

Stieltjesweg 1
2628 CK DELFT
Postbus 155
2600 AD DELFT

www.tno.nl

T +31 88 866 20 00

TNO-rapport

TNO 2020 R10700A

Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen - Uitwerking van typologie METSELWERK2

Datum	3 september 2021
Auteur(s)	Dr.ir. C.P.W.Geurts, Ir. D. Moretti, Ir. J.P. Pruiksmā, Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergē, Dr.ir. M.R.A. van Vliet, Ir.ing. M. Steins
Exemplaarnummer	
Oplage	
Aantal pagina's	70 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Ministerie van EZK t.a.v. Mr. T. Smolders
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.

© 2021 TNO

Samenvatting

Dit rapport beschrijft de uitwerking van de typologiegebaseerde beoordeling zoals omschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021a] voor de typologie METSELWERK2. Deze typologie bestaat uit seriematig bouw met twee bouwlagen en eventueel een zolder (rijtjeshuizen en twee-onder-een kap woningen), met een draagconstructie van metselwerk, met betonnen vloer van de tweede bouwlaag en met grote openingen in de langsgevels (groter dan of gelijk aan 85% open in de maatgevende doorsnede van de gevel van de eerste bouwlaag). De horizontale stabiliteit wordt ontleend aan penanten dan wel uit doorgaande vloeren.

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, inclusief een door ACVG voorgeschreven marge, 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.

Inhoudsopgave

	Samenvatting	2
1	Inleiding	4
2	Omschrijving typologie.....	5
3	Overzicht van gemodelleerde gebouwen.....	8
3.1	Algemeen.....	8
3.2	Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen	8
3.3	Relatie met bouwvoorraad in Groningen	10
3.4	Uitgevoerde berekeningen	10
3.5	Faalmechanismes van de gebruikte gebouwen	11
4	Afleiding kwetsbaarheidsmodel en gevolgmodel	12
4.1	Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel	12
4.2	Afleiding kwetsbaarheidsmodel gebaseerd op SDOF modellen	13
4.3	Mediane seismische capaciteit voor de typologie	15
4.4	Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie	16
4.5	Modelonzekerheid	16
4.6	Gevolgmodellering.....	17
4.7	Marge ACVG advies	17
5	Sterkteparameters in TNO modelketenberekening.....	18
6	Controles	19
6.1	NLTH berekeningen.....	19
6.2	Gebouw tot gebouw variabiliteit.....	20
6.3	Uitgebreidere opname	20
6.4	Uit het vlak falen	20
7	Vlekkenkaart voor de typologie	22
8	Referenties	23
9	Ondertekening	25
	Bijlage(n)	
	A Vergelijking met berekeningen uitgevoerd in kader van ontwikkeling NPR 9998	
	B Ligging referentiegebouwen in Groningse gebouwenpopulatie	
	C Ligging mediaan van de kwetsbaarheidskromme	
	D TU Delft analyses backbone curves	

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, 2021a] 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}). TNO Rapport 2020 R10628A zal vanaf nu worden aangeduid als het hoofdrapport [TNO, 2021a].

In dit rapport wordt deze aanpak ingevuld voor de typologie METSELWERK2. Voor de indeling in typologieën inclusief de bijbehorende kenmerken wordt verwezen naar het hoofdrapport en typologietoedelingsrapport [TNO, 2021a, 2021b]. 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 gaat nader in op uitgevoerde variatiestudies door de TU Delft, waarvan de resultaten in bijlagen zijn gegeven. Hoofdstuk 5 geeft het overzicht van de parameters die afgeleid zijn ten behoeve van het berekenen van het risico met de TNO Modelketen. Hoofdstuk 6 beschrijft de door ACVG gevraagde controles voor deze typologie. In hoofdstuk 7 is de vlekkenkaart die van toepassing is voor de typologie METSELWERK2 gegeven.

2 Omschrijving typologie

De typologie METSELWERK2 maakt onderdeel uit van de typologiegroep METSELWERK-A. De typologiegroep METSELWERK-A bestaat uit geschakelde bouw met 1 of 2 bouwlagen en (eventueel) een zolder (rijtjeswoningen of 2 onder 1 kap) met een draagconstructie van ongewapend metselwerk (zoals van kalkzandsteen, baksteen, betonsteen). De woningscheidende wanden zorgen voor de stabiliteit in de ene richting, ook wel dwarsrichting genoemd (de sterke richting). De stabiliteit in de andere richting, de langsrichting (de zwakke richting), wordt verzorgd door het metselwerk in de langsgevel (penanten), met mogelijke bijdragen van de vloer-wand verbindingen, de vloeren, het dakvlak en interne wanden.

De typologiegroep METSELWERK-A is onderverdeeld in drie typologieën, die zich als volgt onderscheiden:

- METSELWERK1: Het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond is minder dan 85%, en de vloer van de tweede bouwlaag is van beton.
- METSELWERK2: Het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond is groter dan of gelijk aan 85%. De vloer van de tweede bouwlaag is van beton.
- METSELWERK3: De vloer van de tweede bouwlaag is van hout. Deze typologie is verdeeld in twee subtypologieën: voor subtypologie METSELWERK3A is het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond minder dan 85%. Voor subtypologie METSELWERK3B is het percentage openingen in de maatgevende horizontale doorsnede van de langsgevel(s) op de begane grond groter dan of gelijk aan 85%.

Er is sprake van de typologie METSELWERK1 als de kenmerken die zijn gegeven in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**, zijn vastgesteld op basis van een bouwkundige opname zoals omschreven in [TNO, 2021b].

Tabel 1: Overzicht van kenmerken die tezamen typologie METSELWERK2 beschrijven

Kenmerk	Waarde	Opmerking
Materiaal Draagconstructie (maatgevende richting)	Metselwerk	Baksteen Betonsteen Kalkzandsteen
Constructiesysteem in dwarsrichting	Metselwerk wanden, schijfwerking	
Constructiesysteem in langsrichting	Metselwerk penanten en/of stabiliteit ontleend aan doorlopende betonnen vloeren	
Aantal bouwlagen (zolder en kelder niet meetellen)	1 of 2	Goothoogte op niveau van de vloer van de tweede bouwlaag of zolder
Vrijstaand of geschakeld	Geschakeld, seriematig	Zowel rijtjeswoning als 2 onder 1 kap
Materiaal vloer van de tweede bouwlaag	Beton	
Opbouw gevel	Spouwmuur	
Percentage openingen in langsgevel begane grond, maatgevende doorsnede	≥ 85%	

Voor een verdere toelichting op deze kenmerken wordt verwezen naar het rapport over typologietoedeling [TNO, 2021b]. In dat rapport staan ook uitsluitingsgronden beschreven die gecontroleerd moeten zijn voordat definitief tot typologietoedeling wordt overgegaan.

Dit rapport behandelt uitsluitend typologie METSELWERK2. De andere typologieën binnen de typologiegroep METSELWERK-A worden behandeld in afzonderlijke rapporten.

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



Figuur 1: Ter illustratie; voorbeelden van gebouwen in METSELWERK2

De beschikbare NLTH berekeningen (zie Hoofdstuk 3) zijn uitgevoerd voor gebouwen waarbij er in de gevel nog enig metselwerk aanwezig is dat bijdraagt aan de stabiliteit (door onder meer penant- en flenswerking). Het openingspercentage ligt bij die gebouwen tussen 85 en 95 %. Er zijn ook metselwerk rijtjeswoningen aanwezig in Groningen waarbij geen metselwerk in de gevel aanwezig is en waarbij de langsgevel wordt ingevuld door een gevelvullende pui waaraan geen seismische weerstand wordt toegekend. Dit betreft de zogeheten vliesgevelwoningen. Voor die woningen geldt dat de stabiliteit in langsrichting in de praktijk zal worden verzorgd door ofwel (1) constructief werkende interne stabiliteitswanden, in rijwoningen betreft dit vaak de wanden bij de leidingenkoker of trapgat, ofwel (2) door toepassing van doorlopende betonnen vloeren die over de bouwmuren doorlopen en de momenten als gevolg van de seismische belasting opnemen. In beide gevallen wordt het gebouw toegedeeld aan METSELWERK2.

3 Overzicht van gemodelleerde gebouwen

3.1 Algemeen

Voor de uitwerking van typologieën wordt gebruik gemaakt van beschikbare gekalibreerde niet-lineaire tijddomein berekeningen (NLTH, *Non Linear Time History*). Voor de typologie METSELWERK2 zijn berekeningsresultaten voor twee gebouwen beschikbaar. Deze gebouwen zijn in opdracht van NAM door Arup doorgerekend. Deze gebouwen zijn door Arup aangeduid als Zijlvest 25 en E45 Delfzijl. Voor de gebruikte referenties per gebouw, zie Tabel 2.

De berekeningsresultaten van gebouw Zijlvest 25 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]. Deze resultaten waren ten tijde van de door TNO en TU Delft uitgevoerde analyses als enige beschikbaar. De informatie uit deze berekeningsresultaten is als basis gebruikt voor de bepaling van de parameters voor typologie METSELWERK2. Door TNO zijn deze resultaten geanalyseerd en er zijn eigen keuzes gemaakt voor de te hanteren parameterwaarden ten behoeve van de definitieve berekeningen van de typologieën.

Daarnaast is door de TU Delft een variatiestudie uitgevoerd van gebouwen die binnen het bereik van METSELWERK2 vallen. Deze is in bijlage D beschreven. Deze informatie is gebruikt ten behoeve van de variatiestudie die is beschreven in hoofdstuk 4.

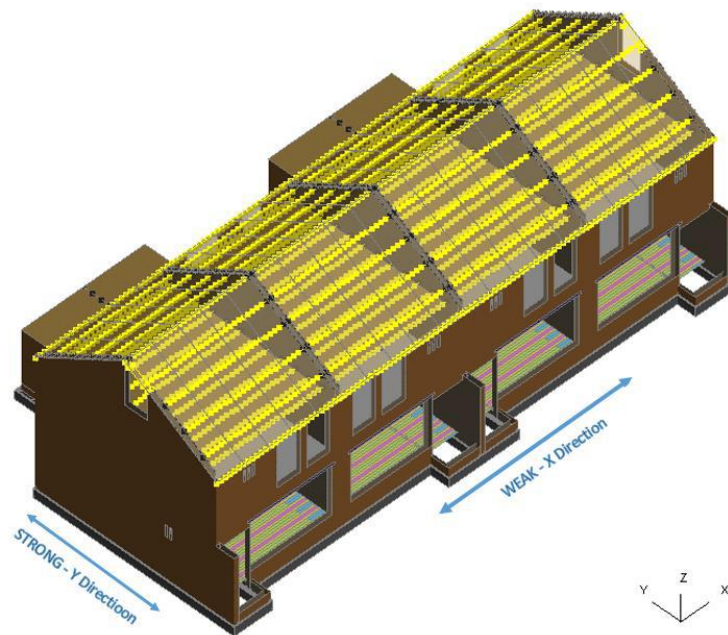
3.2 Eigenschappen van de doorgerekende gebouwen

De beschikbare gebouwberoeeningen van de gebouwen zijn gedocumenteerd in de referenties per beschikbaar gebouw zoals weergegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Overzicht van geraadpleegde rapporten per referentiegebouw

Gebouwnaam	Referenties	Opmerkingen
Zijlvest 25	[Arup, 2017] [Arup, 2019b]	
E45 Delfzijl	[Arup, 2019a] [Arup, 2019b]	

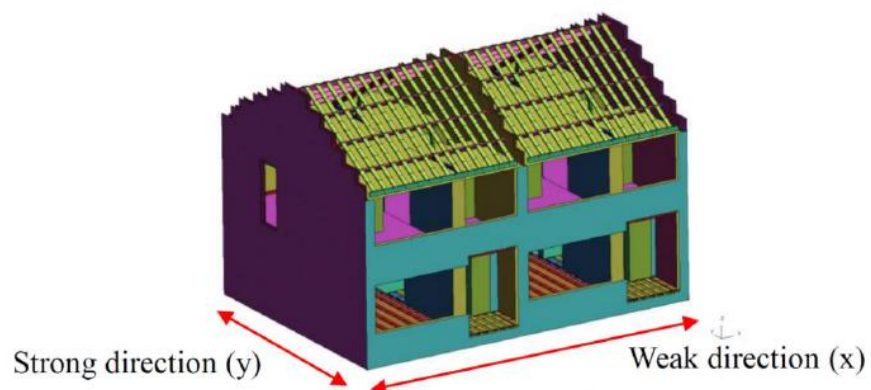
De beschrijving van referentiegebouw Zijlvest 25 is gegeven in [Arup, 2017]. Dit gebouw, dat inmiddels is gesloopt, dateert uit 1976 en was gesitueerd in Loppersum. Het gemodelleerde gebouw is weergegeven in Figuur 2.



Figuur 2: LS Dyna model van Zijlvest 25, uit [Arup, 2017]

Het gebouw heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingvloer) is een Nehobo vloer, de zoldervloer is van hout. De gevels zijn van twee maal 100 mm metselwerk met een spouw van 100 mm. Het openingspercentage van de begane grondvloer is gegeven in [Crowley et al, 2017] en bedraagt 95% ter plaatse van de maatgevende doorsnede en past daarmee conform [TNO, 2021b] in de typologie METSELWERK2. De horizontale stabiliteit in langsricting wordt verzorgd door metselwerk penanten.

De beschrijving van E45 Delfzijl is gegeven in [Arup, 2019a]. Dit gebouw dateert van 1966. Het gemodelleerde gebouw is weergegeven in Figuur 3.



Figuur 3: LS Dyna model van E45 Delfzijl, uit [Arup, 2019a]

Het gebouw heeft twee bouwlagen en een zolder. De vloer van de tweede bouwlaag (eerste verdiepingvloer) is een in 2 richtingen gewapend betonnen vloer, de zoldervloer is van hout. Het buitenspouwblad is 100 mm metselwerk; het binnenspouwblad is van Bimsbeton (door Arup gemodelleerd als kalkzandsteen).

Het openingspercentage van de begane grondvloer bedraagt 90% ter plaatse van de maatgevende doorsnede. De horizontale stabiliteit in langsricting wordt verzorgd door metselwerk penanten.

Voor de TU Delft berekeningen wordt verwezen naar Bijlage D. Op basis van een aan tritafeltesten gekalibreerd model zijn 12 3D en 80 2D variaties doorgerekend van gebouwen die binnen het bereik van METSELWERK2 vallen.

3.3 Relatie met gebouwvoorraad in Groningen

De twee gebouwen uit paragraaf 3.2 worden in hoofdstuk 4 gebruikt voor het afleiden van de seismische capaciteit voor de typologie METSELWERK2. Hiervoor is het van belang te weten in hoeverre op geometrisch én op constructief niveau deze gebouwen representatief zijn voor de Groningse gebouwvoorraad binnen de typologie METSELWERK2. In Bijlage B wordt aannemelijk gemaakt dat met betrekking tot de geometrische eigenschappen deze twee gebouwen tezamen representatief zijn voor de aanwezige gebouwvoorraad voor de typologie METSELWERK2. Met betrekking tot de representativiteit met betrekking tot de constructieve eigenschappen wordt verwezen naar Bijlage C.4 van het hoofdrapport [TNO 2021a].

3.4 Uitgevoerde berekeningen

Berekeningen (NLTH) zijn uitgevoerd door Arup in LS-Dyna. Voor de modellering van het metselwerk heeft Arup een nieuw materiaalmodel ontwikkeld; de beschrijving en validatie daarvan is gerapporteerd in [Arup, 2016] in het 'LS-DYNA Validation Booklet'. Deze validatie is door TNO beoordeeld. Voor de verschillende relevante optredende faalmechanismen wordt het gebruikte model als state-of-the-art gezien. Voor zowel in-het-vlak als uit-het-vlak gedrag van metselwerk wanden laat de kalibratie zien dat de uitkomsten van de FEM modellering goed overeenkomen met experimentele resultaten.

In de door Arup uitgevoerde berekeningen is gebruik gemaakt van in totaal 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, 2017] en [Arup, 2019b].

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

De berekeningen van de TU Delft ten behoeve van de variatiestudie zijn uitgevoerd in Diana; ook hier heeft kalibratie aan tritafeltesten plaatsgevonden. Voor de omschrijving van de uitgevoerde berekeningen wordt verwezen naar bijlage D, dit heeft betrekking op zowel in-het-vlak als uit-het-vlak gedrag.

3.5 Faalmechanismes van de gebruikte gebouwen

De faalmechanismes die volgen uit de analyses van Arup zijn vastgelegd in de rapportages, zijn per *collapse state* (CS) samengevat in Tabel 3. Deze collapse states zijn gedefinieerd in het hoofdrapport [TNO, 2021a]

Tabel 3: Gerapporteerde faalmechanismes per Collapse State (CS) voor Zijlvest 25 en E45 Delfzijl.

Gebouw	CS1	CS2	CS3
Zijlvest 25	Masonry columns collapse outwards and lintel collapse.	Masonry columns collapse both inwards and outwards.	Full Collapse (without detailed information)
E45 Delfzijl	Failure of lintels of URM internal walls below the 1st floor slab.	Failure of lintels of URM internal walls below the 1st floor slab. Out-of-plane failure at outer leaf pier at 2nd floor.	1 - Onset of full collapse due to soft-storey mechanism formation at ground floor. 2 - Onset of full collapse due to loss of support of 1st floor slab from internal wall piers.

Belangrijkste observaties uit deze waarnemingen zijn:

- Er worden meerdere faalmechanismes waargenomen.
- Falen in het vlak (in-plane) is voor het optreden van CS3 (volledige instorting) het relevante faalmechanisme.
- Het uit-het-vlak falen ('out of plane' of 'outwards' in het overzicht) komt voor in de uitgevoerde berekeningen, leidend tot CS1 of CS2. Uit het vlak falen betreft dragende wanden, buitenspouwblad van kopgevels en ook niet-dragende wanden.

In de beschrijving van de kwetsbaarheidskrommen voor de typologie wordt gebruik gemaakt van de uitkomsten van de berekeningen voor het Zijlvest 25 gebouw uit Tabel 3. Voor het E45 Delfzijl gebouw is eveneens een kwetsbaarheidskromme beschikbaar. Deze wordt in hoofdstuk 4 gebruikt om de keuzen voor de kwetsbaarheidskromme nader te onderbouwen. Dit betekent dat alle genoemde faalmechanismen 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 METSELWERK2. In het hoofdrapport [TNO, 2021a] is omschreven welke stappen worden doorlopen om deze modellen af te leiden.

Voor de bepaling van het kwetsbaarheidsmodel met een mediane capaciteit en een gebouw-tot-gebouw variatie binnen de typologie METSELWERK2 is het van belang te weten hoe de precieze opbouw van een gebouw binnen de grenzen van de definitie van METSELWERK2 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 mediane seismische capaciteit 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.

4.1 Beschikbare informatie voor het kwetsbaarheidsmodel

Voor deze typologie is het referentiegebouw Zijlvest 25 (zie hoofdstuk 3) gebruikt dat de basis is voor *vulnerability class* URM4L uit de betreffende Eucentre rapportage [Crowley et al, 2019] en de aldaar afgeleide kwetsbaarheidskromme. Voor de toepassing als referentiegebouw voor typologie METSELWERK2 is nader onderzocht of dit gebouw als mediaan kan worden beschouwd en er is onderzocht of er in de uitwerking tot een kwetsbaarheidskromme voor de *vulnerability class* URM4L door [Crowley et al, 2019] voldoende gebouw-tot-gebouw variatie en modelonzekerheid is toegepast. Indien deze onvoldoende blijken te zijn worden grotere marges toegepast, dit is verder uitgewerkt in navolgende paragrafen.

