorbeelden
DCH	3	<p>Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete, of geschroefde wandschijven van triplex of spaanplaat of OSB (houtskeletbouw);</p> <p>Vakwerken met draadnagels;</p> <p>Portalen waarbij de verbindingen zijn gerealiseerd met DVW en buizen <sup>c</sup>;</p> <p>Statisch bepaalde portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen mits voldoende slankheid en/of gewapend.</p>
<p><sup>a</sup> Het betreft hier allerlei drie-scharnier-spanten (statisch bepaald) en twee-scharnier-spanten (statisch onbepaald) waarbij de niet dragende "infill frames" tijdens de aardbevingsbelastingen een bijdrage aan de stabiliteit leveren.</p> <p><sup>b</sup> Verbindingen met ingelijmde draadeinden bezwijken over het algemeen bros. Indien de draadeinden worden ingelijmd met hiervoor geëigende lijm op PU basis, is het brosse karakter minder in vergelijking tot verbindingen met epoxy ingelijmde draadeinden. Echter, het brosse karakter wordt pas echt verminderd na wapening volgens de volgende figuur, waarin een verbinding met vier ingelijmde draadeinden "gewapend" met volderaadse schroeven is aangegeven.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p><sup>c</sup> Portaalhoeken gerealiseerd met deze verbinding, waarvan het principe in de volgende figuur is weergegeven, vertonen een taai bezwijkgedrag mits de karakteristieke sterkte van de houten elementen aanzienlijk (ca. 150 %) groter is dan de sterkte van de verbinding (de zogenoemde "overstrength requirement", die aan de brosse elementen moet worden gesteld).</p> <div style="text-align: center;">  </div>		

OPMERKING 2 Gedragsfactoren kunnen ook bepaald worden met een niet-lineaire push-over analyse waarbij de gemiddelde materiaaleigenschappen worden gebruikt. Voor een gemiddelde waarde van een materiaaleigenschap kan 1,5 maal de karakteristieke waarde worden aangehouden. Wellicht ten overvloede: in de uiteindelijk toetsing worden de karakteristieke materiaaleigenschappen met de bijbehorende materiaalfactoren betrokken.

Met de in tabel 8.1 van deze NPR gegeven voorbeelden worden de aangegeven ductiliteitsklassen gehaald mits de aangegeven stiftvormige verbindingsmiddelen (nagels, deuvels, bouten, nieten, schroeven) voldoen aan alle drie de volgende voorwaarden:

- de houten onderdelen zijn dikker dan  $8d$  bij deuvels of bouten en  $4d$  bij nagels, nieten of schroeven, en;
- de diameter van deuvels of bouten is  $d \leq 12$  mm, van nagels of nieten is  $d \leq 3.1$  mm, van schroeven is  $d_{\text{nom}} \leq 4,0$  mm;
- de onderlinge afstand tussen de verbindingsmiddelen in de vezelrichting is  $\geq 10d$  met een minimum van 50 mm, bepaald volgens hoofdstuk 8 van NEN-EN 1995-1-1.

Indien voor deuvels en bouten niet aan de eerste en de derde voorwaarde is voldaan (bijvoorbeeld de minimum afstanden geëist volgens EN 1995-1-1 zijn toegepast) moet de waarde voor  $q$  gereduceerd worden tot de in tabel 8.2 van deze NPR aangegeven waarden.

**Tabel 8.2 - Gereduceerde ductiliteitsklasse voor statisch bepaalde portalen met gedevelde en geboute verbindingen**

Constructie	Q	Voorbeelden
DCM	2,5	Statisch bepaalde portalen met gedevelde en geboute verbindingen mits voldoende slankheid en/of gewapend (reductie van $q = 3$ naar $q = 2,5$ )

Aangezien hout dat op buiging en trek, en in mindere mate op afschuiving, wordt belast bros bezwijkgedrag vertoont zijn de verbindingen van essentieel belang voor de energiedissipatie. Vandaar dat de energiedissipatie gelokaliseerd wordt in de verbindingen terwijl de houten elementen als elastisch worden beschouwd.

OPMERKING 3 De ductiliteitsklassen worden in hoofdzaak bepaald door de wijze waarop de elementen met elkaar zijn verbonden.

OPMERKING 4 Verbindingen met mechanische verbindingsmiddelen, uitgezonderd ring- en/of plaatdeuvels, vertonen taai bezwijkgedrag en dragen daardoor bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 5 Constructies met op essentiële punten verbindingen met ring- en/of plaatdeuvels kunnen niet in de ductiliteitsklassen DCM dan wel DCH ingedeeld worden. Na het aanbrengen van "wapening" loodrecht op de houtvezel (veelal met voldraadse schroeven), zie Bijlage B, is dit wel mogelijk.

OPMERKING 6 Gelijmde verbindingen vertonen bros bezwijkgedrag en dragen daardoor niet bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 7 Timmermansverbindingen vertonen uitsluitend taai bezwijkgedrag indien zij op druk worden belast. Tijdens een aardbeving zal dit niet (uitsluitend) het geval zijn waardoor versterking (wapening) met mechanische verbindingsmiddelen (veelal voldraadse schroeven) noodzakelijk is ten einde in DCM en DCH geclassificeerde constructies te kunnen realiseren; zie bijlage B. Indien afschuiving in deze verbindingen maatgevend is, is voldoende taaiheid aanwezig indien na het invoeren van een aanvullende factor van 1,3 is voldaan aan het sterktecriterium; zie NEN-EN1998-1, 8.6(5).

Als het gebouw onregelmatig is in hoogte, zie figuur 4.1, moet  $q$  worden gereduceerd volgens:

$$0,8 q \geq 1,5.$$

De ductiliteitsklasse kan verschillend zijn in de verschillende richtingen (bijvoorbeeld een hal met parallelle spanten valt door de wijze van belasten van de spantconstructie in de klasse DCL, lage ductiliteit, terwijl de

constructie in langsrichting tot een DCH classificering aanleiding geeft). De twee richtingen moeten in dat geval conform de bij de richting horende ductiliteitsklasse worden beoordeeld.

OPMERKING 8 Aangezien DCL niet is toegelaten, moeten maatregelen worden genomen om DCL in DCM of DCH te wijzigen.

### 8.1.2 Aanvullende bepalingen voor stalen verbindingmiddelen

Alle stalen elementen moeten voldoen aan de relevante eisen in NEN-EN 1993.

Het materiaal voor de mechanische verbindingmiddelen, het staal, moet een vloeigrens vertonen en mag niet bros breken indien de verbinding waarvan het verbindingsmiddel onderdeel uitmaakt met drie volledige cycli wordt belast.

Bouten en deuvels moeten in passende gaten worden geplaatst.

### 8.1.3 Aanvullende bepalingen voor plaatmateriaal (stabiliteitsvoorziening)

In de analyse mag het plaatmateriaal, dat een functie vervult in de stabiliteitsvoorziening, als volledig stijf worden verondersteld indien wordt voldaan aan tabel 8.2.3 van deze NPR.

**Tabel 8.2.3 — Voorwaarden voor volledig stijve beschouwing van plaatmateriaal in de analyse**

Onderdeel	Voorwaarde
Algemeen <sup>a</sup>	$\frac{l}{t} \leq 70$ waarin: $l$ de kleinste afstand (hart op hart) tussen de stijlen/regels die het plaatmateriaal ondersteunen [mm] $t$ plaatdikte [mm]
Spaanplaat en OSB	Volumieke massa $\geq 650 \text{ kg/m}^3$ en plaatdikte $t \geq 13 \text{ mm}$
Triplex	Plaatdikte $t \geq 9 \text{ mm}$
Gipsvezelplaat	$t \geq 13 \text{ mm}$
Andere plaatmaterialen <sup>b</sup>	Er zijn geen voorwaarden gegeven.
Wand en vloerschijven	De factor 1,5 in NEN-EN1995-1-1, artikel 9.2.3.2(4) en de factor 1,2 in NEN-EN1995-1-1 artikel 9.2.4.2(5) mogen bij een verificatie in relatie tot aardbevingen niet worden toegepast.
Plaatranden	Alle plaatranden moeten worden ondersteund.
<sup>a</sup>	In dit geval worden de horizontale verplaatsingen volledig door de slip in de verbindingen bepaald.
<sup>b</sup>	Een voorbeeld van een dergelijk plaatmateriaal is gipskarton

### 8.1.4 Aanvullende bepalingen ten aanzien van berekeningen

Voor het toetsen van een houtconstructie op aardbevingsbelastingen wordt voor het bepalen van de belasting het in 3.2.2 van deze NPR gegeven horizontaal elastische respons spectrumspectra gebruikt

waarvoor de parameters voor het horizontale elastische respons spectrum in tabel 3.2 en voor het verticale spectrum in tabel 3.1.a van deze NPR zijn gegeven. Na analyse van de laagste eigenfrequentie van de constructie wordt een equivalente statische horizontale belasting bepaald. Indien twee onafhankelijk geachte loodrechte richtingen worden beschouwd moeten de aldus bepaalde belastingen conform 4.3.3.5.2 worden gecombineerd.

Berekeningsgang:

- Voor het bepalen van de laagste eigenfrequentie wordt één van de in 4.3.3.2.1 van NEN-EN 1998-1, voorgestelde methoden gebruikt. Geadviseerd wordt de methode Rayleigh, gebaseerd op het principe potentiële + kinetische energie = constant, toe te passen.
- De gedragsfactor  $q$  wordt ontleend aan tabel 8.1 van deze NPR c.q. tabel 8.2 van deze NPR. (vermenigvuldigd met de in 3.2.2.5 aangegeven factor).
- Bepaling van de maximale horizontale statisch equivalente aardbevingsbelasting m.b.v. formule (4.5) van deze NPR. De massa wordt over de verschillende verdiepingen verdeeld volgens formule (4.10) van deze NPR.

## 8.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 8.1 met uitzondering van de Tabellen 8.1 en 8.2 van deze NPR. De bestaande bouw mag voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met  $q = 1,5$ . Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

## 8.3 Bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 8.1 met uitzondering van Tabellen 8.1 en 8.2. van deze NPR. Bestaande bouw mag voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met  $q = 1,5$ . Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1 van deze NPR en NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

OPMERKING 1 In het geval van bestaande houtconstructies zal in een aantal gevallen niet aan de eisen gesteld aan nieuwbouw worden voldaan. Dit is in relatie tot aardbevingen vaak het gevolg van het feit dat geen rekening is gehouden met het ontstaan van (grote) trekspanningen loodrecht op de houtvezel en afschuiving.

Berekeningsgang:

Voor verschillende constructies zal de berekeningsgang verschillend zijn. In Bijlage B is voor een aantal in de praktijk voorkomende constructies de berekeningsgang, en het te bereiken eindresultaat, weergegeven.

OPMERKING 2 In veel gevallen zal door het aanbrengen van versterkingen (wapening loodrecht op de houtvezel door middel van volderaadse schroeven) de ductiliteitsklasse wijzigen van DCL naar DCM. Uit 8.1 volgt dat voor nieuwbouw de ductiliteitsklasse door het aanbrengen van deze wapening vaak wijzigt van DCL naar DCH. Er wordt verondersteld, dat het proces van het aanbrengen van de wapening achteraf deze verhoging in ductiliteit niet al worden gehaald.

## 9 Specifieke regels voor metselwerkconstructies

### 9.1 Nieuwbouw

#### 9.1.1 Algemeen

Onderdelen van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
9.2.1(1)	Soort metselstenen met voldoende robuustheid
9.2.2(1)	Minimum sterkte van metselstenen
9.2.3(1)	Minimum sterkte van mortel
9.2.4(1)	Uitvoering van de stootvoegen
9.3(2)	Voorwaarden voor het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van NEN-EN 1996
9.3(2)	Minimale effectieve dikte van ongewapende metselwerkwanden die alleen voldoen aan de eisen van NEN-EN 1996
9.3(3)	Maximale waarde van de grond versnelling bij het gebruik van ongewapende metselwerk dat voldoet aan de eisen van NEN-EN 1998-1-1
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor $q$ -factoren in gebouwen met steenconstructies
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor $q$ -factoren in gebouwen met steenconstructies die een verbeterde ductiliteit verzorgen
9.5.1(5)	Geometrische voorwaarden voor gemetselde stabiliteitswanden
9.6(3)	Partiële factoren voor de materiaaleigenschappen in de ontwerpsituatie in geval van een aardbeving
9.7.2(1)	Maximale aantal bouwlagen en minimum oppervlakte van stabiliteitswanden bij 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
9.7.2(2)b	Minimale breedte-lengte verhouding van de plattegrond bij 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
9.7.2(2)c	Maximaal vloeroppervlakte van een sparing in de plattegrond van een 'gebouw met een eenvoudige steenconstructie'.
9.7.2(5)	Maximaal verschil in massa en wandoppervlakte tussen aansluitende bouwlagen van 'gebouwen met een eenvoudige steenconstructie'

In de tekst hieronder is  *cursief* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

#### **NEN-EN 1998-1**      **9.2.1 Typen metselwerkstenen**

- (1) Als het metselwerk is vervaardigd met stenen die volgens tabel 3.1 van NEN-EN 1996-1-1 zijn ingedeeld in groep 1 of groep 2, mag zijn aangenomen dat aan hetgeen gesteld is in (1) van 9.2.1 van NEN-EN 1998-1 is voldaan.



**NEN-EN 1998-1 9.2.2 Minimale sterkte van de metselstenen**

- (1) De waarde voor  $f_{b,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 5 N/mm<sup>2</sup>  
De waarde voor  $f_{bh,min}$  moet gelijk zijn genomen aan 2 N./mm<sup>2</sup>

**NEN-EN 1998-1 9.2.3 Mortel**

- (1) Bij ongewapend en ingesloten metselwerk moet de waarde voor  $f_{m,min}$  gelijk zijn genomen aan 5 N/mm<sup>2</sup>. Bij gewapend metselwerk moet de waarde voor  $f_{m,min}$  gelijk zijn genomen aan 10 N/mm<sup>2</sup>.

**NEN-EN 1998-1 9.2.4 Metselwerkverband**

- (1) De uitvoeringswijzen a en b van de stootvoegen zijn toegelaten.

**NEN-EN 1998-1 9.3 Uitvoeringsmethoden en gedragsfactoren**

- (2) Constructies vervaardigd van metselwerk die alleen voldoen aan hetgeen gesteld is in NEN-EN 1996-serie en niet aan de aanvullende eisen in NEN-EN 1998-1, mogen uitsluitend zijn beschouwd als constructies die weerstand bieden tegen aardbevingsbelastingen als wordt voldaan aan de eisen in 9.5.1 van NEN-EN 1998-1.

- (3) Er is geen waarde voor  $a_{g,urm}$  gegeven.

OPMERKING Een bovengrens voor  $a_{g,urm}$  hoeft niet te zijn aangehouden, indien het ontwerp en de toets volgens deze NPR worden uitgevoerd. Dat wil zeggen dat de stabiliteit van wanden uit het vlak en de aansluitingen van de wanden met de vloeren ook getoetst behoren te worden.

- (4) De waarde voor de gedragsfactor  $q$  moet zijn ontleend aan tabel 9.2 van deze NPR.

**Tabel 9.2 – Waarden voor de gedragsfactor  $q$** 

Uitvoeringsmethode	$q$ -factor
Bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van NEN-EN 1996-1-1	$q = 1,5$
Bij het gebruik van ongewapende metselwerk dat voldoet aan de eisen van NEN-EN 1998-1	$\alpha \leq 0,08$ $q = 2,0$ $0,08 < \alpha \leq 0,23$ $q = 2,28 - 3,4\alpha$ $0,23 < \alpha$ $q = 1,50$
Bij ingesloten metselwerk	$q = 2,0$
Bij gewapend metselwerk	$q = 2,5$
waarin: $\alpha = N_{Sd} / (l t f_d)$ $N_{Sd}$ is de rekenwaarde van de normaaldrukkracht in de wand; $l$ is de lengte van de metselwerk wand; $t$ is dikte van de metselwerk wand; $f_d$ is de karakteristieke waarde van de druksterkte van het metselwerk volgens NEN-EN-1996-1-1.	

Hogere waarden voor de gedragsfactor  $q$  kunnen zijn verkregen door het uitvoeren van een niet-lineaire push-over analyse. Zie hiervoor 9.1.2 van deze NPR.

**NEN-EN 1998-1 9.4 Constructieve berekening**

- (4) OPMERKING De constructieve bijdrage van borstweringen kan te niet zijn gedaan door eventuele dilatatievoegen en/of scheurvorming.

