

**Technical Sciences**

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

[www.tno.nl](http://www.tno.nl)

T +31 88 866 30 00

F +31 88 866 30 10

**TNO-rapport****TNO 2013 R12071A****Veiligheidsbeschouwing aardbevingen****Groningen t.b.v. NPR 9998****Update van TNO 2013 R12071**

Datum	31 december 2015
Auteur(s)	R.D.J.M. Steenbergen A.C.W.M. Vrouwenfelder N.P.M. Scholten (ERB)
Exemplaarnummer	2013.0100003641A
Oplage	
Aantal pagina's	31 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	NEN
Projectnaam	
Projectnummer	060.13995

Alle rechten voorbehouden.

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

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

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

© 2016 TNO

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Betrouwbaarheidsleer</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Betrouwbaarheidseisen – algemeen</b> .....	<b>6</b>
3.1	Betrouwbaarheidseisen - economie .....	6
3.2	Betrouwbaarheidseisen – menselijke veiligheid.....	7
<b>4</b>	<b>Individueel risico en groepsrisico</b> .....	<b>8</b>
4.1	Individueel risico .....	8
4.2	Groepsrisico.....	11
4.3	Combinatie individueel en groepsrisico voor aardbevingen .....	12
<b>5</b>	<b>Eisen voor nieuwbouw en bestaande bouw</b> .....	<b>13</b>
5.1	Nieuwbouw, NEN-EN 1990/NB .....	13
5.2	Bestaande bouwconstructies, NEN 8700 .....	14
5.3	Samenvatting eisen NEN-EN 1990/NEN 8700 .....	14
5.4	Eisen met inbegrip van aardbevingen .....	15
<b>6</b>	<b>Rekenwaarden toets aardbevingen</b> .....	<b>16</b>
6.1	Algemene theorie.....	16
6.2	Toets op aardbevingen .....	18
<b>7</b>	<b>Slotbeschouwing</b> .....	<b>23</b>
<b>8</b>	<b>Literatuur</b> .....	<b>24</b>
<b>9</b>	<b>Ondertekening</b> .....	<b>25</b>

# 1 Inleiding

In dit rapport worden streefwaarden voor de veiligheid van bouwwerken onder aardbevingsbelasting voorgesteld. De in Nederland voor gebouwen gangbare streefwaarde voor het individueel risico vormt de belangrijkste inputparameter. Op basis van de voorgestelde betrouwbaarheidsindices worden herhalingstijden en onder(over)schrijdingskansen afgeleid voor de ontwerpwaarden van de parameters die een rol spelen bij het bepalen van de aardbevingsbelasting.

*Hoofdstuk 6 van dit rapport is gebaseerd op de KNMI 2013 statistiek*

*In bijlage B zijn de partiële factoren gegeven behorende bij de KNMI 2015 statistiek.*

## 2 Betrouwbaarheidsleer

Voor een willekeurige bouwconstructie kan de fundamentele betrouwbaarheidseis als volgt worden geformuleerd:

*De constructie mag:*

- ◆ *de gedefinieerde grenstoestanden,*
- ◆ *gedurende de vastgestelde referentieperiode*
- ◆ *met de vastgelegde mate van betrouwbaarheid*

*niet overschrijden.*

Voor ieder bouwconstructietype dient deze fundamentele eis nader te worden uitgewerkt. Daarbij moet een betrouwbaarheidsniveau worden gekoppeld aan een bepaalde referentieperiode  $T$ .

Het betrouwbaarheidsniveau wordt in een probabilistische veiligheidsbeschouwing uitgedrukt in de kans op falen of, gelijkwaardig daaraan, in de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . Het verband tussen beide grootheden wordt gegeven door:

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

$P_f$  = Faalkans

$\Phi(\cdot)$  = Verdelingsfunctie voor de normale verdeling

Voor een paar waarden is het verband weergegeven in Tabel 2.1.

*Tabel 2.1: Relatie tussen de betrouwbaarheidsindex en de faalkans*

$\beta$	0	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2
$P_f = \Phi(-\beta)$	0,5	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$

De hoogte van veiligheid die voor een bepaalde grenstoestand geëigend is, hangt af van de gevolgen bij overschrijding. Gevolgen kunnen te maken hebben met economische schade, milieuschade en doden of gewonden. Bij aardbevingen wordt met name de grenstoestand Near Collapse (NC) in verband gebracht met menselijke slachtoffers. Hierbij dient rekening te worden gehouden met wettelijke bepalingen. Uitwerkingen worden gegeven in de hoofdstukken 3-5.

Als de doelwaarde voor de veiligheid is vastgesteld, is het vervolgens nodig na te gaan of een bepaald ontwerp of bestaande bouwconstructie daaraan voldoet. We onderscheiden in dit verband de probabilistische en semi-probabilistische verificatie:

Bij de probabilistische analyse wordt op basis van wiskundige modellen van de werkelijkheid en veronderstellingen over de kansverdelingen van de verschillende relevante grootheden (belasting, sterkte) met probabilistische technieken (bijvoorbeeld Monte Carlo) de faalkans van een bouwconstructie bepaald. In de meeste gevallen is dit een erg rekenintensieve procedure.

Het alternatief voor de praktijk is de semi-probabilistische methode (of niveau 1 procedure) waarbij voor alle grootheden één of meer rekenwaarden worden gedefinieerd. Deze rekenwaarden volgen uit een globale probabilistische analyse. De bouwconstructie geldt als veilig genoeg als deze bij de gegeven modellen niet faalt onder de set van gestelde rekenwaarden.

Een eerste schatting van de rekenwaarden in een Niveau I procedure volgt volgens Eurocode NEN-EN 1990 uit:

$$F_X(X_d) = \Phi(-\alpha\beta)$$

$X_d$  = rekenwaarde van variabele  $X$   
 $F_X(..)$  = kansverdelingsfunctie van de variabele  $X$   
 $\alpha$  = probabilistische invloedscoëfficiënt

De coëfficiënt  $\alpha$  is volgens de Eurocode (en ISO2394) gelijk aan 0,8 en 0,7 voor respectievelijk de dominante sterkte- en belastingparameter; voor de niet dominante variabelen gelden waarden die 0,4 maal zo groot zijn.

Rekenwaarden voor niet dominante variabelen komen daardoor vaak uit in de buurt van de populaire vuistregel: gemiddelde plus of minus een standaardafwijking (combinatie van  $\beta$  orde 3,8 en een  $\alpha$  van orde 0,25).

De standaard  $\alpha$  waarden gelden echter maar binnen bepaalde grenzen. Indien een belasting- of sterkteparameter bijvoorbeeld een zeer grote variatie heeft dan gelden de standaard  $\alpha$  waarden niet meer en dienen deze opgehoogd te worden. Dit is het geval bij de aardbevingsbelasting omdat deze een zeer grote spreiding heeft. Verdere details en uitwerking wordt gegeven in hoofdstuk 6.

### 3 Betrouwbaarheidseisen – algemeen

In het algemeen hangt het veiligheidsniveau af van de gevolgen van het overschrijden van de beschouwde grenstoestand in termen van mensenlevens en economische schade. Ook de kosten die met het verwezenlijken van een bepaald veiligheidsniveau gepaard gaan zijn van belang.

De hoogte van de betrouwbaarheidsindex wordt bepaald door overwegingen van a) economie en b) menselijke veiligheid.

#### 3.1 Betrouwbaarheidseisen - economie

In algemene zin geeft ISO 2394 (1998) suggesties voor de streefwaarde voor de betrouwbaarheidsindex voor de levensduur als een functie van de gevolgen van falen en de kosten van de veiligheidsmaatregelen.

Tabel 3.1. Target reliability index (life-time, examples); ISO 2394 (1998).