Door de TU Delft zijn modelberekeningen van een groot aantal binnen de typologie METSELWERK2 vallende gebouwen gemaakt, zie bijlage D. Deze modelberekeningen tonen aan dat:

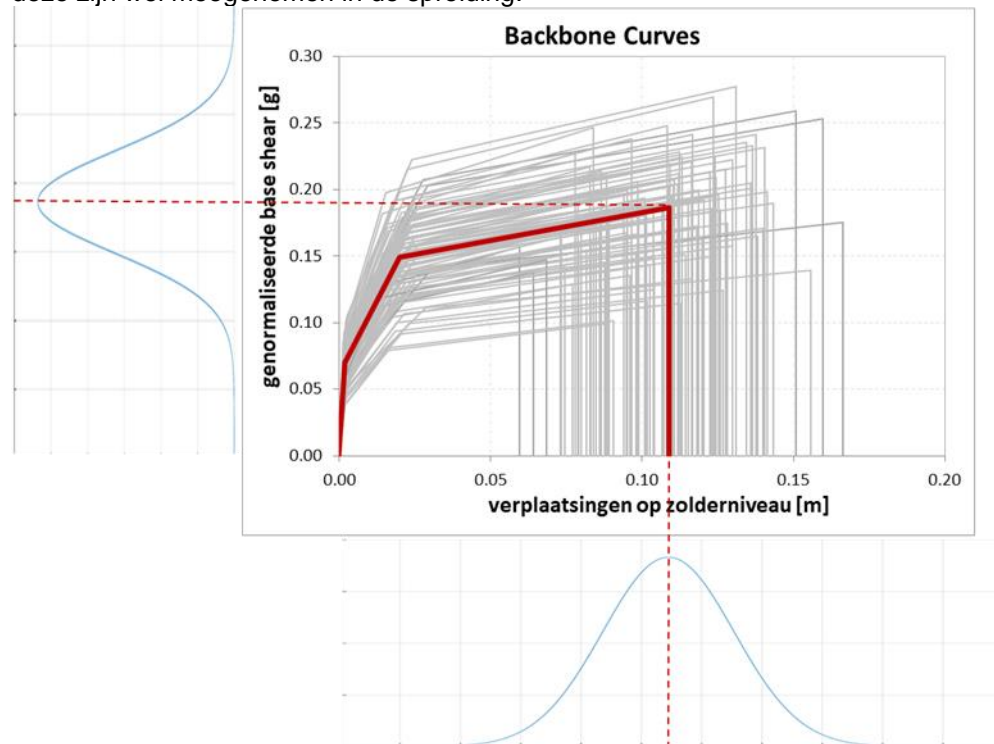
- a) in-het-vlak falen het dominante mechanisme is voor deze typologie. Dit betekent dat NLPO berekeningen kunnen worden ingezet voor de bepaling van de gebouw-tot-gebouw variatie,
- b) dat de trilineaire backbone curve voor het hierboven genoemde gebouw Zijlvest 25 uit [Crowley et al, 2019] het gedrag voor het mediane gebouw voor de typologie METSELWERK2 goed beschrijft.

Verskillende variaties in gebouwen binnen deze typologie en het effect daarvan op het constructieve gedrag zijn door de TU Delft bestudeerd. Dit heeft geresulteerd in (continue) verdelingsfuncties voor bijvoorbeeld de effectieve massa en de backbone curve met een gemiddelde en spreiding, zie bijlage D. Deze informatie is als basis gebruikt voor de afleiding van de kwetsbaarheidskromme in de volgende paragraaf.

4.2 Afleiding kwetsbaarheidsmodel gebaseerd op SDOF modellen

Op basis van de in bijlage D afgeleide verdelingsfuncties voor de effectieve massa en de verplaatsingscapaciteit (deze beschrijven de backbone curve) en afhankelijkheden (correlaties) tussen de verschillende parameters is een groot aantal random trekkingen gedaan voor combinaties van gebouweigenschappen om backbone curves te verkrijgen. Op deze manier kunnen op relatief snelle wijze meerdere gebouwvariaties beschouwd worden, omdat niet voor elk gebouw de backbone curve afgeleid hoeft te worden volgens modelberekeningen zoals in bijlage D.

De variaties komen tot uitdrukking in de gehanteerde variaties rondom de in Figuur 4 rood weergegeven backbone curve voor het mediane gebouw. De verdelingsfuncties die zijn gebruikt voor de variaties zijn ook weergegeven in Figuur 4. In lichtgrijs zijn 100 random trekkingen weergegeven uit deze verdelingsfuncties. Omwille van de leesbaarheid van de figuur zijn de backbone curves met de kleinste kans, die nog verder van de mediane backbone curve liggen, niet weergegeven; deze zijn wel meegenomen in de spreiding.



Figuur 4: Backbone curves uit variatie studie METSELWERK2 (genormaliseerde versnelling is gelijk aan base shear genormaliseerd met effectieve massa \cdot g), de aangehouden spreiding is conform Bijlage D.

Elk van de backbonecurves zoals weergegeven in Figuur 4 is omgezet in een equivalent SDOF model op de wijze zoals beschreven in Bijlage C.2 van het hoofd rapport [TNO, 2021a] en is vervolgens belast met een groot aantal aardbevingssignalen. Dit levert een kwetsbaarheidskromme met een signaal-tot-sigitaal onzekerheid.

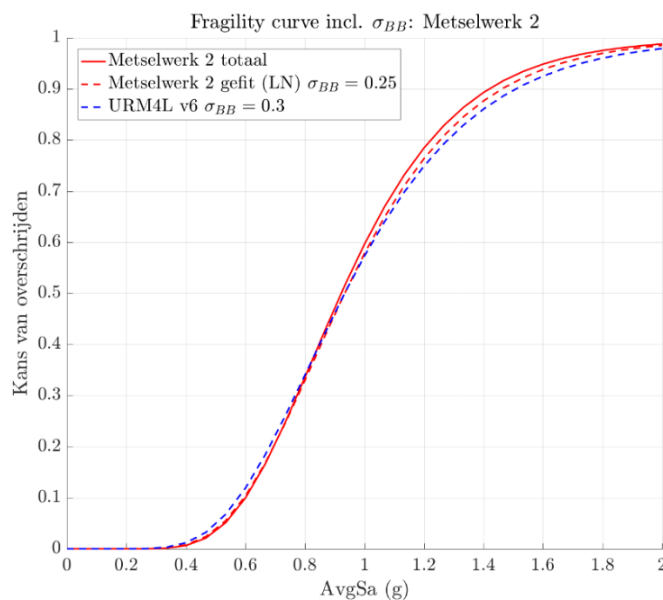
De gebouw-tot-gebouw variatie (σ_{BB}) moet worden opgenomen in de kwetsbaarheidskromme voor METSELWERK2. De kwetsbaarheidskromme beschrijft de kans van falen van de constructie gegeven een bepaalde aardbevingsbelasting. Door de

kwetsbaarheidskrommen voor alle hierboven beschouwde variaties te combineren tot een enkele kwetsbaarheidskromme wordt deze gebouw-tot-gebouw variatie verdisconteerd. In Figuur 5 is de gecombineerde kwetsbaarheidskromme van alle TU Delft gebouwvariaties (rode doorgetrokken lijn) weergegeven (waarvan in Figuur 4 de backbone curves zijn weergegeven). De risicoberekening met de TNO modelketen is gebaseerd op een kwetsbaarheidskromme die lognormaal verdeeld is. Daarom is de gecombineerde curve voor METSELWERK2 (geen lognormale verdeling, rode doorgetrokken lijn in Figuur 5) gefit met een lognormale verdeling (de rode gestreepte lijn). Daarbij is nadruk gelegd op de linker staart van de kwetsbaarheidskromme die het meest relevant is voor de risicoberekening. De rode gestreepte lijn heeft geresulteerd in een gebouw-tot-gebouw variatie van $\sigma_{BB} = 0,25$. Hierbij zijn zowel de onzekerheden in het gedrag als de capaciteit meegenomen (verplaatsingen en maximale toegestane verplaatsing/near-collapse displacement).

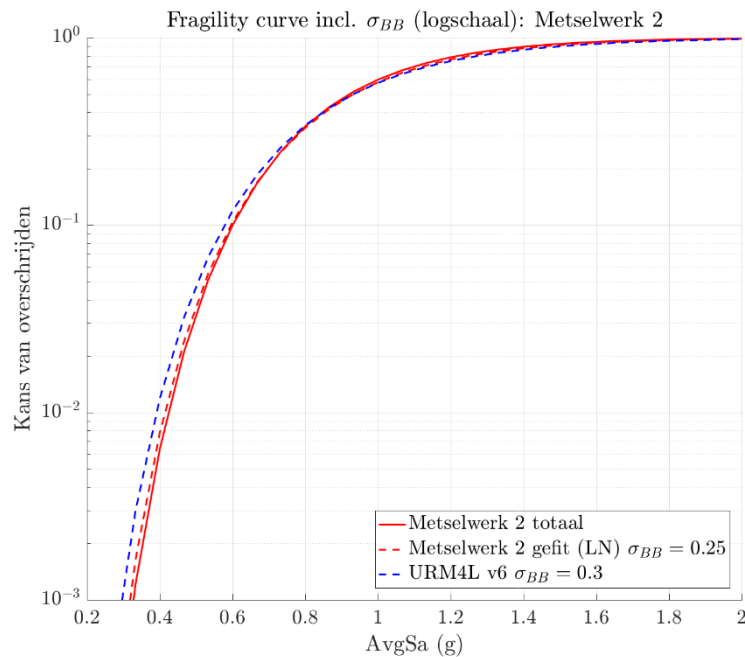
De kwetsbaarheidskromme uit [Crowley et al, 2019] voor URM4L met $\sigma_{BB}=0,3$ is ook weergegeven (blauwe gestreepte lijn). Beide kwetsbaarheidskrommes komen goed overeen. Dit is nog beter te zien in Figuur 6 waar voor de geplote kwetsbaarheidskrommes is ingezoomd op de linker staart van de verdeling die het meest relevant is voor de risicoberekening.

Hieruit blijkt dat de linker staart van de kwetsbaarheidskromme voor URM4L net iets naar links ligt ten opzichte van de gecombineerde curve voor METSELWERK2 en daarom iets conservatiever is.

TNO kiest in geval van METSELWERK2 ervoor om de omhullende van de waarden afkomstig uit de twee informatiebronnen te kiezen. Dit levert de waarde voor $\sigma_{BB} = 0,30$.



Figuur 5: Kwetsbaarheidskromme METSELWERK2



Figuur 6: Kwetsbaarheidskromme METSELWERK2 logaritmische schaal (ingezoomd op de linkerstaart van de verdeling)

4.3 Mediane seismische capaciteit voor de typologie

In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de in paragraaf 4.2 afgeleide mediaan voor de typologie METSELWERK2. Hiervoor zijn twee informatiebronnen beschikbaar: de TU Delft variatiestudie in Bijlage D en de MDOF-SDOF variatiestudies zoals beschreven in Bijlage C.4 van het hoofdrapport [TNO, 2021a].

De TU Delft variatiestudie toont aan dat trilineaire backbone curve voor het gebouw Zijlvest 25 het gedrag voor het mediane gebouw voor de typologie METSELWERK2 goed beschrijft, zie Bijlage D. Deze variatiestudie dekt een groot aantal van de binnen de typologie METSELWERK2 voorkomende gebouwen af, echter niet zeker is of alle door de TU Delft gekozen variaties even waarschijnlijk zijn in Groningen.

In het hoofdrapport [TNO, 2021a] is in bijlage C.4 op basis van MDOF variatiestudies een beschouwing gehouden over de mediane seismische capaciteit. Gebruik is gemaakt van beschikbare studies [Arup 2019a, b]. In deze studies zijn kwetsbaarheidskrommen afgeleid op basis van een volledige MDOF (NLTH) benadering waarbij voor de variaties een koppeling is gemaakt naar de Groningen Exposure Database en het voorkomen daarin van de verschillende mogelijke variaties. In bijlage C van dit rapport is een beschouwing gegeven over de ligging van de mediaan aan de hand van de beschikbare informatie uit [Arup, 2019b, c] en [Crowley et al, 2020]. Uit bijlage D van onderhavig rapport blijkt dat Zijlvest 25 een zwak gebouw is binnen de typologie, daarom is de in bijlage C4 van het hoofd-rapport [TNO, 2021a] mediaanshift van minus 15% niet nodig is geacht.

De uitkomsten van zowel de TU Delft variatiestudie als de MDOF variatiestudie zoals beschreven in Bijlage C, leiden daarmee tot de conclusie dat met het referentiegebouw Zijlvest 25 de mediane seismische capaciteit goed beschreven wordt. Daarom wordt de in paragraaf 4.2 afgeleide mediane seismische capaciteit als correct gezien voor de typologie.

4.4 Gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie

In deze paragraaf wordt nader ingegaan op de in paragraaf 4.2 afgeleide gebouw-tot-gebouw variatie voor de typologie METSELWERK2.

De beschrijving van de kwetsbaarheidskromme onder paragraaf 4.3 bevat de invloed van de variaties in de aardbevingssignalen en de gebouw-tot-gebouw variatie op basis van een SDOF model.

Twee informatiebronnen voor de gebouw-tot-gebouw variatie zijn beschikbaar: enerzijds de TU Delft variatiestudie beschreven in paragraaf 4.1 van het onderhavige rapport en anderzijds de MDOF-SDOF variatiestudie van Arup zoals beschreven in bijlage C4 van het hoofdrapport [TNO 2021a]. Zie ook paragraaf 4.3 voor enkele bemerkingen bij deze studies.

In de MDOF studie in bijlage C4 van het hoofdrapport is een waarde van 0,3 afgeleid voor de gebouw-tot-gebouw variatie (σ_{BB}) van METSELWERK2 op basis van de genoemde MDOF variatiestudie.

Deze waarde $\sigma_{BB}=0,3$ is ook gebruikt in [Crowley et al, 2019] voor URM4L. Daarom wordt de in paragraaf 4.2 afgeleide gebouw-tot-gebouw spreiding $\sigma_{BB}=0,3$ als correct gezien voor de typologie.

4.5 Modelonzekerheid

De backbone curves zijn gebruikt voor het bepalen van de invloed van de signaal-tot-signaal variatie per referentiegebouw aan de hand van een één massa-veersysteem berekening. Dit is een zekere mate van versimpeling, echter het draaien van vele duizenden NLTH's voor dit doel zou te veel tijd vergen.

Het effect van deze versimpeling is opgenomen in de modelonzekerheid. De waarde voor de modelonzekerheid β_m volgt uit de waarden voor β_c en β_q zoals in het hoofdrapport toegelicht en wordt geïmplementeerd via een 'logic tree' zoals toegelicht in het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Er is gekozen om voor β_q (voor definitie zie het hoofdrapport [TNO, 2021a], bijlage D), voor METSELWERK2, een waarde $\beta_q=0,25$ te gebruiken, omdat het SDOF model niet als 'superior' conform de FEMA terminologie kan worden gezien. Voor β_c wordt de waarde 0,25 aangehouden, conform bijlage D van [TNO, 2021a].

De modelonzekerheid wordt verwerkt in een 'logic tree' met 3 takken: 'lower', 'middle' en 'upper'. Dit leidt tot de waarden van b_{lower} en b_{upper} in onderstaande tabel. Voor achtergronden hierbij en de betekenis van deze parameters zie bijlage C.3 van het hoofdrapport [TNO, 2021a].

Tabel 4: Parameters voor de modelonzekerheid van METSELWERK2

Parameters	METSELWERK2
b_{0lower}	-2,735
$b_{0middle}$	-2,130
b_{0upper}	-1,524
Modelonzekerheid β_m	0,35

De 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 mediane kwetsbaarheidskromme met de parameter $b_{0middle}$.

4.6 Gevolgmodellering

Voor de gevolgmodellering worden het model en de waarden uit [Crowley et al, 2019] als basis genomen. In dat rapport wordt voor CS3 uitgegaan van een overlijdenskans gegeven falen van 0,42. Gegeven de wijze van instorten zoals waargenomen in de NLTH-berekeningen van de referentiegebouwen acht TNO dit een redelijke waarde.

In Tabel 5 zijn de door TNO gebruikte parameters van het gevolgmodel gegeven, zoals toegepast als meest waarschijnlijke schatting voor alle collapse states, dit leidt tot de waarden van de overlijdenskansen zoals deze op de 'middle' branch van het gevolgmodel zijn gebruikt. Voor de 'lower' en 'upper' branch wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021a]. Deze waarden zijn gebaseerd op Tabel 6.2 van [Crowley et al, 2019].

Tabel 5: Parameters voor de gevolgmodellering voor METSELWERK2

Parameters	METSELWERK2
Pd_inside CS1	0,0084
Pd_inside CS2	0,021
Pd_inside CS3	0,42
Pd_outside CS1	0,01
Pd_outside CS2	0,025
Pd_outside CS3	0,5

4.7 Marge ACVG advies

ACVG heeft in de brief aan de ministers van EZK en BZK zijn beoordeling gegeven van de door TNO uitgevoerde berekeningen voor de typologieën [ACVG, 2021]. Naar aanleiding van deze beoordeling stelt ACVG voor om bij de implementatie van de typologieaanpak een extra marge toe te passen door de kwetsbaarheidskromme te verschuiven ten opzichte van de door TNO afgeleide krommes. Hiermee wordt een extra veiligheidsmarge ingebouwd. Het resultaat van deze marge is een aanpassing van de waarden voor de parameters b_0 uit Tabel 4 in de beschrijving van de kwetsbaarheid. Deze marge wordt in het volgende hoofdstuk in Tabel 6 gepresenteerd.

5 Sterkteparameters in TNO modelketenberekening

In dit hoofdstuk wordt op basis van de overwegingen gemaakt in hoofdstuk 4 het overzicht gegeven van de voor METSELWERK2 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 vlekkenkaarten voor METSELWERK2. Hoe deze parameters toegepast worden is beschreven in het hoofdrapport [TNO, 2021a].

In de laatste kolom van Tabel 6 is weergegeven welke de parameterwaarden zijn nadat de voorgestelde marge van ACVG zoals beschreven in paragraaf 4.7 is toegepast. De door het ACVG voorgestelde shift leidt tot een verschuiving van de b_0 waarden zoals weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6: Overzicht van invoerparameters in de TNO modelketenberekening

Parameters	METSELWERK2	METSELWERK2 (marge van ACVG)
b_{0lower}	-2,735	-2,533
$b_{0middle}$	-2,130	-1,928
b_{0upper}	-1,524	-1,322
b_1	1,2524	1,2524
σ_s	0,468	0,468
DL_CS1	0,039	0,039
DL_CS2	0,094	0,094
DL_CS3	0,109	0,109
Modelonzekerheid β_m	0,35	0,35
Pd_inside CS1	0,0084	0,0084
Pd_inside CS2	0,021	0,021
Pd_inside CS3	0,42	0,42
Pd_outside CS1	0,01	0,01
Pd_outside CS2	0,025	0,025
Pd_outside CS3	0,5	0,5

6 Controles

De resultaten van de door TNO en TU Delft uitgevoerde analyses aangevuld met studies om de variaties op de juiste wijze in rekening te brengen, leveren het sterktemodel op dat in de vorm van kwetsbaarheidskrommen en keuzes voor de modelonzekerheid in de TNO modellenketen is geïmplementeerd.