**NEN-EN 1998-1 9.5 Uitgangspunten voor het ontwerp en de berekening en uitvoeringsregels**

**NEN-EN 1998-1 9.5.1 Algemeen**

- (2) Bij afwezigheid van ankers moet zijn aangetoond dat er sprake is van een constructieve samenwerking tussen de wanden en de vloerschijf. Er is sprake van een goede samenwerking als de dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting tussen een wand en de vloerschijf, bepaald volgens 6.2 van NEN-EN 1996-1-1 waarbij  $f_{v,ko}$  gelijk aan 0 is gesteld, groter is dan of gelijk is aan de rekenwaarde van de dwarskracht in de aansluiting
- (5) De waarden voor  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef} / t_{ef})_{max}$  en  $(l / h)_{min}$  hoeven niet te zijn getoetst aan tabel 9.2. In plaats daarvan moet met NEN-EN 1996-1-1 worden getoetst of de wand voldoende capaciteit heeft om een equivalente belasting in de richting loodrecht op het vlak van de wand op te kunnen nemen. De rekenwaarde van deze belasting volgt uit de volgende vergelijking:

$$p_d = daf m a_{g,ref} \gamma_l$$

waarin:

$p_d$  is de rekenwaarde van de equivalente belasting loodrecht op de vlak van het wand;

$m$  is de massa van de wand;

$a_{g,ref}$  is de piekgrondversnelling volgens 3.2.1 van deze NPR;

$\gamma_l$  is de belangrijkheidsfactoren volgens tabel 3.1 van deze NPR;

$daf$  is de dynamische vergrotingsfactor volgens tabel 9.3 van deze NPR;

OPMERKING De grootte van de variabele  $daf$  is voor verschillende configuraties van dragende wanden bepaald uit middels push-overberekeningen afgeleide trillingsperioden en gedragsfactoren en het in 3.2.2.5 beschreven ontwerpspectrum. Hierbij zijn tussenwanden geschematiseerd als een in verticale richting overspannende ligger waarbij aan de boven- en onderzijde de rotatie wordt verhinderd door de aansluitende vloer. De grootte van het moment is hierbij begrensd door de capaciteit van het metselwerk. De momentverdeling ten gevolge van de reguliere belastingen heeft geen significante invloed op het dynamische gedrag van tussenwanden. Bij eindwanden en dragende binnenspouwbladen is de momentverdeling ten gevolge van de reguliere belastingen wel van belang. Hierdoor zal bij vervormingen in de richting loodrecht op het vlak, de momentcapaciteit ter plaatse van de boven- of onderzijde snel worden bereikt. Wel is in die zone nog een verdere toename van de rotatie mogelijk. Daarom worden eindwanden en dragende binnenspouwbladen voor het bepalen van het dynamische gedrag geschematiseerd met één aansluiting waarbij de rotatie wordt verhinderd en één aansluiting waarbij een scharnier aanwezig is. Voor het toetsen van de krachtsverdeling in de wand behoren de momentverdeling ten gevolge van de reguliere belastingen en die ten gevolge van de aardbevingsbelasting te worden gesupponeerd volgens de belastingscombinatie beschreven in 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Voor wanden die uitsluitend aan de boven- en onderzijde in horizontale richting gesteund zijn en beschouwd mogen worden in CC1, zijn in tabel 9.3 waarden opgenomen van  $a_{g,ref} \gamma_l$  die door de wanden nog kan worden weerstaan. Bij wanden die aan meer dan twee zijden worden gesteund, zou een hogere waarde kunnen worden gevonden voor de uiterst opneembare piekgrondversnelling door een toets van de weerstand tegen  $p_d$  volgens NEN-EN 1996-1-1 uit te voeren.

Tabel 9.3 – Waarden voor de DAF bij verschillende wanden en wandafmetingen

Wandtype	Wanddikte $t$ [mm]	Wandhoogte $h$ [m]	$h/t$ [mm]	benuttingsgraad <sup>a</sup>	$daf$	Uiterst opneembare waarde van $a_{g,ref} \gamma^b$
Tussenwanden <sup>c</sup>	100	2,6	26	0,023	0,68	0,33 g
				0,056	0,870,99	0,64g
				0,113		0,86 g
	120	2,6	22	0,023	0,73	0,46 g
				0,056	0,88	0,75 g
0,113				1,03	1,29 g	
0,225				1,10	1,81 g	
140	3,03	22	0,023	0,71	0,41 g	
			0,056	0,90	1,09 g	
214	2,6	12	0,01	0,85	1,10 g	
Eindwanden <sup>d</sup>	100	2,6	26	0,023	1,33	0,10 g
				0,056	1,29	0,15 g
				0,113	1,47	0,14 g
				0,225	1,62	0
	120	2,6	22	0,023	1,03	0,24 g
				0,056	1,46	0,33 g
				0,113	1,47	0,50 g
				0,225	1,50	0,37 g
	140	3,03	22	0,023	1,05	0,21 g
				0,056	1,30	0,35 g
Dragende binnenwanden van spouwmuren <sup>e</sup>	100	2,6	26	0,023	1,33	0,05 g
				0,056	1,29	0,08 g
				0,113	1,47	0,07 g
				0,225	1,62	0
	120	2,6	22	0,023	1,03	0,13 g
				0,056	1,46	0,18 g
				0,113	1,47	0,28 g
				0,225	1,61	0,19 g
	140	3,03	22	0,023	1,12	0,12 g
				0,056	1,30	0,21 g

Zie vervolg

Tabel 9.3 (einde)

<p>a De benuttingsgraad volgt uit: <math>\frac{N_{Ed}}{A f_d}</math></p> <p>waarin:</p> <p><math>N_{Ed}</math> rekenwaarde van de normaalkracht in de wand;</p> <p><math>A</math> oppervlakte van de doorsnede van de wand;</p> <p><math>f_d</math> rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk volgens NEN-EN 1996-1-1.</p> <p>b Voor het beperkte toepassingsgebied van deze kolom wordt verwezen naar de opmerking voorafgaand aan deze tabel</p> <p>c Tussenwanden zijn wanden waarop een doorgaande vloer is opgelegd of waarbij aan weerszijde van de wand een vloer is opgelegd</p> <p>d Eindwanden zijn wanden waarbij aan één zijde een vloer is opgelegd en die niet met spouwankers zijn verbonden aan een buitenblad. Een voorbeeld van een eindwand is een blad van een ankerloze spouwmuur die als woningscheidende wand is toegepast.</p> <p>e Dragende binnenwanden van spouwmuren zijn gelijk aan eindwanden echter met het verschil dat ze verbonden zijn met een buitenblad. Bij de bepaling van de equivalente belasting moet ook de massa van het buitenblad worden beschouwd.</p>
<p>OPMERKING 1 Voor tussenliggende waarden mag worden geïnterpoleerd.</p> <p>OPMERKING 2 Voor afwijkende configuraties van metselwerkwallen en benuttingsgraden kan de daf worden berekend volgens de methode vermeld in het achtergrondrapport "Notitie 24-11-2014, NPR 9998 – Metselwerkwallen belast uit het vlak" [27] met <math>f_{x1} = 0</math>.</p>

**NEN-EN 1998-1 9.6 Toetsing van de constructieve veiligheid**

- (3) De waarden van  $\gamma_m$  en  $\gamma_s$  voor de ontwerpsituatie in geval van aardbeving zijn gelijk aan respectievelijk 1,5 en 1,0.

OPMERKING De hier beschreven partiële factoren zijn bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, het degradatie-effect als gevolg van cyclische vervormingen tijdens een aardbeving in rekening te brengen conform de aanbeveling in 9.4(3) van NEN-EN 1998-1.

**NEN-EN 1998-1 9.7 Regels voor gebouwen met een eenvoudige steenconstructie**

**NEN-EN 1998-1 9.7.2 Regels**

- (1) De minimaal aanwezige doorsnede oppervlakte van de stabiliteitswallen, uitgedrukt als percentage  $p_{A,min}$  van de vloeroppervlakte per bouwlaag die benodigd is bij een  $n$  aantal bouwlagen mag zijn ontleend aan tabel 9.3 van NEN-EN 1998-1.
- (2) De waarde van  $\lambda_{min}$  is 0,25. De waarde voor  $p_{max} = 15 \%$
- (5) De waarden van  $\Delta_{m,max}$  en  $\Delta_{A,max}$  zijn beide 20 %

**9.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over berekening**

— Push-over berekeningen moeten zijn uitgevoerd overeenkomstig 4.3.3.4.2 van NEN-EN 1998-1. Hierbij moeten ten minste de twee in 4.3.3.4.2.2 van NEN-EN 1998-1 beschreven verdelingen van de horizontale belastingen te worden beschouwd. De daarbij aan te houden verticale belastingen volgen uit de in (2)P van 3.2.4 van NEN-EN 1998-1 voorgeschreven belastingscombinatie. De berekeningen behoren te resulteren in een beschrijving van het verband tussen de totale horizontale belasting en de verplaatsingen van de verdiepingsvloeren.

Bij niet-lineaire push-over berekeningen wordt in het algemeen het vervormingsgedrag van de steenconstructie beschreven vanuit de interactie tussen normaalkracht, moment en kromming..

Aanvullend behoort getoetst te worden of de dwarskrachtcapaciteit van de constructie voldoende is om de beschreven krachtsverdeling te weerstaan. Hierbij kan als dwarskrachtcapaciteit het karakteristieke niveau dat in NEN-EN 1996-1-1 is beschreven, aangehouden worden.

De maximale vervormingscapaciteit wordt gevonden als aan één van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- in een doorsnede van het metselwerk is de maximale vervorming onder druk gelijk aan aan de grenswaarde voor de uiterst stuk van het metselwerk 0,0035;
- er treedt instabiliteit op, of
- de weerstand van de constructie is afgenomen tot 80% van de maximaal gevonden weerstand.

### 9.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen voor metselwerk moeten zijn bepaald volgens NEN-EN 1996-1-1

Voor de gemiddelde druksterkte van metselwerk  $f_{mm}$  mag zijn aangenomen:

$$f_{mm} = 1,5 f_k$$

waarin:

$f_k$  is de karakteristieke druksterkte van het metselwerk, bepaald volgens 3.6.1 van NEN-EN 1996-1-1

Bij het uitvoeren van niet-lineaire push-over berekeningen, zoals beschreven in 9.1.2 van deze NPR kan voor de verhouding tussen de drukspanning en de rek van het metselwerk worden uitgegaan van de volgende formules:

— Voor metselwerk met stenen van groep 1

$$\sigma(\varepsilon) = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon}{0,0035} \right)^2 \right] f_{mm} \text{ als } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0,0035$$

$\sigma(\varepsilon) = 0$  voor andere waarden van  $\varepsilon$

— Voor metselwerk met stenen van groepen 2:

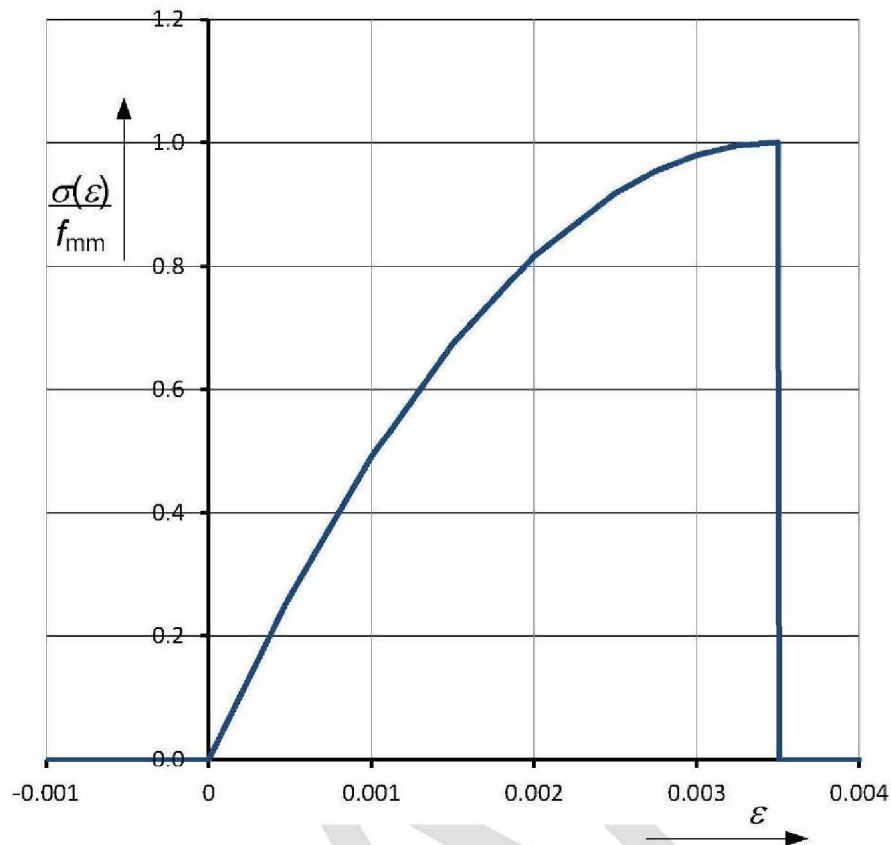
$$\sigma(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{0,002} f_{mm} \text{ als } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0,002$$

waarin:

$\sigma(\varepsilon)$  idrukspanning in het metselwerk

$\varepsilon$  rek van het metselwerk, positief door verkorting

De verhouding tussen de drukspanning in het metselwerk en de verkorting van het metselwerk vervaardigd met groep 1 stenen, als bedoeld in NEN-EN 1996-1-1, is gegeven in figuur 9.1 van deze NPR.



Figuur 9.1 — Spanning-rek-relatie voor metselwerk

De gemiddelde elasticiteitsmodulus volgt uit:

$$E_{mm} = 700 f_{mm}$$

De gemiddelde glijdingsmodulus volgt uit:

$$G_{mm} = \frac{E_{mm}}{2(1+\nu)}$$

waarin:

$\nu$  is de dwarscontractiecoëfficiënt, gelijk aan 0,2.

#### 9.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - Berekeningsmethoden

OPMERKING 1 Bij het toetsen van steenconstructies kan onderscheid gemaakt worden tussen twee constructietypes:

- A Een constructie waarbij de momentcapaciteit van de wanden bepalend is voor de capaciteit;
- B Een constructie waarbij de dwarskrachtcapaciteit van de wanden bepalend is voor de capaciteit.

Voor het toetsen van constructietype A wordt de volgende berekeningsgang voorgesteld:

— Uitvoeren van niet-lineaire push-over berekeningen volgens 9.1.2 van deze NPR, en;

- Transformeren van de berekeningsresultaten bij beide belastingsverdelingen tot een één-massa-veersysteem waarvan  $T^*$ ,  $d_m^*$  en  $d_y^*$  bekend zijn (zie annex B van NEN-EN 1998-1 voor meer informatie). Hieruit volgen de ductiliteit  $\mu$  en de gedragfactor  $q$ :

$$\mu = \frac{d_m^*}{d_y^*}$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1};$$

- Bepaal de dynamische vergrotingsfactor met het ontwerpspectrum volgens 3.2.2.5 van deze NPR voor beide belastingsverdelingen. Hieruit volgt de maatgevende, maximale dynamische vergrotingsfactor;
- Bepaal de maximale equivalente laterale aardbevelingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting behoort te zijn bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1, en;
- Toets de capaciteit van de steenconstructie volgens NEN-EN 1996-1-1 en NPR 9096-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

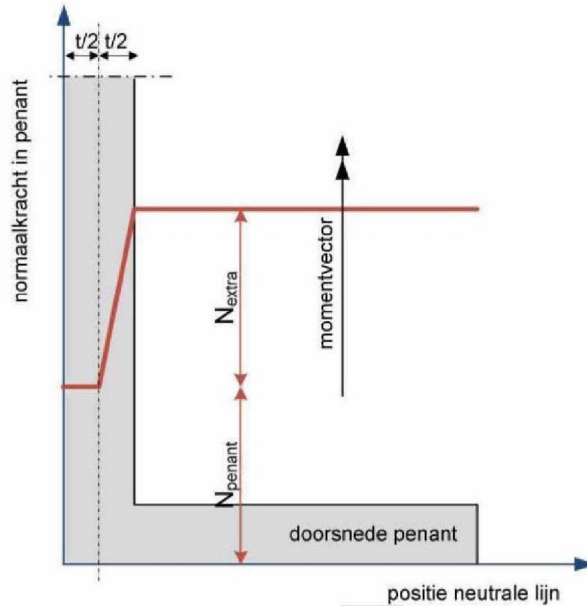
Voor het toetsen van constructietype B wordt de volgende berekeningsgang voorgesteld:

- Het bepalen van de eigenfrequentie van de constructie, waarbij afhankelijk van de mate waarin scheurvorming zal optreden, uitgegaan wordt van de ongescheurde stijfheid of conform 9.4(3) van NEN-EN 1998-1 uitgegaan wordt van de helft van de ongescheurde stijfheid;
- De gedragfactor  $q$  wordt ontleend aan tabel 9.3 van deze NPR;
- Bepaal de maximale equivalente laterale aardbevelingsbelasting uit de dynamische vergrotingsfactor, de piekgrondversnelling en de massa's van de beschouwde constructie. De verdeling van de horizontale belasting behoort te worden bepaald volgens 4.3.3.2.3 van NEN-EN 1998-1;
- Toets de capaciteit van de steenconstructie volgens NEN-EN 1996-1-1 en NPR 9096-1-1 bij de belastingscombinatie volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

**OPMERKING 2** Bij deze NPR zijn rekenvoorbeelden bijgesloten waarin de hiervoor beschreven berekeningsgangen gehanteerd zijn. Aanvullend wordt opgemerkt dat het uitvoeren van een niet-lineaire push-over berekening alleen nuttig is, als het waarschijnlijk is dat hiermee een hogere waarde voor de gedragfactor  $q$  kan worden gevonden dan de waarden die in tabel 9.3 van deze NPR zijn gegeven. Een hogere waarde voor  $q$  zal vooral kunnen worden gevonden in constructies waarbij de momentcapaciteit bepalend is en waarbij de benuttingsgraad relatief klein is.