Relative costs of safety measures	Consequences of failure			
	small	some	moderate	large
High	0	1.5	2.3	3.1
Moderate	1.3	2.3	3.1	3.8
Low	2.3	3.1	3.8	4.3

In Europa wordt in de meeste gevallen globaal de onderste regel (Low) aangehouden. Dit vloeit voort uit kalibratieberekeningen met het verleden. Een uitzondering in Nederland vormt wind (en vermoedelijk impliciet ook brand) waarvoor de middelste regel (Moderate) is aangehouden. Het lijkt logisch deze economische reductie ook aan te houden bij aardbevingen omdat ook daar de kosten voor het realiseren van een hoge veiligheid hoog zijn. Er valt om die reden zelfs een reductie naar de bovenste regel te overwegen. Er zijn in Nederland echter ook grenzen aan de economische reductie in verband met overwegingen van menselijke veiligheid (zie 3.2).

Vanuit economisch oogpunt is het optimaal de streefwaarde van de betrouwbaarheidsindex voor de levensduur gelijk te houden als de ontwerplevensduur wordt aangepast. Het gevolg is dat bij een kortere ontwerplevensduur de faalfrequentie (kans per jaar) groter wordt. Dit is verdedigbaar omdat een investering in veiligheid economisch meer rendement oplevert als men er langer van kan profiteren.

Een economische overweging leidt tot een optimalisering van de som van de bouwkosten en het product van schade en kans op falen. Verbetering of reparatie van een bestaande bouwconstructie om een hoger veiligheidsniveau te bereiken is dikwijls veel moeilijker en duurder dan voor een nieuwbouw-constructie die nog uitsluitend op papier bestaat. Daarom zal het optimum voor bestaande bouw bij een lagere  $\beta$  liggen.

### 3.2 Betrouwbaarheidseisen – menselijke veiligheid

Afgezien van de genoemde economische overwegingen specificeren autoriteiten een minimaal betrouwbaarheidsniveau als menselijke veiligheid in het geding is; een minimale eis wordt dan gesteld met betrekking tot individueel risico en groepsrisico.

*Individueel risico:* onevenredig grote risico's voor mensen worden niet geaccepteerd; deze overweging tracht het risico voor verlies aan mensenlevens te beperken tot een niveau voor individueel risico dat (significant) lager is dan andere risico's die mensen in het dagelijks leven ondervinden.

*Groepsrisico:* autoriteiten willen situaties voorkomen waarbij grote aantallen mensen slachtoffer worden. Hier worden ook eisen aan gesteld.

Bij het definiëren van menselijke veiligheid wordt geen onderscheid gemaakt tussen nieuwbouw en bestaande bouw.

In verband met menselijke veiligheid geldt een streefwaarde van de bezwijkkans per jaar, ongeacht de ontwerplevensduur van de constructie. De  $\beta$  voor de gehele ontwerplevensduur wordt daarmee groter bij kortere ontwerplevensduren. Dit betekent dat voor kortere periodes de eis voor menselijke veiligheid bepalend wordt.

## 4 Individueel risico en groepsrisico

### 4.1 Individueel risico

De kans om te overlijden als gevolg van een ongeval (verkeersongeluk, van de trap vallen etc.) is voor Nederlanders ongeveer  $10^{-4}$  per jaar. De kans om slachtoffer te worden van een constructieve calamiteit in de bebouwde omgeving (zoals bij een aardbeving) zal niet groter mogen zijn. Hierbij wordt de stelregel gehanteerd dat de kans op overlijden als gevolg van constructief falen significant lager dient te zijn dan andere risico's die mensen in het dagelijks leven ondervinden. Algemeen is geaccepteerd dat kans op slachtoffers als gevolg van constructief falen een factor 10 tot 100 kleiner moet zijn dan de kans op een gewoon ongeval.

Bij het opstellen van NEN 8700 (Beoordeling bestaande bouwconstructies) is het uitgangspunt geweest dat een kans van  $P=10^{-5}$  per jaar op slachtoffers acceptabel wordt geacht voor bouwkundig falen; deze waarde is dan ook als zodanig wettelijk verankerd in het Bouwbesluit 2012 door de aansturing van NEN 8700. Voor aardbevingen wordt daarom in deze rapportage van dezelfde kans uitgegaan.

Deze eis kan worden omgerekend naar faalkanseisen in de diverse gevolgklassen (CC1-3 volgens NEN-EN 1990 en NEN 8700). Hiervoor is de kans op slachtoffers gegeven het falen van de constructie benodigd. Deze kans wordt in de volgende paragrafen beschouwd.

#### 4.1.1 Individueel risico in NEN 8700

In het achtergronddocument bij NEN 8700<sup>1</sup> zijn voor elke gevolgklasse de kwalitatieve kansen op levensgevaar  $P_i$  omschreven.

De kansen op levensgevaar  $P_i$  volgens NEN 8700 bij bezwijken zijn:

Gevolgklasse CC1A: kans op levensgevaar nihil	
Gevolgklasse CC1B: kans op levensgevaar zeer klein	$P_i = 10^{-3}$
Gevolgklasse CC2: kans op levensgevaar aanzienlijk	$P_i = 3 \cdot 10^{-2}$
Gevolgklasse CC3: kans op levensgevaar groot	$P_i = 3 \cdot 10^{-1}$

Deze kansen zijn voorwaardelijke kansen, dat wil zeggen kansen, gegeven dat een constructie(deel) bezwijkt. De kansen hebben betrekking op individuele personen die zich met enige regelmaat in of op of nabij het bouwwerk bevinden. Het aantal personen speelt in de opzet van NEN 8700 geen rol.

Per gevolgklasse kan dan de uit het oogpunt van veiligheid acceptabele bezwijkkans  $P_i$  voor een constructiedeel voor een jaar worden berekend, namelijk:

$$P_f \cdot P_i < 10^{-5} \text{ per jaar}$$

Gevolgklasse CC1: $P_i \leq 10^{-2}$	$\rightarrow \beta \geq 2,3$ per jaar
Gevolgklasse CC2: $P_i \leq 3,3 \cdot 10^{-4}$	$\rightarrow \beta \geq 3,4$ per jaar
Gevolgklasse CC3: $P_i \leq 3,3 \cdot 10^{-5}$	$\rightarrow \beta \geq 4,0$ per jaar

<sup>1</sup> TNO-060-DTM-2011-03086



Het effect van een langere referentieperiode ( $t$ ) kan als volgt verwerkt worden:

$$\begin{array}{lll} \text{CC1B} & P_f \leq t \cdot 10^{-2} & \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 10^{-2}\} \\ \text{CC2:} & P_f \leq t \cdot 3 \cdot 10^{-4} & \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 3 \cdot 10^{-4}\} \\ \text{CC3:} & P_f \leq t \cdot 3 \cdot 10^{-5} & \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 3 \cdot 10^{-5}\} \end{array}$$

Hierbij is  $t$  uitgedrukt in jaren. Voor CC1A (géén mensenlevens in het geding) geldt geen eis voor menselijke veiligheid.

#### 4.1.2 *Individueel risico voor aardbevingen*

In het geval van aardbevingen zullen de kansen op levensgevaar ( $P_f$ ), zoals besproken in de vorige paragraaf, anders liggen doordat er minder sprake is van waarschuwend gedrag van de constructie en dus verminderde mogelijkheid tot vluchten. Bovendien wordt voor de aardbeving uitgegaan van de grenstoestand NC die een verdere graad van beschadiging inhoudt dan gebruikelijk bij andere belastingen.

In de literatuur zijn diverse studies naar deze kans beschikbaar. Jaiswal *et al* (2009) hebben een analyse uitgevoerd van instortingen door aardbevingen wereldwijd. Voor gebouwtypen uit de Verenigde Staten worden de 'fatality rates given collapse' genomen uit HAZUS (NIBS-FEMA, 2006, 'with injury severity level 4 at the complete damage state'). Voor aardbevingen uit andere landen wordt gewerkt met 'injury category-5 (deaths) associated with damage grade D5 (partially or totally collapsed)'.

De resultaten van het onderzoek van Jaiswal *et al* (2009) zijn weergegeven in onderstaande Tabel 4.1. Voor metselwerk bouwwerken ('brick masonry') wordt een waarde van  $P_f = 0,06$  gevonden. In Spence *et al* (2011) worden vergelijkbare waarden vermeld gebaseerd op diverse earthquake damage databases.