ACVG heeft in haar advies van november 2020 gevraagd een aantal controles uit te voeren [ACVG, 2020]. Dit betreft de volgende punten:

- Toon aan dat de aannames en interpretaties bij NLTH-berekeningen voldoende onderbouwd zijn.
- Toon aan dat de modellering van de gebouw-tot-gebouwvariabiliteit past bij de Groningse realiteit.
- Toon aan dat een uitgebreidere opname geen wezenlijke invloed heeft op het beoordelingsresultaat.
- Toon aan dat uit-het-vlak bezwijken correct is meegenomen in versimpelde (SDOF) modellen.

Voor een nadere toelichting op deze vier punten wordt naar het ACVG advies van november 2020 verwezen. Hieronder wordt kort beschreven welke controles voor METSELWERK2 zijn uitgevoerd. Deze controles zijn in de bijlagen A en B bij dit rapport uitgewerkt.

6.1 NLTH berekeningen

Met betrekking tot de NLTH berekeningen is langs twee wegen invulling gegeven aan de gevraagde onderbouwing.

Als eerste is in het hoofdrapport in Bijlage B.2 een uitgebreide beschrijving gegeven van de aannames en interpretaties bij de NLTH berekeningen. Daarbij zijn deze tevens vergeleken en afgestemd met de aanpak zoals deze gevolgd is binnen NEN NPR 9998 module 3 [NEN, 2020].

Als tweede zijn de resultaten van de typologie aanpak (zonder de marge van ACVG) vergeleken met de uitkomsten van twee typen NLTH berekeningen aan één gebouw uit de typologie METSELWERK2 dat in het kader van NEN Module 3 is geanalyseerd. Het voordeel van het gebruik van deze analyses is dat er binnen de NEN Module 3 afstemming heeft plaatsgevonden tussen de betrokken ingenieursbureaus over de te volgen werkwijze. De uitkomsten bevatten daarom redelijkerwijs de state-of-the-art kennis op dit gebied.

De analyse van de resultaten laat zien dat voor het doorgerekende gebouw de typologie aanpak voor METSELWERK2 strenger is dan de NLTH analyses uitgevoerd conform de NPR 9998:2020.

Het strenger zijn van de typologie-aanpak ligt in de lijn der verwachting, omdat de typologie-aanpak veilig moet zijn voor een groot aantal gebouwen binnen een typologie.

6.2 Gebouw tot gebouw variabiliteit

Voor de keuzes met betrekking tot mediaan en spreiding in de kwetsbaarheidskromme wordt gerefereerd aan hoofdstuk 4 en bijlage C van dit rapport en bijlage C.4 van het hoofdrapport [TNO, 2021a]. Op basis van de beschikbare informatie acht TNO het aannemelijk dat de resulterende kwetsbaarheidskromme een adequate beschrijving is van de seismische capaciteit van de Groningse gebouwenvoorraad binnen de typologie METSELWERK2.

6.3 Uitgebreidere opname

Om aan te tonen dat een uitgebreidere opname geen wezenlijke invloed heeft op het beoordelingsresultaat is een check uitgevoerd met de vier referentiegebouwen van METSELWERK1, die met elkaar de spreiding binnen deze typologie afdekken. Dit is beschreven in [TNO, 2021c]. Geconcludeerd is dat de kans beperkt is dat een METSELWERK1-pand dat *voldoende veilig* wordt verklaard op grond van de typologiebenadering, *onvoldoende veilig* zou worden verklaard als er meer gegevens over het betreffende pand zouden worden ingewonnen en meegenomen in de risicoberekening. Omdat gewerkt wordt met een vergelijkbare aanpak in de ontwikkeling voor METSELWERK2 lijkt het niet onredelijk voor de METSELWERK2 ook deze conclusie te trekken.

6.4 Uit het vlak falen

Het uit-het-vlak bezwijken van metselwerk wanden in gebouwen kan in NLTH-berekeningen worden nagegaan aan de hand van twee verschillende toetswijzen (zie NPR 9998, Annex F):

- a) Directe toets (ook wel genoemd: expliciete methode). Bij deze toets bepaalt het aan experimenten gekalibreerde FEM rekenprogramma of de desbetreffende wand op basis van uit-het-vlak bezwijken is.
- b) Indirecte toets. Bij deze toets wordt het bezwijken van een wand bepaald door het overschrijden van bepaald criterium voor de grootste verplaatsing van de wand uit-het-vlak.

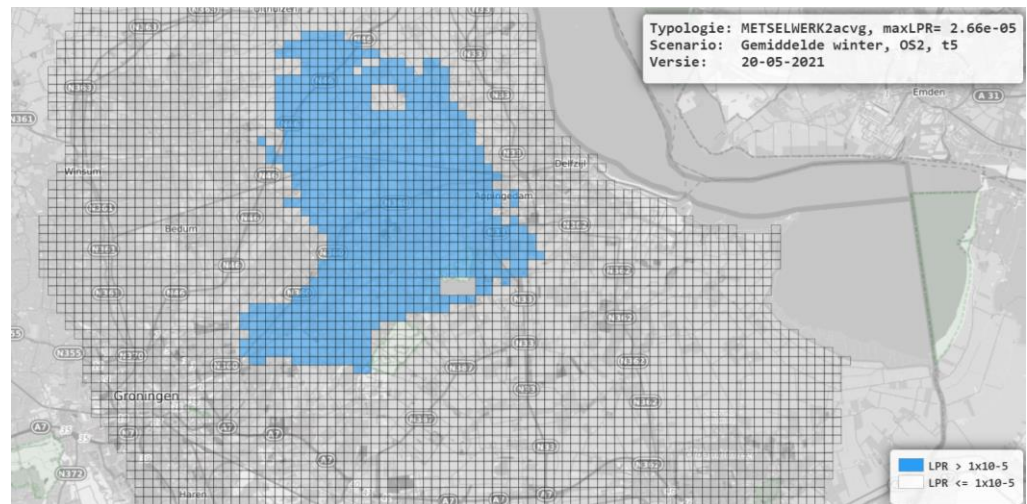
TNO acht het noodzakelijk dat voor het berekenen van het overlijdensrisico de voortschrijdende instorting moet kunnen zijn gemodelleerd en vertaald naar 3 collapse states (CS1, CS2 en CS3). Hiervoor is het nodig dat na lokaal uit het vlak bezwijken de FEM analyse voortgezet wordt zonder de gefaalde onderdelen met een aangepast krachtsverdeling, dit totdat globaal instorten wordt waargenomen. Dit is in de state of the art softwareberekeningen zoals vandaag de dag beschikbaar slechts mogelijk bij het expliciet modelleren van uit-het-vlak falen. Dit expliciet faalgedrag is gekalibreerd aan dynamische (triltafel) experimenten en door TNO voorzien van een modelonzekerheid voor het FEM model en een modelonzekerheid voor de imperfecties, scheefstanden en andere afwijkingen.

Bij het overschrijden van een indirecte toets kan moeilijk worden vastgesteld welke collapse state optreedt en kan voortgaande instorting niet worden beschouwd. Daarom kan een indirecte toets niet direct gebruikt worden voor de bepaling van het overlijdensrisico. De indirecte toets is daarom vooral geschikt om inzicht te verkrijgen in de expliciete toets. Om dit inzicht te vergroten is een aantal controleberekeningen uitgevoerd.

TU Delft gebruikt voor de controleberekeningen een indirecte toets met een criterium van 100 % van de wanddikte (in de regel 100 mm), dit op basis van validatie aan van beschikbare experimenten. Naar aanleiding hiervan heeft ACVG aan TNO aanvullend de vraag gesteld wat de invloed is van een kleinere waarde van het criterium bij de indirecte toets, 60% van wanddikte. In dat kader zijn voor METSELWERK1 aanvullende analyses uitgevoerd [TNO, 2021c]. Voor METSELWERK2 is het faalmechanisme uit-het-vlak falen minder relevant, omdat vanwege het groter gevelopeningspercentage het gebouw slapper is en er eerder soft-storey gedrag met in-het-vlak falen optreedt. Er wordt verwezen naar het rapport voor METSELWERK1 [TNO, 2021c] waarbij opgemerkt wordt dat de resultaten van METSELWERK1 om bovengenoemde redenen naar verwachting conservatief zijn voor METSELWERK2.

7 Vlekkenkaart voor de typologie

Met de in hoofdstuk 5 gegeven waarden voor de parameters voor de sterkte - inclusief de marge van ACVG - is met de TNO modelketen, op basis van de in het hoofdrapport [TNO, 2021] gegeven algemene instellingen, de vlekkenkaart voor METSELWERK2 bepaald. Deze is hieronder weergegeven. Voor meer achtergrond bij de totstandkoming van de vlekkenkaarten wordt verwezen naar het hoofdrapport [TNO, 2021].



Met blauw zijn de gridcellen ingekleurd waar gebouwen van typologie METSELWERK2 niet voldoen aan de Meijdam norm.

8 Referenties

[ACVG, 2020]

Advies Typologieaanpak, 17 november 2020, ACVG kenmerk 202011-01

[ACVG, 2021]

Beoordeling aanvullingen TNO op typologieaanpak, 27 mei 2021, ACVG kenmerk 202105-01

[Arup, 2016]

LS-DYNA validation booklet, juli 2016

[Arup 2016a]

Arup, "Exposure Database V3".

[ARUP 2016b]

Arup, "Geometric characteristic study of current building selection for numerical modelling", April 2016

[Arup,2017]

Typology modelling for fragility development, 2017

[Arup 2017a]

Arup, "Exposure Database: V3 Post-analysis report", January 2017.

[Arup 2017b]

Arup, "Groningen Earthquakes Structural Upgrading: Data Documentation Exposure Database Version 5", November 2017.

[Arup, 2019a]

Typology Modelling - Analysis Results in Support of Fragility Functions - 2018-2019

[Arup, 2019b]

Typology Modelling - Typology Modelling Explicit MDOF Validation of Fragility Functions - URM3L - URM4L, 2019

[Arup 2019c]

Arup, "Exposure Database V6: Data Documentation, Technical Report and Postprocessing to produce the v6 Exposure Model", July 2019.

[Arup 2019d]

Arup, "Exposure Database V7: Data Documentation, Technical Report and Exposure Model", December 2019.

[Arup, 2020]

LS-DYNA Masonry Model Recalibration, 4 Mei 2020

[Brzev et al, 2013]

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

[Crowley et al, 2015]

Helen Crowley, Rui Pinho, Barbara Polidoro and Peter Stafford, "Development of v2 Partial Collapse Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. November 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.

[NEN Module 3, 2020]

NEN Module 3 end conclusions. Concept version v02, Arup, BORG, TU Delft (8 - 12-2020).

[TNO, 2021a]

TNO Rapport 2020 R10628A: Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen1 - Achtergrond bij de methode, TNO, 2021

[TNO, 2021b]

TNO Rapport 2021 R11002 Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen – Typologisch toedelen, TNO, 2021

[TNO, 2021c]

TNO Rapport 2021 R10699A Typologie-gebaseerde beoordeling van de veiligheid bij aardbevingen in Groningen – Uitwerking van typologie METSELWERK1, TNO, 2021

9 Ondertekening

Delft, 3 september 2021

TNO

Ir.ing. M. Steins
Project Manager

Dr. P.C. Rasker
Research Manager Structural Reliability

A Vergelijking met berekeningen uitgevoerd in kader van ontwikkeling NPR 9998

In deze bijlage worden de resultaten van de typologie aanpak vergeleken met berekeningsresultaten zoals deze verkregen zijn binnen de NEN Werkgroep bij de ontwikkeling van NPR 9998:2020. Dit betreft de uitkomsten van de berekeningen van vier gebouwen zoals deze in het kader van NEN Module 3 [NEN Module 3, 2020] zijn geanalyseerd en berekeningen die gebruikt zijn voor de kalibratie van Annex H bij de NPR 9998:2020. Binnen de NEN Module 3 heeft afstemming plaatsgevonden tussen de betrokken ingenieursbureaus over de te volgen werkwijze. De uitkomsten bevatten daarom redelijkerwijs de state-of-the-art kennis op dit gebied.

Deze bijlage beschouwt NLTH berekeningen voor enkele gebouwen met oplopende niveaus van de bodemversnelling, voor het verkrijgen van inzicht in lokaal uit-het-vlak bezwijken en globaal bezwijken.

Binnen NEN Module 3 zijn door ingenieursbureaus gedetailleerde NLTH berekeningen gemaakt voor een terraced C gebouw (naamgeving conform [NEN Module 3, 2020]). Dit gebouw valt in de typologie METSELWERK2. In totaal zijn twee berekeningen beschikbaar, deze zijn hieronder weergegeven:

Building	LS-Dyna explicit	LS-Dyna indirect
Terraced C	x	x

De analyses nemen zowel in-het-vlak falen als uit-het-vlak falen van wanden mee. De analyses zijn uitgevoerd gebruik makend van 2 typen bezwijkcriteria: expliciet gemodelleerd of indirect gecheckt (in-het-vlak én uit-het-vlak) middels grenzen aan de vervormingen. In NEN Module 3 zijn de tijdsignalen op de twee modellen toegepast met een schaalfactor; zo is bepaald vanaf welke PGA de gebouwen niet meer voldoen. Onderstaande tabel toont deze PGA waarden voor de twee beschouwde NLTH analyses.

Gebouw	Max. PGA [g]	
	LS-DYNA explicit	LS-DYNA indirect
C terraced	0.244	0.145

De berekeningen in [NEN Module 3, 2020] zijn gemaakt op basis van het NPR Webtool 2018 spectrum. Als de capaciteit uitgedrukt in PGA wordt vergeleken met de PGA conform de Webtool, periode t1, dan kan in een kaart zichtbaar gemaakt worden waar de capaciteit van het gebouw groter is dan de belasting volgens de Webtool, ofwel waar het gebouw wel of niet veilig genoeg is. Deze kaart kan dan vergeleken worden met de typologie METSELWERK2 vlekkenkaart.

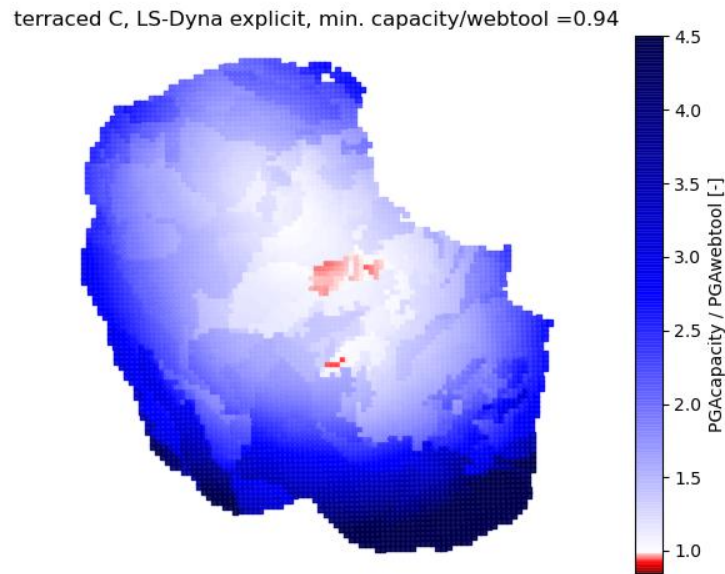
Tabel A.1.1 laat de verhouding zien tussen de capaciteit van het gebouw uitgedrukt in PGA en de belasting in PGA uit de NEN Webtool voor de twee NLTH berekeningen, voor het geval dat alle gebouwen op alle mogelijke locaties in Groningen worden bekeken. Als deze verhouding groter is dan 1, dan voldoet het gebouw.

Het gebouw met een capaciteit zoals hierboven besproken, wordt als het ware getoetst voor alle gridpunten in de NPR Webtool. De kleinste verhouding in het veld is weergegeven in onderstaande tabel samen met de kleinste, gemiddelde en grootste verhouding tussen capaciteit en belasting binnen de typologie vlek.

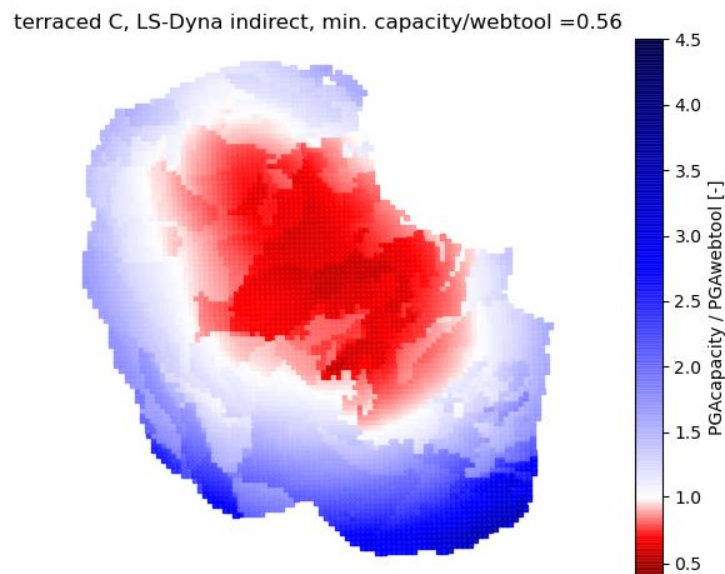
Tabel A.1. Resultaten voor de twee simulaties van gebouwtype Terraced C uit [NEN Module 3, 2020] in relatie tot de typologie vlekkenkaarten van juni 2020. De resultaten zijn uitgedrukt in termen van verhouding tussen de capaciteit PGA uit de simulaties en de PGA voor t1 uit de NPR Webtool. Is de verhouding hoger dan 1 dan is het beschouwde gebouw veilig. Is de verhouding kleiner dan 1, dan is versterking nodig. De laagste verhouding in het hele veld is weergegeven in de eerste kolom. De daarop volgende kolommen geven de laagste, gemiddelde en hoogste verhouding van de gridpunten weer die corresponderen met de typologie vlekkenkaarten (de eerste en tweede kolom geven gelijke waarden). Dit geeft een beeld van de marges binnen de typologievlek voor die specifieke NLTH berekening.

Gebouw simulatie	Minimum verhouding PGA capaciteit/ PGA webtool	Minimum verhouding in typologie vlek	Gemiddelde verhouding in typologie vlek	Maximum verhouding in typologie vlek
C terraced LS-DYNA explicit	0.94	0.94	1.09	1.36
C terraced LS-DYNA indirect	0.56	0.56	0.65	0.81

In de hierna volgende figuren is de verhouding tussen de capaciteit uitgedrukt in PGA en de belasting in PGA voor periode t1 uit de NPR Webtool 2018, weergegeven voor de twee simulaties. Dit betreft de verhoudingen zoals in Tabel A.1 maar dan weergegeven voor heel Groningen. Hoe hoger de verhouding, hoe meer marge en hoe dieper het blauw.



Figuur A.1. Kaart voor gebouwtype terraced C, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw-rood de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, rood betekent voldoet niet aan NPR. De minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 0.94.



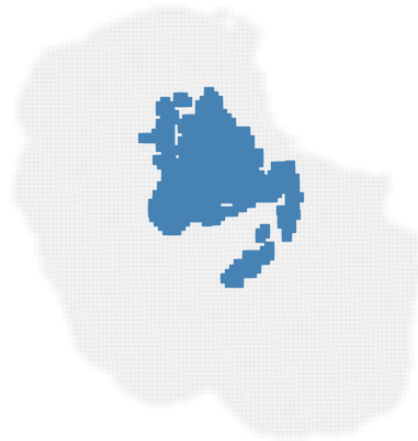
Figuur A.2. Kaart voor gebouwtype terraced C, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw-rood de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR Webtool voor t1, rood betekent voldoet niet aan NPR. De minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 0.56.