### 9.1.5 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen - stabiliteitswanden belast op afschuifkrachten

**OPMERKING** Bij het toetsen van stabiliteitswanden zoals beschreven in 5.5.3 van NPR 9096-1-1 mag rekening worden gehouden met de overdracht van verticale krachten vanuit aansluitende bouwmuren naar de beschouwde stabiliteitswand om op die wijze de momentcapaciteit van de wand te vergroten. Deze overdracht zal optreden tijdens het kantelen/vervormen van de stabiliteitswand. Bij het beschouwen van de relatie tussen moment en kromming van de stabiliteitswand mag zijn aangenomen dat de extra verticale belasting vanuit de aansluitende bouwmuren lineair toeneemt van 0 % tot 10 % bij een verschuiving van de neutrale lijn in de doorsnede van het hart van de bouwmuur tot de rand van de bouwmuur, zie figuur 9.2 van deze NPR.



**Figuur 9.2 - Aanname over normaalkracht in het penant**

### 9.2 Verbouw

Voor het beoordelen van steenconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 9.1. Daar waar sprake is van bestaand metselwerk, kunnen de metselwerkeigenschappen worden ontleend aan 9.3.2. In bijlage B zijn nadere aanwijzingen voor het versterken van steenconstructies opgenomen.

### 9.3 Bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 9.2. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in de tabellen 2.1.1 en 3.1 van deze NPR en NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar Bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.



## 10 Specifieke regels voor funderingen

### 10.1 Algemeen

Vanuit geotechnisch oogpunt is het ontstaan van verweking één van de grootste gevaren tijdens een aardbeving. Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte, en is er sprake van een sterk verlies aan draagkracht. Tevens kunnen daarbij grote vervormingen (zowel grondverplaatsingen als verdichting) ontstaan.

Niet in alle situaties hoeft bij de toetsing van de constructies rekening te worden gehouden met verweking van de ondergrond. In NEN-EN 1998-5 wordt in algemene termen aangegeven wanneer de verwekingsgevoeligheid moet worden bepaald, zie 4.1.4 van NEN-EN 1998-5. Als aanvulling daarop wordt hier in meer detail aangegeven wanneer verweking niet zal optreden. In de volgende situaties wordt het acceptabel geacht dat het aspect verweking niet wordt meegenomen in de berekeningen (als aanvullingen op 4.1.4 (7)):

- a) Voor het toetsen van paalfunderingen: indien de ondergrond tot de volgende diepten uitsluitend bestaat uit klei- en/of veenlagen (het diepste niveau is maatgevend)
  - tot 15 m onder het maaiveld;
  - tot 5 m onder paalpuntniveau, of;
  - tot 10 keer de paaldiameter onder paalpuntniveau.
- b) Indien zandlagen voorkomen hoeven deze niet in beschouwing te worden genomen indien de dikte minder is dan 0,5 m en tevens de dikte van de klei- en veenlagen tussen de zandlagen meer is dan 1 m.
- c) Indien de veiligheid tegen verweking, zoals bepaald met de procedure gegeven in Bijlage E, minimaal 2,0 bedraagt.
- d) Er hoeft geen rekening te worden gehouden met verweking indien de ontwerp piekgrondversnelling aan het maaiveld kleiner is dan 0,1g.

**OPMERKING 1** In aanvulling op op 4.1.5(2) van NEN-EN 1998-5 kan de grens tussen mogelijk verwekingsgevoelig zand en cohesieve materialen worden gelegd bij een wrijvingsgetal van 2 %. De gevoeligheid voor verweking hoeft namelijk alleen bepaald te worden voor zand en siltlagen. Voor klei en veen mag worden verondersteld dat deze niet verweken.

Voor alle overige gevallen moet het optreden van verweking worden meegenomen in de toetsing van de fundering conform 10.2 en 10.3.

**OPMERKING 2** Ook als de veiligheidsfactor  $\gamma_L$  tegen verweking groter is dan 1,0 kunnen er nog wateroverspanningen ontstaan (gedeeltelijke verweking), zie Bijlage E. Pas bij een veiligheidsfactor  $\gamma_L$  van 2,0 of hoger is de eventuele wateroverspanning als verwaarloosbaar te beschouwen. Daarom ligt de grens waarbij geen rekening hoeft te worden gehouden met verweking bij een veiligheidsfactor van 2,0.

### 10.2 Fundering op staal (aanvulling op hoofdstuk 5 van EN1998-5)

#### 10.2.1 Algemeen

De verticale stabiliteit van de fundering moet worden bepaald conform hoofdstuk 5 en bijlage E van NEN-EN 1998-5.

De grondeigenschappen voor een gelaagde grondopbouw kunnen in rekening worden gebracht volgens 6.5.2.2(n) van NEN 9997-1.

Volgens 5.4.1.1(11) van NEN-EN 1998-5 moet bij de controle van de fundering de wateroverspanning in rekening gebracht worden indien de veiligheid tegen verweken kleiner dan of gelijk is aan 1,25. In afwijking hiervan wordt de volgende procedure van toepassing verklaard:

- Tot een veiligheidsfactor van 2,0 moet de wateroverspanning in rekening worden gebracht.
- Indien de toets volgens NEN-EN1998-5 niet voldoet kan een gedetailleerde berekening worden gemaakt waarbij onderscheid wordt gemaakt naar de verschillende tijdstippen gedurende en na de aardbeving. Indien de maximale piekgrondversnelling en de maximale waterspanning niet gelijktijdig optreden mogen twee afzonderlijke situaties worden getoetst:

a) Stabiliteitsituatie tijdens de aardbeving: hierbij wordt met de maximale versnelling en een gereduceerde wateroverspanning gerekend;  
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 fundering tijdens de aardbeving uit te gaan van een gereduceerde wateroverspanning. Afhankelijk van de veiligheid tegen verweking ( $\gamma_L$ ) kunnen de volgende waarden worden gebruikt:

- $\gamma_L < 0,65$  rekenen met volledige verweking ( $r_u = 1$ )
- $\gamma_L > 1,25$  rekenen met de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving
- 0,65 <  $\gamma_L$  < 1,25: interpoleer tussen  $r_u = 1$  en  $r_u = 0,5$

De berekening van  $\gamma_L$  en de maximale wateroverspanning  $r_u$  zijn gegeven in Bijlage E.

b) Stabiliteitsituatie na de aardbeving: hierbij wordt met de maximale wateroverspanning gerekend, de aardbevingsversnelling hoeft niet in rekening gebracht te worden. Bij deze berekening wordt de volledige wateroverspanning in rekening gebracht, maar geen piekgrondversnelling. De controle van de stabiliteit moet uitgevoerd worden volgens NEN 9997-1.

VOORBEELD Stel dat uit de berekening volgt dat de veiligheid tegen verweking  $\gamma_L = 1,5$  bedraagt. De representatieve waarde van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving is dan  $r_{u,rep} = 0,15$  en de rekenwaarde  $r_{u,d} = 0,35$ . Voor de situatie op het moment van de grootste piekgrondversnelling mag gerekend worden met een gereduceerde waarde van  $r_{u,d} = 0,175$  (de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving).

In NEN-EN 1998-5 wordt aangegeven dat in geval van verweking met een hogere waterspanning (op basis van  $r_u$ ) of met een lagere sterkte van de grond mag worden gerekend. In aanvulling op 4.1.3.4(2) van NEN-EN 1998-5 geldt, dat indien gerekend wordt met een lagere sterkte voor (gedeeltelijk) verweekt zand moet worden gerekend met een gereduceerde hoek van inwendige wrijving. De karakteristieke waarde van deze hoek van inwendige wrijving volgt via een verlaagde effectieve spanning uit:

$$\phi_{iqk} = \text{atan}((1 - r_u) \tan(\phi_k)) \quad (10.1)$$

waarin:

$r_u$  relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij begin aardbeving)

$\phi_k$  karakteristieke waarde hoek van inwendige wrijving

Als minimum waarde kan  $\phi_{iqk} = 3^\circ$  worden gebruikt.

OPMERKING In de internationale literatuur worden door diverse auteurs waarden gegeven voor de zogenoemde 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.

Het is toegestaan om met een hogere waarde te rekenen indien aangetoond kan worden dat daarmee het draagvermogen van de fundering bij (gedeeltelijke) verweking van de ondergrond niet wordt overschat.

**TOELICHTING** In de voorgaande benadering wordt het effect van de wateroverspanning in rekening gebracht als een afname van de hoek van inwendige wrijving. Als het effect van de wateroverspanning op een andere wijze in rekening wordt gebracht hoeft de hoek van inwendige wrijving niet te worden gereduceerd. Wel zal dan aangetoond moeten worden dat de sterkte van de fundering niet wordt overschat.

Indien de fundering volgens de toetsing niet voldoet aan de stabiliteitscriteria kan een tijdanalyse gemaakt worden volgens de methode Newmark, waarbij de optredende vervormingen volgens 4.5.1 moeten voldoen.

### 10.2.2 Fundering op kelder

In aanvulling op 5.4.1.4 van NEN-EN 1998-5 is het volgende van toepassing.

Bij panden die (gedeeltelijk) onderkelderd zijn is meestal niet het bezwijken van de fundering, maar het opdrijven van de kelder het relevante schade mechanisme.

Indien onder de kelder grondlagen voorkomen waarin wateroverspanning kan ontstaan moet worden gecontroleerd of de kelder kan opdrijven middels een controle van het verticaal evenwicht van het pand. De in rekening te brengen wateroverspanning is de wateroverspanning in de ondergrond direct naast de kelder. Voor de bovenbelasting moet uitgegaan worden van een lage schatting.

Wrijving langs de wanden van de kelder mag hierbij in rekening worden gebracht, mits daarbij het effect van wateroverspanning op de wandwrijving wordt meegenomen.

**OPMERKING** Voor opdrijven is het eigen gewicht van het gebouw en de daarin aanwezige voorwerpen een gunstige belasting. De berekening moet worden uitgevoerd conform artikel 10.2 van NEN 9997-1.

### 10.2.3 Toetsing van de zetting van de fundering op staal/kelder

In NEN-EN 1998-5 wordt in paragraaf 4.1.5 aangegeven dat de zetting van constructies bepaald moet worden met 'available methods of geotechnical engineering'. Deze worden daar niet nader beschreven. In deze paragraaf worden daarom nadere aanwijzingen voor het bepalen van de verdichting van zand gegeven.

De zakking ten gevolge van de aardbeving moet worden getoetst voor een fundering op staal indien de laagst gevonden veiligheid tegen verweking lager is dan  $\gamma_L = 2$ . In de ondergrond ontstaan dan niet verwaarloosbare wateroverspanningen, die tot verdichting kunnen leiden.

De verdichting kan worden bepaald met de formules in [Yoshimine et al 2006] zoals beschreven in bijlage E van de NPR. Indien de constructie al op draagkracht wordt afgekeurd is een berekening van de zakking niet mogelijk en ook overbodig. In dat geval kan de berekening dus achterwege worden gelaten.

Bij verweking van de ondergrond moet tevens een controle op squeeze (zijdelijks wegpersen van verweekt zand) plaats vinden, conform 6.5.2.2.(s) van NEN 9997-1. Voor de verweekte zandlaag mag daarbij in de berekening uitgegaan worden van  $c_{u,rep} = 0,05 \cdot \sigma'_{v0}$ . Hierin is  $\sigma'_{v0}$  de effectieve verticale spanning aan de bovenkant van de verweekte laag bij afwezigheid van de constructie.

Indien gerekend is met de Newmark sliding block methode moet tevens de zetting (en horizontale vervorming) volgend uit de glijvlakanalyse hierbij in rekening worden gebracht.

De totale vervorming (als gevolg van zetting, squeezing en eventueel stabiliteit) moet voldoen aan de eisen uit NEN 9997-1. Hierbij moet rekening worden gehouden met een verschilzakking die 50 % van de maximale zakking bedraagt.

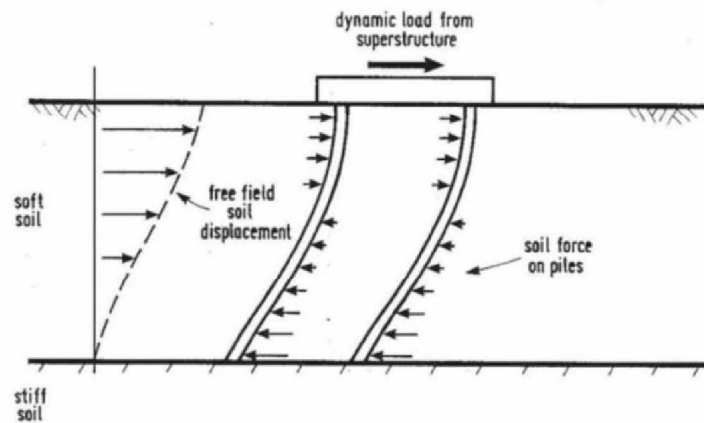
Maximaal toelaatbare vervorming van de fundering moet worden bepaald met de grenstoestand NC van de bovenbouw.

### 10.3 Fundering op palen (aanvulling op hoofdstuk 5 van NEN-EN1998-5)

#### 10.3.1 Methode

Evenals bij een fundering op staal moeten in aanvulling op 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 voor de volgende twee aardbevingsbelastingen de volgende aspecten worden gecontroleerd:

- Stabiliteit tijdens de aardbeving (belasting door eigen gewicht en traagheidskrachten);
- Belasting door passage aardbevingsgolf.



**Figuur 10.1 — Illustratie van inertia en kinematische belasting op palen**

In 5.2 van NEN-EN 1998-5 wordt aangegeven dat een verlaging van de PGA met de diepte mag worden aangehouden indien dit kan worden onderbouwd. In geen geval mag de waarde  $0,65PGA$  worden overschreden. Evenals bij fundering op staal wordt in NEN-EN 1998-5 geen onderscheid gemaakt tussen de situatie tijdens en direct na de aardbeving. Voor de in rekening te brengen wateroverspanning kan hetzelfde scenario worden gebruikt als bij de controle van een fundering op staal tijdens de aardbevingsbelasting.

Bij de controle van de paalfundering tijdens de aardbevingsbelasting moet rekening worden gehouden met de afname van de conusweerstand door wateroverspanning. Voor de reductie kan uitgegaan worden van:

$$q_{liq} = q_0 \sqrt{(1 - r_u)} \quad (10.2)$$

waarin:

- $r_u$  relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij begin aardbeving)
- $q_{liq}$  in rekening te brengen conusweerstand
- $q_0$  is de gemeten conusweerstand

#### 10.3.2 Stabiliteit tijdens de aardbeving

Voor de bepaling van de stabiliteit tijdens de aardbeving moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning volgens a) van 10.2.1 van deze NPR worden behandeld, waarna de volgende stappen moeten worden uitgevoerd:

- Toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en NEN 9997-1  
Met de dynamische belasting uit de bovenbouw en de gereduceerde sterkte ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening conform NEN 9997-1 uitgevoerd;

- Toets de zakking van de paal volgens NEN 9997-1  
Voor de zandlagen rondom de paalfundering moet een schatting worden gemaakt van de zakking door verdichting tijdens de aardbeving (zie bijlage F van de NPR). Deze zakking wordt additioneel in rekening gebracht boven op de zakking bepaald met NEN 9997-1. Als consequentie hiervan kan (een deel van de) positieve kleeft omslaan in negatieve kleeft, waardoor extra paalzakking ontstaat.
- Toets de horizontale belasting conform 5.4.2 van NEN-EN 1998-5  
Naast het verticale draagvermogen moet de paal ook worden gecontroleerd op momenten in de paal door de (horizontale) aardbevingsbelasting. Voor de laterale beddingconstante (afhankelijk van de gekozen rekenmethode is dit de beddingconstante of de p-y curve) moet rekening worden gehouden met de wateroverspanning. De kinematische berekening is alleen nodig voor CC3 in geval er sprake is van afwisselend klei- en zandlagen.
- Toets op knik van de palen  
In aanvulling op 5.4.2(4)P van NEN-EN 1998-5 geldt dat bij dikkere lagen zand die volledig verweken tevens moet worden gecontroleerd of knik van palen kan optreden. Bij die berekening moet worden aangenomen dat over de dikte van de volledig verweekte zandlaag de paal geen zijdelingse steun heeft.