Tabel 4.1 *Fatality Rates given structural collapse (FR), Jaiswal et al (2009)*

Building Type	$P_f$
Adobe buildings	0.06
Mud wall buildings	0.06
Nonductile concrete moment frame	0.15
Precast framed buildings	0.10
Block or dressed stone masonry	0.08
Rubble or field stone masonry	0.06
Brick masonry with lime/cement mortar	0.06
Steel moment frame with concrete infill wall	0.14

Voor toepassing in de systematiek van gevolgklassen volgens NEN-EN 1990 dienen de kansen uit Tabel 4.1 omschreven te worden naar kansen behorend bij elk van de gevolgklassen. Hiertoe wordt het volgende voorgesteld.

- CC1B omvat voor het merendeel metselwerk woonhuizen ('brick masonry' met  $P_f=0,06$ ). Enkele gebouwen in het gebied vallen in een andere categorie uit Tabel 4.1 (b.v. 'framed buildings' met  $P_f=0,14$  of  $P_f=0,10$ ). Omdat we op zoek zijn naar een gemiddelde  $P_f$  en de metselwerk woonhuizen domineren stellen we voor CC1B dat  $P_f=0,07$ .
- CC2 bevat voornamelijk de grotere bouwwerken (de 'framed buildings' uit Tabel 4.1). Hiervoor stellen we daarom  $P_f=0,15$ . Voorbeeld: scholen.
- CC3 bouwwerken zijn niet opgenomen in bovenstaande tabel. Voor de 'fatality rate given structural collapse' wordt daarom een logische aanname gedaan. Omdat de waarden voor  $P_f$  in CC1B en CC2 voor aardbevingen groter zijn dan gebruikt in het achtergrondrapport behorend bij NEN 8700, ligt het voor de hand voor CC3 een  $P_f$  groter dan 0,3 aan te houden. In het vervolg wordt gerekend met  $P_f=0,5$ .

Onzeker is echter vooralsnog of de Nederlandse (metselwerk) bouwwerken beter of slechter presteren onder aardbevingsbelasting qua kans op levensgevaar bij instorting dan die in voornoemde onderzoeken.

Bovenstaande beschouwingen leiden samenvattend tot de volgende waarden voor  $P_f$  in geval van aardbevingen:

Gevolgklasse CC1B:  $P_f = 0,07$

Gevolgklasse CC2:  $P_f = 0,15$

Gevolgklasse CC3:  $P_f = 0,5$

Per gevolgklasse kan dan de uit het oogpunt van veiligheid acceptabele bezwijkkans  $P_c$  voor een constructiedeel voor een jaar als volgt worden berekend:

$$P_f \cdot P_f < 10^{-5}$$

$$\text{Gevolgklasse CC1B: } P_f \leq 1,43 \cdot 10^{-4} \rightarrow \beta \geq 3,6$$

$$\text{Gevolgklasse CC2: } P_f \leq 6,67 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq 3,8$$

$$\text{Gevolgklasse CC3: } P_f \leq 2 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq 4,1$$

Het effect van een langere referentieperiode ( $t$ ) kan als volgt verwerkt worden:

$$\text{CC1B} \quad P_f \leq t \cdot 1,43 \cdot 10^{-4} \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 1,43 \cdot 10^{-4}\}$$

$$\text{CC2:} \quad P_f \leq t \cdot 6,67 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 6,67 \cdot 10^{-5}\}$$

$$\text{CC3:} \quad P_f \leq t \cdot 2 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 2 \cdot 10^{-5}\}$$

Voor referentieperiodes van 1, 15 en 50 jaar zijn de minimale waarden voor de betrouwbaarheidsindex vanuit het oogpunt van individueel risico opgenomen in Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Minimale waarden van de betrouwbaarheidsindex gebaseerd op menselijke veiligheid

Gevolgklasse	Referentieperiode		
	1 jaar	15 jaar	50 jaar
CC1B	$\beta \geq 3,6$	$\beta \geq 2,9$	$\beta \geq 2,4$
CC2	$\beta \geq 3,8$	$\beta \geq 3,1$	$\beta \geq 2,7$
CC3	$\beta \geq 4,1$	$\beta \geq 3,4$	$\beta \geq 3,1$

## 4.2 Groepsrisico

ISO 2394 (1998) geeft aan dat in veel gevallen autoriteiten ongelukken willen vermijden waarbij grote aantallen mensen kunnen komen te overlijden. De eis is aldus geformuleerd in ISO 2394:

$$P_{gr} \leq A N^\alpha \text{ per jaar}$$

met  $N$  = verwacht aantal slachtoffers;  $A$  en  $\alpha$  = zijn constanten (ISO 2394 (1998) geeft;  $A = 0,01$  of  $0,1$  en  $\alpha = 2$ ).

In Nederland (bv bij tunnels) wordt dikwijls gebruikt:

$$P_{gr} \leq 10^{-2} / N^2 \text{ per jaar}$$

waarin dus  $A = 0,01$  en  $\alpha = 2$ .

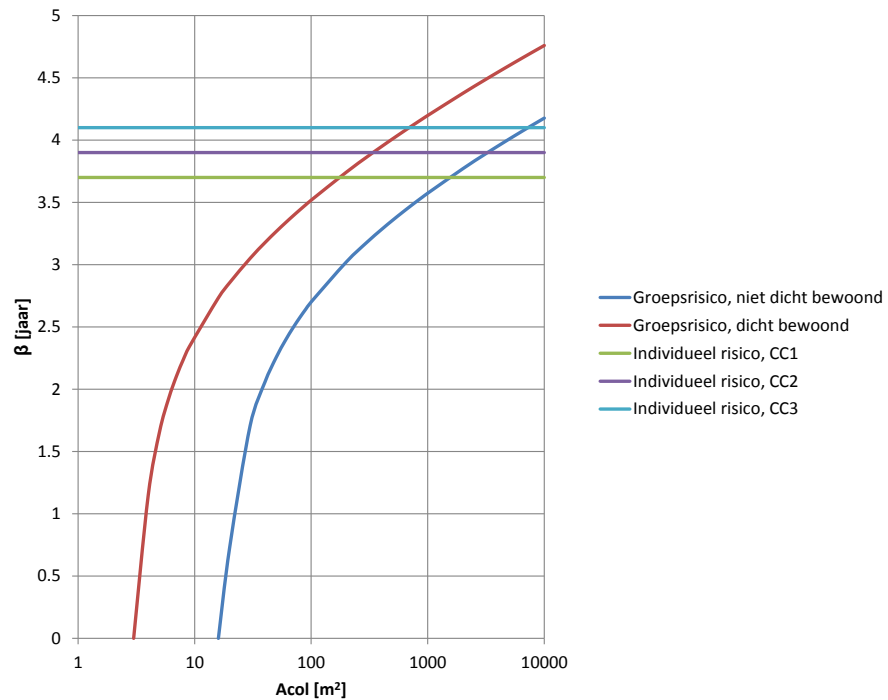
De vraag is wat het verwachte aantal slachtoffers is bij een aardbeving. Een studie van Tanner & Hingorani (2010) op basis van een analyse van meer dan 100 bouwkundige instortingen (alle gebouwen ontworpen volgens Westerse standaarden, diverse instortingen als gevolg van aardbevingen) geeft een empirische relatie tussen het aantal slachtoffers  $N$  en bezwaken gebouwoppervlakte  $A_{col}$  (in één gebouw) voor 'niet dicht bewoonde gebouwen' en 'dicht bewoonde gebouwen':

$$\begin{aligned} \text{Niet dicht bewoond: } N &= 0,27 A_{col}^{0.5} - 1 \geq 0 \\ \text{Dicht bewoond: } N &= 0,59 A_{col}^{0.56} - 1 \geq 0 \end{aligned}$$

In deze rapportage worden CC1 en CC2 bouwwerken beschouwd als 'niet dicht bewoond' en CC3 bouwwerken worden gezien als 'dicht bewoond'.

