

Technical Sciences

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

www.tno.nl

T +31 88 866 30 00

F +31 88 866 30 10

TNO-rapport**TNO 2013 R12071****Veiligheidsbeschouwing aardbevingen**

Datum 26 september 2014

Auteur(s)

5.1.2e

Exemplaarnummer 2013.0100003641

Oplage

Aantal pagina's 31 (incl. bijlagen)

Aantal bijlagen

Opdrachtgever NEN

Projectnaam

Projectnummer 060.05724/01.10

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.

© 2014 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	3
2	Betrouwbaarheidsleer	4
3	Betrouwbaarheidseisen – algemeen	6
3.1	Betrouwbaarheidseisen - economie	6
3.2	Betrouwbaarheidseisen – menselijke veiligheid	7
4	Individueel risico en groepsrisico	8
4.1	Individueel risico	8
4.2	Groepsrisico	11
4.3	Combinatie individueel en groepsrisico voor aardbevingen	12
5	Eisen voor nieuwbouw en bestaande bouw	13
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
6	Rekenwaarden toets aardbevingen	16
6.1	Algemene theorie	16
6.2	Toets op aardbevingen	18
7	Slotbeschouwing	23
8	Literatuur	24
9	Ondertekening	25

1 Inleiding

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

Concept

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 dienen deze fundamentele eisen nader te worden uitgewerkt. Daarbij moeten betrouwbaarheidsniveaus 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 β . 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

β	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 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 constructie 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 constructie 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 een of meer rekenwaarden worden gedefinieerd. Deze rekenwaarden volgen uit de probabilistische analyse. De constructie 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 1 procedure volgt volgens Eurocode EN 1990 uit:

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

X_d = rekenwaarde van variabele X
 $F_X(\cdot)$ = kansverdelingsfunctie van de variabele X
 α = probabilistische invloedscoefficiënt

De coëfficiënt α is volgens de Eurocode (en ISO2394) gelijk aan 0,8 en 0,7 voor respectievelijk de dominante sterkte- en belastingparameter; voor de niet dominante 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 β orde 3.8 en een α van orde 0.25).

De standaard α waarden gelden echter maar binnen bepaalde grenzen. Indien een belasting- of sterkteparameter bijvoorbeeld een zeer grote variatie heeft dan gelden de standaard α 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 constructie 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 β 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. Hierbij wordt geen onderscheid gemaakt tussen nieuwbouw en bestaande bouw.

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.

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

Concept

4 Individueel risico en groepsrisico

4.1 Individueel risico

De kans om te overlijden als gevolg van een ongeval (verkeer, 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 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. 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 zijn voor elke gevolgklasse de kwalitatieve kansen op levensgevaar P_l omschreven.

De kansen op levensgevaar P_l uit NEN 8700 zijn:

Gevolgklasse 1A: kans op levensgevaar nihil	
Gevolgklasse 1B: kans op levensgevaar zeer klein	$P_l = 10^{-3}$
Gevolgklasse 2: kans op levensgevaar aanzienlijk	$P_l = 3 \cdot 10^{-2}$
Gevolgklasse 3: kans op levensgevaar groot	$P_l = 3 \cdot 10^{-1}$

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 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_f voor een constructiedeel voor een jaar worden berekend, namelijk:

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

Gevolgklasse 1: $P_f \leq 10^{-2}$	$\rightarrow \beta \geq 2.3$ per jaar
Gevolgklasse 2: $P_f \leq 3.3 \cdot 10^{-4}$	$\rightarrow \beta \geq 3.4$ per jaar
Gevolgklasse 3: $P_f \leq 3.3 \cdot 10^{-5}$	$\rightarrow \beta \geq 4.0$ per jaar

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

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

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.