### 10.3.3 Stabiliteit na aardbeving

Voor de bepaling van de stabiliteit na de aardbeving moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning volgens b) van 10.2.1 van deze NPR worden behandeld, waarna de volgende stappen moeten worden uitgevoerd:

- Toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en NEN 9997  
Met de statische belasting uit de bovenbouw en de gereduceerde sterkte ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening conform NEN 9997-1 uitgevoerd.
- Toets de zakking van de paal volgens NEN 9997  
Voor de zandlagen rondom de paalfundering moet een schatting worden gemaakt van de zakking door verdichting tijdens de aardbeving (zie bijlage F van de NPR). Deze zakking wordt additioneel in rekening gebracht boven op de zakking bepaald met NEN 9997-1. Als consequentie hiervan kan (een deel van de) positieve kleeft omslaan in negatieve kleeft, waardoor extra paalzakking ontstaat.
- Toets de horizontale belasting conform 5.4.2 van NEN-EN 1998-5  
Naast het verticale draagvermogen moet de paal ook worden gecontroleerd op momenten in de paal door blijvende (horizontale) belasting. Van een horizontale belasting is sprake indien er in de directe nabijheid van de fundering blijvende horizontale grondverplaatsingen ontstaan (instabiliteit talud etc.).
- Toets op knik van de palen  
In aanvulling op 5.4.2(4)P van NEN-EN 1998-5 geldt dat bij dikkere lagen zand die volledig verweken tevens moet worden gecontroleerd of knik van palen kan optreden. Bij die berekening moet worden aangenomen dat over de dikte van de volledig verweekte zandlaag de paal geen zijdelingse steun heeft.

### 10.3.4 Paal-Grond constructie interactie

Voor een constructieve berekening waarbij de veerstijfheid van de paalfundering van belang is kan de veerstijfheid (horizontaal en buiging) bepaald worden volgens annex C van NEN-EN 1998-5. Voor de verticale veerstijfheid worden daar geen formules gegeven.

Het effect van wateroverspanning op de veerstijfheid kan in rekening worden gebracht door de veerstijfheid voor de situatie zonder wateroverspanning te vermenigvuldigen met de factor  $\sqrt{(1 - r_u)}$ , waarin  $r_u$  de relatieve wateroverspanning is.

Conform 5.4.2. 3(P) van NEN-EN 1998-5 moet ook rekening worden gehouden met het groepseffect (paal-grond-paal interactie). Als de hart-op-hart afstand groter is dan 8 maal de paaldiameter hoeft geen rekening te worden gehouden met het groepseffect.

Paalgroep effecten mogen worden verwaarloosd voor kleine groepen (tot drie palen).

In aanvulling op 6.1 van NEN-EN 1998-5 mag het volgende worden aangehouden:

- Paal-grond interactie kan als elastisch worden beschouwd als de horizontale paalverplaatsing niet meer is dan 10-12 mm. Voor PGA's kleiner dan 0,1g is de paal-grond interactie meestal elastisch. Voor grotere versnellingen zijn niet-lineaire berekeningen nodig;
- Stijve en/of diepe funderingen beïnvloeden de trilling die in de constructie wordt ervaren ten gevolge van de aardbeving. Typisch vindt demping van hoge frequenties plaats ten opzichte van de vrije veld trilling. Voor gemiddelde gebouwen kan de beïnvloeding worden verwaarloosd.

#### 10.4 Earth retaining structures

De stabiliteit van taluds moet worden bepaald volgens 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 bijlage E van deze NPR worden gebruikt.

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

$$\phi_{iq,d} = \text{atan}((1 - r_u) \tan(\phi_d)) \quad (10.3)$$

waarin:

$r_u$  relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale spanning bij begin aardbeving)

$\phi_d$  rekenwaarde hoek van inwendige wrijving

Als minimum waarde kan voor de representatieve waarde worden gebruikt  $\phi_{iq,rep} = 3$ .

OPMERKING 1 In de internationale literatuur worden door diverse auteurs waarden gegeven voor de zogenoemde 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 heeft. Hierbij kan worden gedacht aan extra horizontale belastingen op funderingen, vervorming van leidingen en afname van de kerende hoogte.

OPMERKING 2 Het toetsen van taluds als hoogwaterkering valt buiten het toepassingsgebied van deze NPR. In voorkomende gevallen zal contact met de beheerder van de waterkering noodzakelijk zijn.

#### 10.5 NDP's en status van bijlagen EN 1998-5

Onderdelen van NEN-EN 1998-5, die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Onderdeel	Onderwerp
1.1(4)	Informatieve bijlagen A, C, D en F
3.1(3)	Partiële factoren voor materiaaleigenschappen
4.1.4(11)	Bovenste sterkte grens voor gevoeligheid van verweken
5.2(2)c)	Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf maaiveld

In de tekst hieronder is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van het desbetreffende onderdeel van NEN-EN 1998-5 het hieronder bepaalde van toepassing is. Het nummer van de betreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

**NEN-EN 1998-5**      **1.1 Informatieve bijlagen A, C, D en F**

- (4) Bijlagen A, C, D en F van NEN-EN 1998-5 moeten als informatief worden gelezen.

**NEN-EN 1998-5**      **3.1 Partiële factoren voor materiaaleigenschappen**

- (3) De volgende waarden moeten worden gebruikt:  $\gamma_{cu} = 1,435$ ;  $\gamma_{cy} = 1,25$ ;  $\gamma_{qu} = 1,435$ ;  $\gamma_{\phi} = 1,15$ .

**NEN-EN 1998-5**      **4.1.4 Bovengrens sterkte voor gevoeligheid van verweken**

- (11) De waarde van  $\lambda$  is 0,8.

**NEN-EN 1998-5**      **5.2 Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf het maaiveld**

- (2) De waarde van  $p$  is 0,65.

**NEN-EN 1998-5**      **Bijlage B**

Bijlage B van NEN-EN 1998-5 moet als normatief worden gelezen, waarbij het volgende wordt opgemerkt:

- In NEN-EN 1998-5 wordt in Bijlage B voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid een methode gegeven. De daar beschreven methode is in feite gelijk aan die beschreven in [Youd et al 2001]. Voor geïnduceerde aardbevingen (relatief lage magnitude en hoge piekgrondversnelling) is deze methode niet voldoende veilig en wordt de voorkeur gegeven aan de meer recent beschreven methode als beschreven in EERI monografie EERI MNO-12 [Idriss Boulanger 2008]. Deze methode is weergegeven in Bijlage E van deze NPR.
- De bepaling van de verweking moet geschieden volgens de methode als beschreven in de Bijlage E van deze NPR.

## Bijlage A

(informatief)

### Inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande woningbouw

#### A.1 Inleiding

Het protocol is gebaseerd op paragraaf 3.1 van NEN-EN 1998-3. Het stappenplan voor het onderzoeken van een gebouw is als volgt: .

- a) Gestart wordt met een dossieronderzoek. Dit betreft het inwinnen van reeds beschikbare informatie over de (constructieve) opbouw van het gebouw. Hiervoor kan informatie worden gevonden bij onder andere de eigenaar en het gemeentelijk archief.
- b) In het geval onvoldoende dossierinformatie beschikbaar is, zal een (volledige) opname in het werk behoren te worden uitgevoerd. Indien er wel voldoende gegevens in het dossier beschikbaar zijn, behoort in het werk gecontroleerd te worden of er geen wijzigingen in het gebouw zijn doorgevoerd.
- c) Tot slot behoort een opname plaats te vinden van de schade aan het gebouw. Dit betreft alle schade die invloed kan hebben op het constructieve gedrag van het gebouw.

In het vervolg van deze bijlage wordt in eerste instantie ingegaan op de informatie die opgenomen behoort te worden ten behoeve van de modellering van een gebouw. Vervolgens wordt aangegeven hoe de opname van de schade aan een gebouw behoort plaats te vinden.

#### A.2 Opname ten behoeve van de modellering van een gebouw

Paragraaf 3.1 van NEN-EN 1998-3 geeft een overzicht over de informatie die verzameld behoort te worden ten behoeve van de modellering van gebouwen. Dit overzicht vormt de basis voor de onderstaande uitwerking van de opname.

In eerste instantie behoren de volgende algemene gegevens van het gebouw te worden opgenomen:

- bouwjaar;
- gebruiksfunctie(s) van het gebouw en de diverse ruimten in het gebouw;
- de gevolklasse zoals gecategoriseerd in de onderhavige NPR;
- identificatie van de ondergrond waarop het gebouw is gefundeerd, zoals gecategoriseerd in 3.1 van NEN-EN 1998-1.
- de hoofdafmetingen van het gebouw, vastgelegd in plattegronden (per verdieping) en in gevelaanzichten;
- de locatie van eventueel aanwezige gebouwdilataties;
- informatie over eventueel uitgevoerde verbouwingen en/of uitbreidingen;
- de constructieve opbouw van het gebouw, dat wil zeggen dat gekeken behoort te worden naar:
  - fundering;
  - vloeren;
  - wanden;
  - dak.



Omdat niet-dragende onderdelen een significante invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van het gebouw, behoren deze ook in de modellering betrokken te worden. Deze invloed kan positief of negatief zijn.

Daarna behoort een decompositie van het gebouw gemaakt worden. Daarbij behoren alle individuele onderdelen van het gebouw gedefinieerd te worden. Dit heeft betrekking op:

- de verschillende funderingsvormen;
- per vloerniveau de verschillende vloervelden;
- de individuele wanden;
- de verschillende dakvlakken.

Tot slot behoort een opname gemaakt te worden van alle individuele gebouwonderdelen die bij de decompositie zijn gedefinieerd. Daarbij behoort het volgende te worden opgenomen:

- fundering (per funderingsvorm):
  - het type fundering: op staal of geheid;
  - indien op staal: de aanlegdiepte ten opzichte van het maaiveld;
  - indien op palen: de positionering van de palen, het type palen en de lengte van de palen;
  - de vorm en de afmetingen van de fundering;
  - de gebruikte materialen;
  - de eventuele aanwezigheid van voegen en/of doorgangen door de fundering.
- vloeren (per vloerveld):
  - de opbouw van de vloervelden: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;
  - de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (oplegglengte en typering verbinding);
  - de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de aangrenzende vloervelden.
- wanden (per individuele wand, zowel binnen- als buitenwand):
  - een aanzicht van de wanden, met daarin aangegeven de eventueel aanwezige sparingen;
  - de opbouw van de wanden: gebruikte materialen en dikte daarvan;
  - de invulling van de sparingen: deuren, ramen, e.d.;
  - de eventueel aanwezige lateien boven sparingen: materiaal, afmetingen en wijze en lengte van oplegging;
  - de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de onder- en bovenliggende vloervelden (zie ook vloeren);
  - de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de aangrenzende wanden;
  - de plaats van eventueel aanwezige dilatatievoegen, inclusief detaillering van de voegen;

- daken (per dakvlak):
  - de opbouw van de dakvlakken: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;
  - de hellingshoek van de dakvlakken;
  - de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (opleglengte en typering verbinding);
  - de eventueel aanwezige spanten onder de dakvlakken: positionering, afmetingen en gebruikte materialen;
  - de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de aangrenzende dakvlakken.

Voor het verkrijgen van de hiervoor gedefinieerde informatie behoort in eerste instantie gebruik te worden gemaakt van het dossier dat over het gebouw beschikbaar is. Dit betreft met name informatie in de vorm van bouwtekeningen en constructieve berekeningen van het gebouw. Hiervoor kunnen de volgende bronnen geraadpleegd worden:

- het eigen dossier van de eigenaar/beheerder.
- het gemeentelijke archief.
- de oorspronkelijke constructeur van het gebouw.
- de aannemer die het gebouw heeft gebouwd.

De benodigde informatie betreft niet alleen informatie over de oorspronkelijke opbouw, maar zeker ook informatie over de in de loop van de tijd uitgevoerde verbouwingen en uitbreidingen. Ongeacht de mate waarin die informatie beschikbaar is gekomen, behoort in tweede instantie altijd een opname in het werk plaats te vinden, ofwel om op te nemen wat niet beschikbaar is, ofwel om te controleren of de beschikbare informatie juist en nog actueel is.

## **A.3 Schadeopname**

### **A.3.1 Algemeen**

Van alle bij de decompositie gedefinieerde onderdelen behoort een schadeopname gemaakt te worden. Daarbij moet alle schade en eerder uitgevoerd herstelwerk opgenomen worden die invloed kan hebben op het constructieve gedrag van die onderdelen, zoals:

- aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen;
- scheurvorming;
- verplaatsingen;
- uitgevoerde herstelwerkzaamheden.

### **A.3.2 Aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen**

Per onderdeel behoort te worden nagegaan of er sprake is van aantasting van de materialen, die een negatief effect kan hebben op het constructief gedrag van het onderdeel. De mate waarin die aantasting optreedt over het onderdeel behoort te worden ingetekend in een plattegrond dan wel op een aanzicht van het onderdeel. Daarbij moet tevens een inschatting gegeven worden van de grootte van de invloed op de sterkte van het betreffende onderdeel.

Het voorgaande geldt ook voor het verlies van interne samenhang tussen verschillende materialen waaruit een onderdeel is opgebouwd.

### A.3.3 Scheurvorming

De locatie en het verloop van de scheuren behoren per onderdeel te worden ingetekend in een plattegrond dan wel een aanzicht van het onderdeel. De volgende gegevens behoren per scheur vastgelegd te worden:

- de lengte;
- de scheurwijdte en het verloop daarvan over de lengte van de scheur;
- of de scheur alleen aanwezig is in afwerklaag (pleister, stuclaag) of doorgaat in ondergrond;
- of de scheur door en door loopt of slechts aan één zijde zichtbaar is.

### A.3.4 Verplaatsingen

Verplaatsingen van individuele onderdelen ten opzichte van elkaar kunnen resulteren in verlies van samenhang. Dit betekent dat dergelijke verplaatsingen ingemeten behoren te worden en worden vastgelegd.

Het inmeten behoort gedaan te worden ten opzichte van de oorspronkelijke NAP maat, gebruikmakend van een vast referentiepunt met geborgde NAP maat.

Voor zakkingsverschillen behoren vloer- en/of lintvoegwaterpassingen gebruikt te worden.

Voor zakkingsnelheden kan gebruik worden gemaakt van meetbouten waarbij de verplaatsing hiervan over een bepaalde tijdsperiode beoordeeld wordt.

### A.3.5 Uitgevoerde herstelwerkzaamheden.

Indien herstelwerkzaamheden zijn uitgevoerd vanwege een in het verleden ontstane schade, behoort beoordeeld te worden of die reparaties een negatieve invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van de betreffende onderdelen. Indien dit het geval is, behoort dit opgenomen te worden, met daarbij een inschatting van het werkelijke gedrag van de reparatie.

Indien tijdens de inventarisatie andere waarnemingen worden gedaan die mogelijk relevant kunnen zijn voor het constructieve gedrag van de betreffende onderdelen, behoort die informatie ook vastgelegd te worden.

## Bijlage B (informatief)

### Versterkingsmaatregelen

#### B.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het ontwerpen van versterkingsmaatregelen om de robuustheid van bestaande gebouwen onder aardbevingsbelastingen te verhogen. Deze aanwijzingen hebben betrekking op zowel constructieve als niet-constructieve wijzigingen.

#### B.2 Principes aardbevingsbestendig bouwen en versterken

##### B.2.1 Algemeen

Bij het ontwerpen van aardbevingsbestendige gebouwen gelden een aantal algemene principes. Deze principes geven tevens een goede begeleiding bij het versterken van bestaande gebouwen.

##### B.2.2 Reduceer de massa

De seismische belastingen op gebouwen is proportioneel aan de massa van het gebouw. Het reduceren van de massa zal resulteren in een reductie van de seismische belastingen. Bij het ontwerpen van versterkingsmaatregelen heeft het daarom de voorkeur om zo min mogelijk massa toe te voegen aan het gebouw. Gebruik van lichte materialen of open constructies (raamwerken) heeft de voorkeur boven massieve constructies (wanden).