### 4.3 Combinatie individueel en groepsrisico voor aardbevingen

In Figuur 4.1 zijn de streefwaarden van de betrouwbaarheid per jaar uitgezet voor individueel en groepsrisico als functie van het bezwiken vloeroppervlak in een gebouw.



Figuur 4.1: Relatie tussen  $\beta$ /jaar en het bezwiken vloeroppervlak in één gebouw

Uit Figuur 4.1 volgt dat de eis voor individueel risico maatgevend is voor kleine en middelmatig grote vloeroppervlakten. Meer specifiek, bij het combineren van het individueel en groepsrisico volgt het volgende uit Figuur 4.1:

1. Voor kleine en middelgrote vloeroppervlakten  $\beta = 3,6$  voor CC1B;  $\beta = 3,8$  voor CC2; en  $\beta = 4,1$  voor CC3;
2. Voor grote oppervlaktes ( $A_{col} > \approx 1000$  m<sup>2</sup>) gelden hogere waarden voor de streefwaarden van de betrouwbaarheidsindex.

In de meeste gevallen van woonhuizen geldt  $A_{col} < 1000$  m<sup>2</sup> en is het criterium voor individueel risico maatgevend; echter voor appartementsgebouwen, ziekenhuizen, kantoren wordt het groepsrisico maatgevend. Dit is hier vooralsnog niet meegenomen. Voor toekomstige versies van de NPR moet dit mogelijk wel meegenomen worden.

## 5 Eisen voor nieuwbouw en bestaande bouw

### 5.1 Nieuwbouw, NEN-EN 1990/NB

Voor nieuwbouw levert de Eurocode (NEN-EN 1990) waarden voor de betrouwbaarheidsindex  $\beta_n$  zoals vermeld in onderstaande Tabel 5.1, voorlaatste kolom. Volgens de Nederlandse Nationale Bijlage mag in Nederland voor situaties waarbij de windbelasting dominant is een lagere waarde zijn gekozen. Deze waarden zijn opgenomen in de laatste kolom.

Tabel 5.1: Betrouwbaarheidsindex nieuwbouw voor de ontwerplevensduur

Gevolg-klasse	Gevolgen van bezwijken		Wind belasting niet maatgevend	Wind belasting maatgevend
	kans op levensgevaar	kans op economische schade		
CC1	uitgesloten/klein	klein	$\beta_n = 3,3$	$\beta_n = 2,3$
CC2	aanzienlijk	aanzienlijk	$\beta_n = 3,8$	$\beta_n = 2,8$
CC3	zeer groot	zeer groot	$\beta_n = 4,3$	$\beta_n = 3,3$

De waarden in de tabel zijn opgesteld uitgaande van een ontwerplevensduur van 50 jaar.

De hoogte van de betrouwbaarheidsindex wordt bepaald door overwegingen van menselijke veiligheid en economie. Vanuit de economie is het optimaal de waarde van de streefwaarde van de betrouwbaarheidsindex gelijk te houden als de ontwerplevensduur wordt aangepast. Bij een kortere levensduur heeft men dan een lagere betrouwbaarheid op jaarbasis. Voor menselijke veiligheid is het logischer een constante jaarkans aan te houden. De  $\beta$  voor de gehele ontwerplevensduur wordt daarmee hoger bij kortere ontwerplevensduren. Dit geeft voor CC2 en CC3 een grens aan de verlaging van de periode waarbij men de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  en dus de partiële factoren constant kan houden. Voor referentieperioden korter dan circa 15 jaar wordt de menselijke veiligheid maatgevend en moet formeel de geëiste betrouwbaarheidsindex en daarmee de partiële factor omhoog. Omdat het in de praktijk echter niet handig is gelijktijdig met een hogere partiële factor en een lagere karakteristieke belasting te rekenen is er in de Nationale Bijlage van NEN-EN 1990 voor gekozen een minimum in te voeren voor de te hanteren referentieperiode. Voor CC3 volgt bij wind een minimum van 15 jaar. Gemakshalve is die waarde aangehouden voor CC1B, CC2 en CC3, ongeacht de belasting. Bij CC1A speelt menselijke veiligheid feitelijk minder een rol en daarom is de beperking kleiner.

## 5.2 Bestaande bouwconstructies, NEN 8700

Voor bestaande bouw (afkeuren of verbouw) mag om economische redenen een lagere veiligheid worden aangehouden. In het achtergrondrapport bij NEN 8700<sup>2</sup> is een aantal overwegingen opgenomen, die alle in dezelfde richting tenderen ten aanzien van het te kiezen aanschrijf- of afkeurniveau, namelijk

$$\beta_b \geq \beta_n - 1,5$$

Ook de veiligheid voor de dominante windbelasting bij nieuwbouw komt in die orde. Kennelijk is daar impliciet een vergelijkbare economische reductie acceptabel geacht.

De eisen met betrekking tot het gevaar voor mensenlevens worden echter niet verlaagd. Deze worden bij de beoordeling van bestaande bouw daardoor eerder maatgevend.

Als er verbouwd moet worden, dan moet het veiligheidsniveau in beginsel overeenkomen met dat van nieuwbouwniveau. Er kunnen echter bestuurlijke argumenten worden aangevoerd om in individuele gevallen genoeg te nemen met een niveau dat tussen afkeur- en nieuwbouwniveau in ligt:  $\beta_v \geq \beta_n - 0,5$  vanuit economisch oogpunt.

## 5.3 Samenvatting eisen NEN-EN 1990/NEN 8700

In tabel 5.2 is een samenvatting gegeven van de vereiste  $\beta$ -waarden uit NEN 8700 voor nieuwbouw, bestaande bouw (afkeuren) en verbouw (reparatie). Hierbij is onderscheid gemaakt tussen gevolgklasse CC1A (verlies van mensenlevens uitgesloten en daarom geen eisen qua menselijke veiligheid) en gevolgklasse CC1B (gevaar voor verlies van mensenlevens klein).

Tabel 5.2: Vereiste  $\beta$  - waarden voor de minimum referentieperiode, NEN 8700

Gevolg- klasse	Minimum referentie- periode bij afkeuren	Nieuwbouw $\beta_n$		Verbouw $\beta_r$		Afkeuren $\beta_b$	
		wn	Wd	wn	wd	wn	wd
CC1A	1 jaar	3,3	2,3	2,8	1,8	1,8	0,8
CC1B	15 jaar	3,3	2,3	2,8	1,8	1,8	1,1*
CC2	15 jaar	3,8	2,8	3,3	2,5*	2,5*	2,5*
CC3	15 jaar	4,3	3,3	3,8	3,3*	3,3*	3,3*

In het gebied aangegeven met een \* is de ondergrens voor persoonlijke veiligheid maatgevend, het betreft hier echter de eis met betrekking tot menselijke veiligheid zonder inbegrip van aardbevingen. wn is hier wind niet dominant en wd is wind dominant.

<sup>2</sup> TNO-060-DTM-2011-03086

## 5.4 Eisen met inbegrip van aardbevingen

De eisen voor menselijke veiligheid onder aardbevingsbelastingen wijken af van die voor overige belastingen (zie paragraaf 4.1.2). De betrouwbaarheidsindices waarin de eisen voor menselijke veiligheid bij aardbevingen zijn inbegrepen zijn daarom weergegeven in Tabel 5.3. Voor nieuwbouw zijn de eisen uit NEN-EN 1990 overgenomen voor de situaties waarbij windbelasting niet dominant is. Voor verbouw is de reductie  $\beta_v \geq \beta_n - 0,5$  toegepast daar waar de minimale eisen voor menselijke veiligheid dit toelaten. Voor afkeur is op dezelfde wijze de reductie  $\beta_b \geq \beta_n - 1,5$  toegepast; echter de minimale eisen voor menselijke veiligheid laten dit nergens toe. De uitzondering is CC1A, omdat in deze klasse menselijke veiligheid niet wordt beschouwd.

