

Stieltjesweg 1
2628 CK DELFT
Postbus 155
2600 AD DELFT

www.tno.nl

TNO-rapport

TNO 2022 R10842

Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen - Uitwerking van typologie PREFAB1

Datum 1 juni 2022

Auteur(s)

Exemplaarnummer

Oplage

Aantal pagina's 52 (incl. bijlagen)

Aantal bijlagen

Opdrachtgever Ministerie van EZK

Projectnaam Typologie aanpak

Projectnummer 060.39973

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, 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 belanghebbenden is toegestaan.

© 2022 TNO

Samenvatting

Dit rapport beschrijft de uitwerking van de typologie gebaseerde beoordeling zoals omschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021] voor de typologie PREFAB1. Deze typologie bestaat uit gebouwen met een draagconstructie van geprefabriceerd beton met 1 of 2 bouwlagen.

Dit rapport beschrijft de totstandkoming van het sterkte- en gevolgmodel voor deze typologie, in de vorm van de kwetsbaarheidskromme, de parameters die deze kromme beschrijven en de parameters voor het gevolgmodel.

De kwetsbaarheidskromme is toegepast in een berekening met de TNO modelketen. Deze berekening resulteert in een vlekkenkaart waarin is aangegeven waar deze typologie wel, dan wel niet voldoet aan de Meijdam norm.

Voor deze typologie wordt geconcludeerd dat deze in heel Groningen voldoet aan de Meijdam norm, en dat geen versterking nodig is.

Inhoudsopgave

	Samenvatting	2
1	Inleiding	4
2	Omschrijving typologie	5
3	Overzicht van gemodelleerde gebouwen	6
3.1	Algemeen	6
3.2	Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen	6
3.3	Relatie met bouwvoorraad in Groningen	8
3.4	Uitgevoerde berekeningen en experimenten	9
3.5	Faalmechanismes van de referentiegebouwen	9
4	Afleiding kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel	11
4.1	Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel	11
4.2	Afleiding kwetsbaarheidsmodel voor referentiegebouwen	11
4.3	Mediane seismische capaciteit voor de typologie	14
4.4	Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie	15
4.5	Modelonzekerheid	15
4.6	Gevolgmодellering	16
4.7	Nadere beschouwing parameterkeuzes PREFAB1	17
5	Sterkteparameters in de TNO modelketenberekening.....	19
6	Vlekkentaart voor de typologie	20
7	Marges en controles	21
7.1	Marge in de berekeningen	21
7.2	NPR controleberekeningen	22
8	Referenties	25
9	Ondertekening	27
	Bijlage(n)	
	A Representativeness of the reference buildings for the typology	
	B Safety assessment using NPR 9998:2020	

1 Inleiding

De gaswinning in Groningen leidt tot het ontstaan van ondiepe aardbevingen. Hoewel deze aardbevingen relatief licht zijn (in termen van Magnitudes op de Richterschaal), zijn de effecten aan het aardoppervlak door de relatief ondiepe locatie (3 km) van het hypocentrum aanzienlijk. Er is een grote opgave om het veiligheidsniveau voor de bewoners van Groningen te borgen.

In TNO Rapport 2020 R10628/A [TNO, 2021] is een uniforme aanpak beschreven voor de beoordeling van de gebouwen in Groningen. Deze aanpak is erop gebaseerd dat gebouwen worden ingedeeld in een typologie. Per typologie worden de seismische kenmerken bepaald, rekening houdend met de variaties tussen gebouwen binnen die typologie. Op basis van deze kenmerken kan snel voor een gehele typologie worden bepaald of en zo ja waar deze voldoet aan de norm. De norm die bij de veiligheidsbeoordeling wordt gehanteerd is de Meijdam norm (het Individueel Risico per jaar moet gelijk aan of kleiner zijn dan 10^{-5}) [Meijdam, 2015]. TNO Rapport 2020 R10628/A zal vanaf nu worden aangeduid als het hoofdrapport [TNO, 2021].

In dit rapport wordt deze aanpak ingevuld voor de typologie PREFAB1. Voor de indeling in typologieën inclusief de bijbehorende kenmerken wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021] en het typologietoedelingsrapport [TNO, 2022]. Het voorliggende rapport moet in samenhang met deze rapporten beschouwd worden.

Dit rapport is als volgt opgebouwd: Hoofdstuk 2 geeft kort een omschrijving van de typologie. In hoofdstuk 3 wordt de informatie die gebruikt is om het sterktemodel voor de typologie af te leiden, beschreven. Hoofdstuk 4 geeft de achtergronden bij het gebruikte kwetsbaarheids- en gevolgmodel voor de typologie. Hoofdstuk 5 geeft het overzicht van de parameters die afgeleid zijn ten behoeve van het berekenen van het risico met de TNO Modelketen. In hoofdstuk 6 is de vlekkenkaart die van toepassing is voor de typologie PREFAB1 gegeven. In hoofdstuk 7 wordt nader ingegaan op de aanwezige marges en worden aanvullende berekeningen gegeven.

2 Omschrijving typologie

De typologie PREFAB1 behoort tot de typologiegroep PREFAB. De typologiegroep PREFAB bestaat uit gebouwen met een geprefabriceerd betonnen draagconstructie. De stabiliteit in zowel langs- als dwarsrichting wordt verzorgd door schijfwerking in prefab betonnen wanden.

Typologie PREFAB1 heeft 1 of 2 bouwlagen. Er is sprake van de typologie PREFAB1 als de kenmerken die zijn gegeven in Tabel 1, zijn vastgesteld op basis van een bouwkundige opname zoals omschreven in [TNO, 2022].

Tabel 1: Overzicht van kenmerken van typologie PREFAB1

Kenmerk	Waarde	Opmerking
Materiaal draagconstructie in dwarsrichting	Beton (geprefabriceerd)	
Constructiesysteem in dwarsrichting	Schijfwerking in geprefabriceerde betonnen wanden	
Materiaal draagconstructie in langsrichting	Beton (geprefabriceerd)	
Constructiesysteem in langsrichting	Schijfwerking in geprefabriceerde betonnen wanden	
Aantal bouwlagen (zolder en kelder niet meegeteld)	1 of 2	
Vrijstaand of geschakeld	Vrijstaand/geschakeld	

Voor een verdere toelichting op deze kenmerken wordt verwezen naar het rapport over typologietoedeling [TNO, 2022]. In dat rapport staan ook uitsluitingsgronden beschreven die gecontroleerd moeten zijn voordat definitief tot typologietoedeling wordt overgegaan.

In Figuur 1 zijn ter illustratie voorbeelden gegeven van gebouwen die aan de typologie PREFAB1 zijn toegedeeld.



Figuur 1: Ter illustratie, voorbeelden van gebouwen in PREFAB1.

3 Overzicht van gemodelleerde gebouwen

3.1 Algemeen

Voor de uitwerking van de typologie PREFAB1 wordt gebruik gemaakt van beschikbare gekalibreerde niet-lineaire tijddomein berekeningen (NLTH, *Non Linear Time History*). Voor de typologie PREFAB1 zijn berekeningsresultaten voor in totaal twee gebouwen beschikbaar. Deze gebouwen komen uit de Groningse gebouwvoorraad. Deze zijn in opdracht van NAM door Arup doorgerekend. De gebouwen zijn door Arup aangeduid als Welhaak en Adamistraat. De uitgevoerde berekeningen zijn beschreven in [Arup, 2019a]. De beschikbare NLTH berekeningen zijn in onderhavig rapport vergeleken met resultaten uit triltafeltesten zoals beschreven in [Brunesi et al, 2017a, 2017b].

De berekeningsresultaten van deze gebouwen zijn door Eucentre gebruikt voor het afleiden van zogenaamde *fragility functions*, ook wel kwetsbaarheidskrommen genoemd, in achtereenvolgende versies van het *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2017; Crowley et al, 2019; Crowley et al, 2020]. De informatie uit deze berekeningsresultaten is als basis gebruikt voor de bepaling van de parameters voor typologie PREFAB1. Door TNO zijn deze resultaten geanalyseerd en zijn er eigen keuzes gemaakt voor de te hanteren parameterwaarden ten behoeve van de definitieve berekeningen van de typologie PREFAB1.

De volgende aanvullende informatie over gebouwen met een geprefabriceerde draagconstructie is gebruikt voor het bespreken van de relatie tussen de gebruikte referentiegebouwen en de gebouwenvoorraad in Groningen in Bijlage A:

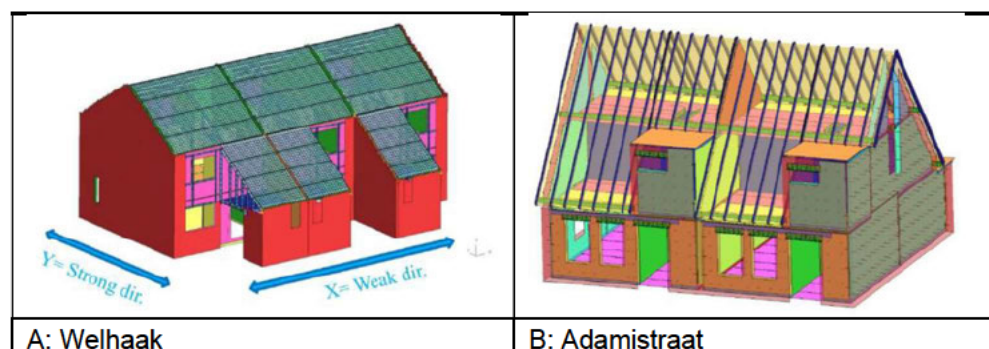
- V2 background report [Crowley et al, 2015];
- V5 background reports [Arup, 2017b en Annex B van Crowley et al, 2017];
- Inspectierapporten van NCG.

Er zijn geen berekeningen beschikbaar uitgevoerd met NPR 9998, waardoor een directe vergelijking met de resultaten van een NPR berekening niet mogelijk is.

3.2 Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen

De beschikbare berekeningen van de doorgerekende gebouwen zijn voor beide beschikbare gebouwen gedocumenteerd in [Arup, 2019a].

In Figuur 2 is een overzicht weergegeven van de modellen die van deze gebouwen zijn gemaakt.



Figuur 2: LS-Dyna modellen van de referentiegebouwen.

Het referentiegebouw Welhaak betreft drie rijtjeswoningen uit 1979, elk met twee bouwlagen en een zolder. De goothoogte van de woningen bedraagt 5,4 m. Per woning bedraagt het bebouwde oppervlak 66 m². De gevels zijn uitgevoerd als spouwmuren met een binnenblad van geprefabriceerd beton en een buitenblad van metselwerk. De niet-dragende binnenwanden zijn opgebouwd uit gipsblokken (GIBO-wanden). De vloeren zijn van geprefabriceerd beton, het dak is van hout. Het dak is scharnierend verbonden met de dwarswanden (Y-richting in Figuur 2A) en met behulp van een muurplaat verbonden met de langswanden (X-richting in Figuur 2A). Schuifkrachten tussen de muurplaat en de langswanden worden overgebracht door wrijving. De vloeren zijn vrij opgelegd op de dwars- en langswanden met een in rekening gebrachte waarde voor de wrijvingscoëfficiënt van 0,37. De vloeren zijn niet verbonden met het dak.

Het referentiegebouw aan de Adamistraat betreft een twee-onder-één-kapwoning uit 2012 (in [Arup, 2019a] wordt abusievelijk 1979 genoemd) met elk twee bouwlagen en een zolder. De goot van de woningen bevindt zich ter hoogte van de vloer van de tweede bouwlaag op 2,85 m. Per woning bedraagt het bebouwde oppervlak 90 m². De gevels zijn uitgevoerd als spouwmuren met een binnenblad van geprefabriceerd beton en een buitenblad van metselwerk. De vloeren zijn van kanaalplaten. De niet-dragende binnenwanden zijn opgebouwd uit gipsblokken. Het dak bestaat uit houten panelen.

Het dak is niet direct verbonden met de wanden, maar via een muurplaat verbonden met de vloeren.

De vloeren zijn op de wanden geplaatst met daartussen een laag grout.

Uit bovenstaande beschrijving van de referentiegebouwen blijkt dat de constructieve samenhang tussen wanden en vloeren op droge wrijving is gebaseerd en er in hoofdzaak geen mechanische verbindingen zijn toegepast. Dit is gebruikelijk voor prefab betonnen gebouwen, waarvoor bouwsnelheid van groot belang is. Een verdere toelichting op de uitvoeringspraktijk bij prefab betonnen gebouwen is opgenomen in paragraaf 3.3 en Bijlage A.

In de studie van Arup naar typische details van prefab betonnen gebouwen in Groningen [Arup, 2017] is de dikte van de scheidingswanden in de tekeningen gelijk aan 70 mm. Aangenomen wordt dat Arup gebruik heeft gemaakt van deze studie om de NLTH-analyses van de referentiegebouwen uit te voeren en voor de scheidingswanden een dikte van 70 mm heeft toegepast. Aanvullende informatie over niet-dragende scheidingswanden is beschikbaar in de NCG inspectierapporten

(zie Figuur A.4 en Figuur A.6 in Bijlage A), waarin dikten van 70 mm en 90 mm zijn gerapporteerd.

3.3 Relatie met bouwvoorraad in Groningen

De twee gebouwen uit paragraaf 3.2 worden in hoofdstuk 4 gebruikt voor het afleiden van de seismische capaciteit voor de typologie PREFAB1. Hiervoor is het van belang te weten in hoeverre op geometrisch én op constructief niveau deze gebouwen representatief zijn voor de Groningse bouwvoorraad binnen de typologie PREFAB1. Dit is onderzocht in Bijlage A van onderhavig rapport.

In bijlage A zijn de eigenschappen van de referentiegebouwen vergeleken met twee andere prefab betonnen gebouwen uit [Crowley et al, 2015]. De afmetingen en het vloertype (kanaalplaat) van de referentiegebouwen komen overeen met die van deze twee andere gebouwen.

In deze andere gebouwen is voor de droge wrijving gerekend met een wrijvingscoëfficiënt met een waarde tussen 0,2 en 0,4. Dit is in overeenstemming met de wand-vloer verbindingen van het referentiegebouw Welhaak, waarvoor een wrijvingscoëfficiënt van 0,37 is aangehouden.

In bijlage A zijn tevens enkele eigenschappen (footprint, goothoogte en bouwjaar) van de referentiegebouwen vergeleken met die van andere Groningse gebouwen die overeenkomen met de typologie PREFAB1, volgend uit [Crowley et al, 2017]. Uit deze vergelijking blijkt dat de footprint en het bouwjaar van de referentiegebouwen samenvallen met de gemiddelde waarden van de typologie, wat een aanwijzing is dat de referentiegebouwen kunnen dienen als basis voor de mediane seismische capaciteit voor de typologie PREFAB1. Hetzelfde geldt voor de goothoogte van het referentiegebouw Welhaak.

Voor de typologie PREFAB1 is één inspectierapport beschikbaar. Het betreffende gebouw is in bijlage A vergeleken met de referentiegebouwen. Hieruit blijkt dat het constructieve systeem (schijfwerking in dwars- en langsrichting) van de referentiegebouwen vergelijkbaar is met dat van het geïnspecteerde gebouw, wat eveneens een aanwijzing is dat de referentiegebouwen als karakteristiek voor de typologie PREFAB1 kunnen worden gezien. Daarnaast zijn de geometrische eigenschappen (footprint en goothoogte) van het referentiegebouw Welhaak vergelijkbaar met die van het geïnspecteerde gebouw.

In het inspectierapport zijn niet-dragende binnenwanden weergegeven (vermoedelijk met een dikte van 70 á 90 mm), hetgeen gebruikelijk is in woningen met een betonnen draagconstructie. Ook in de referentiegebouwen zijn niet-dragende binnenwanden toegepast.