Beide berekeningen laten een (rode) vlek zien waar het Terraced C volgens deze NPR berekeningen niet voldoet voor periode t1 uit de NPR Webtool 2018. De vlek voor periode t5 is kleiner vanwege de lagere dreiging.

De kaarten (Figuur A.1-A.2) kunnen worden vergeleken met de typologievlekkenkaart voor METSELWERK2. Hier wordt opgemerkt dat de hiervoor beschreven NLTH [NEN Module 3, 2020] resultaten gebaseerd zijn op periode t1 van de NPR webtool (het spectrum van de 2018 webtool versie).

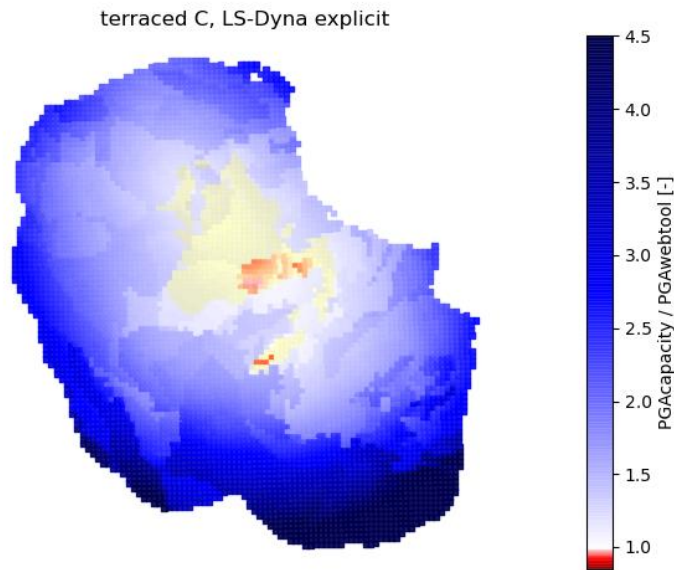
Dit correspondeert niet met de vlekkenkaart in hoofdstuk 7 van dit rapport die voor periode t5 afgeleid is. Om de vergelijking te kunnen maken is daarom een vergelijkbare kaart geconstrueerd op basis van de parameters van de kwetsbaarheidskromme voor METSELWERK2 beschreven in dit rapport zonder de marge van ACVG, gecombineerd met een seismische dreiging volgens dezelfde uitgangspunten als periode t1 in de 2018 NPR webtool (gasproductie, seismologisch model, bodembewegingsmodel). Figuur A.3 toont deze typologie vlekkenkaart voor de corresponderende typologie METSELWERK2. In deze vlekkenkaart voldoen de gebouwen van de betreffende typologie binnen de vlek niet aan de Meijdamnorm en buiten de vlek wel.

METSELWERK2,t1, max LPR=2.36e-05, no.cells>1e-5=605

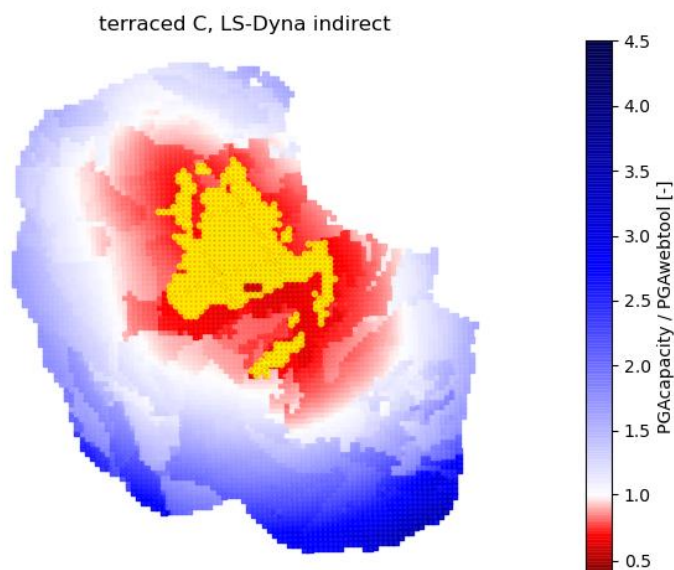


Figuur A.3. Vlekkenkaart voor typologie METSELWERK2, zonder marge van ACVG, voor periode t1, met in blauw cellen die boven de Meijdamnorm uitkomen.

In onderstaande figuren is de typologie METSELWERK2 vlekkenkaart voor periode t1 in lichtgeel weergegeven op de kaarten voor de twee NLTH simulaties als voorheen.



Figuur A.4. Kaart voor gebouwtype terraced C, NLTH berekening LS-Dyna expliciet. In blauw-rood de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, rood is voldoet niet aan NPR. De minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 0.94. In geel de vlekkenkaart voor METSELWERK2.



Figuur A.5. Kaart voor gebouwtype terraced C, NLTH berekening LS-Dyna indirect. In blauw-rood de verhouding tussen PGA capaciteit en PGA in de NPR webtool voor t1, rood is voldoet niet aan NPR. De minimum verhouding PGA capaciteit/PGA webtool is 0.56. In geel de vlekkenkaart voor METSELWERK2.

Uit de hiervoor getoonde combinatieplots volgt dat de typologie aanpak voor METSELWERK2 een grotere vlek oplevert dan de NEN Module 3 berekeningen volgens de expliciete methode en een kleinere vlek dan de Module 3 berekeningen volgens de indirecte methode.

Opgemerkt wordt dat het toetsen conform indirecte methode hier betrekking heeft op het uit-het-vlak bezwijken van de topgevels. Deze puntvormige wanden zijn in de NEN studie als 'cantilever' gemodelleerd zonder ondersteuning aan de bovenkant. In dat geval zal bij het overschrijden van de uit-het-vlak bezwijkgrens van 60 mm (hier gemeten aan de bovenkant van de wanden, bij de nok) het dak 60 mm scheef staan maar het dak is niet bezwiken. Het indirecte criterium is daarmee voor deze topgevels zeer conservatief en daarmee binnen de typologieaanpak niet bruikbaar. Ook wordt opgemerkt dat in werkelijkheid de topgevels en de woningscheidende wanden op de zolder wel in zekere mate gesteund zijn aan de bovenzijde waardoor het seismische gedrag van deze wanden aanmerkelijk beter wordt.

Om deze reden is de expliciete methode hier accurater en heeft de voorkeur. De METSELWERK2 vlekkenkaart biedt een ruime marge ten opzichte van de NEN module 3 toetsing.

B Ligging referentiegebouwen in Groningse gebouwenpopulatie

B.1 Inleiding

In deze bijlage wordt toegelicht welke overwegingen ten grondslag hebben gelegen aan de keuze van de referentiegebouwen, zodanig dat deze zo goed mogelijk aansluiten bij de gebouwen die voorkomen in de Groningse bouwvoorraad. Het vervolg van deze bijlage is in het Engels.

B.2 General methodology

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 TNO report [TNO, 2021a].

The structural behaviour is simulated using accurate non-linear time-history analyses (NLTH) on a multi-degree-of-freedom (MDOF) model of the structure (which represents the median building of the typology) subjected to 11 ground motion records.

The choice that led to the definition of the index buildings (index buildings are reference buildings for the fragility development) was based on a study of the building stock performed by Arup, which developed and updated an exposure database (EDB) in [Arup 2016a, Arup 2017, 2019a and 2019b]. 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 study 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 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 B.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 B.1 Attributes included in the GEM taxonomy string for the Exposure database [Arup 2019d]

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.

Representativeness of the selected index (median) buildings

The index (or median) building of a given typology is a building 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.”*

The representativeness of the index buildings in [Crowley et al, 2015] for the respective typologies was investigated by Arup in [Arup 2017a]. For this purpose building properties related to geometry and year of construction were selected (see Table B.2 *Table*). In the study, Arup selected some of the macro-typologies of interest and extracted for those the distribution of the selected building characteristics using 300 samples from EDB V3 [Arup 2016a]. The macro-typologies concern buildings with the same category use, as described in [Crowley et al, 2015], but which are characterized by different structural systems. Finally, the distributions of the characteristics are compared to those obtained from the index buildings for the corresponding typologies.

Table B.2 Properties investigated in the representativeness study of [Arup 2016b].

Parameter	Description
Building year	The building year provided by BAG
Building Height	Height of the highest point of a building's geometry from the ground level (excl. chimneys)
Volume	The enclosed volume within the building envelope
Façade Area	Sum of areas of all vertical surfaces of the building envelope. In terraced buildings and older apartments, this includes also the interfaces between adjacent units
Gutter Height	The distance of the lengthiest linear horizontal roof-wall connection to the ground level
Footprint area	Area of the building's outline polygon (e.g. as provided by BAG)
Presence of Gable Walls	Presence/Absence of gable walls
Shape in Plan	Shape type of a building's footprint (Rectangular, L-shaped, S-T-U shaped and complex)
Presence of Extensions	Presence/Absence of extensions extension (i.e. a flat roof extension of the main building geometry, possibly built at a later stage than the building's initial construction)

The index buildings investigated in the Arup study are presented in Table B.3.

Table B.3 Index buildings and corresponding typologies in the Typology approach investigated in [Arup 2016b].

Index building	Typology
Nieuwstraat 8	Not used in [Crowley et al. 2020]
Kwelder 1	METSELWERK6
Type C	Not used in [Crowley et al. 2020]
Zijlvest 25	METSELWERK2
Julianalaan 52	METSELWERK1
Schuitenzand flat	METSELWERK8
Koeriersterweg 18	METSELWERK9
De Haver	METSELWERK9

The study in [Arup 2016b] concludes that the index buildings are reasonably fitting with the distribution of the typologies. It should be noted that the main structural (and dynamic) properties are already considered in the GEM taxonomy string, which includes the lateral load resisting system and the floor material. Since the exposure database doesn't provide information on more structural details (such as connection type) for the entire building stock, those cannot be investigated for representativeness.

Another 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 [Arup2017b]. This distribution can be compared to the properties of the corresponding index buildings provided in [Crowley et al. 2017] and reported in Figure B.1. The characteristics ranges for the aforementioned properties are provided in Figure B.2.

Index Building Name	Year of Construction	Structural Layout	Gutter Height (m)	Footprint area (m ²)
Precast RC post and beam	N/A	WBW	6.5	1880
Precast RC wall-slab-wall	N/A	UBH	5.52	44 per unit
Cast-in-place RC post and beam	N/A	WBW	6.5	1880
Cast-in-place RC wall-slab-wall	N/A	UBH	5.56	44 per unit
De Haver	1900's	WBH	2.9 (house) 3.7 (barn)	194 (house), 1530 (barn)
Solwerderstraat 55	<1945	UBA	6.1	113
Julianalaan 52	1950's	UBH	5.4	45 per unit
Type C	1970's	UBH	2.8	70 per unit
Zijlvest 25	1976	UBH	5.5	53 per unit
Koeriersterweg 20-21	TBD	UBH	8.59	50 per unit
Nieuwstraat 8	1940s	UH	3.0	70
Kwelder 1	TBD	UH	2.75	98
Schuitenzandflat 2-56	TBD	BTN	13.8	720
Badweg 12	1940's	UH	2.8	67
Kwelder 8	TBD	UH	2.75	76
Steenweg 19	2005	WBW	6.5	432
Glulam portal frame	N/A	WBW	4.0	460
Beneluxweg 15	2001	WBW	3.8	300

Figure B.1 Characteristics of the index buildings selected in [Crowley et al. 2017].

Structural System	Year of Construction	Structural Layout	Gutter Height (m)	Footprint Area (m ²)
CR+PC/LPB/CR+PC/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1980-1999	WBW	3.1-4	>300
CR+PC/LWAL/CR+PC/LN/EWN/FC/HBET:1,2	1980-1999	UBH	5.1-6	51-100
CR+CIP/LPB/CR+CIP/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1960-1979	WBW	3.1-4	>300
CR+CIP/LWAL/CR+CIP/LN/EWN/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LH/MUR/LH/EWN/FW/HBET:1,2	<1900	WBH	3.1-4	>300
MUR/LWAL/MUR/LN/EWN/FW/HBET:1,2	1920-1939	UBH	4.1-5	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:1,2/IRIR+IRVP:CHV	1960-1979	UBH	5.1-6	51-100
MUR/LWAL/MUR/LN/EW/FC/HBET:3,20	1960-1979	UBH	8.1-9	51-100
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EWN/FW/HBET:1,2	1920-1939	UH	3.1-4	51-100
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FC/HBET:1,2	1980-1999	UH	4.1-5	101-150
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FC/HBET:3,20	1960-1979	BTN	>11	151-200
MUR/LWAL/MUR/LWAL/EW/FW/HBET:1,2	1920-1939	UH	3.1-4	101-150
W/LWAL/W/LWAL/EW/FW/HBET:1,2	1980-1999	UH	4.1-5	101-150
S/LFM/S/LFM/EWN/FC/HBET:1,2	1980-1999	UH	3.1-4	101-150
S/LFBR/W/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1980-1999	WBW	3.1-4	>300
S/LFBR/S/LPB/EWN/FN/HBET:1,2	1960-1979	WBW	3.1-4	>300

Figure B.2 Ranges of buildings characteristics of the typologies selected in [Crowley et al. 2015].

An updated version of Figure B.1 can be found in [Crowley et al. 2020], which expands on the previous number of index buildings. This is provided in Figure B.3.

Index Building Name	Vulnerability Class	Year of Construction	Geometric Layout	Gutter Height (m)	Footprint area (m ²)
Cast-in-place RC post and beam	RC2	N/A	W	6.5	1880
Precast RC post and beam	PC2	N/A	W	6.5	1880
CIP RC wall-slab-wall	RC3L	N/A	U	5.56	44 per unit
Welhaak	PC3L	1979	U	5.4	66 per unit
Adamistraat	PC3L	1979	U	2.85	90 per unit
De Haver barn	W1	1900's	W	3.7	1530
Kwelder 8	W3	1996	U	2.75	76
Steenweg 19	S1L	2005	W	6.5	432
Beneluxweg 15	S3	2001	W	3.8	300
De Haver barn	URM1F_B	1900's	WC	3.7	1530
De Haver house	URM1F_HC			2.9	194
Molenweg 25 barn	URM1F_B	1877	WC	2.49	140
Molenweg 25 house	URM1F_HC			3.16	243
Molenweg 29 barn	URM1F_B	1958	WA	2.85	443
Molenweg 29 house	URM1F_HA			2.65	95
Eestumerweg 51 barn	URM1F_B	1960	WA	2.1	220
Eestumerweg 51 house	URM1F_HA			2.75	69
Solwerderstraat 55	URM2L	<1945	U	6.1	113
Julianalaan 52	URM3L	1950's	U	5.4	45 per unit
E45 Schildwolde	URM3L	1971	U	6.17	59 per unit
Wilgenbros	URM3L	1963	U	5.35	47 per unit
Oostergoweg	URM3L	1961	U	5.25	59 per unit
Koeriersterweg	URM3M_U	1941	U	8.59	50 per unit
Drive in	URM3M_D	1972	U	8.1	47 per unit
Schuitenzandflat 2-56	URM3M_B	1964	B	13.8	720
Zijlvest 25	URM4L	1976	U	5.5	53 per unit
E45 Delfzijl	URM4L	1966	U	5.35	61 per unit
Patrimoniumstraat	URM5L	1940's	U	2.85	39 per unit
Kwelder 1	URM7L	1996	U	2.75	98
Badweg 12	URM8L	1940's	U	2.8	67
Dijkstraat (building A)	URM9L	<1945	U	7.5	170

Figure B.3 Characteristics of the index buildings selected in [Crowley et al. 2020].

B.3 Choice of index building for METSELWERK2

Figure B.4 presents the distribution of the properties of METSELWERK2 as defined in [Crowley et al. 2015] and obtained from the V5 exposure database [Arup 2017b]. In the figures, the properties of the index buildings are indicated by arrows.

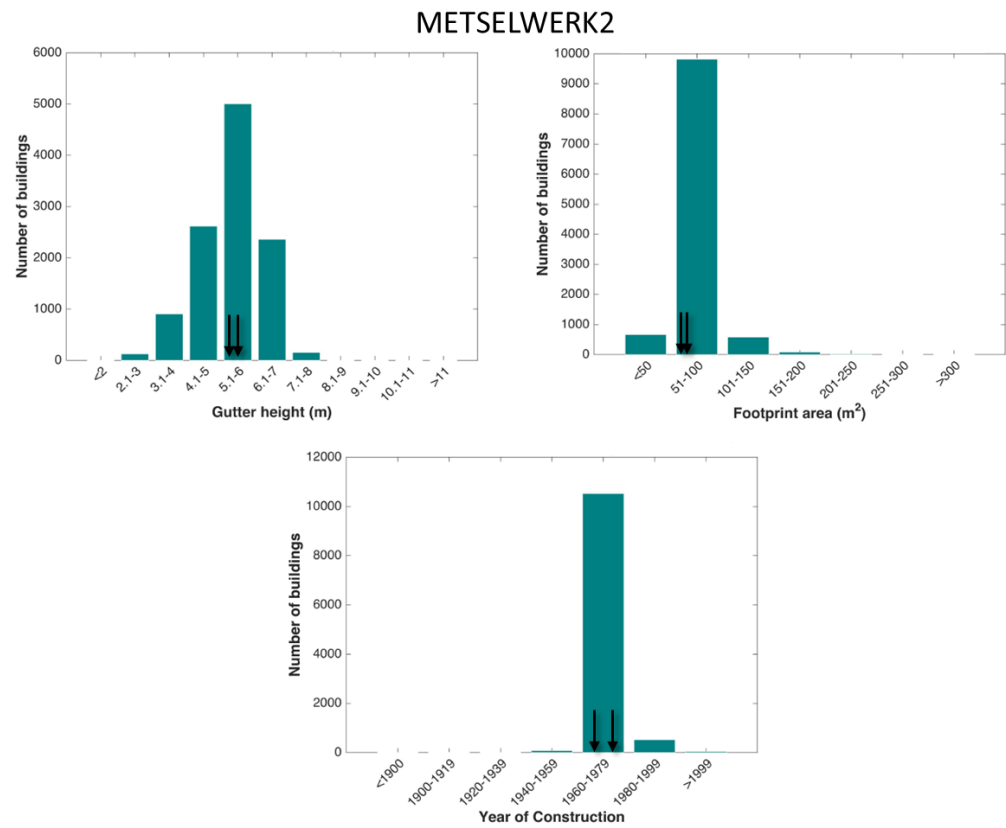


Figure B.1 Distribution of gutter height, footprint area and construction year of the buildings within METSELWERK2 adapted from [Crowley et al. 2015] and obtained from the EDB V5, [Arup 2017b]. The black arrows represent the index buildings provided in [Crowley et al. 2020] within the typology.

B.4 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 2017b, 2019a and 2019b] which also provides the distribution of the relevant properties of the buildings in each typology. The representativeness of the selected median buildings was investigated for a different version of the fragility and consequence model developed by Eucentre, by comparing geometric properties and construction years of the index buildings to the distribution of the typology they represent (obtained from the EDB). The properties of the index buildings are reasonably representative of the respective typologies. Moreover, most of the relevant structural properties are already accounted for in the typology classification.