Tabel 5.3:  $\beta$  - waarden voor de minimum referentieperiode, aardbevingen, nieuwbouw volgens NEN-EN 1990 en verbouw en afkeuren volgens NEN 8700

Gevolgklasse	Minimum referentieperiode voor afkeuren	Nieuwbouw $\beta_n$	Verbouw $\beta_r$	Afkeuren $\beta_b$
CC1A	1 jaar	3,3	2,8	1,8
CC1B	15 jaar	3,3	2,9*	2,9*
CC2	15 jaar	3,8	3,3	3,1*
CC3	15 jaar	4,3	3,8	3,4*

In het gebied aangegeven met een \* is de ondergrens voor menselijke veiligheid maatgevend voor de grenstoestand NC

Voor verbouw ligt het voor de hand voorlopig ook het afkeurniveau (minimale eisen aan menselijke veiligheid) te nemen. Voor nieuwbouw onder aardbevingsbelasting lijken de NEN-EN 1990 waarden gezien vanuit de economie aan de hoge kant. Het ligt wel voor de hand de eis voor nieuwbouw iets hoger te kiezen dan voor verbouw, dit omdat in een nieuwbouwsituatie met minder moeite en investeringen een hoger veiligheidsniveau wordt behaald.

Zie Tabel 5.4 voor de betrouwbaarheidsindices op basis van deze gedachtegang.

Tabel 5.4:  $\beta$  - waarden voor de minimum referentieperiode, aardbevingen, verlaagde eisen nieuwbouw, verbouw en afkeuren

Gevolgklasse	Minimum referentieperiode voor afkeuren	Nieuwbouw $\beta_n$	Verbouw $\beta_r$	Afkeuren $\beta_b$
CC1A	1 jaar	3,0	1,8	1,8
CC1B	15 jaar	3,0	2,9*	2,9*
CC2	15 jaar	3,2	3,1*	3,1*
CC3	15 jaar	3,6	3,4*	3,4*

In het gebied aangegeven met een \* is de ondergrens voor menselijke veiligheid maatgevend voor de grenstoestand NC

In NPR 9998 is uiteindelijk gekozen voor zowel nieuwbouw als bestaande bouw de betrouwbaarheidseis vanuit het individueel risico te hanteren ( $IR=10^{-5}$ ), dit gemiddeld voor de beschouwde referentieperiode. Zie voor uitwerking, Tabel 6.2.

## 6 Rekenwaarden toets aardbevingen

### 6.1 Algemene theorie

Om na te kunnen gaan of een bepaald ontwerp voldoet aan de algemene eisen van veiligheid en bruikbaarheid dient een betrouwbaarheidsanalyse te worden uitgevoerd. Hiertoe dienen in beschouwing te worden genomen:

- grenstoestanden;
- mechanismen met bijbehorende rekenmodellen;
- belastingen;
- materiaaleigenschappen.

Rekenmodellen, belastingen en materiaaleigenschappen zijn daarbij functies van de tijd; het is van belang met deze tijdsafhankelijkheid rekening te houden.

Om te bepalen of het ontwerp voldoet aan de gestelde eisen, wordt gebruik gemaakt van de volgende procedure:

1. bepaling van het gewenste betrouwbaarheidsniveau;
2. kwantificering van de onzekerheden;
3. vaststelling van de rekenwaarden voor alle onzekere (stochastische) variabelen;
4. uitvoering van de uiteindelijke verificatie.

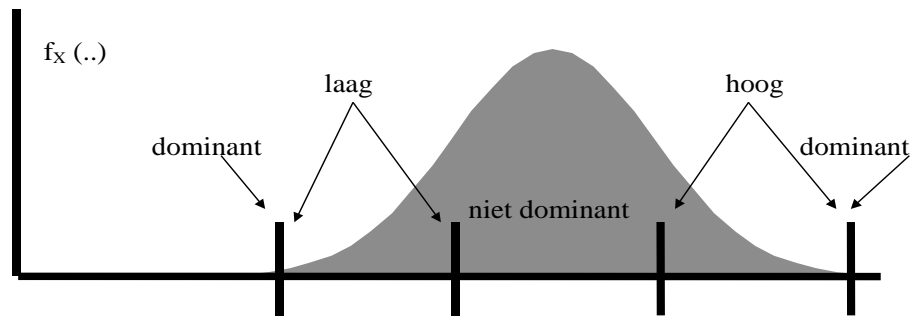
Dit is een zogenaamde semi-probabilistische berekening ofwel een veiligheidsberekening op niveau I. Dit is een vereenvoudiging welke gekalibreerd dient te worden aan een vol-probabilistische berekening (Niveau II of III).

Als rekenwaarde worden in de regel de volgende vier mogelijkheden onderscheiden (zie figuur 6.1):

1. een dominante hoge waarde
2. een niet dominante hoge waarde
3. een niet dominante lage waarde
4. een dominante lage waarde

De hoge waarden zijn bedoeld voor die grootheden die voor een bepaalde grenstoestand het meest van invloed zijn. De overige grootheden worden dan ingevoerd met de niet dominante waarde, meestal aangeduid als de "combinatiewaarde".





Figuur 6.1: Definitieschets van dominante en niet dominante hoge en lage waarden

Indien de veiligheid van een bouwconstructie nauwelijks wordt beïnvloed door een grootte die uiteraard volstaan kan worden met een enkele rekenwaarde die dan in het algemeen dicht bij de verwachtingswaarde van die variabele zal liggen.

In het geval van een normaal verdeelde variabele wordt de rekenwaarde gegeven door:

$$X_{di} = \mu_i - \alpha_i \beta_s \sigma_i = \mu_i (1 - \alpha_i \beta_s V_i)$$

$\beta_s$  = streefwaarde betrouwbaarheidsindex

$\alpha_i$  = probabilistische invloedscoëfficiënt

$\mu_i$  = gemiddelde waarde van de stochastische variabele  $X_i$

$\sigma_i$  = standaardafwijking van de stochastische variabele  $X_i$

$V_i$  = variatiecoëfficiënt

Voor variabelen met willekeurige verdelingsfunctie  $F_{X_i}(\cdot)$  kan de rekenwaarde gevonden worden via  $F_X(X_d) = \Phi(-\alpha\beta)$ , met  $\Phi(\cdot)$  de verdelingsfunctie voor de normale verdeling.

De waarden van de gevoeligheidscoëfficiënt  $\alpha$  volgens NEN-EN 1990 en ISO 2394 zijn weergegeven in Tabel 6.1. Formeel is voor de bepaling hiervan een probabilistische betrouwbaarheidsanalyse nodig. De waarden in Tabel 6.1 zijn echter op basis van ervaring en theoretische overwegingen vastgesteld.

Tabel 6.1: Standaard waarden voor  $\alpha$

	volgens ISO2394 en NEN-EN 1990
$X$	$\alpha$
dominante sterkteparameter	0,8
overige sterkteparameters	$0,4 * 0,8 = 0,32$
dominante belastingparameter	- 0,7
overige belastingparameters	$- 0,4 * 0,7 = - 0,28$

Standaard wordt in de Eurocode (zie NEN-EN 1990, Bijlage C) voor de bepaling van de ontwerpwaarden voor belasting en sterkte uitgegaan van respectievelijk  $\alpha_s = -0,7$  en  $\alpha_R = 0,8$ .

In de materiaalgebonden Eurocodes zijn de rekenwaarden van de sterkte (middels materiaalfactoren) bepaald voor  $\beta = 3,8$ . De ontwerpwaarden van de belasting zijn in NEN-EN 1990/NB middels belastingfactoren vastgelegd voor CC1, CC2 en CC3.

Belangrijk is te realiseren dat de aanpassing in de rekenwaarden van de sterkte voor CC1 en CC3 ten opzichte van CC2 via de rekenwaarden van belasting wordt geregeld.