##### B.2.3 Regelmatigheid in plattegrond

Een regelmatige vorm van een constructie en een regelmatige verdeling van belastingen voorkomt additionele belastingeffecten door bijvoorbeeld torsie. Voorkomen van onregelmatigheden in geometrie en belastingverdeling leidt over het algemeen tot minder zware versterkingsmaatregelen. Het herindelen van bestaande bouwwerken kan een effectief middel zijn om de impact van seismische belastingen te reduceren.

##### B.2.4 Regelmatigheid in hoogte

Een zekere constante sterkte- en stijfheidsverdeling over de hoogte van een gebouw is gewenst om zwakke punten in de draagconstructie te voorkomen. Etages met een lagere sterkte (weak storeys) of met een lagere stijfheid (soft storeys) vergeleken met bovenliggende en onderliggende etages kunnen de capaciteit van een bouwwerk fors reduceren. Wanneer deze constructies worden waargenomen in bestaande gebouwen is het wegnemen van deze sterkte- en stijfheidsverschillen een adequaat middel om de capaciteit van een gebouw als geheel te vergroten.

##### B.2.5 Materialen en details

Het gebruik van 'ductiele' materialen (staal, gewapend beton) en materialen met enigszins gelijke eigenschappen onder wisselende belastingsrichtingen (hout, staal) heeft de voorkeur boven het gebruik van 'brosse' materialen (ongewapend of licht gewapend beton, metselwerk). Bij het detailleren van constructies en het ontwerpen van aansluitdetails behoort gestreefd te worden naar ductiele bezwijkmechanismen.

##### B.2.6 Continuïteit

Constructies en constructieonderdelen welke weerstand bieden aan de seismische belastingen lopen bij voorkeur door tot de fundering en vertonen geen (grote) afwijkingen in sterkte en/of stijfheid. Sprongen en onderbrekingen in het lastpad worden bij voorkeur voorkomen. Ook het wegnemen van discontinuïteiten binnen bestaande gebouwen is een effectief middel om de weerstand tegen seismische belastingen te verhogen.

### B.2.7 Verdeling van veranderlijke belastingen

Plaats hoge veranderlijke belastingen (bijvoorbeeld archief- en opslagruimtes) bij voorkeur laag en in het centrum van het gebouw om hoge seismische belastingen en additionele belastingseffecten door torsie te voorkomen.

### B.2.8 Draagwegen

De aanwezigheid van een tweede draagweg binnen bestaande en nieuw te ontwerpen constructies zal de robuustheid van een gebouw verhogen. Het falen van een enkel of enkele constructie-elementen mag niet leiden tot het falen van het gebouw als geheel. Toevoegen van elementen waarmee in bestaande gebouwen een tweede draagweg gerealiseerd kan worden kan eenvoudiger zijn en de voorkeur verdienen boven het versterken van de bestaande (eerste) draagweg.

### B.2.9 Gelijkmatische verdeling draagconstructie

Om bijkomende belastingseffecten door torsie te voorkomen worden verticale stabiliserende elementen bij voorkeur op gelijkmatische wijze over de plattegrond van het gebouw verdeeld. Ook bij het toevoegen van extra stabiliserende elementen aan bestaande gebouwen worden deze bij voorkeur op regelmatige wijze aangebracht.

## B.3 Aandachtspunten ontwerp versterkingsmaatregelen

### B.3.1 Algemeen

Bij het ontwerpen en aanbrengen behoren de aandachtspunten van B.3.2 t.m. B.3.4 beschouwd te worden.

### B.3.2 Verbindingen

Indien in de modellering wordt aangenomen dat verbindingen in tact blijven behoren deze verbindingen gecontroleerd te worden op hun functioneren onder de gevonden belastingen

### B.3.3 Stijfheid

Het aanbrengen van versterkingsmaatregelen kan een invloed hebben op de stijfheid van het gebouw en daarmee de Eigenfrequentie en de seismische belastingen veranderen. Hiermee behoort in het ontwerp rekening gehouden te worden. Bij voorkeur worden veranderingen aan de stijfheid van het gebouw voorkomen (behoudens het wegnemen van soft storeys). Indien de stijfheid van het gebouw door het aanbrengen van versterkingsmaatregelen wel verandert, behoort achteraf geverifieerd te worden dat de constructie nog steeds in staat is de gewijzigde belastingen op te nemen. Aandachtspunt hierbij is dat er andere bezwijkmechanismen kunnen optreden door herverdelingen van belastingen

### B.3.4 Bijkomende eisen

Bij het ontwerpen van versterkingsmaatregelen behoren onderstaande eigenschappen van de versterkingsmaatregelen van tabel B.1 beschouwd te worden.

**Tabel B.1 — Te beschouwen versterkingsmaatregelen**

Onderwerp	Resultaat
Constructieve eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren te leiden tot een constructie met voldoende sterkte en stijfheid om haar functie te kunnen vervullen.

Zie vervolg

Tabel B.1 (einde)

Onderwerp	Resultaat
Uitvoeringstechnische eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren uitvoerbaar te zijn.
Vormgevingsaspecten	Bij het ontwerpen van de versterkingsmaatregelen behoort rekening gehouden te worden met de esthetische impact van de versterkingsmaatregelen op het gebouw
Bouwfysische aspecten	De versterkingsmaatregelen behoren geen negatieve invloed te hebben op de bouwfysische eigenschappen en prestaties van het gebouw (thermische isolatie, geluidsisolatie, lekkage, vochtdoorslag)

NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-3 geven algemene aanwijzingen voor het toetsen van bestaande constructies:

- voor gewapend betonconstructies, zie NEN-EN 1998-3, Annex A;
- voor staalconstructies, zie NEN-EN 1998-3, Annex B;
- voor staal-betonconstructies, zie NEN-EN 1998-1, Annex C en NEN-EN 1998-3, Annex B;
- voor metselwerkconstructies, zie NEN-EN 1998-3, Annex C.

## B.4 Principe-details versterkingsmaatregelen

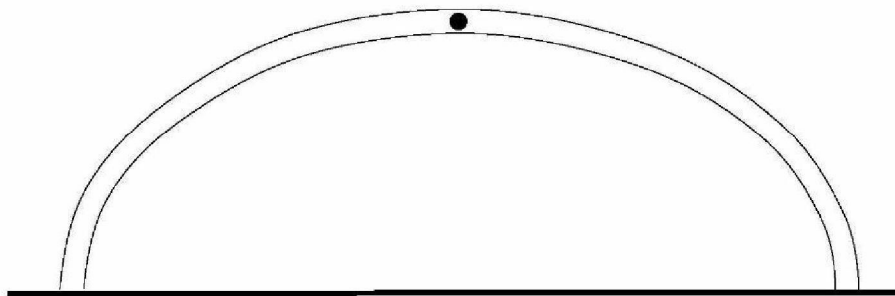
Onderstaande principedetails kunnen als handreiking worden gebruikt voor het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen.

### B.4.1 Houtconstructies

Een aantal bestaande constructies zullen niet in de "klasse" DCM (gemiddeld energie dissiperend vermogen) of DCH (hoog energie dissiperend vermogen) kunnen worden ingedeeld. Bijlage B.4.1 beschrijft suggesties voor het aanpassen (versterken – wapenen) van deze constructies zodat deze wel minimaal in de klasse DCM – met bijbehorende  $q = 2,5$  (vermenigvuldigd m.b.v. de in 3.2.2.5 aangegeven factor) – kunnen worden ingedeeld.

VOORBEELDEN:

- Twee en drie-scharnier spanten
- Boogconstructies



Indien ongewapend: trekspanningen loodrecht op de vezel bepalen met  $q = 1,5$   
 Indien gewapend: wapening berekenen met  $q = 2,5$

**Figuur B.4.1.1 - Boogconstructie**

Boogconstructies kunnen, afhankelijk van de "straal" ook zonder "wapening" voldoen. Voor de ongewapende situatie behoren de statisch equivalente belastingen gedurende aardbevingen met  $q = 1,5$  te worden bepaald.

— Spanten met gebogen respectievelijk geknikte hoek



**Figuur B.4.1.2 – Spanten met gebogen en geknikte hoek**

— Ongewapende statisch bepaalde portalen met gedevelde en geboute verbindingen

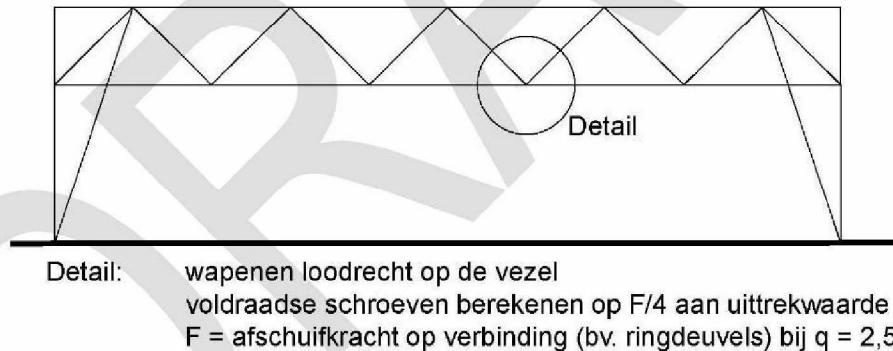


**Figuur B.4.1.3 – Statisch bepaalde portalen met gedevelde en geboute verbindingen**

- Vakwerken waarin de verbindingen met ringdeuvels of stiftvormige verbindingsmiddelen met  $d > 12$  mm zijn gerealiseerd
- Vakwerken op "zelfstandig gestabiliseerde" kolommen

Deze vakwerken zijn als liggers te beschouwen. Tijdens aardbevingen worden deze vooral door de verticale component belast (verticale trilling met bijbehorende waarden voor  $T_1$  (de laagste eigenfrequentie tijd),  $T_B(S)$ ,  $T_C(S)$  en  $T_D(S)$  – zie tabel 3.1.a..

Vakwerken als onderdeel van "portalen".



**Figuur B.4.1.4 – Vakwerken als onderdeel van "portalen"**

- Constructies met traditionele verbindingen (zogenoemde timmermansverbindingen)

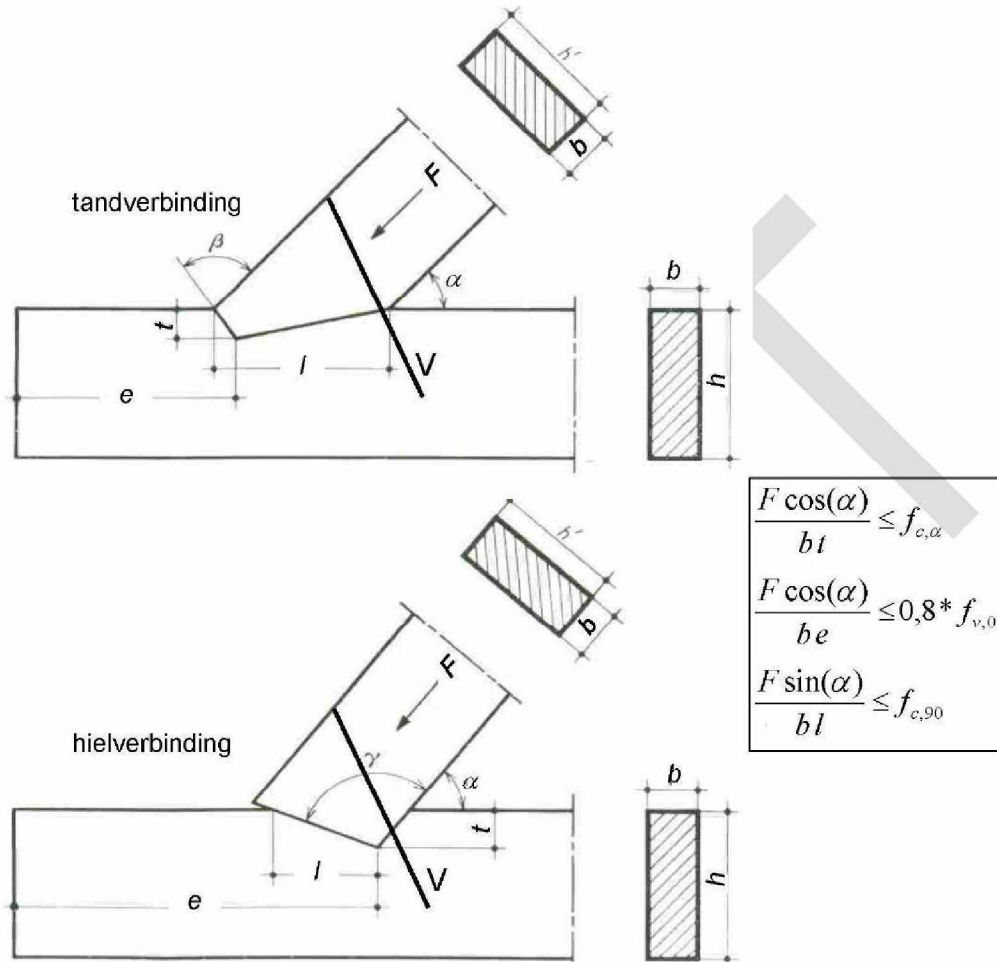
Deze verbindingen zijn in staat om drukkrachten over te dragen. De verbindingen zijn ongeschikt voor het overdragen van trekkrachten.

Indien de statisch equivalente kracht uit aardbevingen - bepaald met  $q = 1,5$  - niet door de drukkracht  $F$ , zie de volgende figuur, kan worden overgedragen moet een versterking in de vorm van een voldraadse schroef – in de figuur B.4.1.5 aangeduid met "V" – worden aangebracht. De statisch equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met  $q = 2,5$ . In dit geval kan de kracht  $F$  een trekkracht worden waar de schroef op moet worden gecontroleerd.



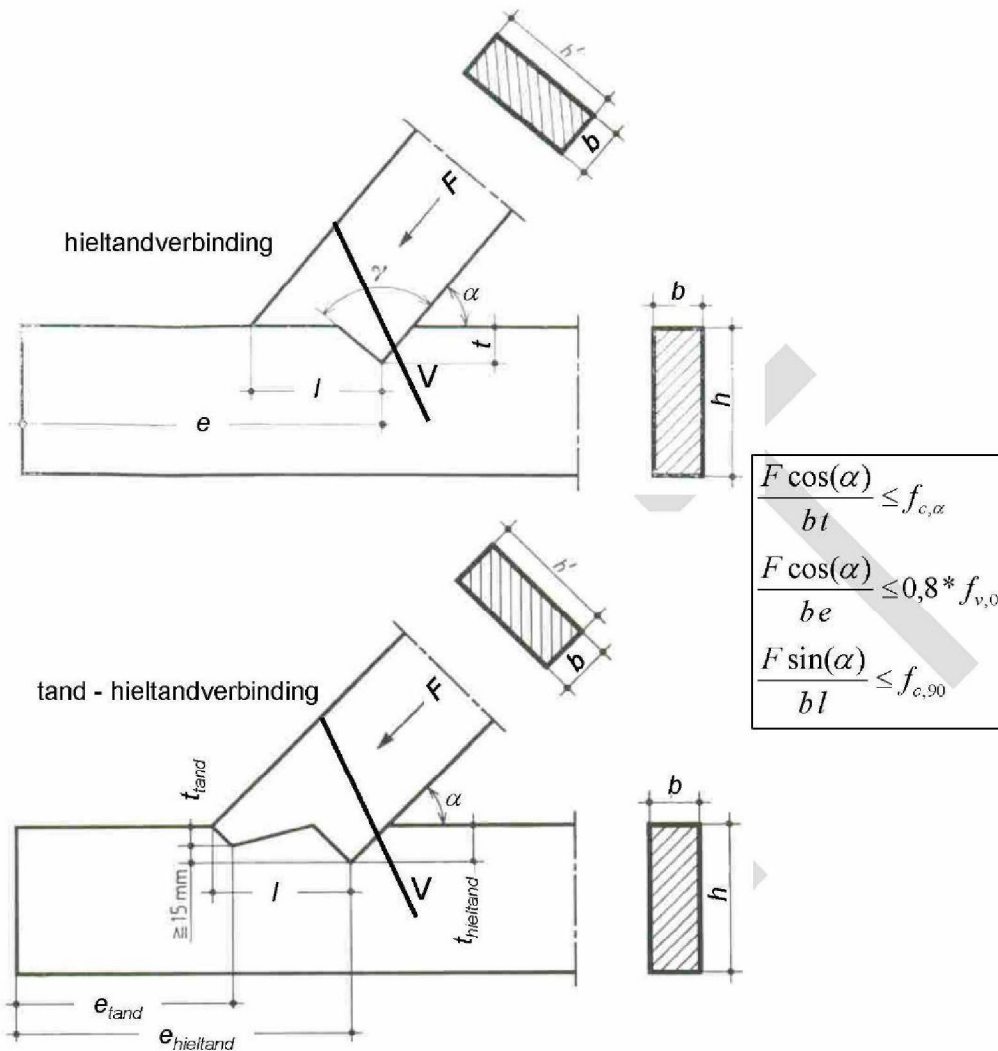
Voor de ter versterking aangebrachte schroef moet aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen worden voldaan ( $d \leq 12$  mm; eindafstand  $\geq 10d$ ; hechtlengte  $\geq 8d$ ).