Ten behoeve van het ontwerp van de triltafeltesten is in [Arup, 2017] een studie uitgevoerd naar typische details van geprefabriceerde betonnen gebouwen in de Groningse bouwvoorraad. Uit deze studie blijkt:

- De toegepaste betonsterkteklasse in het triltafelmodel bedraagt C35/45, hetgeen volgens [Arup, 2017] het meest gebruikelijk is voor prefab betonnen gebouwen in Groningen.
- De wanden en vloeren zijn niet mechanisch met elkaar verbonden. De vloerplaten rusten via een vilt op de onderliggende wanden en de wanden

worden via een mortelvoeg op de vloeren geplaatst. Dit type verbinding is volgens [Arup, 2017] het meest gebruikelijk voor prefab betonnen gebouwen in Groningen en is tevens toegepast in de referentiegebouwen. Dat dit type verbinding gebruikelijk is voor prefab betonnen gebouwen wordt ondersteund door [Jellema, 2005b]. Op basis van proeven is voor het viltmateriaal een wrijvingscoëfficiënt van 0,37 bepaald, die tevens is toegepast in de NLTH-modellen van de referentiegebouwen.

- De wanden van het triltafelmodel zijn 120 mm dik. Dit is gelijk aan de gemiddelde dikte van twee bouwsystemen die in [Jellema, 2005b] als voorbeeld zijn gegeven. De vloeren in het triltafelmodel zijn 200 mm, wat volgens [Jellema, 2005b] gebruikelijk is.

Naast het bovenstaande geldt dat het triltafelmodel is gebouwd door een Groningse aannemer om daarmee zo goed mogelijk aansluiting te vinden bij de bouwwijze zoals deze in Groningen gebruikelijk is.

Op basis van het voorgenoemde is aannemelijk dat de referentiegebouwen kunnen worden gebruikt voor de mediane seismische capaciteit in de kwetsbaarheidskrommen voor de typologie PREFAB1.

3.4 Uitgevoerde berekeningen en experimenten

Berekeningen (NLTH) zijn uitgevoerd door Arup in LS-Dyna. In de door Arup uitgevoerde berekeningen is gebruik gemaakt van 11 aardbevingssignalen die als representatief worden beschouwd voor de mogelijk optredende signalen. Voor verdere omschrijving van de gebruikte materiaaleigenschappen en uitgevoerde berekeningen wordt verwezen naar [Arup, 2019a].

De berekeningen zijn uitgevoerd voor beide hoofddraagrichtingen van de constructie. Per hoofddraagrichting zijn voor de doorgerekende aardbevingssignalen de maximale verplaatsing ter plaatse van de zolderverdieping en de maximaal optredende dwarskracht ter hoogte van de begane grond vloer gerapporteerd. Per berekening is gerapporteerd wat de effecten zijn op het gebouw. Deze effecten kunnen per signaal verschillen van geen effect (het gebouw blijft intact) tot aan volledige instorting met per berekening bepaalde percentages volumeverlies.

Triltafeltesten zijn beschikbaar die zijn uitgevoerd bij Eucentre. In paragraaf 4.2.2 is een vergelijking gerapporteerd tussen de resultaten van de NLTH berekeningen en deze triltafeltesten.

3.5 Faalmechanismes van de referentiegebouwen

De faalmechanismes die volgen uit de analyses van Arup zijn per bezwijktoestand (of *Collapse State* (CS)) samengevat in Tabel 2. Deze bezwijktoestanden zijn nader toegelicht in het hoofdrapport [TNO, 2021].

Tabel 2: Gerapporteerde faalmechanismes per Collapse State (CS) voor de gebruikte gebouwen.

Gebouw	CS1	CS2	CS3
Welhaak	Geen faalmechanisme waargenomen.	Uit-het-vlak falen van diverse binnenwanden van gips op de begane grond en de eerste verdieping. Uit-het-vlak falen van het metselwerk buitenblad aan de achterzijde van het gebouw. Uit-het-vlak falen van twee metselwerk wanden in de aanbouw aan de voorzijde van het gebouw. Instorting van het houten dak en vloer van de aanbouw aan de voorzijde.	In de berekeningen is geen volledig bezwijken waargenomen. Wel treedt een grote verschuiving op tussen de vloer van de eerste verdieping en de onderliggende wanden. Uiteindelijk kan de vloer hierdoor van de wanden afschuiven, wat waarschijnlijk het maatgevende faalmechanisme is (identiek aan Adamistraat).
Adamistraat	Geen faalmechanisme waargenomen.	Falen van meerdere binnenwanden op de begane grond en de eerste verdieping. Uit-het-vlak falen van het metselwerk aan de achterzijde van het gebouw.	Aanzienlijke verschuiving tussen de vloerplaten en de wanden. NB: In een additionele analyse waarin het aardbevingssignaal met 5% is verhoogd, treedt volledig bezwijken op. Waarschijnlijk door het afschuiven van de vloeren.

De belangrijkste observaties uit deze waarnemingen zijn:

- Er zijn meerdere faalmechanismes waargenomen.
- Er is geen CS1 falen waargenomen.
- CS2 falen wordt grotendeels bepaald door het uit het vlak bezwijken van metselwerk wanden (zowel binnenwanden als buitenbladen van spouwmuren).
- Volledige instorting (CS3) is niet waargenomen in de oorspronkelijke berekeningen. Een additionele analyse met een verhoging van de intensiteit van het aardbevingssignaal leidt tot het afschuiven van de vloer van de wanden en uiteindelijk tot volledig bezwijken.

In de beschrijving van de kwetsbaarheidskrommen voor de typologie wordt gebruik gemaakt van de uitkomsten van de berekeningen aan beide referentiegebouwen. Dit betekent dat alle genoemde faalmechanismes geacht worden te kunnen optreden in deze typologie.

4 Afleiding kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel

Dit hoofdstuk geeft de achtergronden bij het gebruikte kwetsbaarheids- en gevolgmodel voor de typologie PREFAB1. In het hoofdrapport [TNO, 2021] is omschreven welke stappen worden doorlopen om deze modellen af te leiden.

Voor de bepaling van het kwetsbaarheidsmodel met een gebouw-tot-gebouw variatie binnen de typologie PREFAB1 is het van belang te weten hoe de precieze opbouw van een gebouw binnen de grenzen van de definitie van PREFAB1 kan variëren. Dit betreft de opbouw van de stabiliteitswanden, de gevels, verbindingen, materiaaleigenschappen, et cetera.

In dit hoofdstuk wordt in paragraaf 4.1 eerst beschreven welke informatie beschikbaar is met betrekking tot het kwetsbaarheidsmodel. Vervolgens wordt in paragraaf 4.2 het kwetsbaarheidsmodel nader invulling gegeven. In paragraaf 4.3 wordt de voor de typologie te gebruiken mediaan in de kwetsbaarheidskromme afgeleid. In paragraaf 4.4 wordt de gebouw tot gebouw spreiding vastgesteld, in paragraaf 4.5 wordt ingegaan op de modelonzekerheid en in paragraaf 4.6 wordt het gevolgmodel besproken. In paragraaf 4.8 wordt nader ingegaan op de keuze van de uiteindelijke parameters op basis van de beschikbare informatie.

4.1 Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel

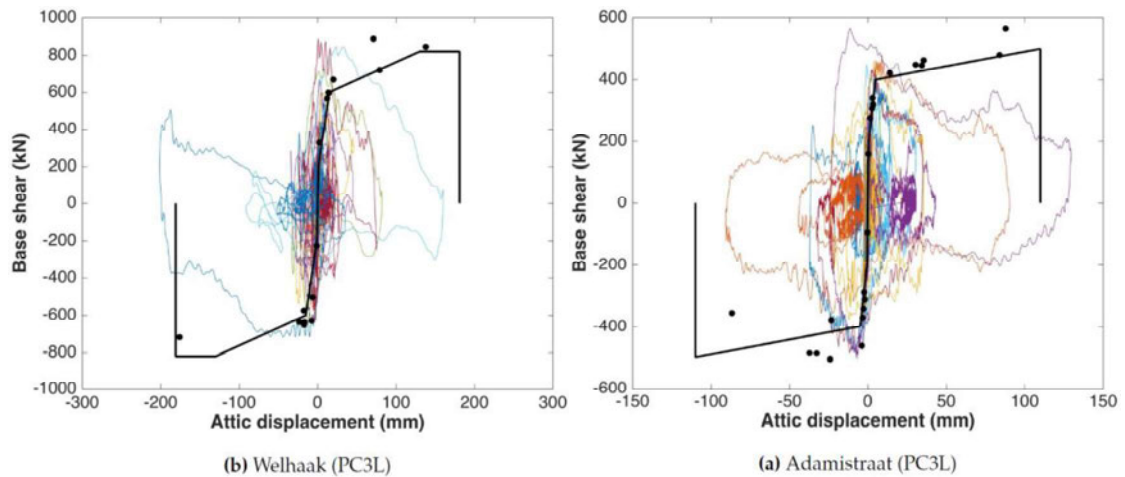
Voor de afleiding van de kwetsbaarheidskrommen zijn de door Eucentre uitgevoerde studies naar het fragility en consequence model beschikbaar. Zowel het achtergrondrapport voor het v6 *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2019] als het achtergrondrapport voor het v7 *fragility and consequence model* [Crowley et al, 2020] zijn gebruikt. In het v6 achtergrondrapport wordt op basis van modellen voor de twee referentiegebouwen Welhaak en Adamistraat [Arup, 2019a] in de typologie een kwetsbaarheidskromme afgeleid.

4.2 Afleiding kwetsbaarheidsmodel voor referentiegebouwen

In deze paragraaf wordt het kwetsbaarheidsmodel voor de referentiegebouwen binnen PREFAB1 afgeleid. Hiertoe wordt informatie zoals weergegeven in paragraaf 4.1 achtereenvolgens inhoudelijk doorgenomen. Vervolgens wordt het kwetsbaarheidsmodel voorgesteld.

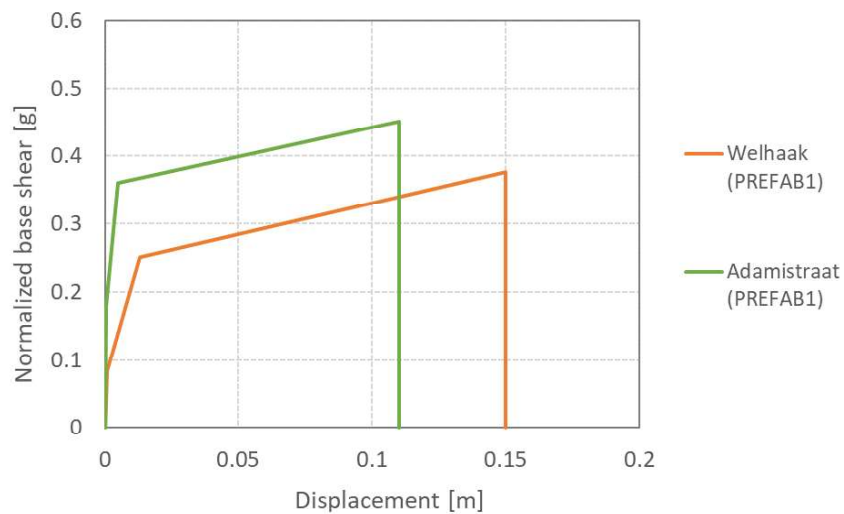
4.2.1 EU Centre studies

In [Crowley et al, 2019] wordt op basis van gevalideerde NLTH berekeningen van twee typische gebouwen (Welhaak en Adamistraat, [Arup, 2019a]) een kwetsbaarheidskromme afgeleid voor de vulnerability class PC3L. Deze doorgerekende referentiegebouwen behoren tot de typologie PREFAB1. De backbone curves van deze twee referentiegebouwen zijn weergegeven in Figuur 3.



Figuur 3: Backbone plots uit [Crowley et al, 2019] voor de 2 gebruikte index gebouwen. De gekleurde lijnen zijn de hysteresis plots uit de NLTH, de zwarte punten zijn in de genoemde referentie gebruikt voor het afleiden van de backbone curves.

De backbone curves in Figuur 3 zijn genormaliseerd met betrekking tot het effectieve gewicht om een onderlinge vergelijking mogelijk te maken. De genormaliseerde backbone curves zijn weergegeven in Figuur 4. Hieruit volgt dat, ondanks de grote verschillen in goothoogte en bouwjaar (zie paragraaf 3.2), de backbone curves van de twee referentiegebouwen niet veel van elkaar verschillen.



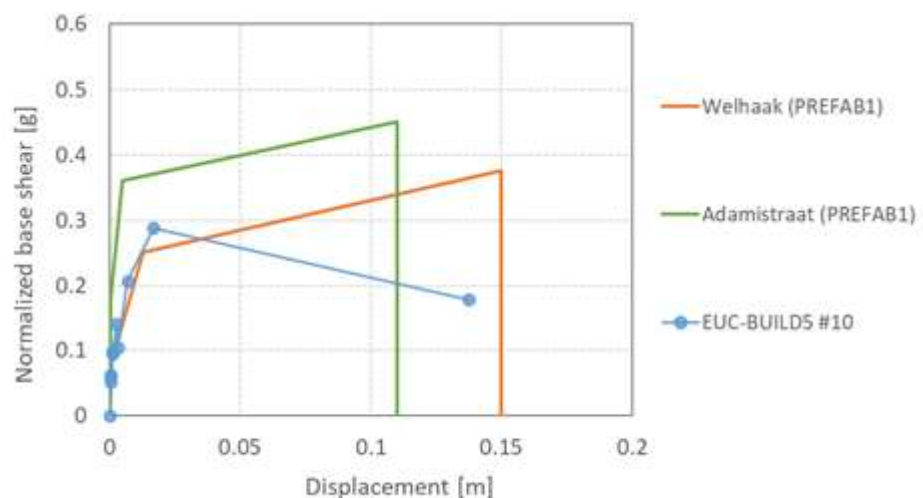
Figuur 4: Genormaliseerde base shear en near collapse displacement van referentiegebouwen Welhaak en Adamistraat.

Op het moment van het bepalen van het sterktemodel voor PREFAB1 waren bij TNO geen andere gevalideerde berekeningen beschikbaar. Daarom zijn de in hoofdstuk 3 genoemde modellen voor de twee referentiegebouwen als basis genomen voor de kwetsbaarheidskromme en de gebouw-tot-gebouw variatie voor PREFAB1.

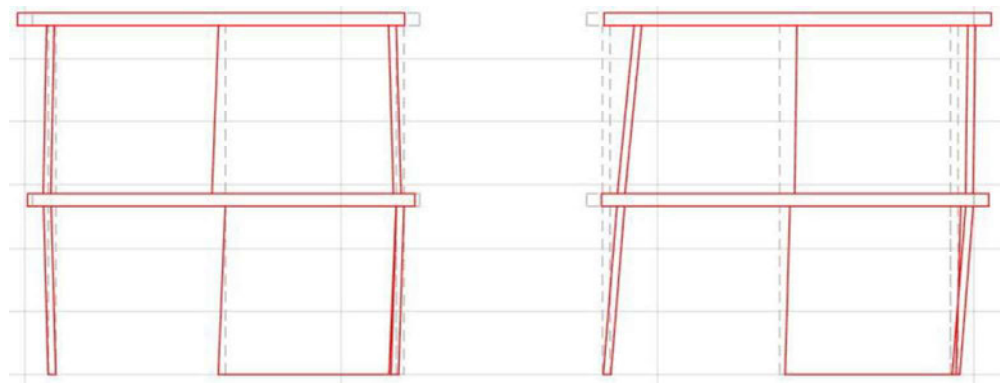
4.2.2 Vergelijking met triltafeltesten

In bijlage A zijn de resultaten van de NLTH-berekeningen van de referentiegebouwen vergeleken met de resultaten van de triltafeltesten. Hieruit blijkt het volgende:

- De genormaliseerde backbone curven van de referentiegebouwen vertonen een goede overeenkomst met de genormaliseerde backbone curve van de triltafeltest, zie Figuur 5.
- De grote verschuiving tussen de vloerplaten en de wanden die is waargenomen in de modellen van de referentiegebouwen is tevens waargenomen in de triltafeltest, zie Figuur 6.



Figuur 5: Vergelijking backbone curven van de referentiegebouwen en de triltafeltest.



Figuur 6: Vervormde toestand van EUC-BUILD-5 (max/min) in testrun #8 [Brunesi et al, 2017b].

4.2.3 Kwetsbaarheidskromme voor de referentiegebouwen

In deze paragraaf wordt beschreven hoe de kwetsbaarheidskromme is samengesteld op basis van de informatie van de twee referentiegebouwen uit Figuur 3.