Bij een toets van bestaande bouw volgens NEN 8700 met verlaagde  $\beta$  wordt gewerkt met ten opzichte van nieuwbouw ongewijzigde rekenwaarden voor de sterkteparameters; ook hier wordt de aanpassing van de rekenwaarde van de sterkte geregeld via de partiële factoren voor de belasting.

In geval van een toets op aardbevingen wordt echter gekozen om zowel aan de sterktekant als aan de belastingkant de juiste betrouwbaarheidsindex in rekening te brengen omdat anders rekenwaarden onrealistisch groot of klein worden, gegeven de grote variaties aan zowel belasting- als sterktekant.

## 6.2 Toets op aardbevingen

In een Niveau I berekening wordt gewerkt met een beschouwing met rekenwaarden om ervoor te zorgen dat de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  gelijk of groter is dan de streefwaarde. Er geldt dan (met  $S$ =belasting en  $R$ =sterkte):

$$S_d < R_d$$

### 6.2.1 Belasting

De belasting is een functie van een aantal variabelen; voor elk van die variabelen wordt de rekenwaarde vastgesteld. Voor aardbevingsbelasting geldt in grote lijnen :

$$F = PGA \times m \times S_e / q$$

met:

$PGA$  = piekgrondversnelling

$m$  = de massa

$S_e$  = het (genormeerd) elastisch responspectrum, dwz  $S_e(\omega=0)=1,0$

$q$  = ductility factor of behavior factor

Opmerkingen:

1.  $S_e$  moet hier dus niet verward worden met de generieke belastingvariabele  $S$ .
2. Feitelijk is de  $PGA$  de enige belastingparameter in deze uitdrukking omdat  $S_e$  de dynamische effecten en  $q$  de niet lineaire effecten in rekening brengen.
3. Omdat wordt uitgegaan van de grenstoestand NC wordt gewerkt met de rekenwaarden van de  $q$ -factor gelijk aan 1,33 maal de waarde in NEN-EN 1998-1 (zie voor deze regel NEN-EN 1993-3).

Voor elk van deze parameters is een rekenwaarde benodigd. Er wordt hier uitgegaan van het feit dat de (tijdsafhankelijke) piekgrondversnelling de dominante belastingparameter is en dat de parameters  $S_e$  en  $q$  niet-dominant zijn.

Onderstaande Tabel 6.1 geeft de resultaten van de berekening van de herhalingstijden ( $T$ ) voor de piekgrondversnellingen PGA met een  $\alpha = 0,7 - 0,75$ ; de betrouwbaarheidsindices resulterend uit de eisen aan menselijke veiligheid (Tabel 4.2) zijn als uitgangspunt genomen.

Uit probabilistische berekeningen blijkt dat de standaard  $\alpha$ -waarde voor de belasting voor een aardbeving eigenlijk te laag is. Deze ligt meer in de orde van 0,9. Er is desalniettemin voor gekozen de eerder genoemde waarden te handhaven en het tekort te compenseren via de veiligheidsmarge aan de sterktekant. De kalibratie daarvan wordt gedaan via een volledig probabilistische berekening, zie verder 6.2.2.

Tabel 6.1: Herhalingstijden behorend bij de ontwerpwaarde van de piekgrondversnelling in een Niveau I berekening / Grenstoestand NC

Aard van het bouwwerk	nieuw				Afkeuren / verbouw			
	CC1A	CC1B	CC2	CC3	CC1A	CC1B	CC2	CC3
Referentieperiode [jaar]		50	50	50		15	15	15
$\beta$ (tabel 4.2) o.b.v $IR=10^{-5}$		2,4	2,7	3,1		2,9	3,1	3,4
$\beta_{afgerond}$ in NPR		2,4	2,7	3,1		2,8	3,1	3,3
$\alpha$		0,7	0,7	0,7		0,75	0,75	0,75
$\alpha\beta$		1,71	1,90	2,16		2,14	2,32	2,57
Kans in de referentieperiode (levensduur) dat de PGA groter is dan de ontwerpwaarde.		0,0432	0,0288	0,0153		0,0161	0,0102	0,0050
Herhalingstijd ontwerp piekgrondversnelling								
$T_{berekend}$ [jaar]		1158	1738	3276		932	1466	2982
$T_{afgerond}$ [jaar] in NPR		1200	1800	3600		800	1500	3000

Opgemerkt wordt dat deze herhalingstijden behoren bij de Near Collapse (NC) Limit State. Deze is gedefinieerd als volgt (NEN-EN 1998-3):

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

Voor woonhuizen (met importance factor volgens de NEN-EN 1998-1 gelijk aan 1,0) wordt in hoofdstuk 2.1 van NEN-EN 1998-3 voor deze grenstoestand een herhalingstijd van 2475 jaar voorgesteld, terwijl voor de Significant Damage (SD) Limit State een herhalingstijd wordt voorgesteld van 475 jaar (zie ook NEN-EN 1998-1).

De waarden voor CC1B in Tabel 6.2 (in Nederland gelden die voor woonhuizen) liggen iets onder de waarden zoals deze geadviseerd zijn in NEN-EN 1998-3 voor NC.

Voorgesteld wordt niet te werken met de “importance classes” van de NEN-EN 1998-reeks, maar met de gevolklassen volgens NEN-EN 1990 en dus de getallen in Tabel 6.1.

De importance factoren  $\gamma_I$  (in NPR 9998 van dec 2015 worden deze  $k_{ag}$  genoemd) volgen uit:

$$\gamma_I = \text{PGA}(T) / \text{PGA}(475 \text{ jaar})$$

Hierbij volgen de PGA-waarden uit de statistiek van het KNMI. Uitgegaan wordt van de waarden in het centrumgebied. In de overige delen zullen de waarden niet veel afwijken. Zie Tabel 6.2 voor de aldus berekende importance factoren  $\gamma_I$  op basis van de KNMI 2013 studie.

Tabel 6.2: Importance factoren  $\gamma_I$  voor NC, o.b.v. KNMI (2013) studie

Gevolg- klasse	Nieuw		Bestaand	
	T [jaar]	$\gamma_I$ [-]	T [jaar]	$\gamma_I$ [-]
CC1A	-		-	
CC1B	1200	1,3	800	1,2
CC2	1800	1,5	1500	1,4
CC3	3600	1,7	3000	1,6

Voor CC1A worden de waarden later ingevuld.

Hieronder wordt aangegeven hoe de ontwerpwaarden van overige parameters te bepalen.

Indien het spectrum  $S_e$  los beschouwd wordt van de PGA in de probabilistische analyse wordt de volgende aanpak voorgesteld. Voor  $S_e$  wordt een normale verdeling aangehouden en er geldt voor de rekenwaarde bij  $\beta=3,4$  (de hoogste waarde voor bestaande bouw in Tabel 5.4) :

$$S_{e;d} = \mu_{S_e} - \alpha\beta\sigma_{S_e} = \mu_{S_e} + 0,28*\beta*\sigma_{S_e} \approx \mu_{S_e} + 1*\sigma_{S_e}$$

Hiermee kan eenvoudig expliciet rekening worden gehouden (zie betreffend achtergrondrapport).

Voor  $q$  wordt een normale verdeling aangehouden en er geldt bij  $\beta=3,4$  voor de rekenwaarde:

$$q_d = \mu_q - \alpha\beta\sigma_q = \mu_q - 0,32*\beta*\sigma_q \approx \mu_q - 1*\sigma_q$$

Het is echter lastig te bepalen welke mate van veiligheid wordt geleverd bij toepassing van de Eurocode-aanbevelingen in de hoofdstukken 5 t/m 9 van NEN-EN 1998-3 of door de uitkomsten van eventuele push-over berekeningen. Onderzoek hiernaar is nog gaande.

### 6.2.2 Sterkte

De materiaalfactoren in de materiaalgebonden Eurocodes zijn bepaald bij  $\beta=3,8$ . De onderschrijdingskans bij de rekenwaarde van de sterkte wordt daarmee in een Niveau I berekening gelijk aan  $\Phi(-0,8*3,8)=\Phi(-3,04)$ . Dit betekent dat de rekenwaarde gelijk is aan  $\mu_R - 3\sigma_R$ .