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 volgens EN 1990 van gevolgklassen dienen de kansen uit Tabel 4.1 omgeschreven 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 de achtergrond 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 tot de volgende waarden voor P_f in geval van aardbevingen:

Gevolgklasse 1B: $P_f = 0.07$

Gevolgklasse 2: $P_f = 0.15$

Gevolgklasse 3: $P_f = 0.5$

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

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

Gevolgklasse 1: $P_f \leq 1.43 \cdot 10^{-4} \rightarrow \beta \geq 3.6$

Gevolgklasse 2: $P_f \leq 6.67 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq 3.8$

Gevolgklasse 3: $P_f \leq 2 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq 4.1$

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

CC1B: $P_f \leq t \cdot 1.43 \cdot 10^{-4} \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 1.43 \cdot 10^{-4}\}$

CC2: $P_f \leq t \cdot 6.67 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq \Phi^{-1}\{t \cdot 6.67 \cdot 10^{-5}\}$

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

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

Tabel 4.2 Minimale waarden betrouwbaarheidsindex gebaseerd op menselijke veiligheid

Gevolgklasse	Referentieperiode		
	1 jaar	15 jaar	50 jaar
CC1B	$\beta \geq 3.6$	$\beta \geq 2.8$	$\beta \geq 2.4$
CC2	$\beta \geq 3.8$	$\beta \geq 3.0$	$\beta \geq 2.7$
CC3	$\beta \geq 4.1$	$\beta \geq 3.4$	$\beta \geq 3.9$

4.2 Groepsrisico

ISO 2394 (1998) geeft aan dat in veel gevallen autoriteiten ongelukken willen vermijden waar 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 α zijn constanten (ISO 2394 (1998) geeft; $A = 0.01$ of 0.1 en $\alpha = 2$).

In Nederland (bv bij tunnels) wordt dikwijls gebruikt:

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

met daarom $A = 0.01$ en $\alpha = 2$.

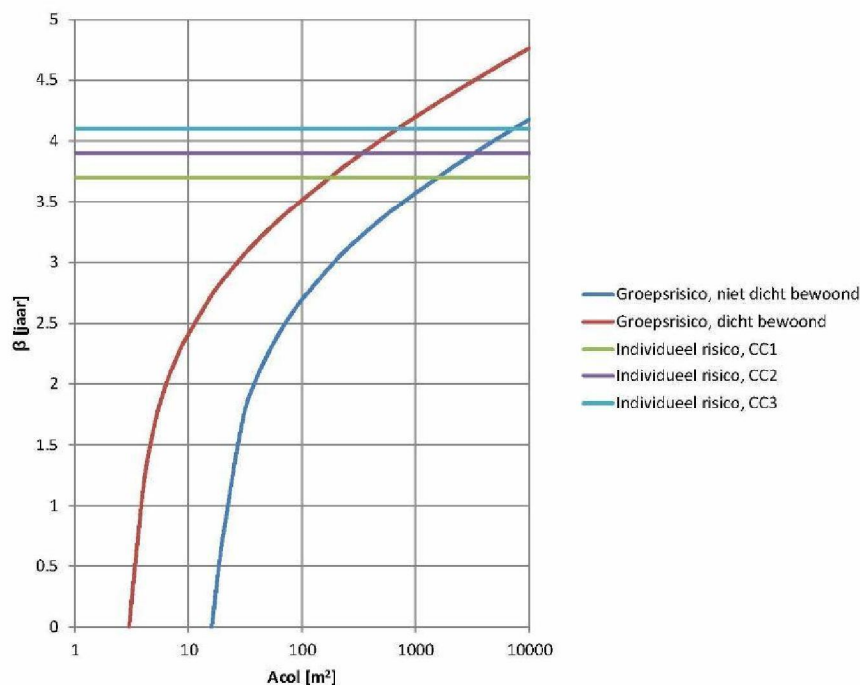
De vraag is wat het verwacht aantal slachtoffers is bij een aardbeving. Een studie van Tanner & Hingorani (2010) op basis van een analyse van meer dan 100 bouwkundige instortingen (alle gebouwen ontworpen volgens Westerse standaarden, diverse instortingen als gevolg van aardbevingen) geeft een empirische 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 β /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 CC1; $\beta = 3.8$ voor CC2; en $\beta = 4.1$ voor CC3;
2. Voor grote oppervlaktes ($A_{col} > \approx 1000\text{m}^2$) gelden hogere waarden voor de streefwaarden van de betrouwbaarheidsindex.