De controleformules indien  $F$  = drukkracht staan naast figuur B.4.1.5 aangegeven.



Figuur B.4.1.5 – Timmermansverbindingen

(zie vervolg)



**Figuur B.4.1.5 – Timmermansverbindingen (einde)**

Naast de hierboven aangegeven timmermansverbindingen komen in spantconstructies vaak pen- en gat verbindingen voor. Ook hiervoor geldt: indien de statisch equivalente kracht uit aardbevingen - bepaald met  $q = 1,5$  - niet door de drukkracht  $F$ , zie figuur B.4.1.6, kan worden overgedragen moet een versterking in de vorm van een voldraadse schroef – in de volgende figuur aangeduid met “V” – worden aangebracht. De statisch equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met  $q = 2,5$ . In dit geval kan de kracht  $F$  een trekkracht worden waar de schroef op moet worden gecontroleerd.

Voor de ter versterking aangebrachte schroef moet aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen worden voldaan ( $d \leq 12$  mm; eindafstand  $\geq 10d$ ; hechtlengthe  $\geq 8d$ ).

- Bevestiging van de horizontale (houten) vloerschijven aan de overwegend metselwerk wanden

Een groot aantal houtconstructies zorgen van oudsher voor de samenhang in het gebouw. Voor de traditionele gebouwen is de staat van de fundering niet zo duidelijk. Er werd sowieso veel meer “op staal” gebouwd terwijl tegenwoordig eerder “op palen” wordt gefundeerd. De (ongelijkmatige) zakkingen van de “op staal” gefundeerde bouwwerken maakten een verbinding tussen de veelal metselwerk wanden en de vloeren noodzakelijk. De vloerbalken overspannen vaak van zijgevel naar zijgevel. De zijgevels werden dan ook aan de koppen van de vloerbalken aangebracht; de kopgevel werd aan de langs deze gevel lopende balk bevestigd (deze ankers werden vaak versierd uitgevoerd, bijvoorbeeld door het jaartal.

Ondanks dat de verankering van de metselwerk wanden aan de houten balklaag oorspronkelijk een heel ander doel diende helpen ze zeer bij het opnemen van aardbevingsbelastingen.

Na introductie van de spouwmuur zijn de muurankers niet meer zichtbaar. Deze worden uitsluitend aan het binnenspouwblad bevestigd. Het buitenspouwblad is in dit geval met spouwankers aan het binnenspouwblad bevestigd.

Door de geringe dikte van de spouwbladen (100 tot 120 mm) zijn de verankeringen aan de vloer zeker ook voor spouwmuren essentieel.

## B.4.2 Aanvullende maatregelen voor raamwerken met ingesloten metselwerk

### B.4.2.0 Introductie

OPMERKING De bepalingen in B.4.2 zijn gelijk aan die in 4.3.6 van NEN-EN 1998-1.

### B.4.2.1 Algemeen

B.4.2.1 t.m. B.4.2.3 zijn van toepassing voor betonnen raamwerken of duale raamwerken in klasse DCH (zie 5 van deze NPR) en stalen, of staal-betonnen raamwerken in klasse DCH (zie 6 en 7 van deze NPR) met meewerkende, niet ontworpen metselwerk invulwanden die voldoen aan de volgende voorwaarden:

- d) Ze zijn vervaardigd na het uitharden van de betonnen raamwerken of de montage van het stalen raamwerk;
- e) Ze sluiten direct aan op het raamwerk (dat wil zeggen zonder dilatatievoeg), maar er zijn geen constructieve verbindingen met het raamwerk (zoals ankers, ondersteuning of afschuifverbindingen);
- f) In principe worden ze beschouwd als een niet-constructief onderdeel van de constructie.

Hoewel het toepassingsgebied van B.4.2.1 t.m. B.4.2.3 beperkt is tot het bovenstaande, geven deze bepalingen uitgangspunten voor goed gebruik. Het kan nuttig zijn deze ook te gebruiken bij beton-, staal- of staalbeton-constructies in de klassen DCM en DCL met metselwerk invulwanden. Met name bij wanden die kwetsbaar zijn voor het bezwijken in de richting loodrecht op hun vlak, kan het gebruik van ankers de dreiging van vallend metselwerk verminderen. De in 1.3.2 genoemde voorwaarden met betrekking tot mogelijke toekomstige wijzigingen in de constructie zijn ook van toepassing op metselwerk invulwanden.

Voor betonnen wand- of equivalente duale wand-systemen en voor geschoorde stalen en staal-betonnen systemen, mag de interactie tussen het systeem en het ingesloten metselwerk zijn verwaarloosd.

Indien de metselwerk invulwanden ontworpen zijn om een bijdrage leveren aan het aan veilig opnemen van de aardbevingsbelastingen, behoren de analyse en het ontwerp, te zijn uitgevoerd in overeenstemming met de in hoofdstuk 9 van EN 1998-1 beschreven uitgangspunten en eisen voor ingesloten metselwerk.

Aan de eisen en criteria gegeven in B.4.2.2 mag geacht worden te zijn voldaan wanneer de bepalingen gegeven in B.4.2.3 en B.4.2.4 en de regels van hoofdstuk 5 t.m. 7 zijn gevolgd.

### B.4.2.2 Eisen en uitgangspunten

Er moet rekening zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid in plattegrond door de invulwanden.

Er moet rekening zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid over de hoogte van de constructie door de invulwanden.

Er moet rekening zijn gehouden met de hoge onzekerheid gerelateerd aan het gedrag van de invulwanden (zoals de variatie in constructieve eigenschappen en de verbinding met het omhullende raamwerk, de mogelijke veranderingen gedurende de levensduur van het gebouw, evenals hun niet gelijkmatige beschadiging tijdens de beschouwde aardbeving).

Er moet rekening zijn gehouden met de mogelijke nadelige lokale effecten als gevolg van de interactie tussen raamwerk en invulwand (bijvoorbeeld het bezwijken van een kolom op dwarskracht die wordt veroorzaakt door het ontstaan van een drukdiagonaal in een invulwand).

### B.4.2.3 Onregelmatigheden door metselwerk invulwanden

#### B.4.2.3.1 Onregelmatigheden in de plattegrond

Sterke onregelmatige, niet-symmetrische of niet-gelijkmatige verdelingen van invulwanden in de plattegrond behoren te zijn voorkomen (rekening houdend met de afmetingen van openingen en sparingen in de invulwanden).

In het geval van ernstige onregelmatigheden in de plattegrond als gevolg van een niet-symmetrische verdeling van de invulwanden (bijvoorbeeld aanwezigheid van invulwanden met name aan de kant van twee op elkaar aansluitende zijden van het gebouw), behoren ruimtelijke modellen te zijn gebruikt voor de constructieve berekening. Invulwanden behoren in het model te zijn beschouwd en een analyse met betrekking tot de invloed van variaties in de positie en de eigenschappen van de invulwanden behoort te zijn uitgevoerd (bijvoorbeeld door het buiten beschouwing laten van één van drie of vier invulwanden in het vlak van een raamwerk, met name aan de minder stijve zijde van het model). Bijzondere aandacht behoort te zijn besteed aan de verificatie van constructieve elementen aan de minder stijve kant van de plattegrond (dat wil zeggen het verst verwijderd van de zijde waar de invulwanden geconcentreerd aanwezig zijn) bij de effecten van torsie veroorzaakt door de invulwanden.

Invulwanden met meer dan één significante opening of sparing (bijvoorbeeld een deur en een raam, etc.) behoren in modellen voor de constructieve berekening te zijn verwaarloosd.

Wanneer metselwerk invulwanden niet regelmatig zijn verdeeld, echter niet zodanig dat zij een ernstige onregelmatigheid veroorzaken, mogen de onregelmatigheden zijn beschouwd door het effect van de incidentele excentriciteit volgens 4.3.3.2.4 en 4.3.3.3.3 met een factor 2,0 te vergroten.

#### B.4.2.3.2 Onregelmatigheid over de hoogte

Indien er aanzienlijke onregelmatigheden over de hoogte aanwezig zijn (bijvoorbeeld een drastische reductie van de invulwanden ter plaatse van één of meer verdiepingen in vergelijking tot de andere), dan moeten de effecten van de aardbevingsbelasting in de verticale elementen van de betreffende verdiepingen zijn verhoogd.

Wanneer geen nauwkeuriger model is gebruikt, mag zijn aangenomen dat aan bovenstaande eis voldaan wanneer de berekende effecten van de aardbevingsbelasting worden vergroot met een factor  $\eta$ , welke als volgt is gedefinieerd:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}} \right) \leq q \quad (B.1)$$

waarin:

$\Delta V_{Rw}$  is de totale reductie van de weerstand van metselwerk wanden op de beschouwde bouwlaag vergeleken met de bouwlaag met meer invulwanden daarboven;

$\sum V_{Ed}$  is de som van de seismische horizontale krachten werkend op alle verticale primaire seismische elementen van de betreffende bouwlaag.

Wanneer vergelijking (B.1) leidt tot een vergrotingsfactor  $\eta$  kleiner dan 1,1, mag het effect van de onregelmatigheid zijn verwaarloosd.

#### B.4.2.4 Schadebeperking van invulwanden

Voor de constructieve systemen, behorende tot alle ductiliteitsklassen, DCL, M of H, benoemd in B.4.2.1, met uitzondering van situaties met lage seismische activiteit (zie 3.2.1(4)), behoren geschikte maatregelen te zijn genomen om bros bezwijken en voortijdig uiteenvallen van de invulwanden te voorkomen (dit is vooral van belang bij metselwerk wanden met openingen of bij materialen met weinig samenhang), evenals het gedeeltelijk of geheel uit het vlak bezwijken van slanke metselwerk wanden. Bijzondere aandacht behoort te

zijn besteed aan metselwerkwanden met een slankheid (verhouding tussen de kleinste waarde van de hoogte of de lengte en de dikte) groter dan 15.

Voorbeelden van maatregelen in overeenstemming met het bovenstaande, om de samenhang en het gedrag in zowel de richting in- als uit het vlak te verbeteren, omvatten lichte wapeningsnetten die goed verankerd zijn aan één zijde van de wand, muurankers bevestigd aan de kolommen en opgenomen in het metselwerk en betonnen stijlen en regels verdeeld aangebracht over het vlak van de wand en over de volledige dikte van de wand.

Als er grote openingen of sparingen in één van de invulwanden zijn, dan behoren hun randen te zijn afgewerkt met regels en stijlen.

### **B.4.3 Metselwerk**

Metselwerk kan op verschillende manieren worden versterkt. Voorbeelden van veel voorkomende versterkingen zijn:

- het aanbrengen van horizontale en/of verticale wapeningselementen (zie B.4.2);
- het aanbrengen van vezelversterkte materialen.

Deze versterkingen hebben invloed op de krachtsafdracht in de constructie en behoren daarom volgens deze NPR te worden ontworpen.

## Bijlage C (informatief)

### Toepassing van deze NPR voor grote aantallen bouwwerken

#### C.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren. Deze strategie kan gebaseerd zijn op verschillende uitgangspunten, zoals persoonlijke veiligheid, economische belangen, sociaal-maatschappelijke belangen en/of andere belangen.

Omdat de strategie gekoppeld is aan de vraag of persoonlijke veiligheid van burgers voldoende is gewaarborgd als een bouwwerk op grond van deze bijlage niet als onveilig wordt beoordeeld is het de vraag of een dergelijke strategie onderdeel kan (en mag) uitmaken van de NPR die een rol gaat spelen bij private en publiekrechtelijke afwegingen. Het volgen van de strategie in deze bijlage betekent namelijk niet dat de kans wordt uitgesloten dat een individueel bouwwerk niet aan de ondergrens van de vereiste veiligheid voldoet. Het biedt een gebouweigenaar en/of gebruikers van een bouwwerk dan ook geen zekerheid dat er geen sprake is van een onveilige situatie, hoewel de kans daarop klein wordt geacht.

Bovenstaande kijkt niet af van andere prioriteitsstellingen ten aanzien van de beoordeling van de constructieve veiligheid van bouwwerken voor andere aspecten. Bijvoorbeeld prioritering op basis van het bouwjaar van bruggen die onderhevig zijn aan dynamische belastingen sluit niet uit dat in een brug van jongere leeftijd ook vermoeiingsscheuren aanwezig zijn.

Aan deze bijlage kunnen dan ook geen rechten op basis van publiekrechtelijke regelgeving worden ontleend door de eigenaar of gebruiker van een bouwwerk.

#### C.2 Opstellen uitgangspunten

Voor het opstellen van een strategie om kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren kunnen één of meer van uit tabel C.1 uitgangspunten gehanteerd worden.

**Tabel C.1 — Uitgangspunten voor het opstellen van een strategie voor kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen**

Uitgangspunt	Toelichting
Persoonlijke veiligheid	Gebouwen worden geselecteerd op kwetsbaarheid in relatie tot de veiligheid van de gebruiker van het gebouw. Persoonlijke veiligheid behoort altijd beschouwd te worden bij het selecteren van kwetsbare gebouwen.  Belangrijke aspecten hierin zijn de robuustheid van de draagconstructie en de gebruikte materialen, de vorm, de afmetingen en de regelmaat binnen een gebouw.
Economische belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen economische belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Economische belangen kunnen ontstaan doordat hoge kosten worden verwacht voor het repareren van bepaalde gebouwen of het tijdelijk huisvesten van gebruikers en/of bewoners na een aardbeving
Sociaal-maatschappelijke belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen ook sociaal-maatschappelijke belangen een rol spelen. Hierbij behoort gedacht te worden aan gebouwen met een hoge sociaal-maatschappelijke waarde zoals bijeenkomstgebouwen, musea, monumenten en dergelijke waarbij het behoud van het gebouw een belangrijke rol speelt. Ook gebouwen gebruikt door kwetsbare doelgroepen (ouderen, zieken, gehandicapten) kunnen hieronder vallen (alhoewel hierbij ook altijd de persoonlijke veiligheid beschouwd behoort te worden).

Zie vervolg

Tabel C.1 (einde)

Uitgangspunt	Toelichting
Andere belangen	Naast bovengenoemde belangen kunnen ook andere belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Deze behoren in overleg met de opdrachtgever vastgesteld te worden. Niettemin mogen deze belangen nimmer boven de belangen van veiligheid gerangschikt worden.

Belangrijk om te realiseren bij het selecteren van de uitgangspunten is dat gebouwen volgens deze NPR getoetst worden aan de grenstoestand Near Collapse. Bij deze grenstoestand zal het gebouw, indien de voorgeschreven grondversnellingen daadwerkelijk zijn optreden, zwaar beschadigd zijn (zie beschrijving grenstoestand) en niet meer bruikbaar zijn. Tijdelijke huisvesting zal dus noodzakelijk zijn. Dit uitgangspunt zal ook meegenomen behoren te worden in de selectie van kwetsbare gebouwen.

### C.3 Beoordelingscriteria

Na een selectie van de uitgangspunten behoren beoordelingscriteria opgesteld te worden. Deze beoordelingscriteria zijn bedoeld om de gebouwen (op objectieve wijze) te toetsen aan de eerder geselecteerde uitgangspunten en behoren in overleg met de opdrachtgever vastgesteld te worden.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt in het beoordelen van kwetsbare gebouwelementen zoals (slanke) schoorstenen, borstweringen, (vrijstaande) gevels, ongesteunde wanden en kopgevels, ongesteunde buitenspouwbladen en uitkragende overkappingen en het beoordelen van kwetsbare gebouwen als geheel. Indicatoren voor de kwetsbaarheid van het gebouw als geheel zijn onder andere de aanwezigheid van onregelmatige vormen, onregelmatige belastingsverdelingen, sterkte- en stijfheidsverschillen tussen verschillende verdiepingen (zogenoemde weak and soft storeys) en de te verwachten schuifspanningen in de stabiliserende elementen van gebouwen. Voor deze laatste indicator kan een vereenvoudigde schuifspanningscheck worden uitgevoerd, waarbij middels de zijdelingse-belasting-methode en de doorsnede van de stabiliserende elementen een gemiddelde schuifspanning als gevolg van een aardbevingsbelasting wordt bepaald. Vergelijking van deze schuifspanning met de schuifsterkte geeft een goede indicatie van de weerstand van een gebouw om aardbevingsbelastingen te weerstaan.

In internationale richtlijnen kunnen meer methoden gevonden worden voor het beoordelen van de kwetsbaarheid van gebouwen bij aardbevingsbelastingen. Onder andere de ASCE 31-03 (American Society of Civil Engineers, publicatie 31-03: Seismic Evaluation of Existing Buildings) biedt bruikbare begeleiding bij het identificeren van kwetsbaarheden in gebouwen.