In Tabel 3 zijn de *limit displacements* afkomstig uit de NLTH's (voor toelichting, zie het hoofdrapport [TNO, 2021]) gegeven voor de twee referentiegebouwen voor de bezwijktoestanden CS1, CS2 en CS3. De limietverplaatsing voor CS3 is de limietverplaatsing van de backbone kromme zoals gegeven in Figuur 4. Voor CS2 is in [Crowley et al, 2019] uitsluitend de gemiddelde waarden voor het gecombineerde resultaat gegeven. Deze bezwijktoestanden zijn niet gerapporteerd voor de afzonderlijke referentiegebouwen. De limietverplaatsingen in onderstaande Tabel 3 zijn daarom geschat uit de NLTH berekeningen in [Arup, 2019a].

Tabel 3: Collapse displacements voor het optreden van de 3 collapse states.

Referentiegebouw	Collapse displacement [m]		
	CS1	CS2	CS3
Welhaak	Niet waargenomen	0,10	0,15
Adamistraat	Niet waargenomen	0,045	0,11

De uiteindelijke kwetsbaarheidskromme is voor *vulnerability class* PC3L in [Crowley et al, 2019] bepaald uit de combinatie van het kwetsbaarheidsmodel en het gevolgmodel voor de twee referentiegebouwen. De kwetsbaarheidskrommen van de gebruikte referentiegebouwen zijn daarbij met gelijk gewicht 'gewogen'. De resulterende kwetsbaarheidskromme is in [Crowley et al, 2019] gefit op de samengestelde curves met één collapse state. De limietverplaatsingen voor CS2 en CS3 zijn in dit proces over de referentiegebouwen gemiddeld. Bezwijktoestand CS1 is niet waargenomen in de berekeningen. Aangenomen wordt dat de kans op CS1 hetzelfde is als op CS2. De resulterende waarden voor de limietverplaatsingen samen met de andere parameters voor de kwetsbaarheidskromme voor de typologie zijn opgesomd in hoofdstuk 5.

4.3 Mediane seismische capaciteit voor de typologie

In de voorgaande paragraaf is de kwetsbaarheidskromme voor de referentiegebouwen beschreven zoals afgeleid in [Crowley et al, 2019]. Zoals toegelicht in paragraaf 3.3 en Bijlage A kan worden beargumenteerd dat de gebruikte referentiegebouwen representatief zijn voor de doorsnee prefab gebouwen binnen de typologie PREFAB1. Naar aanleiding van die conclusie wordt de mediane seismische capaciteit voor de typologie bepaald uit de kwetsbaarheidskromme die in paragraaf 4.2 is afgeleid, waarbij de bijdragen van beide referentiegebouwen gelijk zijn (beide worden voor 50% meegewogen). Deze kwetsbaarheidskromme is afgeleid in [Crowley et al, 2019] op basis van een SDOF model. In het hoofdrapport [TNO, 2021] is in bijlage C.4 op basis van MDOF variatiestudies voor metselwerk gebouwen geconcludeerd dat een mediaanshift op zijn plaats is bij de vergelijking SDOF-MDOF; de reden is onder meer de aanwezigheid van verschillende faalmechanismen (in-het-vlak en uit-het-vlak) en het wisselen van de verschillende faalmechanismen tussen de verschillende aardbevingssignalen. Bij PREFAB1 is vanwege de aanwezigheid van één duidelijk faalmechanisme de verwachting dat geen of hooguit een beperkte mediaanshift toegepast moet worden indien de vergelijking met een volledig MDOF fragility model beschikbaar zou zijn.

4.4 Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie

Binnen de typologie PREFAB1 is sprake van een spreiding tussen de gebouwen in de typologie. De gevolgen hiervan voor de kwetsbaarheid is in rekening gebracht door het toepassen van een gebouw-tot-gebouwvariatie in de kwetsbaarheidskromme voor de typologie. Dit is gedaan op een wijze die vergelijkbaar is met die voor metselwerk gebouwen.

In het hoofdrapport [TNO, 2021] is in Bijlage C.4 op basis van MDOF variatiestudies voor metselwerk een beschouwing gehouden over de resterende gebouw-tot-gebouw variatie ten opzichte van de variatie in de gebruikte referentiegebouwen. In deze Bijlage C.4 wordt geconcludeerd dat de gebouw-tot-gebouw variatie binnen de onderzochte typologie afgedekt wordt met een variatiecoëfficiënt van 0,3. In vergelijking met de typologieën waarvoor deze variatiecoëfficiënt is afgeleid is aannemelijk dat PREFAB vanwege de standaard bouw in prefab minder variatie in geometrie en constructieve eigenschappen heeft. Hiervoor zijn de volgende overwegingen van belang:

- De variatie in materiaaleigenschappen is minder groot dan voor metselwerk, wat ook wordt geïllustreerd door de lagere partiële factoren in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016+A1:2020 voor beton versus NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013/NB:2018 voor metselwerk.
- In vergelijking met de metselwerk typologieën waarvoor deze variatiecoëfficiënt is afgeleid is aannemelijk dat PREFAB1 minder variatie in geometrie en constructieve eigenschappen (verbindingen, materiaaleigenschappen en wapening) heeft.
- In de variatiestudies van metselwerk gebouwen zijn meerdere faalmechanismen waargenomen, afhankelijk van geometrie en andere gebouweigenschappen. Deze verschillende faalmechanismen leiden tot meer variatie in de kwetsbaarheidskrommen. Voor de typologie PREFAB1 is globaal bezwijken gedomineerd door één faalmechanisme. Als gevolg hiervan kan worden gesteld dat de variatie in bezwijkgedrag kleiner is dan bij metselwerk.
- De variatie in uitvoeringswijze is minder groot dan voor metselwerk omdat de typologie PREFAB1 bouwsystemen omvat. Prefab elementen en voorzieningen voor verbindingen worden in de fabriek onder gecontroleerde omstandigheden vervaardigd, terwijl metselwerk volledig ter plaatse wordt gerealiseerd.

De invloed van variaties in geometrie, materiaaleigenschappen, uitvoeringswijze en faalmechanismen dragen alle bij aan de gebouw-tot-gebouw variatie. Het hanteren van een waarde voor de variatiecoëfficiënt zoals die is afgeleid voor metselwerk van 0,3 voor de typologie PREFAB1 wordt daarom gezien als een conservatieve keuze.

4.5 Modelonzekerheid

Voor de modelonzekerheid voor de typologie PREFAB1 is een waarde van 0,47 gebruikt. De modelonzekerheid β_m volgt uit de waarden voor β_c en β_q . Voor β_q is een waarde van 0,25 gebruikt, omdat het gebruikte SDOF model niet als 'superior' conform de FEMA terminologie [FEMA, 2012] kan worden gezien. Voor β_c wordt de waarde 0,4 aangehouden, conform bijlage D van het hoofdrapport [TNO, 2021]. β_c is gerelateerd aan de kwaliteitscontrole tijdens het ontwerp en uitvoering van het

gebouw. De waarde 0,4 die correspondeert met 'limited quality' conform FEMA wordt voor PREFAB1 toegepast. Deze is hoger dan de waarde gebruikt voor de METSELWERK typologieën, wat een conservatief geachte keuze is. De samengestelde waarde $\beta_m = 0,47$.

De modelonzekerheid wordt verwerkt in een 'logic tree' met 3 takken: 'lower', 'middle' en 'upper'. Waarden voor b_{0lower} en b_{0upper} zijn verkregen door toepassing van de modelonzekerheid op de in paragraaf 4.2 tot en met 4.4 afgeleide kwetsbaarheidskromme met de parameter $b_{0middle}$. Dit leidt tot de waarden van b_{0lower} en b_{0upper} in Tabel 4. Voor achtergronden hierbij en de betekenis van deze parameters zie bijlage C.3 van het hoofdrapport [TNO, 2021].

Tabel 4: Parameters voor de modelonzekerheid van PREFAB1.

Parameters	PREFAB1
b_{0lower}	-3,5256
$b_{0middle}$	-2,7125
b_{0upper}	-1,8994
Modelonzekerheid β_m	0,47

4.6 Gevolgmodellering

Voor de gevolgmodellering wordt het model gebruikt wat is beschreven en toegelicht in Bijlage E van het hoofdrapport [TNO, 2021]. Voor de parameterwaarden worden de waarden gebruikt zoals weergegeven in [Crowley et al, 2019]. Deze zijn weergegeven in Tabel 5. De achtergrond van de parameters is als volgt:

Voor globaal bezwijken, bezwijktoestand CS3, wordt in het gevolgmodel gewerkt met een instortingsgraad van 100%, dat wil zeggen een 100% bedekkingsgraad met puin. Met het gevolgmodel en bijbehorende referenties gegeven in het hoofdrapport zijn voor de situatie met draagconstructie uit beton de getallen voor bezwijktoestand CS3 berekend weergegeven in Tabel 3. Opgemerkt wordt dat in [FEMA, 2004] er voor volledige instorting 13% puinbedekkingsgraad wordt gegeven. De waarde van 100% (volledige bedekking) is in vergelijking hiermee conservatief.

Voor lokaal bezwijken (bezwijktoestanden CS1 en CS2) is bij het afleiden van de kwetsbaarheidskromme gebruik gemaakt van resultaten van kwetsbaarheidsklasse PC3L zoals beschreven in [Crowley et al, 2019] en paragraaf 4.2. In Bijlage B is beschreven dat voor zowel in de typologie PREFAB1 als in kwetsbaarheidsklasse PC3L sprake is van dezelfde soort niet-dragende binnenwanden, namelijk GIBO wanden of cellenbetonwanden. Dit rechtvaardigt het gebruik van de CS1 en CS2 parameters voor PC3L uit [Crowley et al, 2019] voor PREFAB1. In de NLTH berekeningen voor PC3L werd 22% bedekkingsgraad met puin gevonden. Aan de hand van de procedure beschreven in Bijlage E van het hoofdrapport zijn de kansen op overlijden gegeven instorting berekend; deze zijn voor PREFAB1 weergegeven in onderstaande Tabel 3.

Tabel 5: Parameters voor de gevolgmodellering voor PREFAB1.

Parameters	PREFAB1
Pd_inside CS1	0,1353
Pd_inside CS2	0,1353
Pd_inside CS3	0,615
Pd_outside CS1	0,044
Pd_outside CS2	0,044
Pd_outside CS3	0,200

4.7 Nadere beschouwing parameterkeuzes PREFAB1

In de voorgaande paragrafen zijn parameters afgeleid voor de berekening van de kwetsbaarheid van PREFAB1. De beschikbare informatiebasis is op een aantal punten smal. Er zijn wel voor twee referentiegebouwen NLTH berekeningen beschikbaar. NLTH berekeningen conform NPR 9998 zijn niet beschikbaar.

De beperkte informatie heeft met name invloed op de volgende keuzes:

- De keuze voor de mediane seismische capaciteit. Deze is gebaseerd op de resultaten van twee gebouwen en op de studie in Bijlage A. Naar verwachting is de keuze voor de mediane seismische capaciteit redelijk. Het is echter zonder uitvoerig nader onderzoek onduidelijk hoe deze uitkomsten veranderen als meer referentiegebouwen worden toegevoegd.
- De keuze voor de gebouw-tot-gebouw spreiding $\sigma_{BB} = 0,30$ is gekozen naar analogie van de bevindingen voor metselwerk typologieën. Er is geen materiaal beschikbaar om deze gebouw tot gebouw variatie specifiek voor prefab gebouwen te onderzoeken. Het is zeer aannemelijk dat deze keuze conservatief is voor de beton typologieën.

Benadrukt wordt dat er in de paragrafen 4.3 tot en met 4.6 meerdere parameterkeuzes conservatief zijn:

- De gebouw-tot-gebouw variatie is gekozen analoog aan de typologieën METSELWERK1 en METSELWERK2. Waarschijnlijk is dit conservatief omdat voor PREFAB1 uit-het-vlak falen van wanden geen relevant bezwijkmechanisme is dat aanleiding zal geven tot CS3.
- De modelonzekerheid is aan de hoge kant gekozen.
- Het gevolgmodel is conservatief vanwege de keuze voor 100% puinbedekkingsgraad.

Om te onderzoeken of de gemaakte keuzes in het kwetsbaarheids- en gevolgmodel voldoende representatief zijn voor gebouwen van PREFAB1, zijn in hoofdstuk 7 twee aanvullende studies gepresenteerd:

- 1) Er is in 7.1 onderzocht welke extra marge aanwezig is tussen de gemaakte berekening op basis van de kwetsbaarheids- en gevolgmodellen uit de paragrafen 4.1 tot en met 4.7 en de Meijdam $IR=10^{-5}$ norm. Dit is gedaan aan de hand van een stapsgewijze reductie van de mediane sterkte voor de typologie (mediaanshift). Deze studie laat zien dat PREFAB1 bij een mediaanshift tot -54% nog overal voldoet in de provincie Groningen.

- 2) Er zijn in 7.2 NLPO berekeningen volgens NPR 9998:2020 [NEN, 2020] gemaakt, uitgaande van de backbone krommes in paragraaf 4.2, als extra controle om de resultaten te bevestigen. De seismische weerstand is vergeleken met de belasting volgend uit de NEN webtool, periode t_5 . Dit is gepresenteerd als *capacity over demand ratios* (C/D) Deze procedure kan worden beschouwd als een 'bottom up' benadering. Hieruit blijkt dat de geanalyseerde gebouwen van PREFAB1 in ruime mate voldoen aan de NPR9998 in alle gridpunten van de NEN webtool, en daarmee overal in de provincie Groningen.

Geconcludeerd wordt dat PREFAB1 zelfs met de gebruikte behoudende aannamen nog een marge heeft (ten opzichte van $IR=10^{-5}$) voor een mediaanshift van 54%. Zoals besproken in paragraaf 4.3 is vanwege de aanwezigheid van één duidelijk faalmechanisme de verwachting dat geen of hooguit een beperkte mediaanshift toegepast moet worden indien de vergelijking met een volledig MDOF fragility model beschikbaar zou zijn. De verwachting is dat deze mediaanshift niet groter zal zijn dan 10%. Bij toepassing van deze maximaal te verwachten 10% mediaanshift voldoet PREFAB1 in heel Groningen ruim aan de Meijdam norm, zelfs bij toepassing van de gebruikte conservatieve keuzes voor de parameters.

In hoofdstuk 6 wordt het individueel risico voor PREFAB1 berekend aan de hand van de parameters van paragraaf 4.3 tot en met 4.6.

Dit is weergegeven in een kaart waarin het gebied waar het risico hoger is dan de Meijdam norm is ingekleurd. Het resultaat van de uitgevoerde berekeningen is dat het risico in heel Groningen lager is dan de Meijdam norm. Dit levert een kaart op zonder ingekleurd gebied (geen vlek).

Omdat ook uit de 'bottom-up' aanpak met een marge geen gebied wordt gevonden waar de geanalyseerde gebouwen niet voldoen aan de NPR 9998 [NEN, 2020], en omdat ook bij het toepassen van een grote mediaanshift op de seismische capaciteit geen overschrijding van $IR=10^{-5}$ wordt gevonden, geeft dit vertrouwen dat de keuze van de parameters voor PREFAB1 in de paragrafen 4.2 tot en met 4.6 tot voldoende veilige resultaten leidt.

Er wordt daarom geen aanpassing voorgesteld aan de in dit hoofdstuk gegeven parameters voor de kwetsbaarheids- en gevolgmodellen voor PREFAB1.

5 Sterkteparameters in de TNO modelketenberekening

In dit hoofdstuk wordt op basis van de overwegingen gemaakt in hoofdstuk 4 het overzicht gegeven van de voor PREFAB1 in rekening te brengen parameters voor het kwetsbaarheids- en gevolgmodel in de berekening met de TNO modelketen.