In de meeste gevallen van woonhuizen geldt $A_{col} < 1000\text{m}^2$ en is het criterium voor individueel risico maatgevend; echter voor appartementsgebouwen, ziekenhuizen, kantoren wordt het groepsrisico maatgevend. Dit wordt 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 β_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 econo- mische schade		
CC1	uitgesloten/klein	en klein	$\beta_n = 3,3$	$\beta_n = 2,3$
CC2	aanzienlijk	aanzienlijk	$\beta_n = 3,8$	$\beta_n = 2,8$
CC3	zeer groot	of 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 β 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 β en dus de partiële factoren constant kan houden. Voor perioden 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 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 CC2 en CC3, ongeacht de belasting. Bij CC1 speelt menselijke veiligheid feitelijk minder een rol en daarom is 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 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 β -waarden uit NEN 8700 voor nieuwbouw, bestaande bouw (afkeuren) en verbouw (reparatie). Hierbij is onderscheid gemaakt tussen gevolgklasse 1A (verlies van mensenlevens uitgesloten en daarom geen eisen qua menselijke veiligheid) en gevolgklasse 1B (gevaar voor verlies van menslevens klein).

Tabel 5.2: Vereiste β - waarden voor de minimum referentieperiode, NEN 8700

gevolg- klasse	Minimum referentie- periode bij afkeuren	nieuwbouw β_n		verbouw β_r		afkeuren β_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.

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: β - waarden voor de minimum referentieperiode, aardbevingen, nieuwbouw volgens NEN-EN 1990 en verbouw en afkeuren volgens NEN 8700

gevolg-klasse	Minimum referentieperiode voor afkeuren	nieuwbouw β_n	Verbouw β_r	afkeuren β_b
CC1A	1 jaar	3.3	2.8	1.8
CC1B	15 jaar	3.3	2.8*	2.8*
CC2	15 jaar	3.8	3.3	3.0*
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 EN 1990 waarden aan de hoge kant. Het ligt wel voor de hand de eis voor nieuwbouw iets hoger te kiezen dan voor afkeur, dit omdat in een nieuwbouw-situatie met minder moeite en investeringen een hoger veiligheidsniveau wordt behaald.

Zie Tabel 5.4 voor de resulterende betrouwbaarheidsindices.

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

gevolg-klasse	Minimum referentieperiode voor afkeuren	nieuwbouw β_n	Verbouw β_r	afkeuren β_b
CC1A	1 jaar	3.0	1.8	1.8
CC1B	15 jaar	3.0	2.8*	2.8*
CC2	15 jaar	3.2	3.0*	3.0*
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 het vervolg van dit rapport wordt gewerkt met Tabel 5.4.

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:

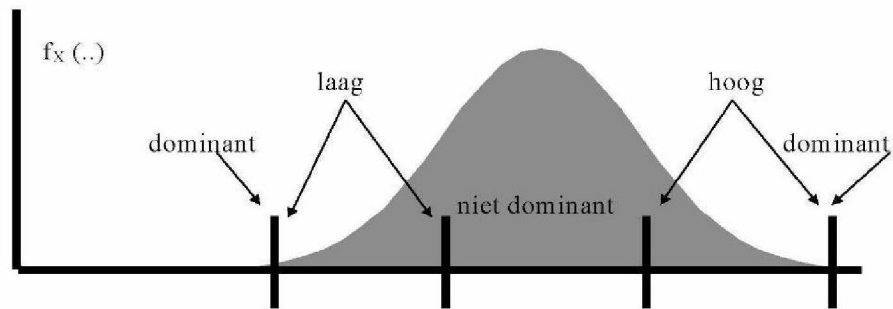
1. bepaling van het gewenste betrouwbaarheidsniveau;
2. kwantificering van de onzekerheden;
3. vaststelling van de rekenwaarden voor alle onzekere (stochastische) variabelen;
4. uitvoering van de uiteindelijke verificatie.