C Ligging mediaan van de kwetsbaarheidskromme

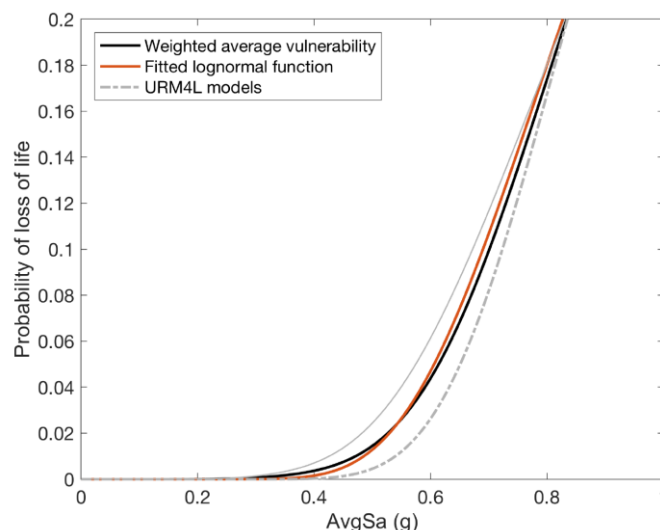
In bijlage C van het hoofdrapport [TNO, 2021a] is ingegaan op de ligging van de mediaan en bepaald dat voor metselwerk gebouwen een mediaanshift van 15% gewenst is enerzijds om de slag van MDOF naar SDOF modellen in rekening te brengen en anderzijds om de invloed van de variatie in gebouweigenschappen te verdisconteren. De METSELWERK2 typologie is afgeleid op basis van de resultaten van een enkel referentiegebouw namelijk Zijlvest 25. Dit referentiegebouw blijkt een relatief hoge kwetsbaarheid te hebben.

Dit wordt getoond in de studie van [Crowley et al, 2020], waarin een gecombineerde kwetsbaarheidskromme van Zijlvest 25 en E45 Delfzijl is bepaald. Figuur C.1 toont de gecombineerde kwetsbaarheidskromme en gevolgmodel van het Zijlvest 25 en het E45 Delfzijl gebouw.

Twee punten zijn van belang:

- De kromme voor Zijlvest 25 ligt ten opzichte van de gecombineerde kromme verder naar links in de linkerstaart, waar de grootste bijdrage aan het risico wordt verwacht.
- In bijlage C van het hoofdrapport [TNO, 2021a] is vastgesteld dat voor het E45 Delfzijl gebouw er geen mediaanshift vereist is. Hier is de mediaanshift (+24%) voor het MDOF naar SDOF slag in andere richting dan de mediaanshift voor de variatie van gebouweigenschappen (-15%). Deze compenseren elkaar en dit betekent dat de grijze onderbroken lijn geen mediaanshift behoeft.

Vanwege bovengenoemde twee punten wordt een extra mediaanshift van 15% (volgens bijlage C van het hoofdrapport) op de kwetsbaarheidskromme afgeleid op basis van referentiegebouw Zijlvest 25 niet nodig geacht. Met andere woorden Zijlvest 25 is geen gemiddeld gebouw maar een zwak gebouw binnen de typologie. Dit betekent dat de kwetsbaarheidskromme gebaseerd op Zijlvest 25 zonder mediaanshift is gebruikt ten behoeve van de typologie METSELWERK2.



Figuur C.1 Combinatie van kwetsbaarheid en gevolgmodel (zwarte lijn) van twee referentiegebouwen: Zijlvest (getrokken grijze lijn) en E45 Delfzijl (onderbroken grijze lijn), bron: [Crowley et al, 2020].

D TU Delft analyses backbone curves

Messali, F., Longo, M. (2021). Definition of a consistent backbone curve for typology 'Metselwerk 2'. Delft University of Technology. Report number 01, Version 03 (Final), 29 June 2021.

Project	Typology – B2B variability
Report number	01
Internal Reference	B2B-R01
Date	June 29, 2021
Version	03
Status	Final


DEFINITION OF A CONSISTENT BACKBONE CURVE FOR TYPOLOGY ‘METSELWERK 2’

*A quick, safe and validated typology based seismic assessment of
buildings*

Client: Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)

Authors Francesco Messali
F.Messali@tudelft.nl
Michele Longo
M.Longo@tudelft.nl

Address Delft University of Technology
Faculty of Civil Engineering and Geosciences
Stevinweg 1, 2628 CN, Delft

 <p> Faculty of Civil Engineering and Geosciences Stevinweg 1 2628 CN Delft PO 5048 2600 GA Delft www.citg.tudelft.nl </p>	Report	
	<i>Title:</i> Definition of a consistent backbone curve for typology 'Metselwerk 2'	
	<i>Author(s):</i> Francesco Messali Michele Longo	
	<i>Date:</i> 29/06/2021	
<i>Client(s):</i> Ministerie van Economische Zaken en Klimaat (EZK)	<i>Version:</i> 03	<i>Status:</i> Final
<i>Project number:</i> TC19/20	<i>Project name:</i> A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings	<i>File reference:</i> B2B-R01
<i>Cite as:</i> Messali, F., Longo, M. (2021). Definition of a consistent backbone curve for typology 'Metselwerk 2'. Delft University of Technology. Report number 01, Version 03 (Final), 29 June 2021.		

Copyright statement

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system of any nature, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of TU Delft.

Liability statement

TU Delft and those who have contributed to this publication did exercise the greatest care in putting together this publication. However, the possibility should not be excluded that it contains errors and imperfections. Any use of this publication and data from it is entirely on the own responsibility of the user. For everybody who has contributed to this publication, TU Delft disclaims any liability for damage that could result from the use of this publication and data from it, unless the damage results from malice or gross negligence on the part of TU Delft and/or those who have contributed to this publication.

Table of Contents

1	Introduction	4
2	Reference building and backbone curve for typology URM4L	5
3	Methodology used to define the capacity curve for typology 'Metselwerk 2'	6
4	Set of variations used for the validation study	9
4.1	Main study	9
4.2	Additional variations to study the influence of the differences between the facades	10
5	Results	12
5.1	Median backbone curve	12
5.2	Building to building variability	15
5.3	Correlation between the different parameters of the backbone curve	17
6	Conclusions	19
	References	20
	Appendix A	21
	Appendix B	23
	Appendix C	27

1 Introduction

The work described in the current document is part of the task B.4 performed for the project "A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings", as defined in the Plan of Approach [1]. This task aims at the definition of validated force-displacement curves for buildings belonging to specific typologies. When the cyclic dynamic behaviour of the building is considered, the backbone curve of the force-displacement relation is considered. In other words, this task requires: (i) the definition of a typology that may group a number of buildings having similar characteristics, (ii) the identification of a median behaviour (the median backbone curve) of the buildings belonging to the typology under seismic loading, (iii) the study of the deviations from the median backbone curve that are found depending on the variation of the single building characteristics (e.g. number of storeys or material properties). This latter point is hereinafter called building to building variability.

The work presented in this document focuses on the typology 'Metselwerk 2', that corresponds to one- and two-storey terraced and semi-detached houses, whose structural resisting system is provided in the weakest direction (parallel to the façade) by unreinforced masonry (URM) piers. The buildings are also characterised by the presence of an attic, by cavity walls, by RC floors, and by openings larger than 85% of the total length of the most vulnerable façade. This description corresponds almost entirely to that of the typology URM4L as defined in the v6 report of the Hazard and Risk study produced by EUCENTRE for NAM [2]. For this reason, this study considers first the backbone curve of typology URM4L and assess whether it can be used to describe also the median backbone curve of typology 'Metselwerk 2'.

In order to achieve the scope mentioned above, this work studies the structural response to seismic loading of a reference building, the building EUC-BUILD-6 [3], which was tested in dynamic conditions on a shake table at the laboratory of EUCENTRE (Pavia, Italy). EUC-BUILD-6 represents the end unit of a two-storey URM cavity-wall terraced house, named Zijlvest 25. This building, characterised by large openings at the ground floor of the front façade, was also selected as index building for the typology URM4L [2][4]. A short description of the reference building is provided in Section 2, and more details can be found in the report of the test performed at EUCENTRE [3].

Since the seismic behaviour of the building is governed by a global in-plane soft storey failure mechanism (the collapse of the ground storey), the behaviour of the building is studied by performing nonlinear pushover (NLPO) analyses, following the methodology described in Section 3. In addition to the simulations of the complete 3D structure, also a single façade of the building is studied. For both the 3D and 2D models, sensitivity studies are carried out by changing consistently a number of relevant parameters:

- No. of storeys;
- Percentage of openings (i.e. length of the piers at the ground floor);
- Masonry type;
- Structural continuity of the loadbearing façades;
- Lateral loading pattern;
- Loading direction.

In total, twelve 3D analyses and eighty 2D analyses are performed. Number and characteristics of the variations are described in detail in Section 4. In addition, the displacement capacity of other twelve 3D buildings is computed via the methodology reported in Section 3 to study specifically the influence of different front and back façades on the capacity of the whole building. A summary of the characteristics of the additional variations is reported in Section 4.2.

The results of the numerical simulations are presented in Section 5, in terms of the median backbone curve for the typology (Section 5.1), of the building to building variability (Section 5.2), and of the correlation between the different parameters that define the backbone curve (Section 5.3).

The conclusions are eventually presented in Section 6.

2 Reference building and backbone curve for typology URM4L

As already mentioned in section 1, the building EUC-BUILD-6 is taken as reference building for the current study. The building was tested on a shake table test at the laboratory of EUCENTRE (Pavia, Italy) in 2018. EUC-BUILD-6 refers to a two-storey URM cavity-wall terraced house of the late 1970s, called Zijlvest 25, characterised by large openings at the ground floor of the front façade. This structure was also used as index building for the typology URM4L in the v6 report for the creation of fragility curves of the Hazard and Risk study [2]. The building is made of cavity-walls with the load-bearing inner leaf made of calcium silicate (CS) bricks and a veneer made of clay bricks. The first floor is a rigid diaphragm built with precast reinforced concrete panels and a structural topping slab, while the second-floor and the roof are flexible diaphragms made of timber joists and planks. The floor systems are often discontinuous between adjacent units and rest only on transverse CS walls [3], with the intermediate transverse walls made of two independent CS leaves. Because of this, each unit is structurally separated from those adjacent (only the veneers are structurally continue) and EUC-BUILD-6 is then representative of the end-unit of the whole terraced house (Figure 1a). Since the numerical simulations performed by ARUP [4] (used in [2] to define the backbone curve for typology URM4L) do not consider any pier between the main door and the window (Figure 1b,c), that pier was excluded also in the numerical simulations performed in this study (Figure 1d), although it is present in the tested specimen. This allows also to have a percentage of openings in the façade larger than 85% (precisely 88%). A complete description of EUC-BUILD-6 is provided in the testing report [3].

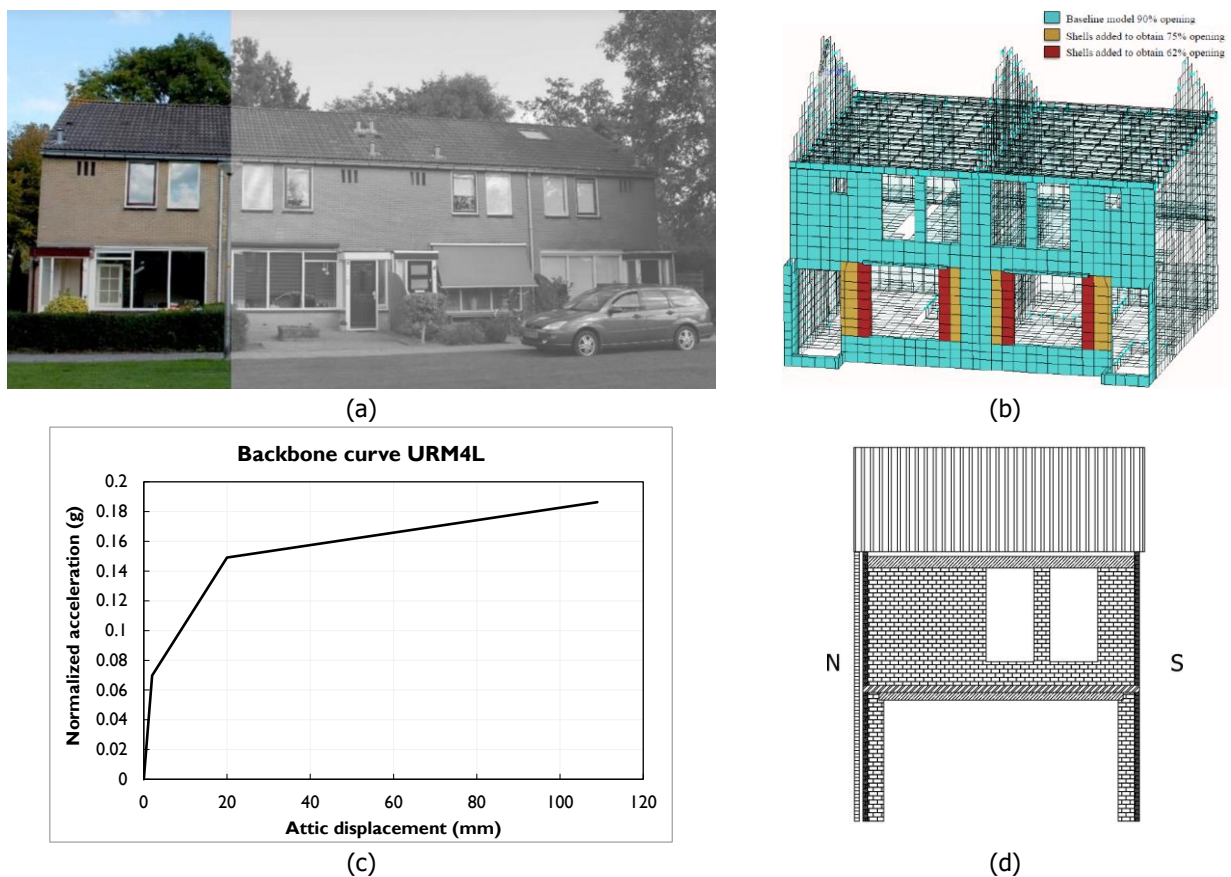


Figure 1. Terraced house considered as reference building (a): the end unit represented by EUC-COMP-6 is highlighted in the picture (picture from [3]). Model used for numerical simulations performed by ARUP (b) (picture from [4]). Backbone curve proposed in [2] for the typology URM4L (c). Façade of the building analysed in this study (d).

3 Methodology used to define the capacity curve for typology 'Metselwerk 2'

The structural behaviour of the terraced house unit based on specimen EUC-BUILD-6 was investigated by means of nonlinear finite element analyses (NLFEA), performed with the software Diana 10.3. Given the large openings on the façades at the ground storey (it is recalled that the percentage of openings on the governing façade is larger than 85% for buildings belonging to this typology), the structure is characterised by a soft storey mechanism governed by the rocking of the piers at ground floor, as showed by the studies presented in [4] and [5]. For this reason, quasi-static nonlinear pushover analyses (NLPO) were performed: these analyses can adequately describe global in-plane mechanism and allow to run a larger number of simulations. The model used in this study for the numerical simulations is based on the one created by TU Delft in 2018 to predict the experimental behaviour of the specimen. A model was first developed to blind predict the test results [6] and then refined after the test [7]. Good agreement between the simulations and the experimental outcomes was found, as shown, as example, in Figure 2. With respect to the original model, in this study the central pier has been removed (as explained in Section 2) and the mesh in the gable of the transversal walls was regenerated (Figure 3).

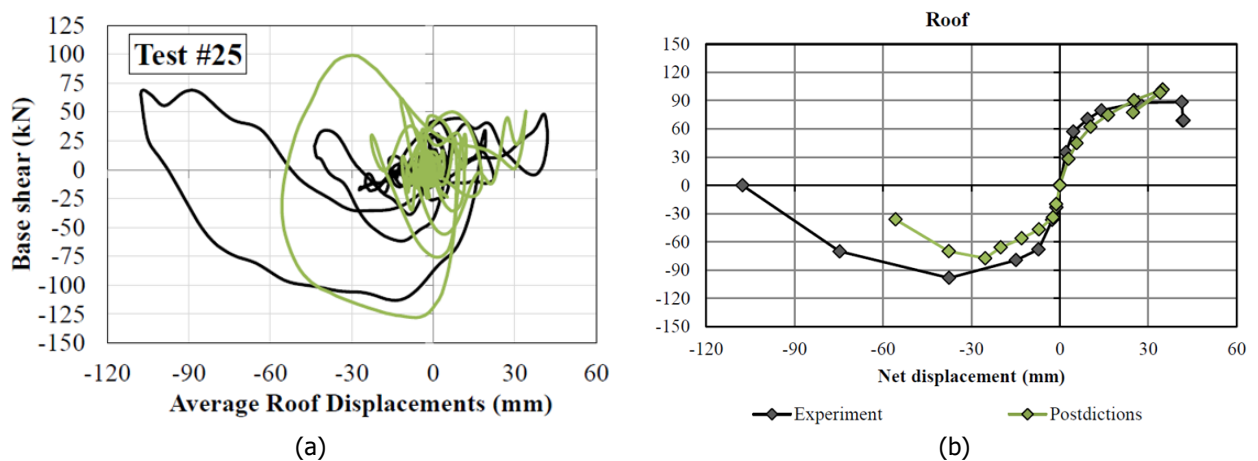


Figure 2. Comparison between the numerical simulation and the experimental outcomes in terms of complete force-displacement curve in the last cycle (a), and of backbone curve (b) (figures from [7]).

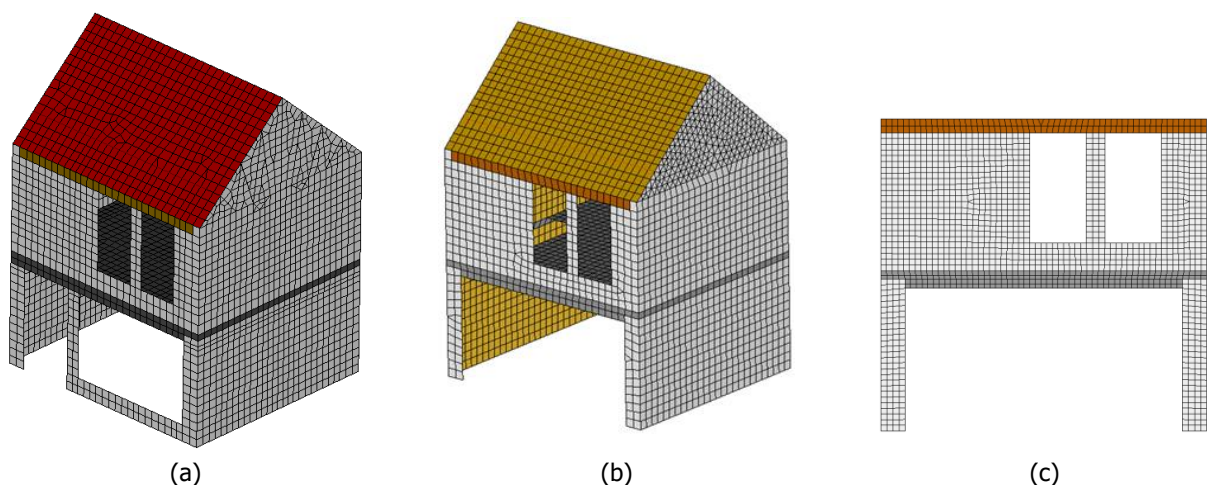


Figure 3. Diana models used for the refined predictions of the experimental behaviour of specimen EUC-BUILD-6 (a) and for this study for the 3D (b) and 2D simulations (c).

The numerical model used in this study adopts quadratic curved shell elements (CQ40S and CT30S) to model walls, floors and lintels of the 3D building. The timber beams in the roof or in the attic floor are modelled via

linear Class-III beam element (CL18B). A non-linear constitutive behaviour is considered for the masonry walls, while the rest of the elements are linear elastic, including the floors (either RC slabs or timber) and the roof. All the nodes are fully connected, unless specified. As regards the pocket connections between the timber beams of the roof/floor and the walls, non-linear point interfaces are used to model this aspect. A Coulomb-friction model is employed for the interfaces.