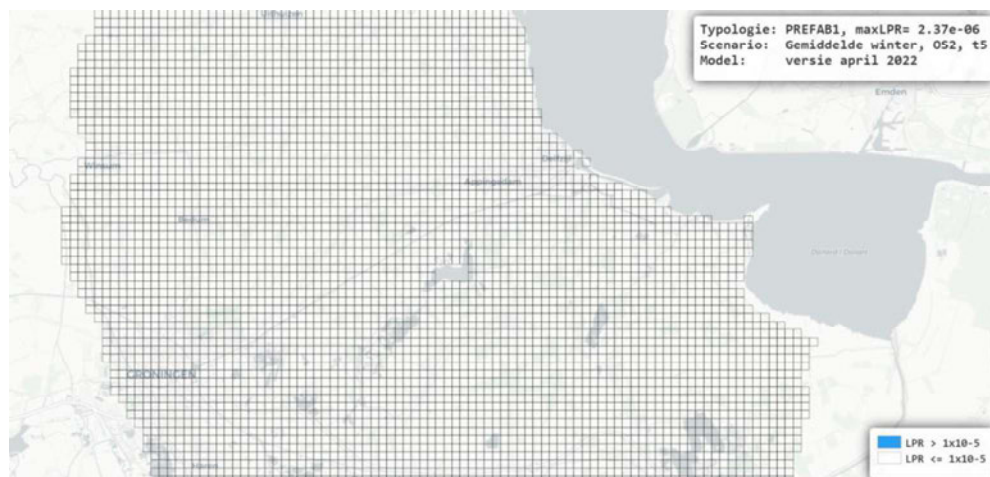
Tabel 6 toont de parameters voor het kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel zoals gebruikt voor het genereren van de vlekkenkaart voor PREFAB1. Hoe deze parameters toegepast worden, is beschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021].

Tabel 6: Overzicht van invoerparameters in de TNO modelketenberekening.

Parameters	PREFAB1
b _{0lower}	-3,5256
b _{0middle}	-2,7125
b _{0upper}	-1,8994
b ₁	2,3379
σ_s	0,500
DL_CS1	0,071
DL_CS2	0,071
DL_CS3	0,130
Modelonzekerheid β_m	0,47
Pd_inside CS1	0,1353
Pd_inside CS2	0,1353
Pd_inside CS3	0,615
Pd_outside CS1	0,044
Pd_outside CS2	0,044
Pd_outside CS3	0,200

6 Vlekkenkaart voor de typologie

Met de in hoofdstuk 5 gegeven waarden voor de parameters voor de sterkte is met de TNO modelketen, op basis van de in het hoofdrapport [TNO, 2021] gegeven algemene instellingen, de vlekkenkaart voor PREFAB1 bepaald. Deze is hieronder weergegeven en is leeg. Voor meer achtergrond bij de totstandkoming van de vlekkenkaart wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021].



Figuur 7: Vlekkenkaart voor PREFAB1.

7 Marges en controles

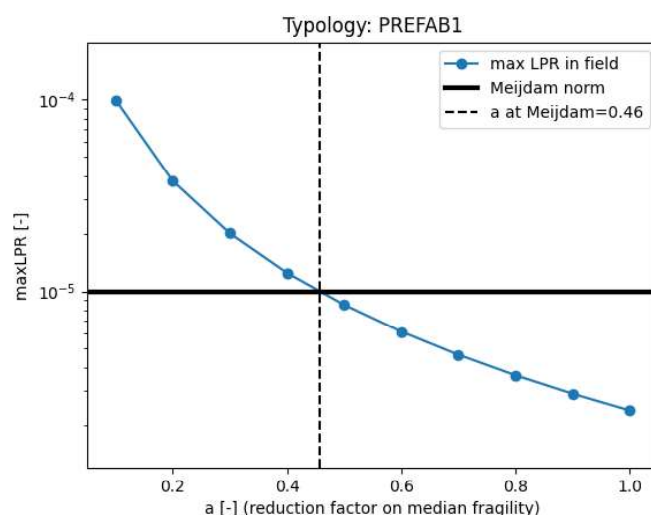
De vlekkenkaart voor PREFAB1 weergegeven in hoofdstuk 6 is leeg. De risiconiveaus in alle gridcellen vallen onder de Meijdam norm gegeven de parameters afgeleid in paragraaf 4.1 tot en met 4.6 en opgesomd in hoofdstuk 5. In dit hoofdstuk wordt onderzocht hoeveel extra marge er is tussen de gemaakte berekening en de Meijdam norm in de vorm van een reductie van de mediane sterkte (mediaanshift). Daarnaast zijn ter controle een aantal NLPO berekeningen volgens de NPR gemaakt uitgaande van de backbone krommes afgeleid in hoofdstuk 4, om de resultaten te bevestigen.

7.1 Marge in de berekeningen

Om te bepalen hoeveel extra marge er is in de berekeningen voor de typologie PREFAB1 is een additionele modelketenberekeningen gemaakt waarbij de mediaan van de kwetsbaarheidskromme is gereduceerd (mediaanshift) door vermenigvuldiging met een factor a . Deze mediaan is vastgelegd in termen van de spectrale versnelling Sa_{Avg} (zie voor achtergrond het hoofdrapport [TNO, 2021]).

Per reductiestap is het individueel risico berekend behorend bij de waarde voor de mediaan inclusief factor a .

Uit de resultaten van deze berekeningen is bepaald met welke waarde voor de factor a de mediaan van de kwetsbaarheidskrommen nog vermenigvuldigd kan worden waarbij het risico overal in Groningen nog juist beneden de Meijdam norm is, en daarmee de vlek nog net leeg is. Berekeningen zijn uitgevoerd in tien stappen voor waarden voor factor a lopend van 1,0 tot 0,1 in stappen van 0,1. De waarde 1,0 levert de oorspronkelijk mediaan, waarvoor de parameters gelijk zijn aan de waarden zoals gepresenteerd in hoofdstuk 5. Een waarde van $a = 0,1$ komt overeen met 90% mediaanshift. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 8. Een opsomming is weergegeven in Tabel 7.



Figuur 8: Maximum risico in het veld bij toepassing van een reductiefactor op de mediaan van de kwetsbaarheidskrommen voor PREFAB1 en bepaling van de reductie waarbij de vlekkenkaart nog net leeg is (de verticale stippellijn).

Tabel 7: Marge op de mediaan en minimale capacity/demand in het veld voor typologieën PREFAB1 berekend met de modelketen op basis van parameters gegeven in hoofdstuk 5 waarbij alleen de mediaan is gereduceerd.

Typologie	Factor op de mediaan waarbij de vlek nog net leeg is	Capacity/demand in termen van SaAvg	Capacity/demand in termen van verplaatsing
PREFAB1	0,46	2,17	6,14

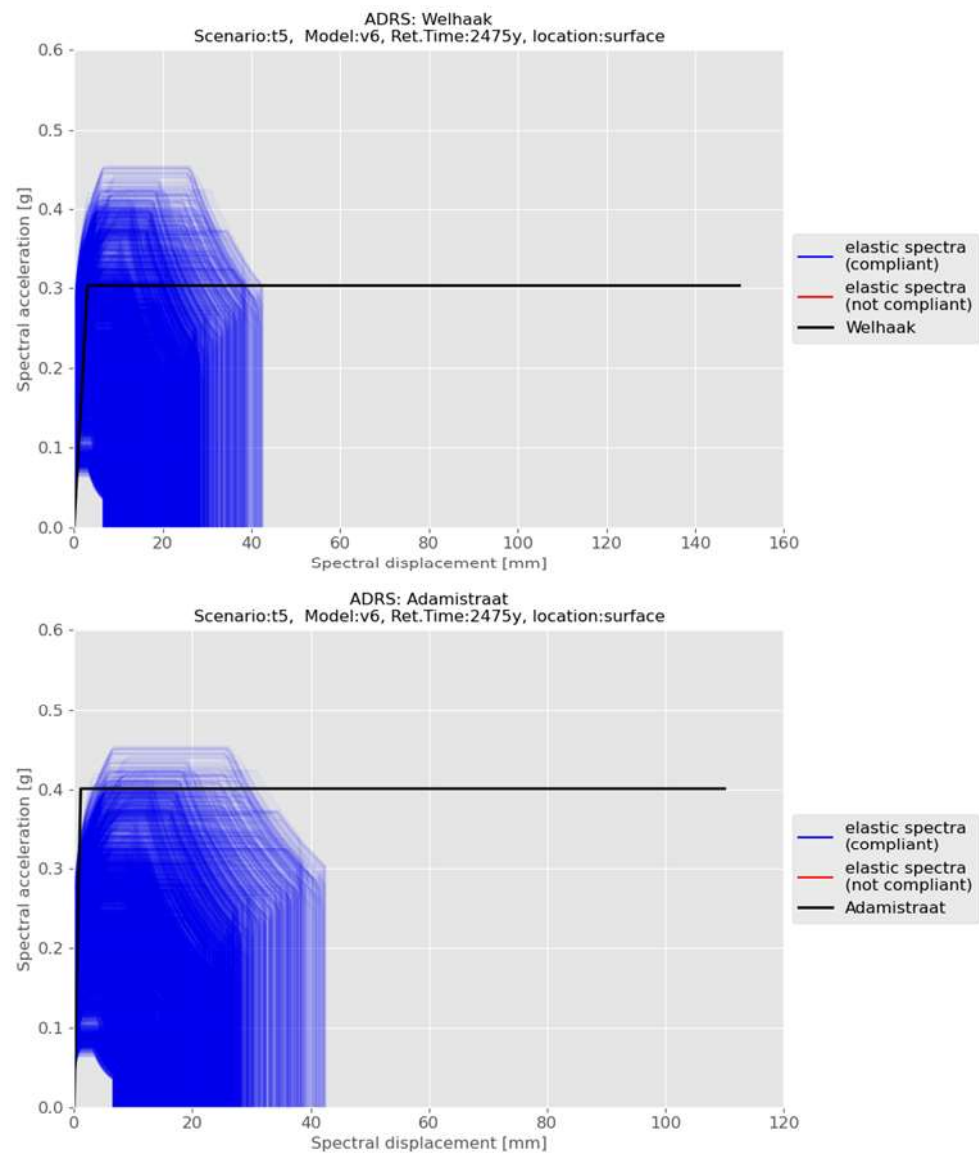
De reciproke van de vermenigvuldigingsfactor geeft een *capacity/demand* (C/D) ratio voor de desbetreffende typologie in termen van de spectrale versnelling, zie Tabel 6. Dit geeft aan met welke waarde de belasting in termen van versnellingen vermenigvuldigd kan worden om nog juist een lege vlek te krijgen. Op plaatsen verder van het centrumgebied zal deze *capacity/demand* hoger zijn omdat het risico daar verder onder de Meijdam norm ligt.

Opmerking: De capacity/demand ratio kan ook worden uitgedrukt in termen van verplaatsingscapaciteit. Gebruikmakend van de vergelijkingen in het hoofdrapport kan worden afgeleid dat $\frac{Capacity}{Demand} = \frac{DL_{CSI}}{DL_{CSI,Meijdam}} = a^{-b_1}$ met a de uit de berekeningen gevonden reductiefactor (tweede kolom in Tabel 6) en b_1 de parameter van de kwetsbaarheidskrommen, zie hoofdstuk 5.

7.2 NPR controleberekeningen

NLPO controleberekeningen zijn gemaakt aan de hand van de NPR 9998:2020 [NEN, 2020]. Deze zijn uitgewerkt in Bijlage B. Hier wordt een samenvatting gegeven:

Eerst zijn de backbone krommen voor de typologie PREFAB1 zoals weergegeven in paragraaf 4.2 gebruikt en volgens de NPR procedure tot bilineaire curves gemaakt voor NLPO berekeningen. Vervolgens zijn deze getoetst aan ADRS curves uit de NPR webtool voor periode t5 voor alle gridcellen, zie Figuur 9. Omdat deze berekeningen overal voldoen, kon een minimum capacity/demand ratio afgeleid worden. Dit is capacity/demand ratio voor de gridcel met het meest ongunstige ADRS spectrum. De resultaten zijn samengevat in Tabel 8. Te zien is dat deze capacity/demand groter is dan 1, en veel groter is dan die met de modelketenberekeningen verkregen (Tabel 7).



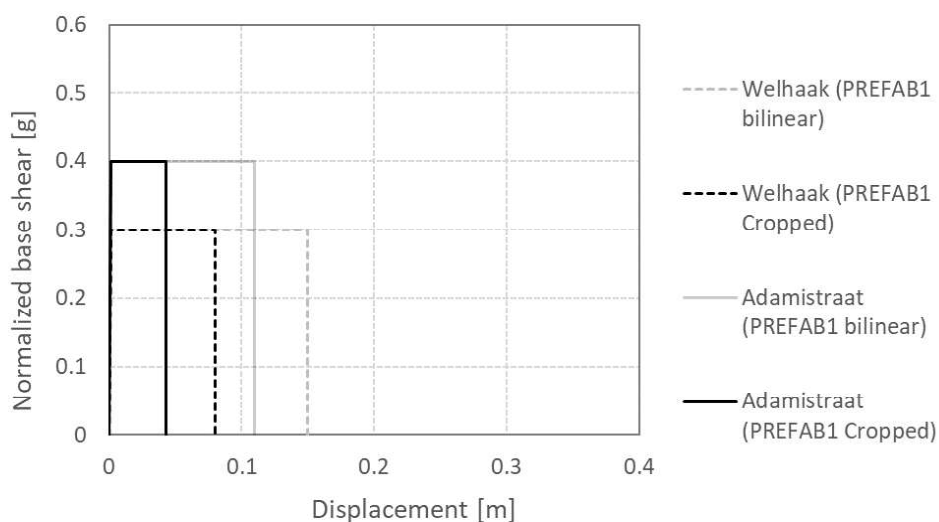
Figuur 9: ADRS spectra (elastisch in grijs en inelastisch in blauw) vergeleken met de bilineaire krommen voor PREFAB1 (zwarte lijn): Welhaak (boven) en Adamistraat (beneden).

Tabel 8: Minimum capacity/demand ratio (C/D) verkregen door de backbone krommen voor PREFAB1 typologie te toetsen aan de NPR ADRS spectra voor periode t5.

Reference building	min. C/D ratio
Welhaak	3,53
Adamistraat	3,38

Een tweede controle is uitgevoerd door in plaats van de limietverplaatsingen, hier afgeleid voor de mediane referentiegebouwen, nu de drift limieten uit de NPR 9998:2020 [NEN, 2020] te gebruiken voor PREFAB1. Met deze drift limieten zijn de bilineaire krommen afgeknot. De relatie met de krommen voor de referentiegebouwen is weergegeven in Figuur 10. De afgeknotte krommen zijn

opnieuw getest tegen de ADRS spectra voor periode t_5 van NPR 9998:2020 [NEN, 2020] en opnieuw zijn capacity/demand ratio's afgeleid. Het resultaat is weergegeven in Tabel 9. Ook met deze controle zijn de waarden alle hoger dan 1, en deze zijn ook hoger dan de getallen verkregen met de modelketen in Tabel 7.



Figuur 10: Afgeknotte bilineaire krommen (in zwart) voor referentiegebouwen Welhaak (onderbroken lijn) en Adamistraat (doorgetrokken lijn) volgens NPR 9998: 2020 [NEN, 2020] drift limieten, vergeleken met die van de mediane referentiegebouwen (grijs).

Tabel 9: Minimum Capacity/demand ratio (C/D) verkregen via een NPR ADRS toetsing voor PREFAB1 typologie na het beperken van de verplaatsingen volgens NPR 9998: 2020 [NEN, 2020] drift limieten.

Reference building	min. C/D ratio
Welhaak	1,89
Adamistraat	1,31

Op basis van deze resultaten wordt geconcludeerd dat de geanalyseerde gebouwen van PREFAB1 in ruime mate ($C/D > 1$) voldoen aan de NPR 9998:2020 [NEN, 2020] in alle gridpunten van de NEN webtool en daarmee overal in de provincie Groningen.

Opgemerkt wordt dat bovenstaande analyse alleen het in-het-vlak falen beschrijft. Met betrekking tot uit-het-vlak falen zullen dit voor PREFAB1 alleen de niet-dragende wanden zijn. Dit is verwerkt in CS1 en CS2 en de bijdragen hiervan aan het risico zijn beperkt, hetgeen maakt dat de bovenstaande NPR analyse bij benadering ook gebruikt kan worden voor het gehele gebouw.

8 Referenties

[Arup 2016]

Arup, "Exposure Database V3".

[Arup, 2017a]

Arup, "Typical details and design of Reinforced Concrete Residential structures, populating the Groningen building stock EUC-BUILD-4 Prototype building description", February 2017.