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 constructie nauwelijks wordt beïnvloed door een grootte kan uiteraard volstaan 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:

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

β_s = streefwaarde betrouwbaarheidsindex

α_i = probabilistische invloedscoefficiënt

μ_i = gemiddelde waarde van de stochastische variabele X_i

σ_i = standaardafwijking van de stochastische variabele X_i

V_i = variatiecoëfficiënt

Voor variabelen met willekeurige verdelingsfunctie $F_X(\cdot)$ kan de waarde van het ontwerp punt gevonden worden via $F_X(X_{di}) = \Phi(-\alpha\beta)$, met $\Phi(\cdot)$ de verdelingsfunctie voor de normale verdeling.

De waarden van de gevoeligheidscoëfficiënt α 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 α

	volgens ISO2394 en NEN-EN 1990
X	α
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 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 ontwerpwaarden 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 de 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 β_s 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 dit geval van een toets op aardbevingen wordt hier 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 β 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 algemene zin:

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

met:

PGA = piekgrondversnelling

m = de massa

S_e = het (genormeerd) elastisch responspectrum, dwz $S_e(\omega=0)=1.0$

q = ductility factor of behaviour 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 ontwerpwaarde 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 herhalingsstijden (T) voor de piekgrondversnellingen PGA met een $\alpha = 0,7 - 0,75$; de betrouwbaarheidsindices van tabel 5.4 zijn nu voor nieuwbouw omgerekend naar een referentieperiode van 50 jaar.

Uit probabilistische berekeningen blijkt dat de standaard α -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 deze 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: Herhalingsstijden behorend bij de ontwerpwaarde van de piekgrondversnelling in een Niveau I berekening / Grenstoestand NC

	nieuw				Afkeuren / verbouw			
	CC1A	CC1B	CC2	CC3	CC1A	CC1B	CC2	CC3
β (tabel 5.4)		2,5	2,7	3,1		2,8	3	3,4
α		0,7	0,7	0,7		0,75	0,75	0,75
$\alpha\beta$		1,75	1,89	2,17		2,1	2,25	2,55
Kans in de levensduur dat de PGA groter is dan de ontwerpwaarde.		0,0400	0,0293	0,01500		0,0178	0,0122	0,0053
Referentieperiode [jaar]	,	50	50	50	1	15	15	15
Herhalingsstijd ontwerp piekgrondversnelling								
T_{berekend} [jaar]		1250	1700	3333		839	1227	2785
T_{afgerond} [jaar]		1200	1800	3600		800	1500	3000

Opgemerkt wordt dat deze herhalingsstijden 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 bezweken. 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 gelijk aan 1.0) wordt in hoofdstuk 2.1 van NEN-EN 1998-3 voor deze grenstoestand een herhalingsstijd van 2475 jaar voorgesteld, terwijl voor de Significant Damage (SD) Limit State een herhalingsstijd wordt voorgesteld van 475 jaar (zie ook NEN-EN 1998-1).

De waarden voor CC1B in Tabel 6.2 ligt 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-serie, maar met de gevolgklassen volgens NEN-EN 1990 en dus de getallen in Tabel 6.1. De importance factoren γ volgen uit:

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

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 γ .

Tabel 6.2: Importance factoren γ voor NC

Gevolg- klasse	Nieuw		Bestaand	
	T [jaar]	γ_1 [-]	T [jaar]	γ_1 [-]
	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 (zei betreffend achtergrondrapport).

Voor q wordt een normale verdeling aangehouden en er geldt bij $\beta=3.4$ voor de rekenwaarde:

$$S_{q,d} = \mu_q - \alpha\beta\sigma_q = \mu_q - 0.32*\beta*\sigma_q \approx \mu_q - 1*\sigma_q$$

Het is echter lastig te bepalen welke mate van veiligheid wordt geleverd door 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 hierna 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 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 γ_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_{ker} door te delen door een aangenomen partiële factor γ_M voor de sterkte
- 5) Veronderstel dat de procedure voor de seismische sterkteberekening (elastische berekening aangevuld met de q -factor en S_b) een 5% fractiel oplevert.
- 6) Stel de variatiecoëfficiënt V_R voor nieuwbouw op 0,3 en bestaand op 0,5
- 7) Bepaal de fragility curve $F_R(x)$ op basis van een lognormale verdeling
- 8) Bepaal de faalkans voor een jaar uit: $P_f = \int F_R(x) f_{PGA}(x) dx$, waarbij $f_{PGA}(x)$ de kansdichtheidsfunctie van de PGA is volgens het KNMI.
- 9) Bepaal het individueel risico als $IR = P_f P_i$
- 10) Vergelijk dit met de doelstelling van $IR \leq 10^{-5}$
- 11) Pas zonedig de waarde van de partiële sterkte factor aan.