Two different material constitutive models are used to simulate the nonlinear behaviour of the masonry for CS brick masonry and CS element masonry. For CS brick masonry, the Engineering Masonry Model is adopted and the transversal walls are fully connected at corners. For the CS element masonry the Total Strain Rotating Crack Model is used, with interface elements (with a nonlinear behaviour based on Coulomb-friction law) at the wall connection corners. The material properties of masonry are taken from Table F.2 of NPR 9998:2018 [9]. An orthotropic behaviour, whose properties are calibrated according to the laboratory experiment, is assigned to the timber planks of the floor and the roof. The density of the materials are selected to match the mass of the tested building. The mass of the outer leaf of the north wall is included in the numerical model by increasing the density of the material, whereas the mass of the veneers along the façades is neglected because it is assumed that the wall ties are not able to transfer any significantly shear load. More details on the constitutive models and the material properties used for the simulations are provided in Appendix A.

The model is restrained at every node of the base, since fix-base conditions are assumed. The 3D models are meshed with elements of average size 200x200 mm (an example of the mesh is depicted in Figure 3).

Unlike the 3D models, the approach for the 2D models makes use of quadratic plane stress elements (CQ16M and CT12M) to model the West façade only. The elements corresponding to the floors are modelled with a fictitious thickness (1 m) so that the higher stiffness compared to the walls is taken into account. The mass density of these elements is adapted to consider the actual gravity loads acting on the walls. The mesh size is reduced to 100x100 mm. An example of the 3D and 2D mesh are shown in Figure 9.

Nonlinear pushover (NLPO) analyses are performed for both the 2D and 3D models. Each model is initially subjected to the gravity loads, applied in ten equal steps. Then, either uniform distributed lateral loads, applied via a uniform lateral acceleration, or modal distributed lateral loads, based on the principal mode of the structure (and the corresponding participating mass, both obtained via eigenvalue analyses), are applied so that an average displacement rate of 0.1 mm/step is obtained at floor level. The Secant BFGS (Quasi-Newton) method is adopted as iterative method in combination with the Arc-Length control. Both displacement and force norms must be satisfied during the iterative procedure within a tolerance of 1%. The Parallel Direct Sparse method is employed to solve the system of equations. The second order effects are considered via the Total Lagrange geometrical nonlinearity.

The force-displacement curve of the building is obtained for each storey level and the equivalent bilinear curve is computed according to the procedure recommended in Section G.4.2 of NPR 9998:2018 [9].

NLPO analyses can return similar results to the NLTH analyses in terms of base shear capacity [6], but they often fail to predict accurately the ultimate or near collapse (NC) capacity of the building. The Dutch guidelines NPR 9998:2018 [9] provides a maximum drift limit defined at global level that allows to overcome this issue; however, that limit cannot apply when the median behaviour of the structure is investigated. For this reason, the NC displacement of the structure is computed on the basis of an analytical approach, with the support of analyses performed according to the SLaMA method. This method can provide adequate predictions as regards the NC displacement, in line with those of NLFEA for URM terraced houses [10]. For each pier of the ground floor, the NC displacements is then defined according to the equation proposed in Messali and Rots [11] for the median capacity of rocking URM piers (validated against experiments), multiplied by a factor 1.35 to account for dynamic effects, short duration of the ground motion and the refined definition of the NC displacement during cyclic pushover tests on walls [12].

The following equation is therefore used to determine the NC displacement of the piers:

$$\delta_{NC} = 2.16\% \cdot \left(1 - 2.6 \left(\frac{\sigma_0}{f_c}\right)\right) \cdot \sqrt{\frac{H}{L}} \cdot \left(\frac{H_{ref}}{H}\right) \quad (\text{Eq. 1})$$

where σ_0 is the average axial load acting on the pier divided by the gross-section area, f_c the compressive strength of the masonry, H and L the height and the length of the pier, respectively, and H_{ref} is a constant assumed equal to 2.4 m. The value of the axial load acting on the pier includes the load redistribution after the activation of the rocking of the piers, so that the uplifting of a part of the transversal wall is accounted, as recommended in NPR 9998 [9] according to the method suggested in Moon and al. [13].

Finally, NLPO analyses cannot describe explicitly the out-of-plane failure of the long transversal walls or of the gables. For this reason, the NLTHA performed by Mosayk on a similar building have been considered for comparison [5]. Those analyses show that the out-of-plane of walls and gables occurs for large in-plane displacements, with an average maximum attic displacement for the 5 analyses where partial or global collapse is observed equal to 150 mm.

4 Set of variations used for the validation study

4.1 Main study

This study aims first to assess whether the backbone curve selected for the typology URM4L in the v6 report of the hazard and risk assessment [2] is representative of the median behaviour of a building belonging to the typology 'Metselwerk 2'. Second, the study investigates the building to building variability of the typology. For this reason, a number of variations are introduced consistently to the reference building, and the outcomes of the numerical simulations are used to define the median backbone curve and to study the building to building variability. Besides, the study investigates also the correlation between the parameters that define the backbone curve, such as the effective mass, the initial stiffness, the ultimate base shear and the normalized base shear, the NC displacement.

The following variations are considered for the 3D analyses:

- **No. of storeys:** 4 analyses of a one-storey building, 8 analyses of a two-storeys building;
- **Percentage of openings:** 2 analyses with a percentage of openings of 86% at ground floor, 8 analyses with 88% openings, 2 analyses with 91% openings. It should be noted that only structures with a pier resisting system are considered, and hence buildings with 100% openings are not included. The maximum opening percentage (91%) is then selected by considering a minimum length of the piers, so that the piers on the façade have a length of approximately 1/2 brick on one side and one brick on the other side (in addition to the thickness of the transversal wall). The difference between the dimensions obtained is then slightly increased to amplify the asymmetry between the two piers, and as a consequence between the response for positive and negative loading: the eventual dimensions 18 cm and 34 cm are used. The length of the piers at ground floor for each variation is listed in Table 1;
- **Lateral loading pattern:** 6 analyses with a Uniform lateral load pattern and 6 with a Mode proportional load pattern;
- **Loading direction:** 6 analyses with a positive (North to South) loading direction and 6 with a negative (South to North) loading direction.

It should be noted that the considered buildings lack of internal partition walls, consistently with the original specimen EUC-BUILD-6. For this reason, their local collapse is not taken into account in this study.

Besides, the outer leaves of the cavity walls are not modelled, so that also their local collapse cannot be described.

Table 1. Length of the piers for the models with different percentage of openings at ground floor.

	86% openings	88% openings	91% openings
Left (North) pier	48 cm	33 cm	18 cm
Right (South) pier	34 cm	34 cm	34 cm

For the 2D analyses of the façade, more variations were considered:

- **No. of storeys:** 32 analyses of a one-storey façade, 48 analyses of a two-storeys façade;
- **Masonry type:** 40 analyses with CS brick masonry, 40 analyses with CS element masonry;
- **Floor type at attic level:** 32 analyses with a timber floor at attic level, 48 analyses with a RC slab at attic level.

- **Structural continuity of the façades:** In the reference building, the RC slab at first level discontinues the walls of the two façades (although in static conditions the gravity loads are transferred only to the transversal walls). Alternatively, a unidirectional RC slab that spans between the transversal walls and that is connected to the façades by means of anchors to prevent the out-of-plane behaviour only (similar to the solution adopted in the test performed at TU Delft, as shown in Figure 4) is considered. 64 analyses with the floor resting on the loadbearing façade and 16 analyses with unidirectional RC slab were performed.
- **Lateral loading pattern:** 20 analyses with a Uniform lateral load pattern and 20 with a Mode proportional load pattern. In addition, also two distributions with the lateral loads applied only at the floor levels are modelled and computed according to either a uniform or a modal pattern: 20 analyses were performed for each distribution;
- **Loading direction:** 40 analyses with a positive (North to South) loading direction and 40 with a negative (South to North) loading direction.

In total, 92 analyses are performed, including twelve 3D analyses and eighty 2D analyses. The influence of the interfaces to model the connection behaviour between timber beams and masonry is presented and described in Appendix C.

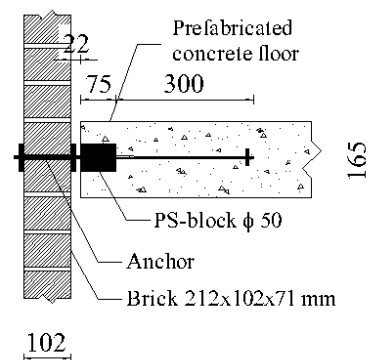


Figure 4. Detail of the floor-to-façade connection in the CS assemblage tested at TU Delft [14].

4.2 Additional variations to study the influence of the differences between the façades

In addition to the twelve 3D analyses described in the previous section, other twelve buildings have been studied to investigate the influence of the differences between the front and the back façade, especially to assess whether the torsional irregularity may limit the displacement capacity of the structure. For this reason, only the near collapse displacement has been computed via the method described in Section 3.

All the buildings have the following characteristics: two-storeys, CS brick masonry, timber floor at attic level, uniform lateral loading pattern. Different combinations of front and back façades are considered for both positive and negative loadings (Table 2). For the front façade the same opening percentages considered for the main study are used. For the back façade, opening ratios of 48% (small openings with one long pier) or 81% (large openings with no long piers) are selected. The layout of the façades with those opening percentages is shown in Figure 5.

Table 2. Opening percentage for front and back façade of the twelve additional (A) buildings analysed

Analysis Case	% openings front façade	% openings back façade	Loading direction
	[%]	[%]	
#A01	88%	81%	Positive
#A02	88%	81%	Negative
#A03	88%	48%	Positive
#A04	88%	48%	Negative
#A05	86%	81%	Positive
#A06	86%	81%	Negative
#A07	86%	48%	Positive
#A08	86%	48%	Negative
#A09	91%	81%	Positive
#A10	91%	81%	Negative
#A11	91%	48%	Positive
#A12	91%	48%	Negative

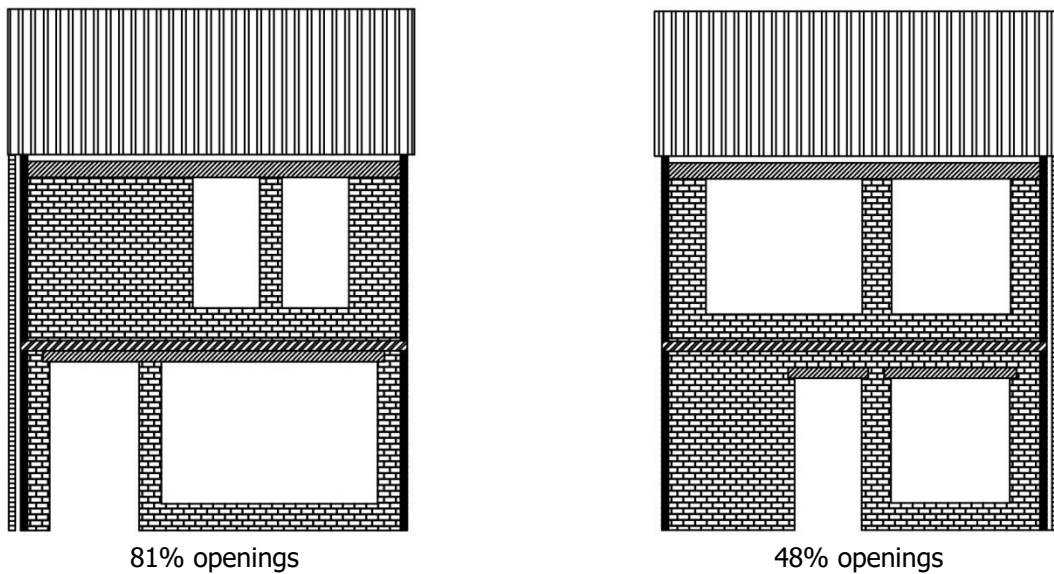


Figure 5. Layout of the back façades considered in the additional study

5 Results

5.1 Median backbone curve

The results presented in the first part of this section are based on the results analysis of the variations presented in Section 4.1 only. The end of this section discusses whether different layouts between the front and back façade, that introduce torsional irregularity, would change the displacement capacity of the buildings computed in the first part of the study. The characteristics of the additional analyses are described in Section 4.2.

As mentioned in Sections 1 and 4, this study aims first to assess whether the backbone curve selected for the typology URM4L in the v6 report of the Hazard and Risk assessment [2] is representative of the median behaviour of a building belonging to the typology 'Metselwerk 2'. It should be noted that, unlike the backbone curve used in [2] (where a trilinear approximation was considered), this study proposes the use of equivalent bilinear capacity curves. The study focuses on the following parameters:

- Total mass M_{tot} and effective mass M_{eff} of the building;
- Initial stiffness of the bilinear curve (K_{el});
- Yielding displacement (d_y) and NC displacement (d_{NC});
- Base shear capacity V_u ;
- Normalized base shear capacity a_u , obtained by dividing the base shear by the effective mass.

Each of these parameters is assumed to be distributed according to a lognormal distribution. An example of comparison between the computed data and the assumed lognormal distribution is shown for the ultimate normalized base shear a_u in Figure 6. The median values are then computed according to the lognormal distribution. The values of the parameters obtained for all the analyses are reported in Appendix B.

Overall, the analyses identify an in-plane soft-storey mechanism of the ground floor, characterised by low base shear and large displacement capacity. Based on the comparison with the results presented in [5], the out-of-plane failure of walls and gables may occur for those buildings that can reach the largest in-plane displacements, contributing or determining the global collapse of the structure.

The median values of each of the parameters defined above are listed in Table 3, and the corresponding backbone curves are shown in Figure 7. Three cases are displayed: for the 3D or the 2D analyses only, and for all the analyses. The three curves are characterised by similar ultimate normalized base shear (0.178g vs 0.172g for 3D and 2D analyses, respectively), but different initial stiffness (0.036 g/mm vs 0.096 g/mm) and NC displacement (98.8 mm vs 152.1 mm). This is likely caused by the small gravity loads that act on the single façade when this is not connected to the transversal walls, significantly smaller than those in the complete building. These small gravity loads have a beneficial effects on the displacement capacity of piers whose failure is governed by rocking mechanism; however, this condition is not fully representative for the behaviour of the piers in the complete building. Smaller or even negligible differences are found for the ultimate acceleration, because the increment of the base shear capacity is counterbalanced by the larger effective mass of the structure. The median backbone curve obtained from the 3D analyses is then assumed to be more representative of the behaviour of a terraced house and selected for the comparison with the backbone curve defined for typology URM4L. Good agreement is found between the two backbone curves in terms of normalized base shear and near collapse displacement, (Figure 8) despite the use of different simplified curves: bilinear vs trilinear. These results are also in line with the results of the shake table test on specimen EUC-BUILD-6 [3]: the ultimate normalised base shear is in that case slightly larger and the displacement capacity slightly smaller, as expected for a building with similar characteristics but smaller openings than those considered in this study.

As introduced in Section 4.2, twelve additional 3D buildings have been studied to investigate whether the torsional irregularity of the structure may limit its displacement capacity. The results of the analyses, summarised in Table 4, show that very similar results are obtained for buildings with symmetric facades only (101 ± 21 mm), with asymmetric facades only (97 ± 21 mm) or for all the analyses (99 ± 21 mm). The

influence of asymmetric layouts for the front and back façade is then very limited, thanks to the presence of the stiff RC slabs at the first floor.

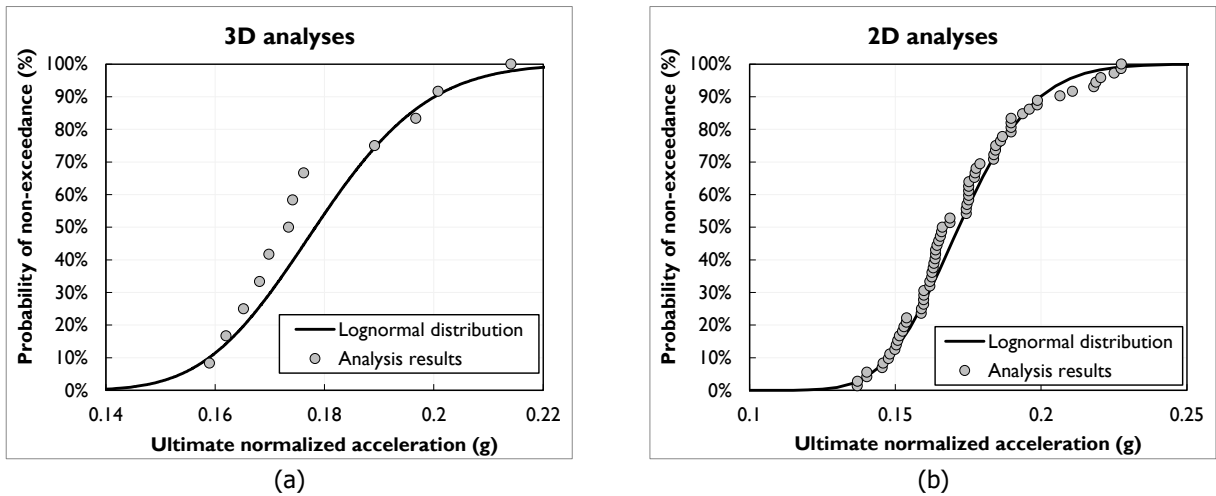


Figure 6. Comparison between the obtained results and the considered lognormal distribution for the ultimate normalized base shear: 3D (a) and 2D (b) analyses.

Table 3. Median and coefficient of variation for the 3D and 2D analyses for the considered parameters.

	3D analyses		2D analyses		Every analyses	
	Median	CV	Median	CV	Median	CV
K_{el} (g/mm)	0.036	20%	0.096	102%	0.085	86%
d_y (mm)	4.90	16%	1.93	69%	2.18	59%
d_{NC} (mm)	99.1**	21%**	152.1	9%	143.8	8%
V_u (kN)	51.5	16%	5.95	60%	-	-
M_{eff} (t)	29.43	21%	3.68	78%	-	-
M_{tot} (t)	34.86	19%	3.28	85%	-	-
a_u (g)	0.178	9%	0.172	12%	0.173	11%

** including also the 12 additional analyses of Section 4.2

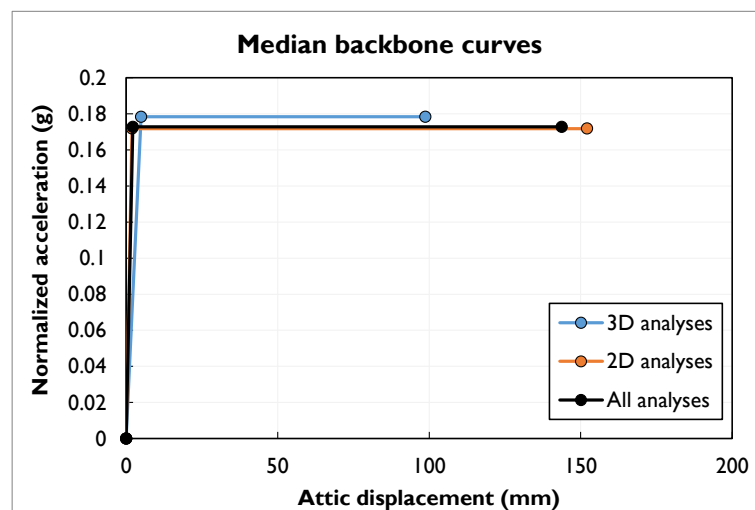
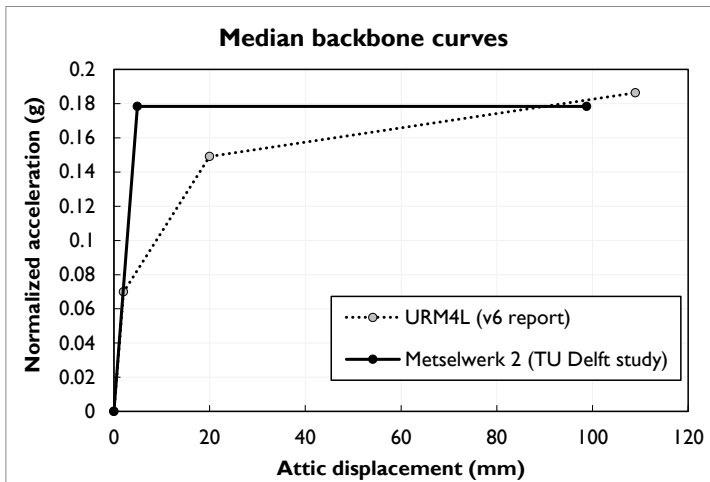


Figure 7. Median backbone curves computed considering the 3D analyses, the 2D analyses, or all the analyses.