Om een goede beoordeling van de kwetsbaarheid mogelijk te maken, zal het noodzakelijk zijn gegevens over het gebouw te verzamelen. Voor het verzamelen van de gegevens wordt verwezen naar bijlage A. Voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren is het niet per definitie nodig om het volledige inspectieprotocol als omschreven in bijlage A te volgen. Dit zal in overleg met de opdrachtgever vastgesteld behoren te worden.

## Bijlage D

(informatief)

### Aardbevingen (achtergrond)

Geïnduceerde bevingen ontstaan door compactie van de ondergrond. De bevingen lopen langs oude tectonische breuken, met hetzelfde principe, maar de richting kan anders zijn. Belangrijk is dat de bevingen ook volledig anders zijn dan geïnduceerde bevingen in de Verenigde Staten die daar ontstaan door waterinjectie. De horizontale beweging (frequentie) is dominant, maar afhankelijk van de locatie gaat ook de verticale component een rol spelen (het frequentiebereik daarbij is anders).

Gegevens over aardbevingen zijn afkomstig uit versnellingsmeters die geplaatst zijn aan de oppervlakte.

Het Groningse gaswinningsgebied valt in vier gebieden te verdelen. De compactie is het grootst in het Noordwesten. Dit zal zich naar verwachting uitbreiden over de rest van het winningsgebied. Dit veld is ca. 30 km × 40 km groot en beslaat ongeveer de helft van het gebied waar de bevingen optreden. De compactiemodellen geven een vooruitblik over een periode van 10 jaar. Na deze periode worden de voorspellingen minder betrouwbaar.

Om aan te sluiten bij andere variabele belastingen in de bouwregelgeving is door het KNMI in samenwerking met NAM en TNO een zogenoemde "Probabilistic Seismic Hazard Analysis" uitgevoerd voor het Groningenveld. Met een dergelijke analyse berekent men voor elke locatie in de omgeving van de actieve zones PGA-waarden [ $m/s^2$ ] als functie van de jaarlijkse kans op overschrijden. De kans van voorkomen van een aardbeving wordt ook wel uitgedrukt via het begrip "herhalingstijd". Per definitie is de herhalingstijd de reciproke waarde van de overschrijdingskans in een jaar. Een overschrijdingskans van 1 % per jaar correspondeert dus met een herhalingstijd van 100 jaar.

Voor de berekening van de overschrijdingskansen van verschillende PGA-niveua's zijn de volgende uitgangspunten nodig:

1. Het vastleggen van de actieve seismische zones.
2. De kansverdeling van de magnitude (op de schaal van Richter) voor een individuele beving uitgaande van een geschikte minimumwaarde (arbitrair) en een mogelijk maximum (fysisch bepaald).
3. Het aantal bevingen per jaar in een actieve zone boven een bepaalde minimum waarde.
4. De resulterende PGA als functie van de Magnitude, de diepte, de afstand en de grondgesteldheid, de zogenoemde GMPE (Ground Motion Prediction Equation).

Naast de intrinsieke onzekerheid in de aardbevingsmagnitude moet in de PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Analysis) al dan niet expliciet rekening worden gehouden met onzekerheden in de zonering, de statistische parameters van de aardbevingsstatistiek, de aantallen bevingen per jaar en het GMPE-model.

Verder geldt dat het model niet stationair is en de huidige en toekomstige seismische activiteiten van het veld afhangen van de wijze van winning in het verleden, maar ook van die van de toekomst.

OPMERKING Voor verdere informatie wordt verwezen naar het betreffende deel van het achtergrondrapport TNO 2013 R12071.



## Bijlage E (informatief)

### criterium voor verweking zand

#### E.1 Inleiding

Verweking kan zowel tot horizontale als tot verticale verplaatsingen leiden, alsmede tot afname van de sterkte van de grond. Op basis van de hier beschreven methode kan een indruk worden verkregen van de veiligheidsfactor die op een gegeven locatie bestaat.

Voor alle genoemde parameters kunnen karakteristieke waarden worden aangehouden.

#### E.2 Veiligheid tegen verweking

In deze bijlage wordt de methode voor het bepalen van verweking stapsgewijs beschreven zoals afgeleid op grond van de EERI monografie EERI MNO-12 [23] (Idriss Boulanger 2008).

De methode bestaat uit het bepalen van de veiligheidsfactor  $\gamma_L$  tegen verweking:

$$\gamma_L = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF \times K_\sigma \times K_\alpha$$

met:

$\gamma_L$  veiligheidsfactor tegen verweking (verhouding sterkte en belasting).

$CRR_{7,5}$  Cyclic Resistance Ratio bij een aardbeving met magnitude  $M_w = 7,5$

$CSR$  Cyclic Stress Ratio.

$MSF$  Magnitude Scaling Factor.

$K_\sigma$  correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand.

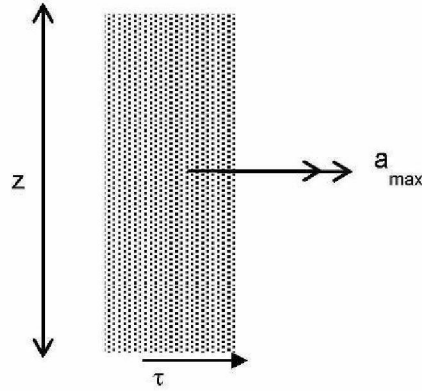
$K_\alpha$  correctiefactor voor statische schuifspanning.

De bovenstaande termen zijn alle dimensieloos. In de volgende paragrafen wordt beschreven hoe de diverse termen in deze vergelijking bepaald kunnen worden.

**OPMERKING** Er zijn nog geen praktische rekenregels om de invloed van een gebouw op staal op de verwekingsgevoeligheid mee te nemen. In afwezigheid daarvan kan voorlopig voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid het effect daarvan worden genegeerd.

#### E.3 Bepaling CSR

De grootte van CSR wordt bepaald uit een eenvoudige beschouwing van het krachterevenwicht bij versnelling van een kolom grond. Uitgangspunt daarbij is de situatie van een horizontaal maaiveld en een schuifgolf die van onder naar boven loopt.



**Figuur E.1 — Mechanisch model voor bepaling schuifspanning als functie van PGA**

De bepaling van de schuifspanningsamplitude berust op de eerste wet van Newton. De massa die versneld moet worden bedraagt:  $\rho z$ . De kracht die nodig is om deze massa een versnelling  $a_{max}$  te geven bedraagt:

$$\tau_{max} = a_{max} \rho z$$

Dit is ook te schrijven als:

$$\tau_{max} = a_{max} \rho z = a_{max} \gamma z / g = a_{max} \sigma_{v0} / g$$

Normeren met effectieve verticale spanning geeft:

$$\tau_{max} / \sigma'_{v0} = (a_{max} / g) * (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0})$$

Deze term wordt ook CSR (Cyclic Stress Ratio) genoemd.

Voor de bepaling van de verweking wordt gerekend met een equivalente versnelling van  $a_{max} = 0,65 * PGA$ . Tevens geldt dat bij grotere diepte de versnelling van de grond boven het beschouwde niveau niet meer constant over de hoogte is. Dat wordt in rekening gebracht met de diepte reductie factor  $r_d$  (zie daarvoor verder E.6). De resulterende formule voor de CSR is:

$$CSR = 0,65 \frac{PGA}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

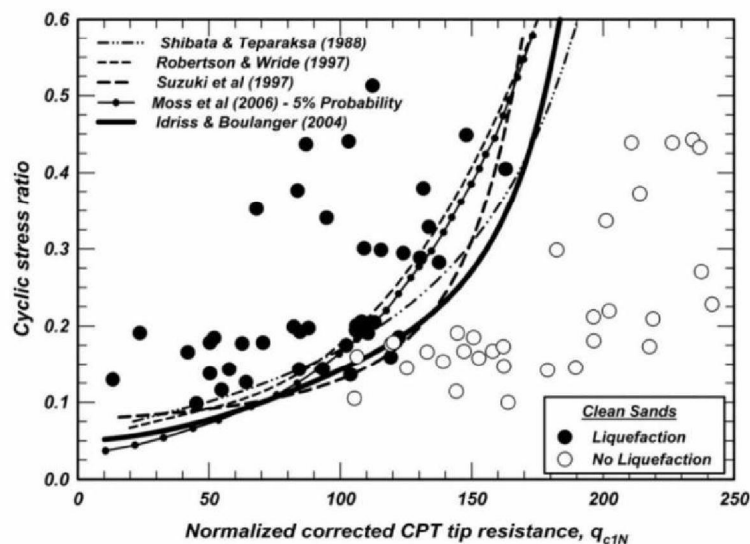
hierin is:

- 0,65 factor die de verhouding tussen een equivalente amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft.
- $r_d$  diepte reductie factor [-].
- PGA piek grond versnelling [ $m/s^2$ ].
- $\sigma_{v0}$  totaal verticale spanning [kPa].
- $\sigma'_{v0}$  effectieve verticale spanning voor begin van de aardbeving [kPa].
- $g$  versnelling van de zwaartekracht [ $m/s^2$ ].

## E.4 Bepaling CRR

De weerstand tegen verweking (CRR: Cyclic Resistance Ratio) is gebaseerd op de empirische relatie zoals gegeven in EERI MNO-12. Recent onderzoek gaf geen aanleiding om deze methode voor de situatie van geïnduceerde bevingen te herzien. De sterkte is een functie van de genormaliseerde conusweerstand  $q_{c1N}$  (zie E.5 voor het bepalen van de genormaliseerde conusweerstand).

De grootte van CRR7.5 is een empirische grootheid. Uit een ervaringsdatabase met aardbevingen is de combinatie van conusweerstand, CSR en het wel of niet verweken bepaald. Door deze situaties in een grafiek weer te geven is het mogelijk om de grens tussen wel en geen verweking als functie van de (genormaliseerde) conusweerstand te bepalen. Deze grens geeft aan wanneer er wel of geen verweking wordt verwacht, en is dus een maat voor de weerstand tegen verweking. Figuur E2 geeft dit weer.



**Figuur E2 - Empirische relatie CRR7.5 als functie van de genormaliseerde conusweerstand**

De empirische relatie is als volgt in een formule weer te geven:

$$CRR_{7.5} = \exp \left( \left( \frac{q_{c1N}}{540} \right) + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right)$$

Voor de berekening mag gerekend worden met de gemiddelde conusweerstand over dikten van niet meer dan 0,5 m. Bij deze middeling mogen geen klei en/of veenlagen worden meegenomen.

**OPMERKING 1** Bij de overgang van klei naar zand en omgekeerd wordt de conusweerstand beïnvloed door de kleilaag. Daardoor wordt er direct onder of boven de kleilaag een lagere conusweerstand gemeten dan overeenkomt met de dichtheid van het zand. Voor de beoordeling van de gevoeligheid voor verweking kan daarom het resultaat van het zand dat minder dan 0,25 m van de laagscheiding ligt worden verwaarloosd. Als met een gemiddelde waarde van de conusweerstand wordt gerekend, is het effect van de laagscheiding kleiner en mag deze laagcorrectie niet in rekening worden gebracht.

**OPMERKING 2** In Pleistoceen zand is de weerstand tegen verweking, door de hogere ouderdom en daardoor sterkere bijdrage van veroudering aan de weerstand tegen verweking, waarschijnlijk groter dan op basis van alleen de conusweerstand wordt voorspeld. Er is geen gevalideerde methode beschikbaar om dat effect in rekening te brengen, zodat dit mogelijk positieve effect nog niet in rekening gebracht kan worden.

## E.5 Normalisering conusweerstand

De genormaliseerde conusweerstand wordt uit de gemeten conusweerstand bepaald door deze eerst te corrigeren voor het spanningsniveau, en vervolgens te delen door de atmosferische druk. De betreffende formules zijn:

- Correctiefactor voor het spanningsniveau

$$C_N = (p_a / \sigma'_v)^m$$

waarin:

$p_a$  atmosferische druk,  $p_a = 100$  kPa

$\sigma'_v$  effectieve verticale spanning op het moment van sonderen [kPa].

$m$  dimensieloze parameter

- Conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau

$$q_{c1} = C_N q_c$$

- De genormaliseerde conusweerstand wordt:

$$q_{c1N} = q_{c1} / p_a$$

Om de grootte van  $m$  te bepalen behoort dus eerst de relatieve dichtheid te worden geschat. Vanuit praktisch oogpunt kan volstaan worden met  $m = 0,5$ .

In afwijking van het gestelde in NEN-EN 1998-5 mag het effect van 'fines' niet in rekening worden gebracht

**OPMERKING** Bij het onderzoek naar de verwekingsgevoeligheid van wadafzettingen is niet aangetoond dat dit percentage 'fines' van invloed is op de verwekingsgevoeligheid.

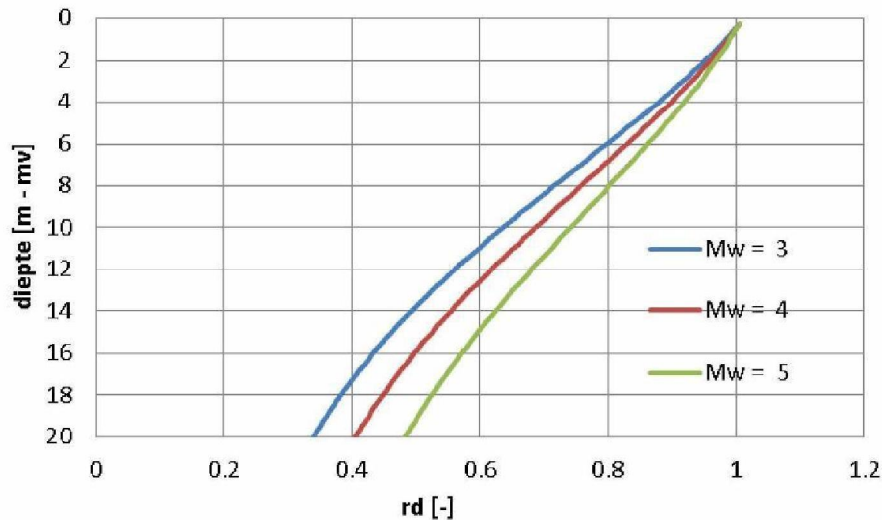
## E.6 Bepaling $r_d$

De factor  $r_d$  brengt in rekening dat de relatieve schuifspanningsamplitude verloopt met de diepte. De factor is 1 aan het maaiveld en neemt in het algemeen af met de diepte.

De grootte van de in rekening te brengen  $r_d$ -factor kan het beste via een responsie berekening worden bepaald.

**OPMERKING** Programma's om de grond responsie te berekenen zijn onder andere SHAKE (beschikbaar onder de namen als SHAKE91 en SHAKE2000) en EERA (een EXCEL-versie van SHAKE)

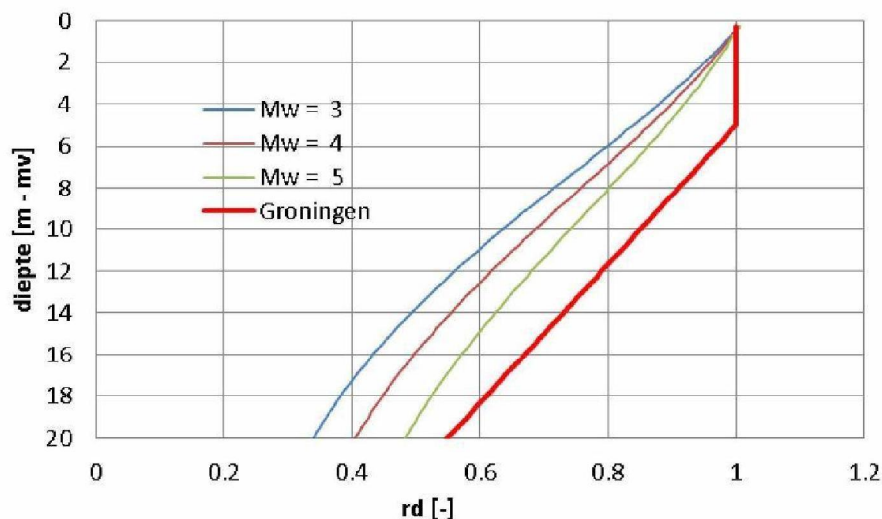
In EERI MNO-12 wordt een uitdrukking gegeven voor de factor  $r_d$  als functie van de magnitude en van de diepte. In de daar gegeven uitdrukkingen zijn de grondopbouw, de piekgrondversnelling en de frequentie inhoud van de aardbeving geen parameters.