Bij de toets op aardbevingen geldt dat  $\beta < 3,8$ ; dit zou betekenen dat de materiaalfactoren lager zouden mogen zijn dan in de materiaalgebonden Eurocodes is aangegeven. Hoe groot deze verlaging exact is hangt af van de spreiding van de materiaaleigenschap en de streefwaarde van de betrouwbaarheid als gegeven in Tabel 5.4.

Omgekeerd geldt ook dat de PGA-waarden eigenlijk iets te laag zijn (zie paragraaf 6.2.1); dit willen we compenseren door de introductie van iets te hoge partiële factoren aan de sterktekant  $\gamma_R$ . Om deze vast te stellen voeren we een Niveau III berekening uit:

- 1) Definieer de belasting op de constructie als de *PGA*
- 2) Bepaal de rekenwaarde  $PGA_d$  via de KNMI-statistiek
- 3) Stel deze gelijk aan de rekenwaarde voor de sterkte, uitgedrukt als de grondversnelling waarbij de constructie volledig bezwijkt (NC)
- 4) Bepaal karakteristieke sterkte  $R_{kar}$  door te delen door een aangenomen partiële factor  $\gamma_M$  voor de sterkte
- 5) Veronderstel dat de procedure voor de seismische sterkteberekening (elastische berekening aangevuld met de  $q$ -factor en  $S_e$ ) een 5% fractiel oplevert.
- 6) Stel de variatiecoëfficiënt  $V_R$  voor nieuwbouw op 0,3 en bestaande bouw op 0,5
- 7) Bepaal de fragility curve  $F_R(x)$  op basis van een lognormale verdeling
- 8) Bepaal de faalkans voor de referentieperiode  $t_{ref}$  uit:  $P_{f,t,ref} = \int F_R(x) \times f_{PGA}(x) dx$ , waarbij  $f_{PGA}(x)$  de kansdichtheidsfunctie van de PGA is volgens het KNMI opgeschaald naar een extreme waarde verdeling voor de geldende referentieperiode (15 jaar voor bestaande bouw en 50 jaar voor nieuwbouw).
- 9) Bepaal de gemiddelde faalkans per jaar uit  $P_{f,a} = P_{f,t,ref} / t_{ref}$
- 10) Bepaal het individueel risico als  $IR = P_{f,a} \times P_I$
- 11) Vergelijk dit met de doelstelling van  $IR \leq 10^{-5}$
- 12) Pas zondig de waarde van de partiële sterktefactor aan.

Opgemerkt wordt dat het hier niet gaat om de materiaalfactor  $\gamma_m$  (waarmee vloeif of breukspanning wordt gereduceerd) maar om de partiële factor  $\gamma_M$  voor de sterkte uitgedrukt in de PGA waarbij bezwijken optreedt.

In Tabel 6.3 is het resultaat van deze berekening weergegeven en dat resulteert dus in de partiële factoren voor de sterkte 1,1; 1,2 en 1,3 voor respectievelijk CC1, CC2 en CC3. Dit is gedaan op basis van de KNMI 2013 studie.

Met de aldus berekende partiële factoren aan de sterktekant worden de waarden voor het individueel risico gerealiseerd als aangegeven in de laatste kolom van Tabel 6.3. Combinatie van de PGA waarden uit de KNMI statistiek met een herhalingstijd van 475 jaar gecombineerd met de importance factoren in Tabel 6.2 en gecombineerd met de partiële factoren voor de sterkte in Tabel 6.3 voldoet dus aan de eis voor het individueel risico (*IR*).

Hiervoor is dus een volledige probabilistische som gebruikt waarin de conservatieve aannames in de Niveau I som zijn vermeden.

Indien het materiaal degradeert en dat nog niet in de berekening is meegenomen moet volgens de Eurocode NEN-EN 1998-1 nog een extra factor in rekening worden gebracht. Voorlopig wordt voorgesteld in de NPR hiervoor de procedure volgens Eurocode 8 te hanteren waarbij de factor  $\gamma_m$  gebruikt wordt om materiaaldegradatie tijdens de beving te verdisconteren.

Tabel 6.3 Berekening  $\gamma_M$ , o.b.v. KNMI (2013) studie

		T [jaar]	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	V(R)	$\gamma_M$	$\gamma_I$	IR/10 <sup>-5</sup>
nieuw							
	CC1B	1200	5,3	0,3	1,1	1,3	0,9
	CC2	1800	5,95	0,3	1,2	1,5	1
	CC3	3600	7,0	0,3	1,3	1,7	1,1
bestaand							
	CC1B	800	4,75	0,5	1,1	1,2	1,3
	CC2	1500	5,65	0,5	1,2	1,4	1
	CC3	3000	6,7	0,5	1,3	1,6	1,2
	referentiewaarde	475	4,1				

NB: de PGA-waarde is de waarde rond Loppersum volgens het KNMI (2013).

## 7 Slotbeschouwing

De betrouwbaarheidseisen voor bouwwerken onder aardbevingsbelasting worden gedomineerd door de eisen aan menselijke veiligheid. Voor laag risico gebouwen (eengezinswoningen) (CC1B) leidt dit in geval van nieuwbouw tot ontwerpbelastingen met een herhalingstijd van 1200 jaar; voor bestaande bouw is dit 800 jaar.

Volgens de Eurocode NEN-EN1998-serie moet standaard voor eengezinswoningbouw worden aangehouden een herhalingstijd van ca. 500 jaar voor de limit state “Serious Damage” en 2500 jaar voor “Near Collapse”.

In Bijlage A is een overzicht gegeven van internationale normbladen. In de Verenigde Staten was lange tijd een herhalingstijd voor de PGA van 2500 jaar gangbaar voor “Near Collapse” bij nieuwbouw. Voor bestaande bouw nam men 67% van de PGA-designwaarde. Voor het hart van de provincie Groningen komt dat neer op een herhalingstijd van 1000 jaar. Op dit moment lijkt men voor aardbevingen overgestapt op faalkansnormen (ASCE 7) met een standaardbetrouwbaarheids-index van 2,3 voor 50 jaar. Dat lijkt dus iets lichter dan wij in dit rapport voorstellen.

Het is ook interessant na te gaan wat op basis van de hier gegeven uitgangspunten de faalkans en het  $IR$  is voor de bestaande bouw.

In onderstaande tabel zijn de gemiddelden gegeven, ontleend aan de rapporten van ARUP (Arup, 2013).

	Built before 1920		Built after 1960	
	$m_R$ [ $m/s^2$ ]	$IR$	$m_R$ [ $m/s^2$ ]	$IR$
DS5	6,0	$10^{-4}$	8,7	$3 \cdot 10^{-5}$

Als variatiecoëfficiënt is in beide gevallen uitgegaan van  $V_R=0,5$ .

Bebouwing van voor 1920, maar vermoedelijk ook de moderne doorzonwoningen en appartementsgebouwen met slanke metselwerk wanden hebben daarmee een duidelijk verhoogd risico.

## 8 Literatuur

Arup rapport REP/229746/SR001; Groningen 2013, Seismic Risk Study - Earthquake Scenario-Based Risk Assessment, Issue | 29 November 2013

ISO 2394, General principles on reliability for structures, International organization for standardization, 1998.

Jaiswal, K.S., Wald, D.J., Earle, P.S., Porter, K.A., Hearne, M.; Earthquake casualty models within the USGS prompt assessment of global earthquakes for response (Pager) system., Second International Workshop on Disaster Casualties University of Cambridge, UK, 2009.

Spence, R., So, E., Scawthorn, C., Human Casualties in Earthquakes, Progress in Modelling and Mitigation, Springer, 2011.

Tanner, P. & Hingorani, R., Development of risk-based requirements for structural safety. Joint IABSE – fib Conference Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 3-5 May 2010.