[Arup, 2017b]

Arup, "Exposure Database V5".

[Arup, 2019a]

Typology Modelling: Analysis Results in Support of Fragility Functions – 2019 Batch Results, December 2019.

[Arup, 2019b]

Arup, "Exposure Database V6: Data Documentation, Technical Report and Exposure Model", December 2019.

[Arup, 2020]

Arup, "Exposure Database V7: Data Documentation, Technical Report and Exposure Model", April 2020.

[Brunesi et al, 2017a]

Brunesi, E., Peloso, S., Pinho, R., Nascimbene, R.

Experimental campaign on Reinforced Concrete buildings typical of the Groningen region, Cyclic testing of a full-scale two-story reinforced concrete precast wall-slab-wall structure representative of the Groningen Building Stock (EUC-BUILD4), June 2017.

[Brunesi et al, 2017b]

Brunesi, E., Peloso, S., Pinho, R., Nascimbene, R.

Experimental campaign on Reinforced Concrete buildings typical of the Groningen region, Dynamics testing of a full-scale two-story reinforced concrete precast wall-slab-wall structure representative of the Groningen Building Stock (EUC-BUILD5), October 2017.

[Brzev et al, 2013]

Brzev S., C. Scawthorn, A.W. Charleson, L. Allen, M. Greene, K. Jaiswal, V. Silva, 2013; GEM Building Taxonomy, version 2, GEM Foundation

[Crowley et al, 2015]

Helen Crowley, Federica Bianchi, Daniele Cicola, Roberto Nascimbene, Report on structural modelling of non-URM buildings – v2 risk model update. October 2015.

[Crowley et al, 2017]

Helen Crowley, Rui Pinho, Report on the v5 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. November 2017.

[Crowley et al, 2019]

Helen Crowley, Rui Pinho and Francesco Cavalieri. Report on the v6 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. March, 2019.

[Crowley et al, 2020]

Helen Crowley, Rui Pinho, Report on the v7 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. 2020.

[FEMA, 2004]

HAZUS-MH Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. FEMA, 2004.

[FEMA, 2012]

FEMA 58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1, Methodology, FEMA, Washington DC, USA.

[Jellema, 2004]

Jellema Hogere Bouwkunde, Deel 3: Draagstructuur, 2004.

[Jellema, 2005a]

Jellema Hogere Bouwkunde, Deel 5: Afbouw, 2005.

[Jellema, 2005b]

Jellema Hogere Bouwkunde, Deel 8: Woningbouw, 2005.

[Meijdam, 2015]

Eindadvies Handelingsperspectief voor Groningen, Commissie Meijdam, December 2015.

[NEN, 2020]

NEN, Nederlands Normalisatie Instituut (2020) NPR 9998:2020 nl. Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Geïnduceerde aardbevingen - Grondslagen, belastingen en weerstanden.

[TNO, 2021]

TNO Rapport 2020 R10628/A: Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen1 - Achtergrond bij de methode, TNO, 2021.

[TNO, 2022]

TNO Rapport 2021 R11002/C: Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen – Typologisch toedelen, TNO, 2022.

9 Ondertekening

Delft, mei 2022

TNO

 Digitaal ondertekend door Ir. N. Altinga
op 2022-06-01 14:32:02

i.o.
Dr.ir. M.R. de Rooij
Project Manager

 Digitaal ondertekend door Ir. A.D. Pikaart
op 2022-06-01 16:09:44

Ir. A.D. Pikaart
Research Manager Structural Reliability

A Representativeness of the reference buildings for the typology

A.1 Introduction

For every typology, the risk calculation by the TNO model chain combines the hazard resulting from seismic activity with a fragility and consequence model, which describe, respectively, the vulnerability of the building stock to given hazard, and the exposure of the people to risk. In the risk calculation different limit state conditions are used to calculate the individual risk of dying for a person who is continuously present within or near a building and who is unprotected. The fragility functions describe the probability of exceeding a given limit state condition of a certain building for the intensity measure of the ground motion. This fragility function includes the mean response for a certain ground motion intensity as well as the record-to-record variability for different signals of the same intensity. Additional to the record-to-record variability, the building-to-building variability and model uncertainty (both due to lack of accurate information and limited accuracy of the models) are accounted for separately.

The fragility functions adopted in the typology approach and the sensitivity study follow from the approach outlined in the main report [TNO, 2021].

The structural behavior is simulated using accurate non-linear time-history analyses (NLTHA) on a multi-degree-of-freedom (MDOF) model of a selection of buildings subjected to 11 ground motion records. The selected buildings are assumed as the median (or index) buildings of the typology to which they belong to.

The choices that led to the definition of the median buildings were based on a study of the building stock performed by Arup, which developed and updated an exposure database (EDB) in [Arup, 2016, 2017b, 2019b, 2020]. The EDB contains the location, structural characteristics and exposed population (inside and outside) of over 250,000 buildings inside and within 5km of the Groningen gas field. The EDB makes use of numerous building data sources, including physical and desktop inspection data, open and licensed data related to the geometry, function and building construction attributes per building and additional processed building data.

In particular, the EDB employs the available data to assign to each building by so-called GEM taxonomy strings summarizing the main features. Backgrounds on these GEM taxonomy strings can be found in [Brzev et al, 2013]. The attributes that are included in the GEM string are outlined in Table A-1. The information available from the exposure database allows to:

- Cluster the Groningen building stock into typologies.
- For each typology, extract the distribution and median values of the building properties, as a basis to define a median building within each typology.

Table A-1 Attributes included in the GEM taxonomy string for the Exposure database [Arup 2019b].

Parameter	Description
Structural layout	Classification of buildings according to their main geometric features (characteristic width and length of the maximum enclosed rectangle within a building ID's footprint and the average height of a building IDs).
Structural materials and lateral load-resisting system	The structural system and material that provides lateral resistance against horizontal loads. This is specified for the primary and secondary direction of the building.
Presence of external walls	Presence of cavity walls
Floor material	Material that constitutes the majority of the floors in the building
Number of storeys	Range of number of storeys above ground
Presence of irregularities	Presence of vertical structural irregularity (e.g. large opening at ground floor level, presence of a garage at the ground floor or a soft storey)

Using the available data, Arup clustered the building stock into typologies characterized for the rest of the buildings, a structural system inference was applied to determine the likelihood of each building belonging to one of the defined structural systems.

A.2 Representativeness of the selected index (median) buildings

The index (or median) buildings of a given typology are buildings for which the structural and geometrical properties and strength can be considered the median of the considered typology.

The selection of index buildings for fragility development builds on a series of reports on the fragility and consequence models, starting from [Crowley et al, 2015]. In par. 3.8 of this document, also referred to as v2 fragility and consequence model: *"index buildings are assumed to represent the median capacity of a given building typology. The validity of this assumption for the URM buildings in particular should be studied during the development of the v3 fragility functions, and structural drawings for a number of index buildings of each typology are currently being collected for this purpose."*

To assert the representativeness of the reference buildings selected for PREFAB1, these are compared to other buildings that can be assigned to PREFAB1. Information about shaking table tests that were performed to calibrate the FEM-models of the reference buildings is also used to assert the representativeness, as

well as other information regarding common building methods for reinforced concrete buildings. Specifically, the following information has been used:

- 1) Background information from v2 of the fragility and consequence model [Crowley et al, 2015], described in paragraph A.2.1.
- 2) Representative study from [Crowley et al, 2017] using the exposure database, described in paragraph A.2.2.
- 3) Inspection reports of building assigned to PREFAB1 by NCG, described in paragraph A.2.3.
- 4) Study on typical details and design of Reinforced Concrete Residential structures, populating the Groningen building stock [Arup, 2017a], described in paragraph A.2.4.
- 5) Shaking table tests described in [Arup, 2017a], [Brunesi et al, 2017a] and [Brunesi et al, 2017b] to calibrate the FEM-models of the reference buildings, described in paragraph A.2.5.
- 6) Information about commonly used methods for reinforced cast in place concrete buildings in [Jellema, 2004], [Jellema, 2005a], [Jellema, 2005b], described in paragraph A.2.6.

A.2.1 *Background information from v2 of the the fragility and consequence model [Crowley et al, 2015]*

During the development of the v2 fragility and consequence model several precast reinforced concrete residential terraced house were evaluated and described in [Crowley et al, 2015]:

- Building#1: 4-unit precast reinforced concrete (RC) residential terraced house in Loppersum;
- Building#2: 7-unit precast reinforced concrete (RC) residential terraced house provided by Arup (unknown address).

The buildings are presented in Figure A.1.

From building #1, the following information was obtained:

- The concrete strength class used is C35/45.
- The thickness of the walls is equal to:
 - o 250 mm for (transverse) building dividing walls;
 - o 125 mm for (transverse) end walls;
 - o 125 mm for (longitudinal) façade elements.
- The precast floors are hollow-core sections with a thickness of 210-230 mm.
- The precast elements are characterized by reinforcement using grade FeB500 steel. The reinforcing ratios used in these structures are similar to those of cast-in-place residential terraced buildings (i.e. around 0.2-0.4% for the party walls). A double layer welded mesh of reinforcement is used for both the transverse (load-bearing walls) and longitudinal (façade) elements.
- The dimensions of each unit are 6.8 m (length) x 8.8 m (depth), resulting in a footprint area of 59.8 m². The inter-storey height is 2.5 m and the gutter height is 5 m.
- The wall-slab-wall connection is provided by steel bars connecting ground and first floor walls passing through the slab.

- The structure simply rests on the foundation. For the friction coefficient a value between 20% and 40% is applied.

From building #2, the following information was obtained:

- The concrete strength class used is C35/45.
- The thickness of the walls is equal to:
 - o 200 mm for (transverse) building dividing walls;
 - o 100 mm for (transverse) end walls;
 - o 90 mm for (longitudinal) façade elements.
- The precast floors are hollow-core sections.
- The precast elements are characterized by reinforcement using grade FeB500 steel. Like building #1, a double layer welded mesh of reinforcement is used for both the transverse (load-bearing walls) and longitudinal (façade) elements.
- The dimensions of each unit are 5.4 m (length) x 9.1 m (depth), resulting in a footprint area of 49.1 m²; The inter-storey height is 2.7 m and the gutter height is 5.4 m.
- The structure simply rests on the foundation. For the friction coefficient a value between 20% and 40% is applied.

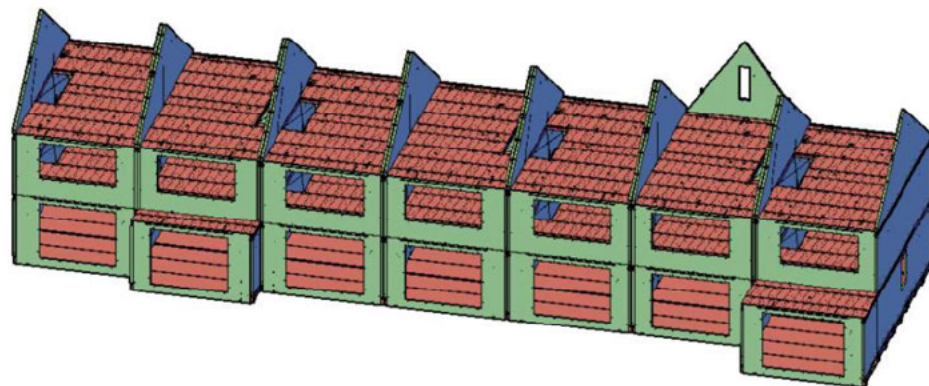


Figure A.1 Side view of the building #1 (top) and building #2 (bottom) investigated in [Crowley et al, 2015]; Adapted from [Crowley et al, 2015].

The outcome of the simulations of buildings #1 and #2 are not used by TNO for the development of the PREFAB1 typology. However, the properties of the buildings investigated are used to be compared to the PREFAB1 reference buildings to check the representativeness with respect to the Groningen building stock. This comparison gives the following results:

- The dimensions of buildings #1 and #2 are similar to the reference building Welhaak.
- The precast floors in buildings #1 and #2 are hollow-core sections. This is also the case for the reference building Adamistraat. For the reference building Welhaak it has been reported that precast floor slabs are used. This probably also concerns hollow-core sections, as this is common for precast concrete buildings.
- The connection between the structure and the foundation of buildings #1 and #2 is modelled with a friction coefficient between 20% and 40%. This is in agreement with the reference building Welhaak, where a friction coefficient 37% is used for the wall-floor connections.
- The wall-slab-wall connection in building #1 is provided by steel bars connecting ground and first floor walls passing through the slab. In the reference buildings Welhaak and Adamistraat the connections are unreinforced, which is more common for prefabricated concrete buildings. Considering unreinforced connections, while reinforced connections might occur in individual cases, is conservative with respect to the governing failure mechanism (unseating of the floors, see table 2).

A.2.2 *Study of [Crowley et al, 2017] on the representativeness of the median buildings*

A study on the representativeness of the index buildings is presented in Appendix B of [Crowley et al, 2017], where the distributions of construction year, footprint area, gutter height for each of the typologies identified in [Crowley et al, 2017] were computed from the EDB V5 [Arup, 2017b]. Figure A.2 shows the distribution of the properties for *CR+PC/LWAL/CR+PC/LN/EW/FC/HBET:1,2* typology of [Crowley et al, 2017] which correspond to PC3L typology of [Crowley et al, 2019] (Precast RC wall-slab-wall low-rise) and PREFAB1 typology.

The properties of Welhaak and Adamistraat, reference buildings of PREFAB1, are also provided in the figure with respectively black and red arrows.

From Figure A.2 it follows that the footprint area and the year of construction of the reference buildings Welhaak and Adamistraat are reasonably representative for the Groningen building stock. The gutter height of Welhaak is representative, while Adamistraat is at the lower end of the variations found.

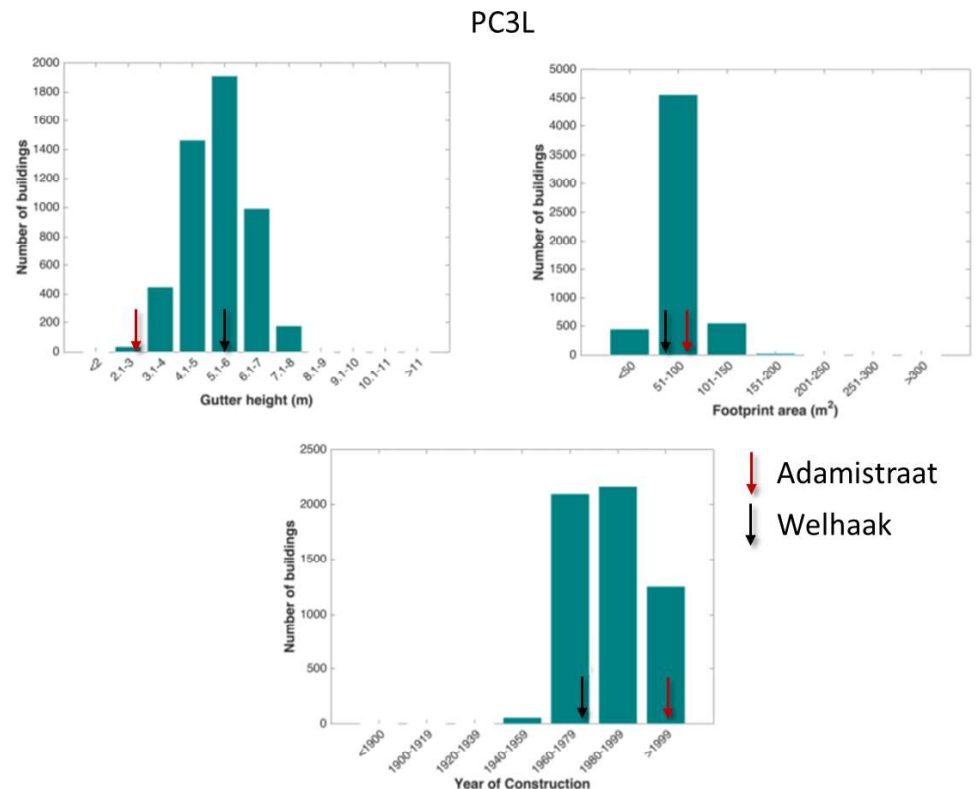


Figure A.2 Distribution of gutter height, footprint area and construction year of the buildings within PREFAB1 adapted from [Crowley et al, 2017] and obtained from the EDB V5, [Arup, 2017b]. The black arrows represent the index buildings adopted for PREFAB1.