Figuur E3: Grootte  $r_d$  volgens EERI MNO-12

Er zijn aanwijzingen dat voor geïnduceerde aardbevingen de  $r_d$ -factor minder snel afneemt met de diepte. Voor de recent uitgevoerde studie naar de invloed van geïnduceerde aardbevingen op waterkeringen is het volgende verband gebruikt:

- diepte < 5 m  $r_d = 1$
- 5m < diepte < 20 m  $r_d = 1 - 0,03 (\text{diepte} - 5)$



Figuur E.5 - Grootte  $r_d$  volgens aardbevingstudie toepassingsgebied NPR

## E.7 Bepaling scaling factor

De grootte van de Magnitude Scaling Factor wordt bepaald uit de moment magnitude ( $M_w$ ) van de beschouwde aardbeving. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving langere aardbevingssignalen genereren met meer belastingwisselingen. De invloed hiervan wordt via de MSF in rekening gebracht. In het algemeen zal bij een lagere magnitude het aantal wisselingen afnemen en daarmee de grootte van MSF toenemen. De grenswaarde van  $MSF = 1,8$  volgens EERI MNO-12 is gebaseerd op de overweging dat iedere aardbeving minstens één belastingwisseling kent.

Voor de situatie bedoeld in deze NPR moet, conform het gestelde in EERI MNO-12, worden gerekend met MSF = 1,8. Als uit nadere studie blijkt dat er gerekend moet worden met aardbevingen met een magnitude groter dan 5,0 behoort met een lagere waarde voor MSF te worden gerekend.

OPMERKING 1 In NEN-EN 1998-5 wordt voor de magnitude scaling factor het symbool CM gebruikt, de in dit rapport gegeven waarde voor MSF wijkt af van de in NEN-EN 1998-5 gegeven waarde.

OPMERKING 2: Vooralnog wordt uitgegaan van de veronderstelling dat geen aardbevingen met een magnitude groter dan  $M_w = 5$  ontstaan.

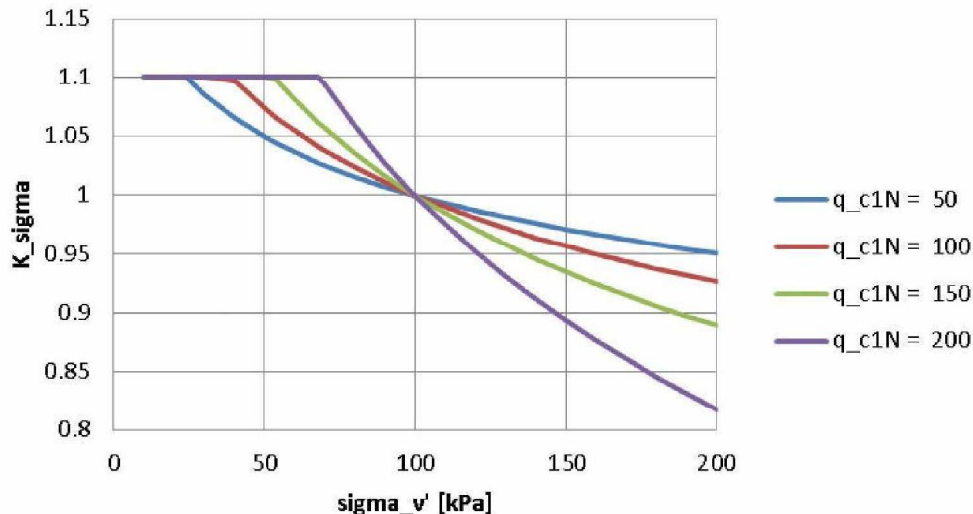
## E.8 Bepaling $K_\sigma$

De factor  $K_\sigma$  brengt in rekening dat bij hogere spanningsniveaus, en dezelfde relatieve schuifspanningsamplitude CSR, de verwekingsgevoeligheid toeneemt. De referentiespanning is 100 kPa. De factor  $K_\sigma$  wordt bepaald met de volgende formules:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_{ref}}\right) \text{ met } K_\sigma \leq 1,1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1N})^{0,264}} \text{ met } C_\sigma \leq 0,3$$

Het verloop van  $K_\sigma$  als functie van de verticale spanning en de relatieve dichtheid is weergegeven in figuur E6.



Figuur E6 Verband  $K_\sigma$  met effectieve verticale spanning

## E.9 Bepaling $K_\alpha$

Voor situaties met een horizontaal maaiveld is de bepaling van  $K_\alpha$  niet van toepassing.

De factor  $K_\alpha$  brengt in rekening dat bij taluds de gevoeligheid tegen verweking afwijkt van die bij situaties met een horizontaal maaiveld. In deze NPR wordt verder uitgegaan van een horizontaal maaiveld, waarvoor geldt  $K_\alpha = 1$ . Indien nodig kan voor taluds de grootte van deze factor worden gevonden in de gespecialiseerde literatuur, zoals EERI MNO-12 ([Idriss Boulanger 2008 [23]).

## E.10 Wateroverspanning bij onvolledige verweking

In de voorgaande paragrafen is aangegeven op welke wijze de (relatieve) wateroverspanning bepaald kan worden. Het resultaat van deze bepaling van de wateroverspanning is te beschouwen als de representatieve waarde aan het einde van de aardbeving.

In NEN-EN 1998-5 wordt niet aangegeven met welke wateroverspanning gerekend moet worden indien de veiligheid tegen verweking groter is dan 1. Toch zal er in die situaties sprake zijn van wateroverspanning, zonder dat de betreffende grondlaag volledig verweekt. In aanvulling op NEN-EN 1998-5 worden daarom in deze paragraaf voor deze situatie aanwijzingen gegeven.

Indien de veiligheid tegen verweking groter is dan 2,0 zal de wateroverspanning gering zijn en hoeft geen rekening te worden gehouden met opbouw van wateroverspanning.

Indien de veiligheid tegen verweking kleiner is dan 1,25 behoort rekening te worden gehouden met volledige verweking.

Voor tussenliggende waarden van de veiligheid tegen verweking behoort voor de toetsing met een beperkte wateroverspanning rekening te worden gehouden.

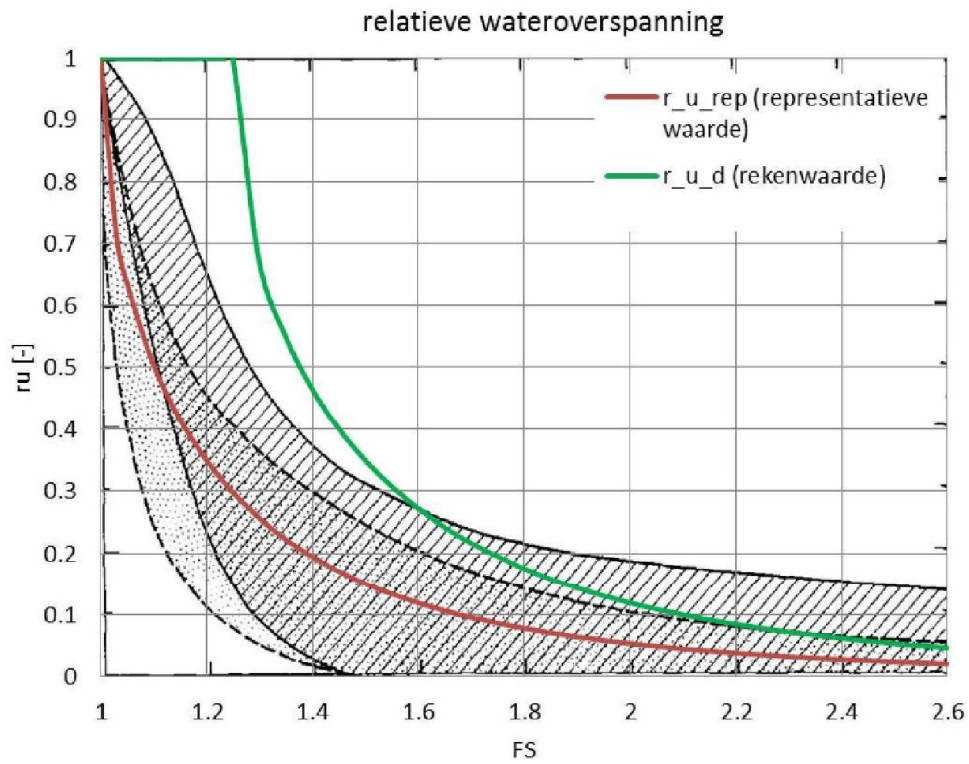
Voor situaties met een hogere veiligheid tegen verweking is met dezelfde veiligheidsfactor de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning bepaald. Voor tussenliggende waarden kan de relatieve wateroverspanning worden bepaald volgens Tabel E1 en Figuur E7.

**Tabel E1 — Wateroverspanning (representatieve waarde en rekenwaarde) als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking**

$\gamma_L$ [-]	$r_{u,rep}$ [-] representatieve waarde	$r_{u,d}$ [-] rekenwaarde
e	1,0	1,0
1,1	0,50	1,0
1,2	0,35	1,0
1,25	0,30	1,0
1,3	0,26	0,67
1,4	0,19	0,46
1,5	0,15	0,35
1,6	0,12	0,27
1,7	0,10	0,22
1,8	0,08	0,18
2,0	0,05	0,12

OPMERKING  $r_u$  is de relatieve wateroverspanning; dit is de verhouding tussen de wateroverspanning en de effectieve verticale spanning voorafgaand aan de aardbeving, bij volledige verweking is  $r_u = 1$

Figuur E7 vergelijkt de verkregen waarden volgens deze aanpak met de data zoals gepresenteerd in Marcuson et al. (1990) [24].



**Figuur E7 — Relatieve wateroverspanning (representatieve waarde) bij  $\gamma_L > 1$ , de rode lijn is de representatieve waarde en de groene lijn de rekenwaarde van de (relatieve) wateroverspanning**



## Bijlage F (informatief)

### Bepaling zakking door verdichting

#### F.1 Model Yoshimine

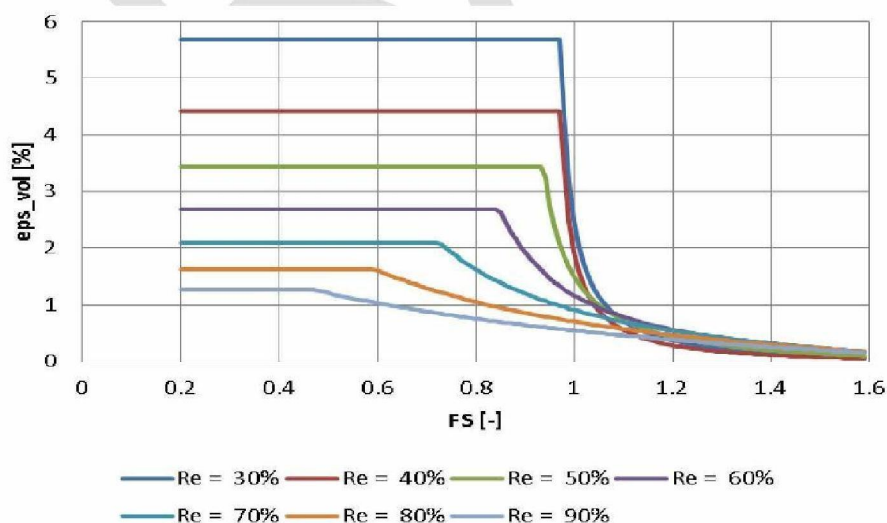
De verdichting wordt bepaald met de formules in [Yoshimine et al 2006]. Hier wordt de aldaar beschreven procedure herhaald. Invoer voor de bepaling van de volumerek zijn:

- Veiligheid tegen verweking ( $\gamma_L$ ), zie voor de bepaling daarvan hoofdstuk 5.
- Relatieve dichtheid van het zand ( $R_e$ ), te bepalen uit bijvoorbeeld een correlatie met de conusweerstand

De bepaling van de volumerek gaat via de volgende stappen:

1. Bepaal de hulpfactor  $F_{uit}$  (met  $R_e$  in [%]):  
 als  $R_e < 39,2\%$ :  $F_{uit} = 0,9524$   
 als  $R_e \geq 39,2\%$ :  $F_{uit} = -0,0006 R_e^2 + 0,047 R_e + 0,032$
2. Bepaal schuifrekamplitude [%]  
 als  $F_{uit} \leq \gamma_L \leq 2,0$ :  $\gamma_{c,max} = 3,5 (2 - \gamma_L) ((1 - F_{uit}) / (\gamma_L - F_{uit}))$  [%]  
 als  $\gamma_L \geq 2,0$ :  $\gamma_{c,max} = 0$   
 als  $\gamma_L \leq F_{uit}$ :  $\gamma_{c,max} = \alpha$
3. bepaal de volumerek [%]  
 als  $\gamma_{c,max} \leq 8\%$ :  $\epsilon_{vc,max} = 1,5 \exp(-0,025 R_e) \gamma_{c,max}$   
 als  $\gamma_{c,max} \geq 8\%$ :  $\epsilon_{vc,max} = 12 \exp(-0,0025 R_e)$

Figuur F.1 toont de met bovenstaande uitdrukkingen berekende volumerek als functie van de veiligheidsfactor  $\gamma_L$  tegen verweking en de relatieve dichtheid.



Figuur F.1 — Verdichting (volumerek) als functie relatieve dichtheid en veiligheidsfactor tegen verweking

De maaiveldzakking door verdichting volgt uit de integratie van de verticale rekken over de verticale as. Hierbij mag de verticale rek gelijk gesteld worden aan de volumerek.

## Bibliografie

- [1] Woningwet
- [2] Besluit omgevingsrecht
- [3] Bouwbesluit 2012, Stb. 2011, 416, en 676, 2012, 441 en 2013, 75, 244 en 462
- [4] ISO 2394:1998 *General principles on reliability for structures*
- [5] NEN-ISO 13822:2010, *Bases for design of structures – Assessment of existing structures*
- [6] Joint Committee on Structural Safety, *Probabilistic Assessment of Existing Structures*, JCSS Report 032, 2001
- [7] Arup, *Inventarisatie preventieve maatregelen*
- [8] Deltares, *Quick scan naar mogelijke effecten op de vitale infrastructuur*
- [9] KNMI, *Seismic hazard analysis for the Groningen area*
- [10] B. Dost en D. Kraaijenpoel, *The August 16, 2012 earthquake near Huizinge (Groningen)*, KNMI, 2013
- [11] Mevr. Dr. A.G. Muntendam-Bos and Dr. J.A. de Waal, *Reassessment of the probability of higher magnitude earthquakes in the Groningen gas field*, State Supervision of Mines, 2013
- [12] *Study to develop an approach for a Structural Upgrading Strategy for Groningen*, Arup in opdracht van NAM, 2013
- [13] dr. H.M.G. Kruse, dr. ir. P. Hölscher, *Schade aan buisleiding door aardbeving - fase 1 inventarisatie*, Deltares, 2010
- [14] Staalduin en Geurts, *TNO Rapport 97-CON-R1523-1: De relatie tussen schade aan gebouwen en lichte ondiepe aardbevingen in Nederland: inventarisatie*, TNO, 1998
- [15] prof. dr. ir. T.Vrouwenvelder, *TNO Memo C1-M0033: Response spectra for the Eemshaven energy plant*, TNO, 2007
- [16] Wassing, van Eck en van Eijs, *TNO rapport 04-244-B: Seismische hazard van geïnduceerde aardbevingen*, TNO, 2004
- [17] B. Acun, A. Athanasopoulou, A. Pinto, E. Carvalho, M. Fardis, *JRC Report: Eurocode 8: Seismic Design of Buildings - Worked examples*, JRC, 2011
- [18] NEN-EN 15129:2009, *Seismische dempers*
- [19] NEN-EN 1998-serie, Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
- [20] DIN-EN 1998-serie/NA, *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*, DIN (Duitsland)
- [21] NBN-EN 1998-serie/ANB, *Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Nationale bijlage*, NBN (België)
- [22] ISO 28841:2013, *Guidelines for simplified seismic assessment and rehabilitation of concrete buildings*
- [23] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph EERI MNO-12,

Earthquake Engineering Research Institute, 2008

- [24] Marcuson, W. F. III, Hynes, M. E., and Franklin, A. G., *Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments*, Earthquake Spectra, Vol. 6(3), pp. 529-572, 1990
- [25] Yoshimine, M., H. Nishizaki, K. Amano, and Y. Hosono, 2006. *Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope*, Soil Dyn. and Earthquake Engrg., 26 (2-4), 253-264.
- [26] *Voorlopige ontwerppunten voor nieuwbouw en verbouw onder aardbevingsbelasting ten gevolge van de gaswinning in het Groningenveld*, NEN, 15 mei 2014 (revisie 1, 23 mei 2014)
- [27] *Notitie 24-11-2014, NPR 9998 – Metselwerkwanden belast uit het vlak*, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., Rijswijk, 2014

DRAAFT