Opgemerkt wordt dat het hier niet gaat om de materiaalfactor γ_m (waarmee vloeit of breukspanning wordt gereduceerd) maar om de partiële factor γ_R 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.

Met de aldus berekende partiële factoren aan de sterktekant wordt 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. Deze wordt hier vooralsnog niet behandeld.

Tabel 6.3 Berekening γ_R

		T [jaar]	PGA [m/s ²]	V(R)	γ_R	γ_i	IR/10 ⁻⁵
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				

Concept

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 bestaand bouw nam men 67% van de PGA-designwaarde. Voor het hart van Groningen komt dat neer op een herhalingstijd van 1000 jaar. Op dit moment lijkt men voor aardbevingen overgestapt op faalkansnormen (ASCE 7) met een standaardbetrouwbaarheidsindex 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 $V_R=0,5$.

Met name de waarden voor bebouwing van voor 1920, maar vermoedelijk ook de moderne doorzonwoning 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

NEN 8700

Concept

9 Ondertekening

Delft, 19 december 2013

Prof.dr.ir. [redacted] 5.1.2e
Auteur

Prof.ir. [redacted] 5.1.2e
Auteur

Ir. [redacted] 5.1.2e
Research manager

Concept

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:

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

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

Where C, P, S and F respectively refer to costs, probability, structure and failure. The limit value $P_{F, \text{limit}}$ 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 of 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 maybe included or not
- an adjustment factor for the class of building may be present, or not, or maybe not 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 therefor 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 earth quake 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 therefor 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 extend 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:

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

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

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.

3. Return periods for New buildings (50 year)

The following table gives the return periods for the seismic loading in the NPR (still under discussion) and some other codes for the limit states SD (Serious Damage) and NC (Near collapse). All numbers have been rounded (e.g. 500 instead of 475).

Table 3.1 Overview Return Periods EQ New buildings

Limit state	Return period seismic load [yr]	
	SD	NC
NPR CC1B (single family houses)	(900)	2500
NPR CC2 (other residential b, offices, schools)	(1300)	4000
Eurocode 8-3 Imp class II	500	2500
Eurocode 8-3 Imp class III (schools etc.)	800	5000
ISO2394 (moderate consequences)	1000	2400
New Zealand	500	2500
Japan (estimate J.Kanda)	300-600	
ASCE 7 -2002	500	
Fema 356 (rehabilitation)	500	2500

Comments

NPR: The return periods in the NC column follow from target reliability indices 3.0 and 3.2 for a design working life of 50 yr [Steenbergen et al], which is slightly higher than present wind load targets. IR-criteria are fulfilled with some margin, so based on economic optimization some reduction may be considered.

We should keep in mind that standard structural analysis is related to ULS. Most computer codes stop after a single rupture type of failure somewhere in the structure. The analysis for an ALS requires special programs or an analysis starting up from a damaged state. This makes the ULS calculation more attractive than the ALS. On the other hand, for the judgment of the IR the NC limit state seems to be the appropriate.

One way out is to calculate the PGA corresponding to the SD limit state and multiply this with the factor 1.33 as recommended in Eurocode 8-3. Research in the near future should focus on the underpinning of this value. In that case we

would need 870 yr and 1300 yr, taking the Loppersum statistics according to KNMI. So note that these are tuned values, no basic requirements.

Note further that buildings like hospitals have not yet been addressed.

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 $\alpha_5=0,7$). In addition to economic requirements there is also the human safety. In ISO the number of 10^{-6} is mentioned for IR; also GR but only with. 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 (9.4.1.3.1) a return period of 2500 yr; 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 of iv.