A.2.3 Inspection reports available for PREFAB1

For PREFAB1, one inspection report is available for the address Zonland 15 in Groningen. The building is presented in Figure A.3. Together with the floor plan of the building and the main building directions X (marked blue) and Y (marked green).

The building concerns a two storey terraced house from 1996 with a footprint area of 56 m² and a gutter height of about 5 m. The main bearing structure in directions X and Y consists of prefabricated concrete. The stability in directions X and Y is provided by diaphragm action.

From the inspection report it is observed that the selected building has a similar structural system to the reference buildings Welhaak and Adamistraat. In addition, it has similar geometrical properties (footprint area and gutter height) to the reference building Welhaak.

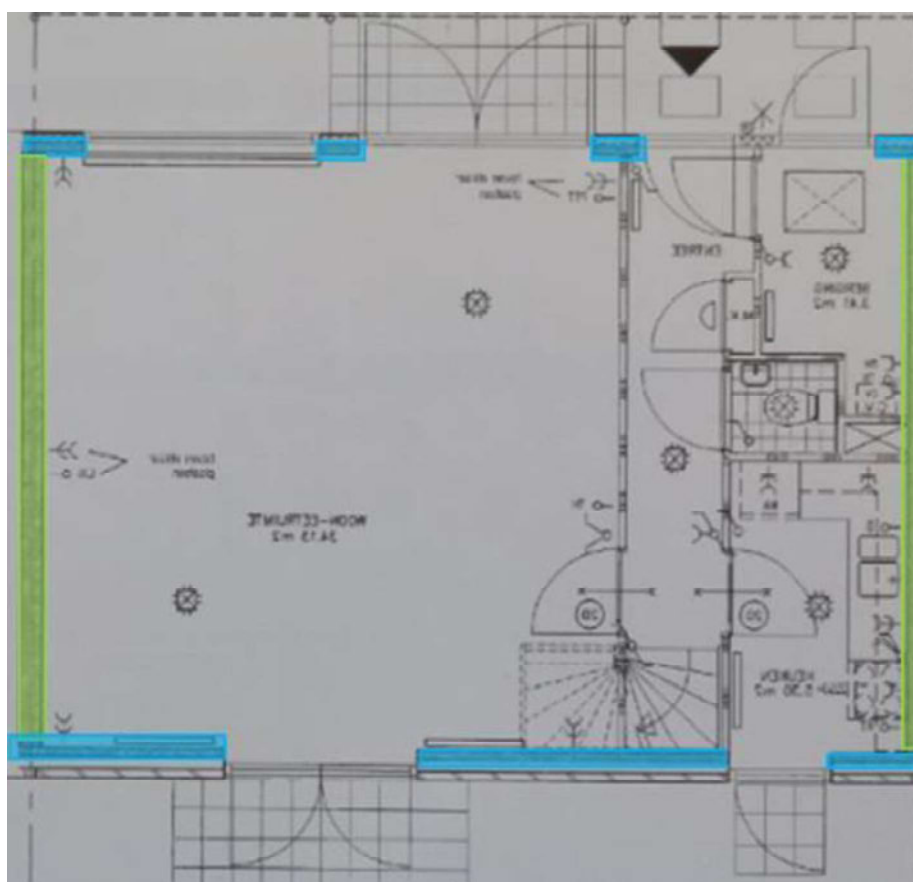


Figure A.3 Extract from inspection report for Zonland 15: front view of the building (top) and floor plan of the ground floor (bottom).

Additionally, one inspection report is available for the address Berlageweg 87 in Groningen concerning a prefabricated reinforced concrete mid-rise building. The building is presented in Figure A.4, together with the floor plan of the building and the main building directions X and Y.

The building concerns a three storey terraced house from 1992 with a footprint area of 45 m² and a gutter height of about 7.5 m. The main bearing structure in directions X and Y consists of prefabricated concrete. The stability in directions X and Y is provided by diaphragm action. The loadbearing walls in transverse direction are 200 mm thick. The non-loadbearing elements are 70-90 mm thick.

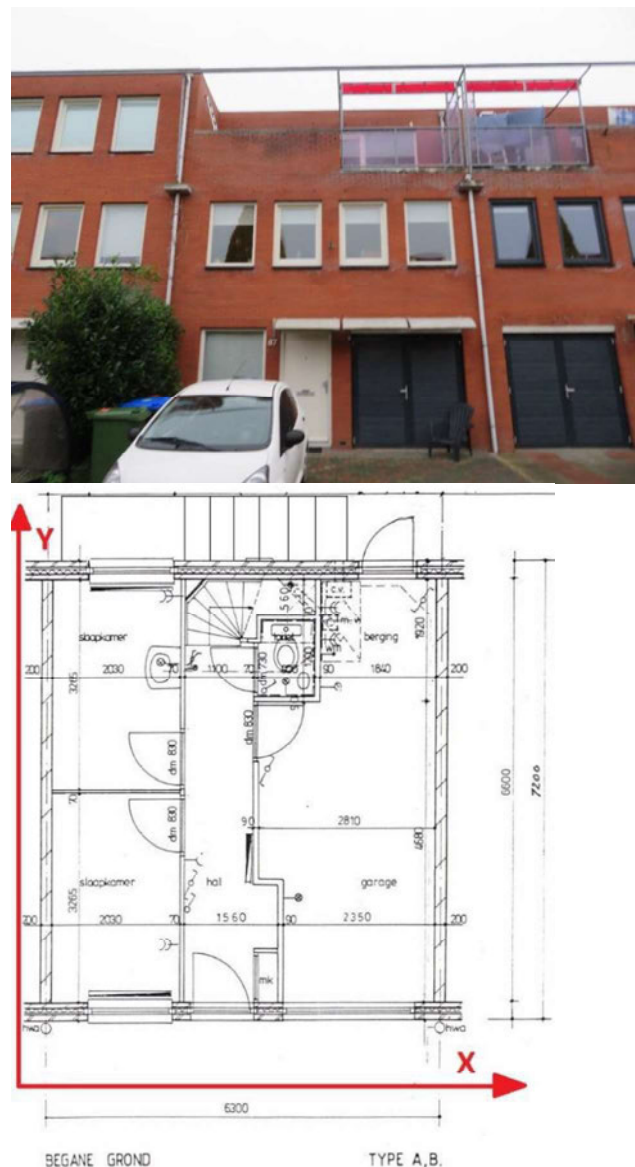


Figure A.4 Extract from inspection report for Berlageweg 87: front view of the building (top) and floor plan of the ground floor (bottom).

Due to the number of storeys, the building does not fit the PREFAB1 typology. Nevertheless, the information concerning the footprint area and thickness non-loadbearing walls can be used to check the representativeness of PREFAB1 since they do not vary much with the number of storeys. On the other hand, loadbearing walls are thicker due to the higher number of storeys and thus is not representative for PREFAB1 typology.

A.2.4 *Typical details and design of Reinforced Concrete Residential structures, populating the Groningen building stock [Arup, 2017a]*

To support the development of the fragility and consequence model [Crowley et al, 2017], an experimental campaign was started to perform shaking table tests on prefabricated concrete structures at Eucentre. For this purpose, Arup conducted a detailed study [Arup, 2017a] to design a specimen for prefabricated RC structures representative of the Groningen area. Among other buildings, the address Jeldingaheerd 17-19 in Schildwolde was considered for the Arup study (Figure A.5). From the study, the following was observed for prefabricated residential structures:

- The most common concrete class used for the precast walls in the Groningen residential buildings is C35/45.
- Large residential houses and apartments often have stability walls, although these are sometimes also present in semi-detached houses (e.g. Jeldingaheerd 17-19, Schildwolde, Groningen). It is not clear whether this is a common situation. Neglecting these walls is a conservative assumption.
- Concrete topping is not always present. Usually in apartments a concrete screed is used to ensure more stiffness to the slab in the transversal direction (with respect to the direction of the slab span).
- One layer of reinforcement in the walls is normally used for the smaller residential houses and two layers for the apartments.
- For floor-to-wall connections the most used solution is that the floor slabs rest upon the walls below on a felt and that walls are connected to the floors below through mortar joints.
- For Jeldingaheerd 17-19 in Schildwolde the thickness of loadbearing walls and non-loadbearing walls are respectively 120 and 70 mm (see Figure A.6). The floors are 200mm thick.

- Characterization tests on concrete samples, mortar samples, felt material and steel connectors;
- Quasi static cyclic and dynamic tests on a full-scale two-storey one-bay precast reinforced concrete specimen.

The output of the experimental campaign was used to calibrate the FEM models of the index buildings for precast reinforced concrete for the typology PREFAB1. The geometry of the specimens is presented in Figure A.7.

The EUC-BUILD-4 and -5 prototype, formerly designed as a two-bay (two-unit), two-storey RC precast building with dimensions in plane of 4.0 x 11.2 m and an inter-storey net height of 2.66 m, was modified to be a single-bay, two-storey structure with plane dimensions equal to 4.0 x 5.5 m, the latter being intended as the centre-to-centre wall spacing. This was due to the fact that the two contiguous units, separated by a cavity, are connected to each other by means of steel rods at the level of the floors and embedded in the hollow core slabs. According to that, no continuity can be ensured between the two units in terms of lateral force transfer. Hence, it was decided to split the original prototype into two nominally identical prefabricated one bay, two-floor specimens.

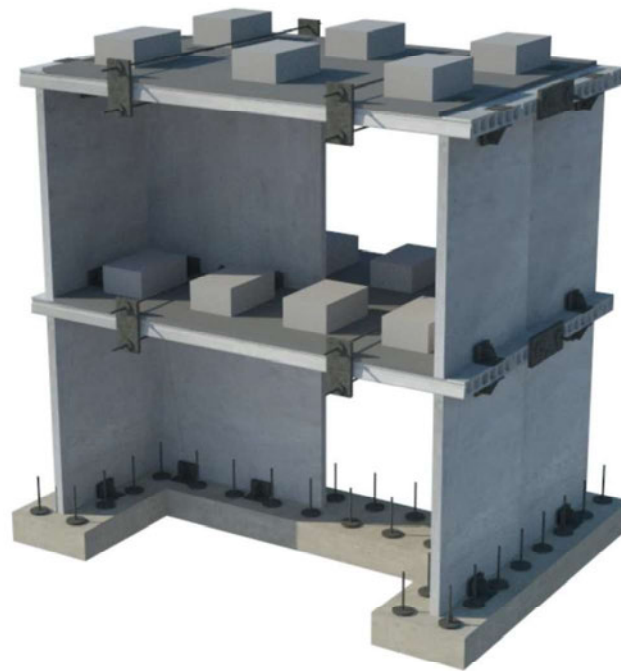


Figure A.7: Isometric view of the specimen EUC-BUILD-4 and -5; adapted from [Brunesi et al, 2017a].

A.2.5.2 *Material properties*

For the precast concrete walls, a concrete class C35/45 according to the Eurocodes (EC2) was selected, whilst concrete strength class C53/65 was adopted for the hollow core slabs. The steel type that was chosen for the anchors of the three-way panel-panel joints is S355. Information about the steel grade of the reinforcement is

not given. Further details on the tests for the characterization of the material properties can be found in section 4.1 of [Brunesi et al, 2017a].

A.2.5.3 Walls

Two transverse walls and one stability wall are present in each storey. The transverse walls and the stability wall are 120 mm thick and have the same reinforcement layout, which is composed of a steel grid Ø5-250 mm of ribbed rebars. The corresponding reinforcement ratio is equal to 0.06%, which is smaller than the minimum reinforcement ratio for C35/45. The walls must therefore be regarded as unreinforced.

A.2.5.4 Floors

The hollow core floor slabs are 200 mm thick. No ground floor has been included. Most of the floor elements are type K200-6, whilst only the 400 mm wide elements (one for each floor) are K200-6D. Although a concrete topping is not always present in this structural typology, a 50 mm thick concrete screed was considered, so as to ensure more stiffness in the transversal direction (with respect to the direction of the slab span) and also to prevent any possible slab disassembly during large deformation testing stages.

A.2.5.5 Wall-to-floor connection

The principle of the wall-floor connection in the mockup is shown in Figure A.8. The floor slabs rest on a felt directly upon the transverse walls below and the walls are connected to the floors below through a mortar joint. For the felt material an average friction coefficient of 0.37 was determined.

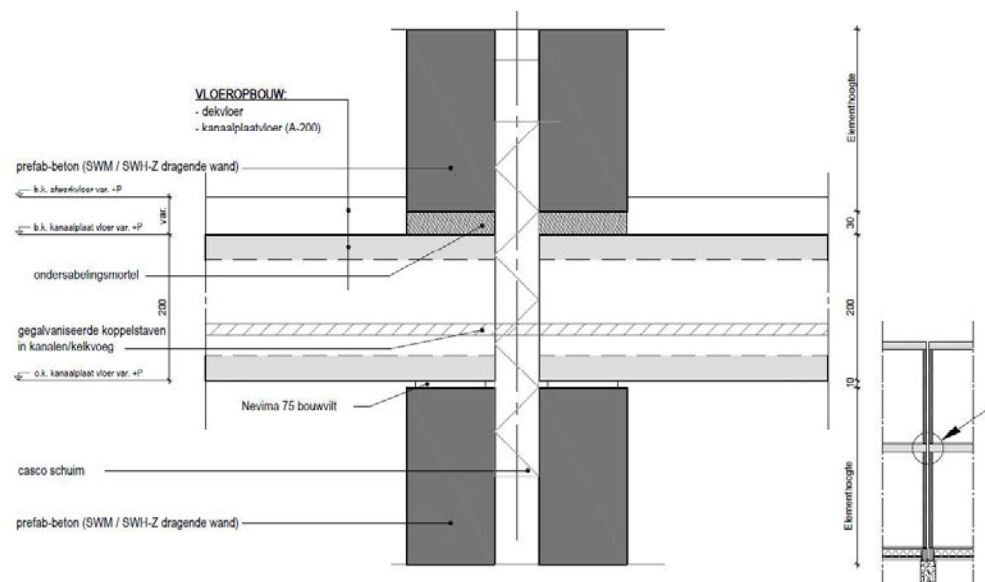


Figure A.8 Wall-floor connections; adapted from [Arup, 2017].

The hollow core slabs of each floor were selected to protrude in order to execute the tests in a safe manner with regards to the unseating of slabs in correspondence to the wall-slab joints. In more detail, the slabs are designed to overhang the wall-slab joints (i.e. 250 mm on each side of the specimen) so as (i) to prevent their unseating and (ii) to host L-shaped restrainers that inhibit out-of-plane collapses of wall-elements and sliding after an aprioristically fixed gap is taken up. A 30 mm gap was assumed to carry out the testing of the mockup in its as-built configuration.

A.2.5.6 Wall-to-wall connection

The transverse walls consist of 2.0 x 2.66 m contiguous panels connected together by means of two-way anchorages (Figure A.9, left). By contrast, three-way anchorages are provided to connect the transverse wall panels with the stability wall (Figure A.9, right). According to common Dutch practice, each panel wall accommodates four anchorages.

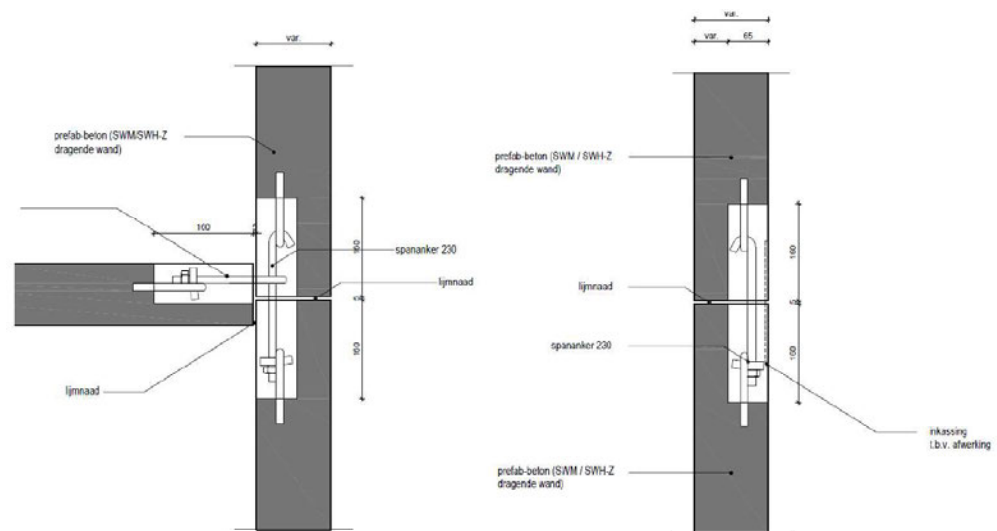


Figure A.9 Three-way and two-way anchorages for wall-to-wall connection; adapted from [Brunesi et al, 2017a].