Vrouwenvelder, A.C.W.M., Scholten, N.P.M., Steenbergen, R.D.J.M., Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw, Achtergrondrapport bij NEN 8700 TNO-060-DTM-2011-03086, 2011.

NEN EN 1990+A1+A1/C2 Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp

NEN 8700 Grondslagen voor de constructieve beoordeling van bestaande bouw en het constructief ontwerp ten behoeve van verbouw

Probabilistic Seismic Hazard Analyses Induced Earthquakes Groningen, T. Van Eck M. Caccavale, B. Dost, D. Kraaijpoel, KNMI, 2013.

Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Induced Earthquakes in Groningen; Update 2015. B. Dost and J. Spetzler, KNMI, October 2015.



## 9 Ondertekening

Delft, 12 februari 2016



Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen  
Auteur



Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder  
Auteur



Ir. E. Hagen  
Research manager a.i.  
Structural Reliability

## **Bijlage A**

### **Discussion on Return periods for seismic loads**

#### **1. Basic principles**

In order to check structures for sufficient reliability one needs information on :

- Loads
- Resistance, failure modes
- Consequences of failure
- Safety criteria

Consequences of failure may be related to aspects of human safety as well as to economic losses. The same holds for the safety criteria. The safety criteria for economy require insight into structural costs (or strengthening measures) and the possible losses in case of failure. Note that also intangibles like the value of human life or the feelings of unsafety might be taken into account. The safety criteria for human life in itself have also ethical aspects.

In (strongly simplified) mathematical terms we may formulate the decision problem as:

$$\text{Min } C_{tot} = C_S + P_F C_F$$

$$\text{Sub } P_F < P_{F, limit}$$

Where C, P, S and F respectively refer to costs, probability, structure and failure. The limit value  $P_{F, limit}$  may follow from notions as Individual Risk or Group Risk. In the end these limits should follow from a political debate. A similar thing might be said for the value of human life if considered in the economic loss. Loads and resistances on the other hand are the domain of the engineers.

The above system has been elaborated for new structures in Eurocode EN 1990 and the corresponding Dutch National Annex for new structures and in NEN 8700 for existing ones. Only rough economic criteria (partly based on calibration to old codes) and Individual Risk criteria have been taken into account. Group or Social Risk has not been considered. The limit value for the IR (maximum acceptable probability that a person dies in one year as result of a collapsing structure) has been taken as  $10^{-5}$ . The resulting code limits have got legal status through the Building Degree.

## 2. Application to earthquake design

At present the Building Degree states that earthquakes in the Netherlands are not serious enough to require a proof of sufficient reliability. As it now turns out to be different, at least in Groningen, this dispensation by law should/shall be removed. It makes sense then to develop the above criteria also for earthquakes. If this turns out to be inconvenient in any way, it will require a political decision to change.

In this short note we will follow the line that in the NPR the national standard principles for structural safety as outlined in EN1990+NB and NEN 8700 are followed. For comparison some other international code values will be given. Comparisons however are difficult. As a basis for comparison we will use the basis return period for the seismic load. We should however keep in mind that:

- the probability of failure also depends on margins on the resistance side
- model uncertainties may be included or not
- an adjustment factor for the class of building may be present, or not, or may not be the same.
- a distinction between new structures and existing ones may be present or not.
- not always a distinction between economy and life safety is made

In writing the Dutch NPR we therefore will check the failure probability resulting from the total set of safety margins in the procedure. This is not a common starting point for many other codes.

Next we should realize that in earthquake engineering there is not just a single failure event, but a more or less gradual loss function. A convenient approach is to make a subdivision into 5 damage limit states called DS1 to DS5. The NPR team has decided that for the time being only the extreme limit states will be considered. For the discussion in this note we will therefore focus on:

DS4: Significant damage (in Eurocode 8-3 referred to as passing the limit state SD)

DS5: Near Collapse (in Eurocode 8-3 referred to as passing the limit state NC)

To some extent SD can be considered as ULS (Ultimate Limit State) where NC is on the level of ALS (accidental limit state) as local collapse is accepted. After the passing of the SD limit there is quite an amount of economic damage (the structure is usually beyond repair) but the number of casualties is believed to be small [according to relevant HAZUP studies]. In the case of passing the NC limit the economic damage is not much larger than SD, but the number of casualties may be much larger, depending on the type and use of the structure.

Given this distinction in consequences we may reformulate (1) as:

$$\text{Min } C_{tot} = C_S + P_F(SD) C_F \quad (2)$$

$$\text{Sub } P_F(NC) < P_{F \text{ limit}}$$

Until now the NPR rules have focused on the  $P_{F \text{ limit}}$  due to IR for existing structures (NC). It is believed that this criterion is more stringent than an economic criterion based on SD. This might be different for designing new ones. However, in both cases we need a better insight in the cost of (strengthening) measures.

**Eurocode:** Eurocode 8 (see EC Part 8-3) recommends return periods for class II (all residential buildings) of 500 yr for the DS and 2500 for the NC. As q-factors for NC are a factor 1.33 higher compared to DS, the NC is decisive for the Loppersum statistics. For schools and other buildings where many people may be present, Eurocode uses an importance factor 1.2. The above table shows the corresponding return periods for Loppersum.

**ISO 2394:** According to ISO 2394 (General Principles on reliability for structures) the following table gives economy based optimal reliability values for the life time.

*Table 3.2: Economy based Target reliability index (life-time, examples); ISO 2394 (1998).*

Relative costs of safety measures	Consequences of failure			
	small	Some	moderate	Large
High	0	1.5	2.3	3.1
Moderate	1.3	2.3	3.1	3.8
Low	2.3	3.1	3.8	4.3

The bottom row may be recognized as the standard Eurocode values for the ULS under permanent and variable loads. Also in the Dutch National Annex these values are taken, however, with an explicit exception for wind loads, where (roughly) the centre row is taken. It is estimated that also design for fire arrives at these numbers, although probably with a large scatter. It makes sense to consider for earthquake also the centre line, or even the upper one: taking measures against earthquakes is possibly expensive, although this has to be sorted out. In Table 3.1 the result for the upper line is presented in the SD column (based on  $\alpha_S=0.7$ ). In addition to economic requirements there also is the human safety. In ISO the number of  $10^{-6}$  is mentioned for IR; also guidelines are given to assess the Group Risk. As a result the NC column shows high values.

**Japan:** According to Jun Kanda the Japanese code is not based on a target reliability and return periods may differ; he estimates the resulting reliability index beta in the order of 1.5 to 2.0 for 50 year. This results in a return period of 300-600yr.

**New Zealand:** Values have been taken from fib bulletin 69.

**ACSE 07-2:** For the extreme class iv (hospitals) the code defines a return period of 2500 yr (9.4.1.3.1); the design value for normal buildings (categories i and ii). The PGA corresponding to 67% of the 2500 value is taken or the 500 yr value, whichever is the lesser. The dead load is taken with load factors 1.2 or 0.9. It seems that only SD is considered. Note that in the next edition ASCE seems to aim at a reliability index beta =2.3 (corresponding to  $P_F=0.01$ ) for a 50 year period. The return period in that case is 1000 yr. However, it is not clear whether this holds for class ii or iv.

**Fema 356:** This code specifies for rehabilitation 2500 yr for collapse preventions and 500 for serious damage (life safety border).

### Bijlage B Afleiding partiële factoren behorende bij KNMI statistiek 2015

In deze bijlage zijn de waarden voor  $\gamma_1$  en  $\gamma_M$  opnieuw berekend gebruik makend van de KNMI 2015 statistiek.

Tabel B1 Berekening  $\gamma_1$  en  $\gamma_M$

		T [jaar]	V(R)	$\gamma_M$	$\gamma_1$
Nieuw					
	CC1B	1200	0,3	1,1	1,4
	CC2	1800	0,3	1,2	1,6
	CC3	3600	0,3	1,3	1,9
Bestaand					
	CC1B	800	0,5	1,1	1,2
	CC2	1500	0,5	1,2	1,5
	CC3	3000	0,5	1,3	1,8