	URM4L	M2*
K_{el} (g/mm)	0.035	0.036 (+3%)
d_{NC} (mm)	109	99** (-9%)
a_u (g)	0.186	0.178 (-4%)

* M2 = typology 'Metselwerk 2'

** including also the 12 additional analyses of Section 4.2

Figure 8. Comparison between the median backbone curves defined for typology 'Metselwerk 2' and URM4L (as reported in [2]): graph (a) and most relevant values (b).

Table 4. Displacement capacity of the buildings with symmetric and asymmetric façades

Analysis Case	No. of Storeys	% openings front façade	% openings back façade	Loading Direction	Loading Pattern	d _{NC}	d _{NC}	d _{NC}
						[mm]	[mm]	[mm]
#001	1	88%	88%	Positive	Modal	112.0		112.0
#002	1	88%	88%	Positive	Uniform	112.0		112.0
#003	1	88%	88%	Negative	Modal	124.9		124.9
#004	1	88%	88%	Negative	Uniform	124.9		124.9
#005	2	88%	88%	Positive	Modal	73.1		73.1
#006	2	88%	88%	Positive	Uniform	73.1		73.1
#007	2	88%	88%	Negative	Modal	111.6		111.6
#008	2	88%	88%	Negative	Uniform	111.6		111.6
#009	2	86%	86%	Positive	Uniform	73.1		73.1
#010	2	86%	86%	Negative	Uniform	111.6		111.6
#011	2	91%	91%	Positive	Uniform	73.1		73.1
#012	2	91%	91%	Negative	Uniform	111.6		111.6
#A01	2	88%	81%	Positive	Uniform		130.3	130.3
#A02	2	88%	81%	Negative	Uniform		82.8	82.8
#A03	2	88%	48%	Positive	Uniform		111.6	111.6
#A04	2	88%	48%	Negative	Uniform		78.1	78.1
#A05	2	86%	81%	Positive	Uniform		112.6	112.6
#A06	2	86%	81%	Negative	Uniform		82.8	82.8
#A07	2	86%	48%	Positive	Uniform		112.3	112.3
#A08	2	86%	48%	Negative	Uniform		78.1	78.1
#A09	2	91%	81%	Positive	Uniform		130.3	130.3
#A10	2	91%	81%	Negative	Uniform		82.5	82.5
#A11	2	91%	48%	Positive	Uniform		85.6	85.6
#A12	2	91%	48%	Negative	Uniform		78.1	78.1
Average						101.0	97.1	99.1
Standard deviation						21.2	20.7	20.6
Coefficient of variation						21%	21%	21%

5.2 Building to building variability

The values of the coefficient of variation (CV) of each considered parameter are reported in Table 3 of the Section above. It can be observed that, when the 3D analyses are considered, the CVs are all close to the value 0.2, with the exception of the ultimate normalized base shear, for which an even smaller variability is derived (9%). For this latter parameter, however, it can be observed that the 2D analyses return a larger value (12%); besides, no variations of the non-structural masses was considered in this study: if these would be considered, that would likely lead to larger variability, as suggested by the values of CV for the ultimate base shear (16%).

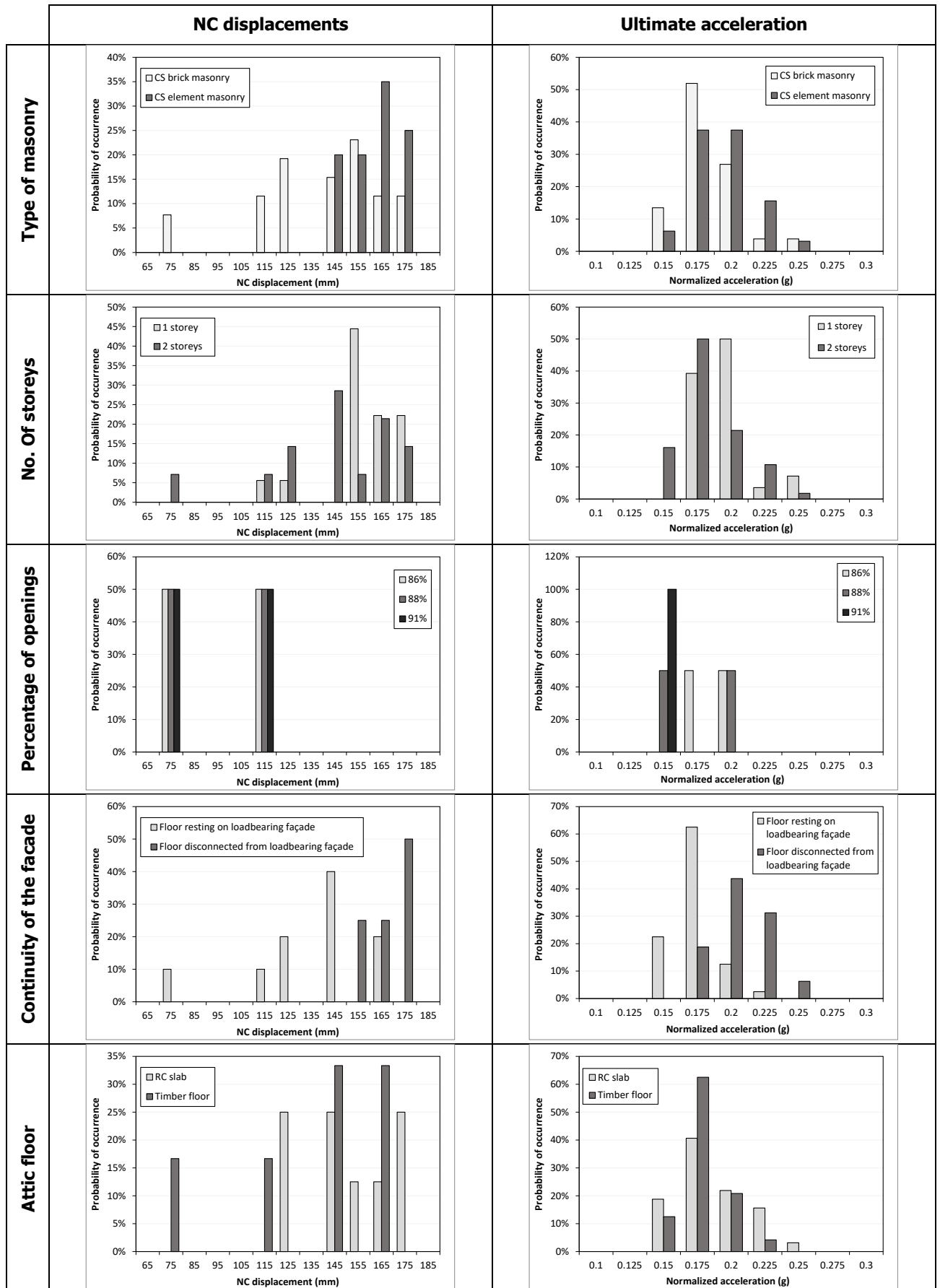
Table 5 reports the distributions of NC displacement and ultimate acceleration obtained for different groups of analyses when they are clustered on the basis of specific characteristics: the type of masonry, the no. of storeys, the percentage of openings, the continuity of the loadbearing façade, the type of attic floor.

The following results are observed:

- The buildings with CS element masonry show slightly larger NC displacements and ultimate acceleration. The differences are rather limited.
- No clear differences between the distributions of the results for one- and two-storey buildings are found.
- A change in percentage of openings does not influence significantly the NC displacement or the ultimate acceleration. However, the limited range of variations ($\pm 3\%$) and the limited number of analyses do not allow to draw firm conclusions.
- A disconnection of the floor from the loadbearing façade seems to be beneficial in terms of both displacement and force capacity. While the former can be explained by the fact that less constraints and smaller gravity loads allow for larger deformations of rocking walls before collapse, the latter result probably benefits from the specific characteristics of the 2D model, where the total mass of the model of the façade without connections with the floor is significantly smaller. This may lead to large values of the normalized base shear that are unrealistic, since the total mass of the whole building would not change when the floor is connected or not.
- A similar distribution of the results is obtained for both RC and timber floors at the attic level.

Overall, no specific characteristic has a large influence nor on the displacement nor on the acceleration capacity of a building belonging to the typology 'Metselwerk 2'.

Table 5. Influence of single variations on the NC displacement and ultimate acceleration of the building.



5.3 Correlation between the different parameters of the backbone curve

This section investigates the possible correlations between the parameters investigated. Specifically, the following correlations are considered:

- ultimate base shear vs NC displacement;
- ultimate normalized base shear vs NC displacement;
- ultimate base shear vs effective mass;
- initial stiffness vs ultimate normalized base shear.

These four correlations are shown graphically in Figure 9. Both the 2D and 3D analyses are plotted on the same graph to make clear the possible correlations. When the results between the two groups of analyses differ by a large factor, such as for the base shear, two different scales are used.

From Figure 9a an inverse relation between the ultimate base shear and the displacement at near collapse can be observed. This can be explained by the fact that larger gravity loads are beneficial for the base shear capacity of a rocking wall, but lead to smaller displacements at NC (see Eq. 1). However, when the base shear is normalized by the effective mass of the building, the ultimate normalized base shear does not increase with larger masses, since those masses determine larger base shear but also larger effective mass. For this reason, no correlation between the ultimate acceleration and the NC displacement is observed in Figure 9b.

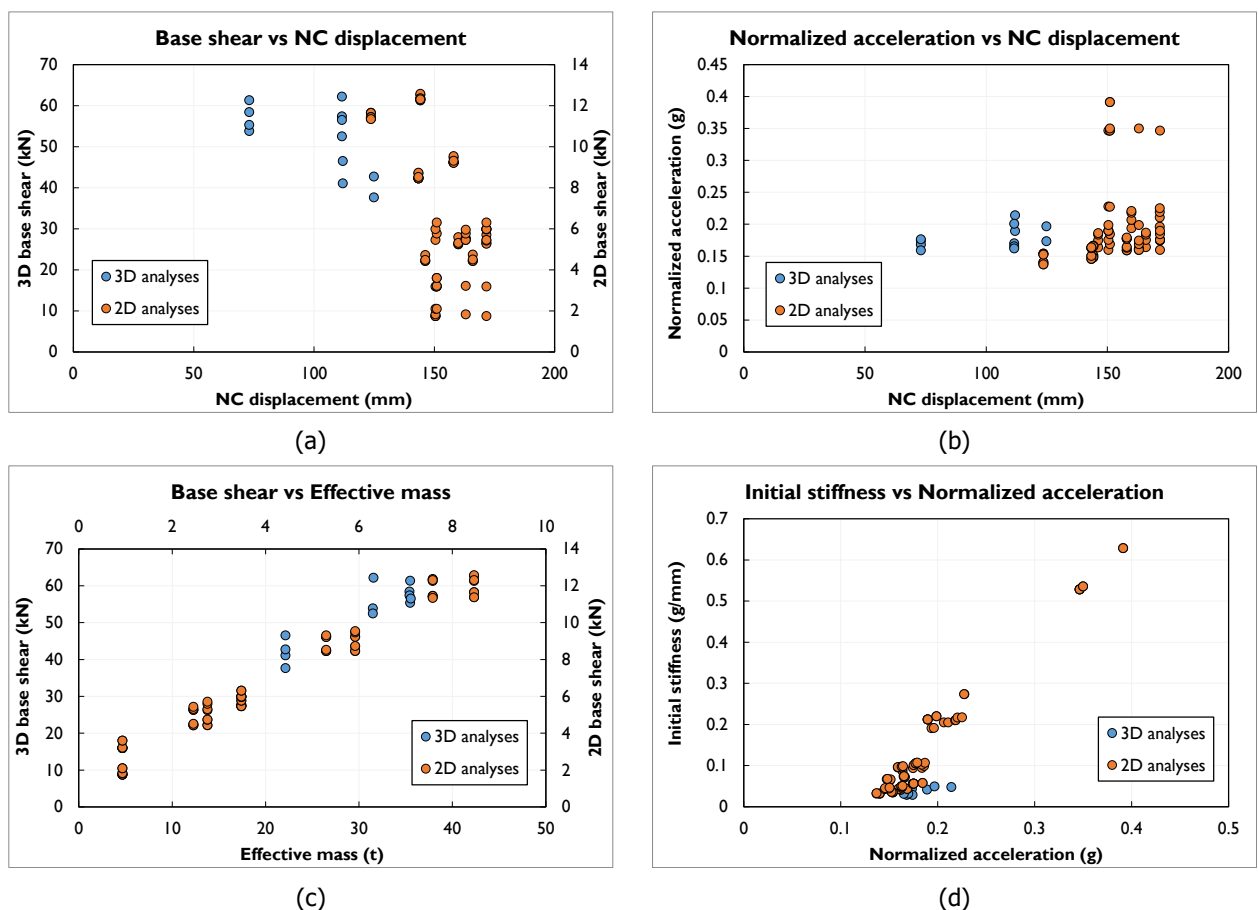


Figure 9. Correlations between the investigated parameters: ultimate base shear vs NC displacement (a); ultimate acceleration vs NC displacement (b); ultimate base shear vs effective mass (c); initial stiffness vs ultimate acceleration (d).

The evident relation, almost linear, between the base shear and the effective mass is shown in Figure 9c. Once more, this is easily explained by the fact that all the models undergo only one type of governing failure (soft

storey at ground floor with rocking of the piers), and the ultimate base shear computed for this failure mode is almost linearly proportional to the gravity loads, and hence to the mass of the building, as long as the mean compressive stresses are largely smaller than the compressive strength of the material.

Finally, Figure 9d shows that the initial stiffness is also almost linear proportional to the ultimate acceleration of the structure.

6 Conclusions

The work described in the present document aims at the definition of validated backbone force-displacement curves for buildings belonging to the typology 'Metselwerk 2'. This typology is characterised by a description that corresponds almost entirely to the one of the typology URM4L as defined in the v6 report of the Hazard and Risk study produced by EUCENTRE for NAM [2]. For this reason, the current study aims to:

- assess whether the backbone curve defined for URM4L can be used for the typology 'Metselwerk 2';
- quantify the building to building variability for this building typology.

A large number of NLPO analyses performed on variations of the reference building (building EUC-BUILD-6) is run. The following relevant parameters are then consistently varied:

- No. of storeys;
- Percentage of openings (i.e. length of the piers at the ground floor);
- Masonry type;
- Structural continuity of the loadbearing façades;
- Lateral loading pattern;
- Loading direction.

In total, twelve 3D analyses and eighty 2D analyses are performed. The near collapse displacement of twelve additional buildings with different front and the back façade is studied to assess whether the torsional irregularity may limit the displacement capacity of the structure.

The outcomes of the numerical simulations suggest that:

- The analyses identify an in-plane soft-storey mechanism of the ground floor. The failure mechanism is characterised by low base shear and large displacement capacity. Out-of-plane failure of walls and gables may occur for those buildings that can reach the largest in-plane displacements, contributing or determining the global collapse of the structure.
- The torsional irregularity does not affect significantly the displacement capacity of the buildings.
- The median backbone curve obtained from the 3D analyses is more representative to describe the behaviour of a terraced house than the one obtained from the 2D analyses.
- The values of the main parameters that define the backbone curve (initial stiffness, ultimate normalized base shear and near collapse displacement) for typology 'Metselwerk 2' are close to those of the backbone curve obtained for typology URM4L. For this reason, the backbone curve defined for URM4L (that was defined via nonlinear time history analyses) is considered representative also for the typology 'Metselwerk 2'.
- The parameters that define a backbone curve can be distributed with a lognormal distribution.
- The coefficient of variation of such distributions is approximately equal to 20% for almost every parameter.
- For the ultimate normalized base shear a smaller variability is computed (CV = 9%). However, the results of the 2D analyses, and the lack of variations of the non-structural masses suggest to consider a larger value. For this reason, a CV = 0.2 can be assumed conservatively also for this parameter.
- Overall, no specific characteristic shows predominant influence on the displacement or on the acceleration capacity of a building belonging to the typology 'Metselwerk 2'.
- An inverse relation between the ultimate base shear and the NC displacement is found, but no correlation between the ultimate normalized base shear and the NC displacement is observed.
- An evident, almost linear, relation between the base shear and the effective mass is found.
- The initial stiffness is also almost linear proportional to the ultimate acceleration of the structure.

References

- [1] Geurts, C.P.W., Steenbergen, R.D.J.M., van Vliet, M.R.A (2019). A quick, safe and validated typology based seismic assessment of buildings. Plan of Action. 6 September 2019
- [2] Crowley, H., Pinho, R., Cavalieri, F. (2019). Report on the v6 Fragility and Consequence Models for the Groningen Field. NAM report, March 2019
- [3] Miglietta, M., Mazzella, L., Grottoli, L., Guerrini, G., Graziotti, F. (2019). Full-scale shaking table test on a Dutch URM cavity-wall terraced-house end unit – EUC-BUILD-6. EUCENTRE report EUC160/2018U. Version 2.0, 07 March 2019
- [4] ARUP (2019). Typology modelling: Explicit MDOF. Validation of Fragility Functions - URM3L/URM4L. ARUP Report, July 2019
- [5] Malomo, D., Morandini C., Crowley H. (2019). Parametric study on the influence of different URM building characteristics - Impact of ground floor openings percentage on the response of a terraced house unit model. MOSAYK Report, April 2019
- [6] Messali, F (2018). EUC-BUILD-6: blind prediction modelling and analysis with DIANA 10.2. TU Delft Report, 11 July 2018
- [7] Messali, F., Rots, J.G. (2018). EUC-BUILD-6: post-test refined predictions (TU Delft – DIANA 10.2). TU Delft Report, 28 October 2018
- [8] Mirra, M., Ravenshorst G. J. P. (2019). Characterisation of masonry wall-to-timber floor connections based on test results. Delft University of Technology. Report number CS2B04WP2-4.3, 4 December 2019
- [9] NEN, Nederlands Normalisatie Instituut (2018). NPR 9998:2018 nl. Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Geïnduceerde aardbevingen - Grondslagen, belastingen en weerstanden. Delft, the Netherlands (in Dutch)
- [10] Messali, F., Longo, M. (2019). Calibration of a mechanism-based method against NLFEA for NLPO analyses of URM terraced house units. Delft University of Technology. Report number 01, Version 01, 6 December 2019
- [11] Messali, F., Rots, J. G. (2018). In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers. *Engineering Structures*, 164, 183-194
- [12] Messali, F., Rots, J.G. (2018). NPR 9998 - Annex G. NPR 9998 - Annex G. Displacement capacity of rocking URM piers: calibration following June workshop. TU Delft Memorandum, 24 August 2018
- [13] Moon, F.L., Yi, T., Leon, R.T., Kahn, L.F. (2006) Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures, *Journal of Structural Engineering*, 132(5), 663-672
- [14] Esposito, R., Terwel, K.C., Ravenshorst, G.J.P., Schipper, H.R., Messali, F., Rots, J.G. (2017). Cyclic pushover test on an unreinforced masonry structure resembling a typical Dutch terraced house. *Proceedings of the 16th World Conference Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- [15] Schreppers, G.M.A., Garofano, A., Messali, F., Rots, J.G. (2017). DIANA Validation report for Masonry modelling. Report *DIANA FEA BV & TU Delft*, 15 February 2017

Appendix A

The following material properties has been used in the numerical simulations with Diana 10.3.