A.2.5.7 Results of shaking table tests: backbone curve

The normalized backbone curves of the reference buildings (Figuur 4) have been compared with the normalized backbone curve of the shaking table test. Therefore the backbone curve in figure 532 from [Brunesi et al, 2017b] has been normalized with the effective mass as given in [Crowley et al, 2017]. The result is shown in Figure A.10.

The normalized backbone curves of the reference buildings and the shaking table test show a good agreement.

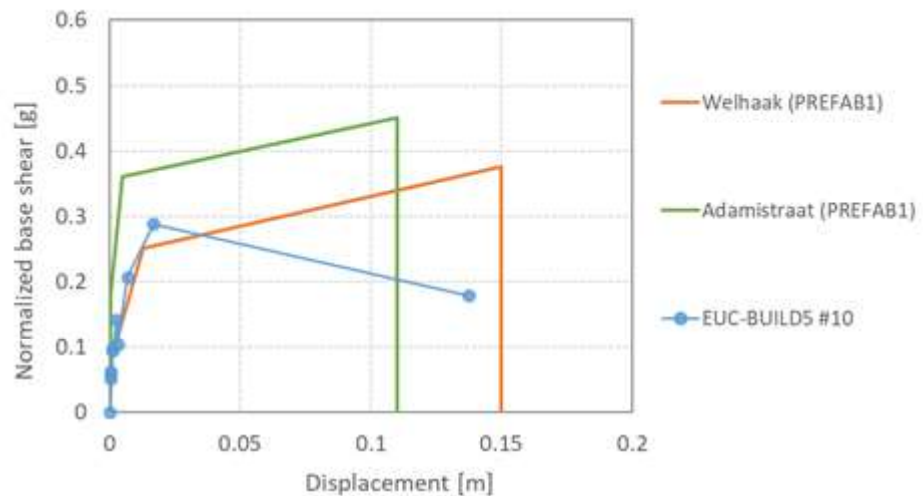


Figure A.10 Comparison of normalized backbone curves for the reference buildings (Welhaak and Adamistraat) and EUC-BUILD-5

A.2.5.8 Results of shaking table tests: mechanisms

This section is concerned with the observed deformed shapes at positive and negative displacement peaks reached during each run of the testing. The plots of the second-last run #8 on the EUC-BUILD5 specimen are shown in Figure A.11. The deformed shapes are amplified with respect to actual displacements red by potentiometers installed onto the specimen. To lead to a readily interpretation of these deformed shapes, they are graphed together with the undeformed configuration of the EUC-BUILD5 specimen. It is worthwhile to mention that the deformed shapes at maximum displacement are missing for the last run #10 because the exaggerated levels of deformation attained in such final run were such that the instruments were either dislodged or saturated.

The plots in Figure A.11 show an asymmetric response of the specimen and sliding of the floor slabs on the precast walls underneath. Once damage had developed in the wet wall-to-wall joints, the same applies to the detachment of the ground-floor stability wall from the corresponding transverse wall panels because of damage in the connections between them. The out-of-plane rocking of the opposite transversal walls is confirmed as well.

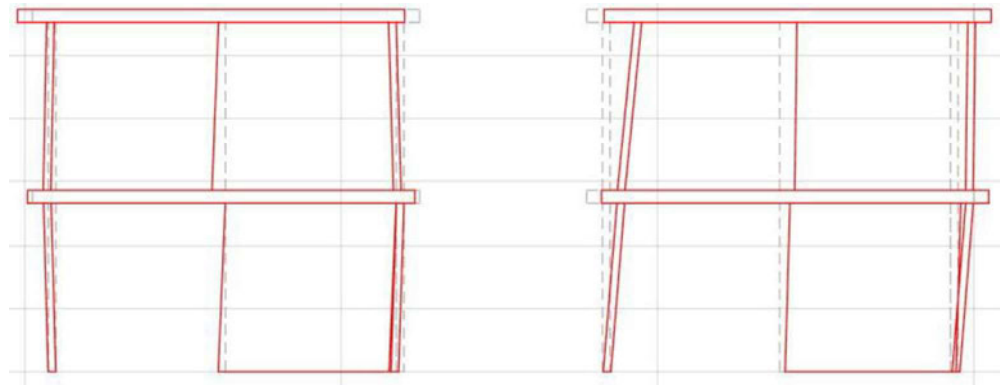


Figure A.11 Deformed shape of EUC-BUILD5 specimen (max and min) – Test run #8; adapted from [Brunesi et al, 2017b].

It is noted that sliding of the floor slabs on the precast wall underneath is also reported as mechanism for the reference buildings Welhaak and Adamistraat. An additional analysis for Adamistraat with 1.05 times the input motion led to full collapse, probably caused by unseating of the floor slabs.

A.2.6 *Information about commonly used methods for precast concrete buildings*

The information in this section is taken from [Jellema, 2004], [Jellema, 2005a] and [Jellema, 2005b].

For loadbearing walls in precast concrete buildings a minimum thickness of 90 mm is required. To meet the noise requirements, the thickness of a building dividing wall must be at least equal to 240 mm (single (solid) wall) or 90-40-90 mm (anchorless cavity wall).

In [Jellema, 2005b] two examples of a precast concrete systems are given. The first example concerns a system with an anchorless cavity wall 90-40-90 mm. The second example concerns a system with a thickness of 160 mm for the end walls as well as the anchorless cavity wall.

Various prefab floor systems are used in precast concrete buildings. Hollow core slabs and precast slabs with a cast in place pressure layer are the most commonly used floor types.

Hollow core slabs have a width of 1.2 m and a length between 0.5 and 16 m. The thickness of these slabs depends on the span and the loads and varies from 120 to 400 mm.

Precast slabs (thickness 50 mm) with a cast in place pressure layer (thickness 100-150 mm) have a width of maximum 3 m and a maximum length between 6 m (reinforced) and 11 m (prestressed).

For precast concrete buildings construction speed is an important aspect. This has repercussions on the connections that are applied. The floor slabs usually rest on a felt directly upon the transverse walls below and the walls are connected to the floors below through a mortar joint (Figure A.12). The resistance of this type of connection is based on dry friction.

Wall-wall connections in precast concrete buildings are often realized by means of an adhesive joint with anchors (Figure A.13).

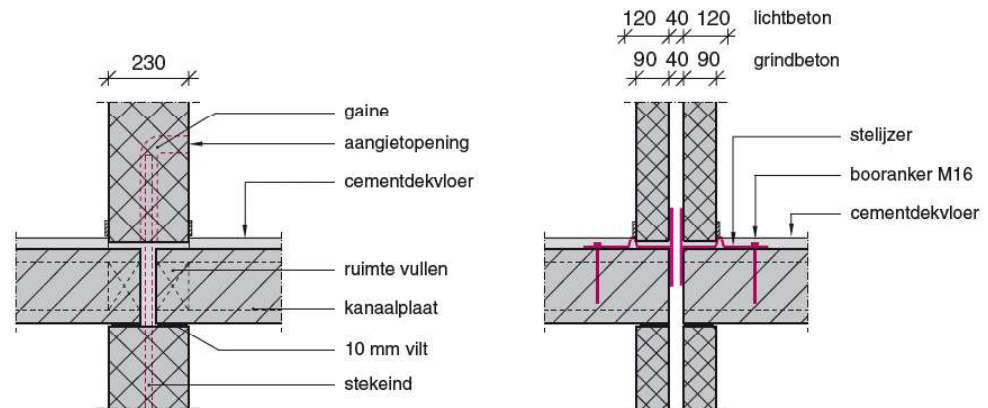


Figure A.12 Wall-floor connections; adapted from [Jellema, 2004].

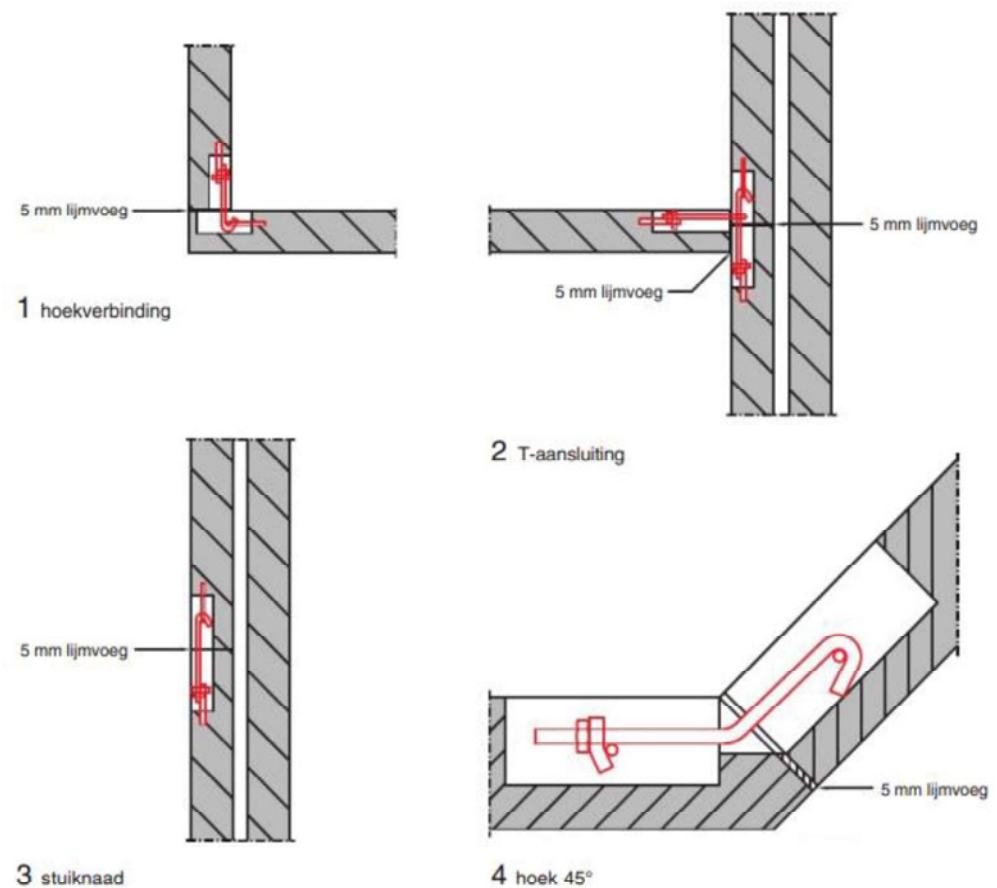


Figure A.13 Wall-wall connections; adapted from [Jellema, 2005b].

Because moment resisting connections are not common for precast concrete buildings, stability must be provided by:

- Walls in transverse direction. The building dividing walls can occur as single (solid) walls or as anchorless cavity walls. The shaking table tests concern a building with a cavity wall. It is expected that the corresponding seismic behaviour is conservative with respect to buildings with a single (solid) wall.
- Concrete facade elements or piers in the facade in longitudinal direction. There must be a connection between the facade elements and the floor or between the facade elements and the walls in transverse direction to transfer loads from the floor to the facade elements.
- Loadbearing inner walls in longitudinal direction. A wall near the stairwell is often used for this purpose. The wall must be coupled to the floor in order to transfer the occurring shear forces.

The walls can be unreinforced, reinforced or prestressed. Unreinforced walls must always be provided with reinforcement at the edges of the element. Reinforcement for demolding and transport is also often necessary.

Non-loadbearing partition walls can be built with baked brick, sand-lime brick and concrete stone. For interior walls, gypsum blocks or concrete blocks with light aggregates are used. Only in very exceptional cases cast in place concrete is used. For larger floor spans, where larger floor deflections can be expected, the connections between the non-loadbearing inner walls and the floor must be flexible. Non-loadbearing partition walls usually have a thickness of 50, 70, 90 or 100 mm.

From the information above it is concluded that the assumed connections in the reference buildings Welhaak and Adamistraat and the applied connections in the shaking table tests are common for precast concrete buildings.

A.3 Conclusions

To establish fragility functions and compute a risk using a typology-based approach, the building stock is divided into typologies, and, for each typology, median buildings are selected as representative examples. The clustering process of the buildings is documented in the so-called exposure database (EDB) [Arup, 2016, 2017b, 2019b, 2020] which also provides the distribution of the relevant properties of the buildings in each typology.

The structural properties of the reference buildings for the typology PREFAB1 are based on real Groningen buildings selected using the exposure database. The representativeness of the reference buildings was investigated by comparing the properties of these buildings with the properties of other buildings in the typology PREFAB1. Also the results of shaking table tests and information about commonly used methods for precast concrete buildings was used to investigate the representativeness. From the investigation on the representativeness the following conclusions are drawn:

- A comparison of the reference buildings with two other precast reinforced concrete buildings #1 and #2 from [Crowley et al, 2015] shows that the dimensions and the floor type (hollow core slabs) are similar. The connection between the structure and the foundation of buildings #1 and #2 is modelled with a friction coefficient between 20% and 40%, which is in agreement with the reference building Welhaak, where a friction coefficient 37% is used for the

wall-floor connections. The wall-slab-wall connection in building #1 is provided by steel bars connecting ground and first floor walls passing through the slab. In the reference buildings Welhaak and Adamistraat the connections are unreinforced, which is more common for prefab concrete buildings. Considering unreinforced connections, while reinforced connections might occur in individual cases, is conservative with respect to the governing failure mechanism (unseating of the floors, see table 2).

- A comparison of the reference buildings with other Groningen buildings in the exposure database from [Crowley et al, 2017] shows that the footprint area and the year of construction of the reference buildings Welhaak and Adamistraat are reasonably representative for the Groningen building stock. The gutter height of Welhaak is representative, while Adamistraat is at the lower end of the variations found.
- For PREFAB1 one inspection report is available. A comparison of the reference buildings with the building in the inspection report shows that the structural system is similar. In addition, the selected building in the inspection report has similar geometrical properties (footprint area and gutter height) as the reference building Welhaak.
- In [Arup, 2017a] it was found that the most used solution for floor-to-wall connections in precast concrete buildings is that the floor slabs rest upon the walls below on a felt and that walls are connected to the floors below through mortar joints. In the reference buildings similar connections are applied.
- The selected prototype for the shaking table test resembles the main features of the existing Groningen buildings investigated and the producers' specifications. The floor type is similar to that in the reference buildings, as well as the wall-floor connections and the corresponding friction coefficient of the felt material between the floor and the wall below.
The normalized backbone curves of the reference buildings and the shaking table test show a good agreement. In addition, the significant sliding of the floor slabs on the precast wall as reported for the reference buildings are in good agreement with the shaking table test.
- The reported properties of the reference buildings with regard to wall-floor connections and non-loadbearing walls are in agreement with information about commonly used methods for precast concrete buildings as reported in [Jellema, 2004], [Jellema, 2005a] and [Jellema, 2005b].

Based on the foregoing considerations the index buildings selected for PREFAB1 are considered representative of the buildings in the Groningen building stock given the available information.

B Safety assessment using NPR 9998:2020

B.1 Introduction

This section describes the assessment of the performance of the reference buildings adopted for PREFAB1 typology with respect to in-plane collapse according to the recommendations provided in NPR 9998:2020 [NPR 2020]. In particular, TNO and TU Delft evaluated the performance related to in-plane global collapse mechanisms of the analyzed material according to the annex G of NPR 9998:2020 [NEN, 2020]. To perform an Annex G assessment using the NPR 9998:2020, bilinear curves are derived according to NPR 9998:2020 [NEN, 2020] and are compared to the t_5 response spectra of the NEN webtool.