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

4. Return periods for existing buildings

In the following table the return periods for the seismic loads on existing buildings have been given for the present draft of the NPR (still under discussion) and for a number of other codes for the sake of comparison.

Table 4.1 Existing structures

Limit state	Return period seismic load [yr]	
	SD	NC
NPR CC1B (single family houses)	(500)	600
NPR CC2	(600)	800
ASCE 41	200	

Comments

NPR: For the derivation of the NPR-values, in the NC column, see [Steenbergen et al.]. The SD-values have been calibrated on the basis of the factor 1.33 mentioned before.

Eurocode/Japan/New Zealand : No special rules for existing structures are known.

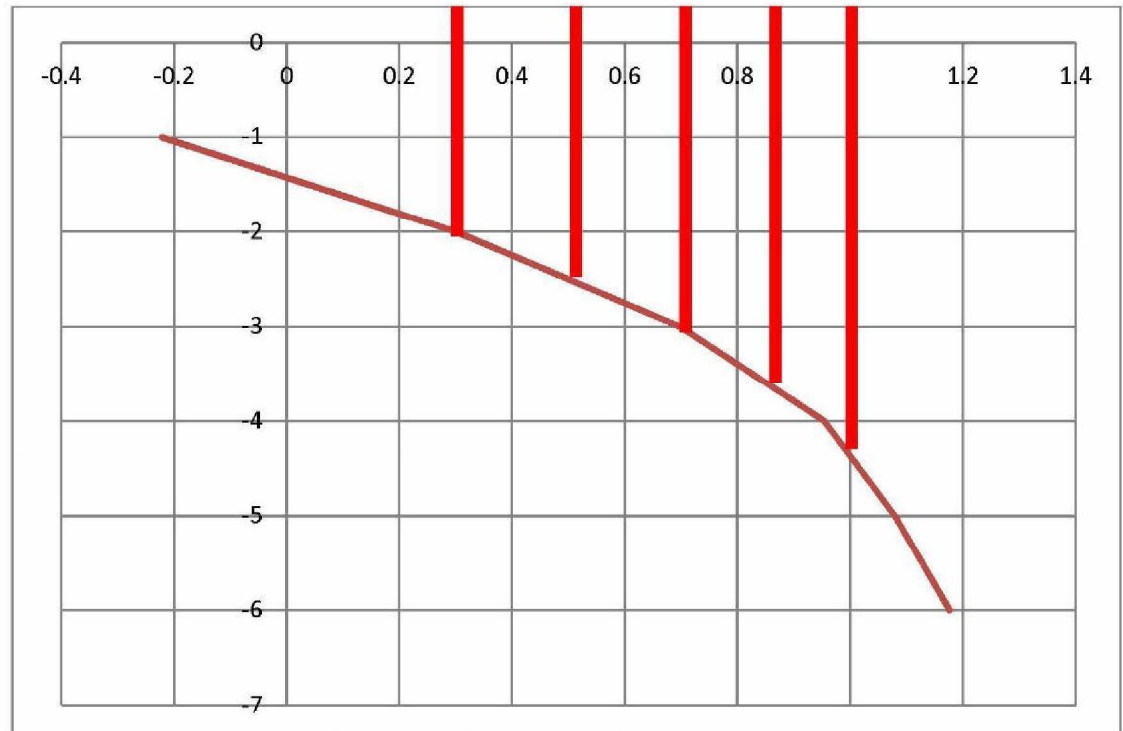
ISO: For existing structures the cost of improvement are relatively large. However, in Table 3.1 already the extreme values have been taken.

ASCE 41-13: This code is entitled: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings [R. Pekelnicky and C. Poland, NAE , SEAOC 2012]. The stipulated reduced hazard for existing state owned buildings in the 2010 CBC is an earthquake with a 5% probability of exceedance in 50 years (a 975-year return period) for the BSE 2 and for the BSE-1 is an earthquake with a 20% probability of exceedance in 50 years (a 225-year return period).

PGA versus Annual Exceedance Probability

(KNMI, December 2013)

PGA = 2 3 5 7 10 m/s²



Com