The methodology is outlined in section B.2, while the derivation of equivalent backbone curves is discussed in section B.3. The results of the application of the NPR 9998: 2020 annex G procedure is discussed in section in B.4, including a sensitivity study on the drift limits.

B.2 Methodology

For an Annex G assessment, bilinear capacity curves in terms of base shear and attic displacement are required. The capacity curves are obtained by normalizing the shear force at the base of the buildings by the dynamic weight of the building, which represents the (inertial) force acting on the building.

From the bilinear curves, the compliance of the buildings is checked using the Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS) computed from the NEN webtool, version v6, period t_5 . In detail, the spectra adopted from the NEN webservice are selected using the inputs provided in Table B.1. This is the same hazard as adopted for the risk evaluation of the PREFAB1 typology. The compliance is checked for every cell in the NEN grid (see Figure B.), to which a different color can be assigned when the capacity doesn't satisfy the seismic demand.

Table B.1 Parameters adopted for the evaluation of the elastic spectra from the NEN webservice.

Parameter	Value
Version	V6
Position	Surface
Period	t_5
Return time	2475 years



Figure B.1 Grid cells provided by the NEN webservice for which response spectra are available.

To compare the capacity curves and ADRS curves according to the procedure described in Appendix G of NPR 9998: 2020 [NEN, 2020], bilinear curves are considered. Those are characterized by the yield and ultimate (near-collapse) displacements (d_y and d_u) and accelerations (a_y and a_u), and the total damping (ξ_{sys}). When parameters are not available, they are computed starting from the normalized capacity curves following Appendix G of NPR 9998: 2020 [NEN, 2020]. To construct ADRS curves, response spectra are first derived from the NEN website (<https://seismischekrachten.nen.nl/map.php>), with the settings described in Table B.1. From the NEN website, the following parameters can be obtained from each cell T_B, T_C, T_D, a_g and p where: T_B and T_C are, respectively, the starting and ending periods of the constant spectral acceleration part (plateau) of the spectra, T_D is the starting period of the constant spectral displacement part of the spectra, a_g is the peak acceleration at ground level and p is the ratio between the spectral acceleration at the plateau and ground level (amplification factor).

From these parameters, the elastic spectra can be computed following the NPR 9998: 2020 [NEN, 2020]:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot p - 1) \right] & T \leq T_B \\ a_g \cdot \eta \cdot p & T_B < T \leq T_C \\ a_g \cdot \eta \cdot p \cdot \frac{T_C}{T} & T_C < T \leq T_D \\ a_g \cdot \eta \cdot p \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} & T > T_D \end{cases}$$

Where η , the dimensionless damping correction factor is assumed 1 for damping $\xi_{sys} = 5\%$. From the elastic spectral accelerations, $S_e(T)$ the elastic spectral displacement $S_{De}(T)$ are computed as:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

The ADRS spectra is the curve obtained by plotting S_{De} against S_e . To account for energy dissipation and damping in the structure, the ADRS spectra is scaled by the spectral reduction factor, η_ξ :

$$\eta_{\xi} = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{sys}}} \leq 0.55$$

Where ξ_{sys} is the total damping of the system, which is obtained as the sum of the inherent damping, ξ_0 , and the hysteretic damping:

$$\xi_{sys} = \xi_0 + \xi_{hys} + \beta_0$$

Where ξ_0 is 5% as prescribed by NPR 9998: 2020 [NEN, 2020]. As conservative assumption, the contribution of the foundation β_0 to the total damping is neglected. The hysteretic damping is obtained with eq. G.14 of [NEN, 2020]:

$$\xi_{hys} = \frac{2}{\pi} \times \eta_{eff} \times \frac{(1-r) \times \left(1 - \frac{1}{\mu_{sys}}\right)}{(1-r + \mu_{sys} \times r)}$$

With μ_{sys} being the system ductility, computed as $\mu_{sys} = d_u/d_y$ where d_u and d_y are, respectively, the near-collapse and the yielding displacement of the equivalent SDOF bilinear capacity curve. η_{eff} is the efficiency factor, defined as the ratio of the actual area enclosed by the hysteresis loop to the assumed perfect hysteretic behavior and r is the ratio between post-yield and elastic stiffness. For η_{eff} , the NPR 9998: 2020 [NEN, 2020] provide some example values in table G.3 of annex G, as a function of ductility. From those values, it can be possible to interpolate η_{eff} for different values of μ_{sys} .

Using these values, the spectral reduction factor η_{ξ} is computed and compliance is checked. It is noted that although damping depends on mobilized ductility, it can be shown that if only a compliance check is required, compliance is ultimately governed by the damping at NC if the capacity not already satisfies the demand of the original ADRS curve at 5% damping. Iteration is not needed for a compliance check.

B.3 Derivation of equivalent backbone curves

For an NPR9998-Annex G [NEN, 2020] assessment, bilinear capacity curves in terms of base shear and attic displacement are required. The capacity curves are obtained by normalizing the shear force at the base of the buildings by the dynamic weight of the building, which represents the (inertial) force acting on the building. The normalized capacity curves for PREFAB1 in terms of normalized forces as tri-linear curves and are presented in Figure B.2.

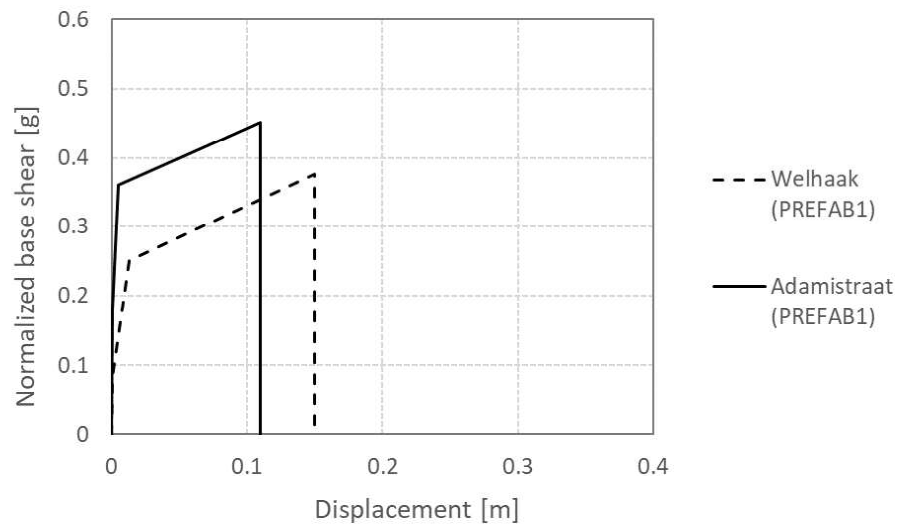


Figure B.2 Backbone curves of the reference buildings for PREFAB1 reference buildings for Welhaak (dashed) and Adamistraat (solid) in terms of normalized base shear and displacements.

By assuming the same elastic stiffness as the tri-linear capacity curves and imposing the same area, equivalent bilinear curves are obtained. The equivalent bilinear curves are presented in Figure B.3.

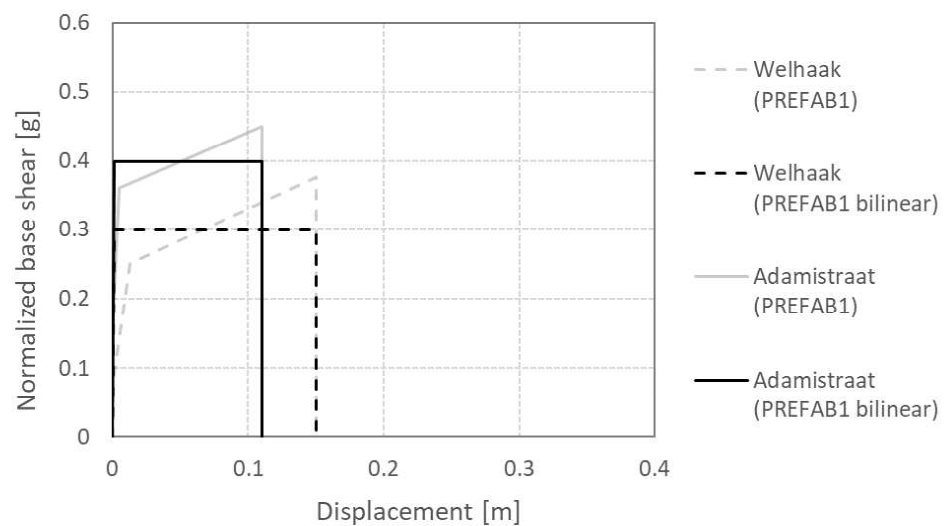


Figure B.3 Equivalent bilinear curves (black) of the reference buildings for PREFAB1 reference buildings for Welhaak (dashed) and Adamistraat (solid) in terms of normalized base shear and displacements. The original backbone curves are shown in grey.

B.4 Results of annex G procedure of NPR 9998:2020

B.4.1 *Original backbone curves*

As a conservative assumption, the compliance is asserted neglecting the contribution of the hysteretic damping for PREFAB1, yielding a global damping of 5%.

The compliance of the bilinear curve is checked for cell of the NEN webtool and for each curve the performance indicator, i.e. the ratio between the building capacity and the seismic demand at the performance point, is computed. Figure B.4 presents the ADRS curves together with the equivalent backbone curves of PREFAB1 reference buildings. The minimum capacity over demand (C/D) ratio obtained for PREFAB1 reference buildings is provided in Table B.2.

Table B.2 Minimum capacity over demand (C/D) ratios obtained from the ADRS assessment for PREFAB1 reference buildings.

Reference building	min. C/D ratio
Welhaak	3.53
Adamistraat	3.38

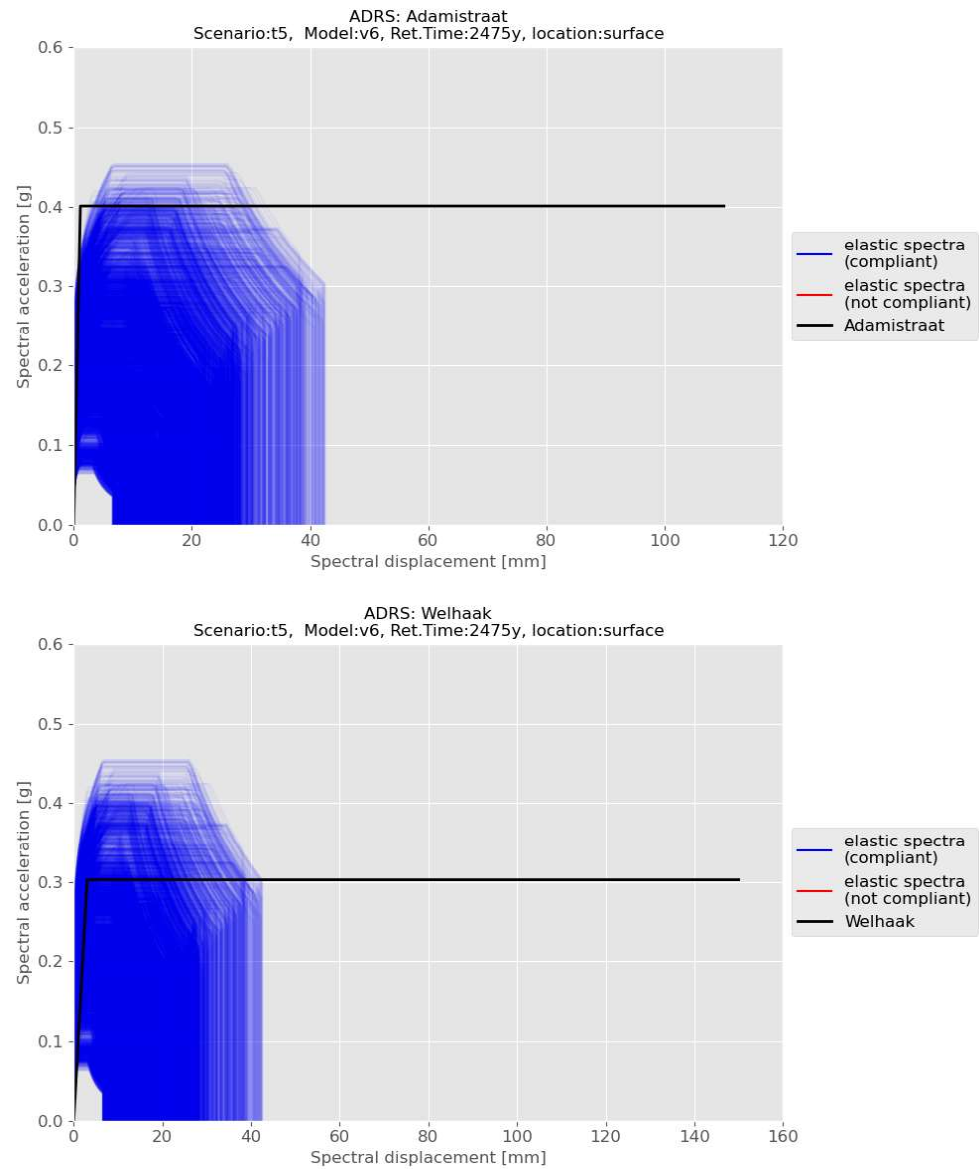


Figure B.4 ADRS spectra (elastic in grey and inelastic in blue) against the bilinear curves of PREFAB1 reference buildings (solid black line): Welhaak (top) and Adamistraat (bottom).

From the figures above and the table the following is observed:

- Assuming elastic response spectra (no hysteretic damping is accounted in the ADRS computation) C/D ratios > 3 are obtained.
- Adamistraat provides smaller C/D ratios compared to Welhaak, The two reference buildings contribute to cover the variability within the PREFAB1 typology, in a sense that they provide two buildings with different capacity.

B.4.2 Sensitivity study using NPR 9998: 2020 drift limits

To correct for possible overestimation of the displacement capacity of the capacity curves, the ADRS analyses are repeated by limiting the displacement capacity using the NPR 9998:2020 [NEN, 2020] drift limits. For PREFAB1, a drift limit of 1.5% is considered. The cropped bilinear curves are presented in Figure B.5. The minimum C/D ratios obtained from the cropped bilinear curves are presented in Table B.3.

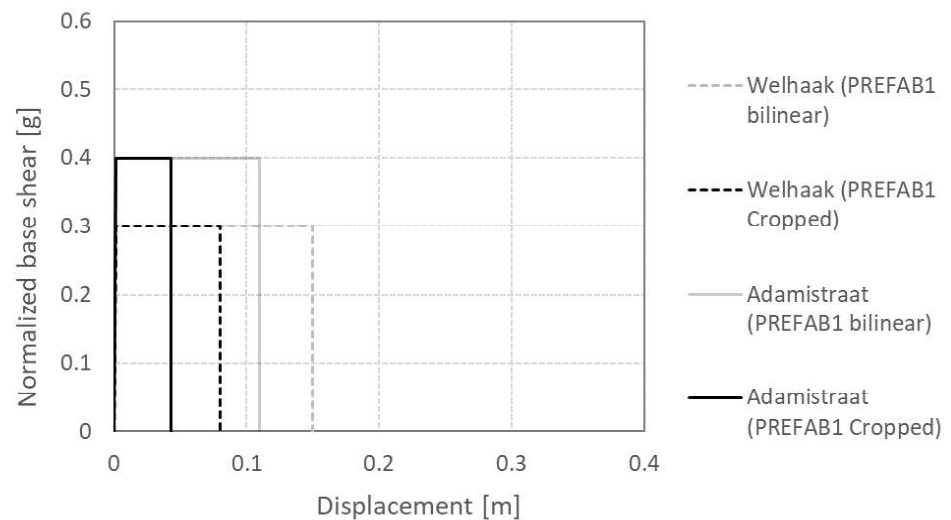


Figure B.5 Cropped bilinear curves (black) of the reference buildings for PREFAB1 reference buildings Welhaak (dashed) and Adamistraat (solid) using the drifts estimated with NPR 9998:2020 [NEN, 2020]. The original bilinear curves are shown in grey.

Table B.3 Minimum capacity over demand (C/D) ratios obtained from the ADRS assessment for PREFAB1 reference buildings after limiting the displacement capacity using the NPR 9998: 2020 [NEN, 2020] drift limits.

Reference building	min. C/D ratio
Welhaak	1.89
Adamistraat	1.31