1. CS brick masonry: Engineering Masonry Model (EMM)

Elasticity parameters			
$E_x = 267 \text{ N/mm}^2$	$E_y = 4000 \text{ N/mm}^2$	$G_{xy} = 1650 \text{ N/mm}^2$	$\rho = 1.85 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$
Cracking parameters			
Head-joint failure type: tensile strength head-joint defined by friction			
$f_{ty} = 0.15 \text{ N/mm}^2$	$f_{bx, \min} = 0.3 \text{ N/mm}^2$	$G_{fl} = 0.01 \text{ N/mm}$	$\alpha = 0.62 \text{ rad}$
Crushing parameters			
$f_c = 7 \text{ N/mm}^2$	$G_c = 15 \text{ N/mm}$	$n = 3$	$\lambda = 1$
Shear failure parameters			
$\phi = 0.54 \text{ rad}$	$c_0 = 0.25 \text{ N/mm}^2$	$G_{flI} = 0.1 \text{ N/mm}$	Crack bandwidth: Rots

More detailed information on the meaning of the parameters and the constitutive model can be found in [15]

2. CS Element masonry: Total Strain Rotating Crack Model (TSRCM)

Linear material parameters		
$E = 7500 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.25$	$\rho = 1.85 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$
Tensile behaviour		
Tensile curve: linear softening	$f_t = 0.6 \text{ N/mm}^2$	$G_{fl} = 0.02 \text{ N/mm}$
Compressive behaviour		
Compression curve: parabolic	$f_c = 10 \text{ N/mm}^2$	$G_c = 20 \text{ N/mm}$

3. Concrete slab: linear elastic behaviour

Linear material parameters		
$E = 31000 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.2$	$\rho = 2.4 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$

4. Concrete lintels: linear elastic behaviour

Linear material parameters

$$E = 31000 \text{ N/mm}^2 \quad \nu = 0.2 \quad \rho = 3.21 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$$

5. Timber planks: orthotropic elastic behaviour

Linear material parameters		
$E_x = 1.5 \text{ N/mm}^2$	$E_y = 11 \text{ N/mm}^2$	$E_z = 400 \text{ N/mm}^2$
$\nu_{xy} = 0$	$\nu_{yz} = 0$	$\nu_{xz} = 0$
$G_{xy} = 1100 \text{ N/mm}^2$	$G_{yz} = 1100 \text{ N/mm}^2$	$G_{xz} = 500 \text{ N/mm}^2$
$\rho = 10^{-20} \text{ T/mm}^3$: the mass of the timber floor is applied directly to the timber joists.		

6. Timber beams and lintels: orthotropic elastic behaviour

Linear material parameters		
$E = 10000 \text{ N/mm}^2$	$\nu = 0.35$	$\rho = 8.61 \cdot 10^{-10} \text{ t/mm}^3$

7. Interface at corners between transversal walls

Linear material parameters		
$k_x = 0.1 \text{ N/mm}^3$	$k_y = 0.1 \text{ N/mm}^3$	$k_z = 0.1 \text{ N/mm}^3$
Coulomb friction		
$c_0 = 0.68 \text{ N/mm}^2$	$\varphi = 1.06 \text{ rad}$	$\Psi = 0.69 \text{ rad}$
Opening model: gapping model	$f_t = 0.37 \text{ N/mm}^2$	Softening: brittle

8. Interface between timber and masonry

Linear material parameters		
$k_x = 1000 \text{ N/mm}^3$	$k_y = 100 \text{ N/mm}^3$	$k_z = 100 \text{ N/mm}^3$
Coulomb friction		
$c_0 = 0.02 \text{ N/mm}^2$	$\varphi = 0.54 \text{ rad}$	$\Psi = 0.0 \text{ rad}$
Opening model: no opening		

Appendix B

Table 6. Results of the twelve 3D analyses

Analysis Code	No. of Storeys	Floor Type	Masonry Material	% openings	Loading Direction	Loading Pattern	M _{TOT} (t)	M _{eff} (t)	d _y (mm)	d _{NC} (mm)	V _u (kN)	a _u (g)	K _{el} (g/mm)
EUC6C31C0DCS6PMD	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	26.60	22.14	4.55	112.0	41.08	0.189	0.042
EUC6C31C0DCS6PUD	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	26.60	22.14	4.49	112.0	46.50	0.214	0.048
EUC6C31C0DCS6NMD	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	26.60	22.14	4.02	124.9	37.66	0.173	0.043
EUC6C31C0DCS6NUD	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	26.60	22.14	4.00	124.9	42.72	0.197	0.049
EUC6C32CTDCS6PMD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	39.88	31.50	6.07	73.1	53.83	0.174	0.029
EUC6C32CTDCS6PUD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	39.88	35.42	5.90	73.1	58.42	0.168	0.028
EUC6C32CTDCS6NMD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	39.88	31.50	5.38	111.6	52.49	0.170	0.032
EUC6C32CTDCS6NUD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	39.88	35.42	5.29	111.6	57.40	0.165	0.031
EUC6C52CTDCS6NUD	2	RC-T	CS brick masonry	86%	Negative	Uniform Acceleration	40.02	35.49	5.84	73.1	61.34	0.176	0.030
EUC6C52CTDCS6PUD	2	RC-T	CS brick masonry	86%	Positive	Uniform Acceleration	40.02	35.49	5.11	111.6	62.19	0.201	0.039
EUC6C62CTDCS6NUD	2	RC-T	CS brick masonry	91%	Negative	Uniform Acceleration	39.53	35.35	3.62	73.1	55.34	0.159	0.044
EUC6C62CTDCS6PUD	2	RC-T	CS brick masonry	91%	Positive	Uniform Acceleration	39.53	35.35	5.32	111.6	56.50	0.162	0.030

RC = RC slab at attic level; RC-T = RC slab at first floor, timber floor at attic level

Table 7. Results of the eighty 2D analyses

Analysis Code	No. of Storeys	Floor Type	Masonry Material	% openings	Loading Direction	Loading Pattern	M _{TOT} (t)	M _{eff} (t)	d _y (mm)	d _{NC} (mm)	V _u (kN)	a _u (g)	K _{el} (g/mm)
EUC6F1L0H01C0SWCS6NMD	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	3.70	3.48	3.93	163.0	5.53	0.162	0.041
EUC6F1L0H01C0SWCS6NTC	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Forces	3.70	3.48	3.72	171.7	5.46	0.160	0.043
EUC6F1L0H01C0SWCS6NUC	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Forces	3.70	3.48	3.72	150.5	5.46	0.160	0.043
EUC6F1L0H01C0SWCS6NUD	1	RC	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	3.70	3.48	3.93	151.0	5.77	0.169	0.043
EUC6F1L0H01C0SWCS6PMD	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	3.70	3.48	3.93	163.0	5.53	0.162	0.041
EUC6F1L0H01C0SWCS6PTC	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Forces	3.70	3.48	3.72	163.0	5.46	0.160	0.043
EUC6F1L0H01C0SWCS6PUC	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Forces	3.70	3.48	3.72	163.0	5.46	0.160	0.043
EUC6F1L0H01C0SWCS6PUD	1	RC	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	3.70	3.48	3.93	163.0	5.77	0.169	0.043

Analysis Code	No. of Storeys	Floor Type	Masonry Material	% openings	Loading Direction	Loading Pattern	M _{TOT} (t)	M _{eff} (t)	d _y (mm)	d _{NC} (mm)	V _u (kN)	a _u (g)	K _{el} (g/mm)
EUC6F1L0H01C0SWCS8NMD	1	RC	CS element masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	3.70	3.48	3.15	163.0	5.96	0.174	0.055
EUC6F1L0H01C0SWCS8NTC	1	RC	CS element masonry	88%	Negative	Modal Forces	3.70	3.48	3.12	171.7	5.99	0.175	0.056
EUC6F1L0H01C0SWCS8NUC	1	RC	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Forces	3.70	3.48	3.12	150.5	5.99	0.175	0.056
EUC6F1L0H01C0SWCS8NUD	1	RC	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	3.70	3.48	3.19	151.0	6.30	0.184	0.058
EUC6F1L0H01C0SWCS8PMD	1	RC	CS element masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	3.70	3.48	3.15	171.7	5.96	0.174	0.055
EUC6F1L0H01C0SWCS8PTC	1	RC	CS element masonry	88%	Positive	Modal Forces	3.70	3.48	3.12	171.7	5.99	0.175	0.056
EUC6F1L0H01C0SWCS8PUC	1	RC	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Forces	3.70	3.48	3.12	171.7	5.99	0.175	0.056
EUC6F1L0H01C0SWCS8PUD	1	RC	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	3.70	3.48	3.19	171.7	6.30	0.184	0.058
EUC6F1L0H01T0SWCS6NMD	1	T	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	1.15	0.94	0.90	163.0	1.83	0.199	0.220
EUC6F1L0H01T0SWCS6NTC	1	T	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Forces	1.15	0.94	0.89	171.7	1.74	0.190	0.212
EUC6F1L0H01T0SWCS6NUC	1	T	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Forces	1.15	0.94	0.89	150.5	1.74	0.190	0.212
EUC6F1L0H01T0SWCS6NUD	1	T	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	1.15	0.94	0.83	151.0	2.09	0.227	0.273
EUC6F1L0H01T0SWCS6PMD	1	T	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	1.15	0.94	0.90	150.5	1.83	0.199	0.220
EUC6F1L0H01T0SWCS6PTC	1	T	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Forces	1.15	0.94	0.89	150.5	1.75	0.190	0.212
EUC6F1L0H01T0SWCS6PUC	1	T	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Forces	1.15	0.94	0.89	150.5	1.75	0.190	0.212
EUC6F1L0H01T0SWCS6PUD	1	T	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	1.15	0.94	0.83	150.5	2.09	0.228	0.273
EUC6F1L0H01T0SWCS8NMD	1	T	CS element masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	1.15	0.94	0.65	163.0	3.22	0.350	0.535
EUC6F1L0H01T0SWCS8NTC	1	T	CS element masonry	88%	Negative	Modal Forces	1.15	0.94	0.66	171.7	3.19	0.346	0.528
EUC6F1L0H01T0SWCS8NUC	1	T	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Forces	1.15	0.94	0.66	150.5	3.19	0.346	0.528
EUC6F1L0H01T0SWCS8NUD	1	T	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	1.15	0.94	0.62	151.0	3.60	0.391	0.628
EUC6F1L0H01T0SWCS8PMD	1	T	CS element masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	1.15	0.94	0.65	151.0	3.22	0.350	0.535
EUC6F1L0H01T0SWCS8PTC	1	T	CS element masonry	88%	Positive	Modal Forces	1.15	0.94	0.66	151.0	3.19	0.346	0.528
EUC6F1L0H01T0SWCS8PUC	1	T	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Forces	1.15	0.94	0.66	151.0	3.19	0.346	0.528
EUC6F1L0H01T0SWCS8PUD	1	T	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	1.15	0.94	0.62	151.0	3.60	0.391	0.628
EUC6F1L0H02CCSWCS6NMD	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	8.68	7.58	4.35	123.7	11.44	0.154	0.035
EUC6F1L0H02CCSWCS6NTC	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Forces	8.68	7.58	4.23	123.7	11.34	0.152	0.036
EUC6F1L0H02CCSWCS6NUC	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Forces	8.68	8.47	4.19	123.7	11.37	0.137	0.033
EUC6F1L0H02CCSWCS6NUD	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	8.68	8.47	4.34	123.7	11.64	0.140	0.032

Analysis Code	No. of Storeys	Floor Type	Masonry Material	% openings	Loading Direction	Loading Pattern	M_{TOT} (t)	M_{eff} (t)	d_y (mm)	d_{NC} (mm)	V_u (kN)	a_u (g)	K_{el} (g/mm)
EUC6F1L0H02CCSWCS6PMD	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	8.68	7.58	4.47	123.7	11.45	0.154	0.034
EUC6F1L0H02CCSWCS6PTC	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Forces	8.68	7.58	4.36	123.7	11.38	0.153	0.035
EUC6F1L0H02CCSWCS6PUC	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Forces	8.68	8.47	4.30	123.7	11.38	0.137	0.032
EUC6F1L0H02CCSWCS6PUD	2	RC-RC	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	8.68	8.47	4.46	123.7	11.65	0.140	0.031
EUC6F1L0H02CCSWCS8NMD	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	8.68	7.58	2.29	144.2	12.36	0.166	0.073
EUC6F1L0H02CCSWCS8NTC	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Negative	Modal Forces	8.68	7.58	2.23	144.2	12.31	0.165	0.074
EUC6F1L0H02CCSWCS8NUC	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Forces	8.68	8.47	2.19	144.2	12.30	0.148	0.068
EUC6F1L0H02CCSWCS8NUD	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	8.68	8.47	2.28	144.2	12.58	0.151	0.066
EUC6F1L0H02CCSWCS8PMD	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	8.68	7.58	2.36	144.2	12.34	0.166	0.070
EUC6F1L0H02CCSWCS8PTC	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Positive	Modal Forces	8.68	7.58	2.25	144.2	12.26	0.165	0.073
EUC6F1L0H02CCSWCS8PUC	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Forces	8.68	8.47	2.20	144.2	12.26	0.148	0.067
EUC6F1L0H02CCSWCS8PUD	2	RC-RC	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	8.68	8.47	2.34	144.2	12.52	0.151	0.064
EUC6F1L0H02CTSWCS6NMD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	6.14	5.30	3.25	143.5	8.52	0.164	0.050
EUC6F1L0H02CTSWCS6NTC	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Forces	6.14	5.30	3.25	143.5	8.45	0.162	0.050
EUC6F1L0H02CTSWCS6NUC	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Forces	6.14	5.92	3.22	143.5	8.47	0.146	0.045
EUC6F1L0H02CTSWCS6NUD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	6.14	5.92	3.24	143.5	8.73	0.150	0.046
EUC6F1L0H02CTSWCS6PMD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	6.14	5.30	3.39	143.5	8.49	0.163	0.048
EUC6F1L0H02CTSWCS6PTC	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Forces	6.14	5.30	3.52	143.5	8.45	0.163	0.046
EUC6F1L0H02CTSWCS6PUC	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Forces	6.14	5.92	3.42	143.5	8.45	0.145	0.043
EUC6F1L0H02CTSWCS6PUD	2	RC-T	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	6.14	5.92	3.38	143.5	8.70	0.150	0.044
EUC6F1L0H02CTSWCS8NMD	2	RC-T	CS element masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	6.14	5.30	1.67	158.0	9.31	0.179	0.107
EUC6F1L0H02CTSWCS8NTC	2	RC-T	CS element masonry	88%	Negative	Modal Forces	6.14	5.30	1.67	158.0	9.21	0.177	0.106
EUC6F1L0H02CTSWCS8NUC	2	RC-T	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Forces	6.14	5.92	1.65	158.0	9.23	0.159	0.096
EUC6F1L0H02CTSWCS8NUD	2	RC-T	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	6.14	5.92	1.67	158.0	9.54	0.164	0.099
EUC6F1L0H02CTSWCS8PMD	2	RC-T	CS element masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	6.14	5.30	1.68	158.0	9.24	0.178	0.106
EUC6F1L0H02CTSWCS8PTC	2	RC-T	CS element masonry	88%	Positive	Modal Forces	6.14	5.30	1.70	158.0	9.22	0.177	0.105
EUC6F1L0H02CTSWCS8PUC	2	RC-T	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Forces	6.14	5.92	1.67	158.0	9.23	0.159	0.095
EUC6F1L0H02CTSWCS8PUD	2	RC-T	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	6.14	5.92	1.67	158.0	9.46	0.163	0.097

Analysis Code	No. of Storeys	Floor Type	Masonry Material	% openings	Loading Direction	Loading Pattern	M_{TOT} (t)	M_{eff} (t)	d_y (mm)	d_{NC} (mm)	V_u (kN)	a_u (g)	K_{el} (g/mm)
EUC6F1L0H02MMSWCS6NMD	2	CON	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	2.97	2.46	1.75	166.0	4.50	0.187	0.107
EUC6F1L0H02MMSWCS6NTC	2	CON	CS brick masonry	88%	Negative	Modal Forces	2.97	2.46	1.80	166.0	4.43	0.184	0.102
EUC6F1L0H02MMSWCS6NUC	2	CON	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Forces	2.97	2.76	1.75	166.0	4.43	0.164	0.093
EUC6F1L0H02MMSWCS6NUD	2	CON	CS brick masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	2.97	2.76	1.74	166.0	4.74	0.175	0.101
EUC6F1L0H02MMSWCS6PMD	2	CON	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	2.97	2.46	1.88	146.2	4.48	0.186	0.099
EUC6F1L0H02MMSWCS6PTC	2	CON	CS brick masonry	88%	Positive	Modal Forces	2.97	2.46	1.94	146.2	4.43	0.184	0.095
EUC6F1L0H02MMSWCS6PUC	2	CON	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Forces	2.97	2.76	1.89	146.2	4.43	0.164	0.087
EUC6F1L0H02MMSWCS6PUD	2	CON	CS brick masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	2.97	2.76	1.86	146.2	4.72	0.175	0.094
EUC6F1L0H02MMSWCS8NMD	2	CON	CS element masonry	88%	Negative	Modal Acceleration	2.97	2.46	1.04	171.6	5.42	0.225	0.217
EUC6F1L0H02MMSWCS8NTC	2	CON	CS element masonry	88%	Negative	Modal Forces	2.97	2.46	1.04	171.6	5.27	0.219	0.211
EUC6F1L0H02MMSWCS8NUC	2	CON	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Forces	2.97	2.76	1.03	171.6	5.30	0.196	0.191
EUC6F1L0H02MMSWCS8NUD	2	CON	CS element masonry	88%	Negative	Uniform Acceleration	2.97	2.76	1.03	171.6	5.70	0.211	0.205
EUC6F1L0H02MMSWCS8PMD	2	CON	CS element masonry	88%	Positive	Modal Acceleration	2.97	2.46	1.02	160.0	5.31	0.220	0.217
EUC6F1L0H02MMSWCS8PTC	2	CON	CS element masonry	88%	Positive	Modal Forces	2.97	2.46	1.04	160.0	5.26	0.218	0.210
EUC6F1L0H02MMSWCS8PUC	2	CON	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Forces	2.97	2.76	1.01	160.0	5.24	0.194	0.191
EUC6F1L0H02MMSWCS8PUD	2	CON	CS element masonry	88%	Positive	Uniform Acceleration	2.97	2.76	1.01	160.0	5.59	0.207	0.205

RC = RC slab at attic level; T = timber floor at attic level; RC-T = RC slab at first floor, timber floor at attic level; RC-RC = RC slab at both first floor and at attic level; CON = façade disconnected from the floor at first level

The results in red are not considered in the statistical analysis, because the configuration of a single one-storey façade with timber floor and CS element masonry on top leads to unreasonably high values of the base shear when compared to the corresponding analyses with CS brick masonry

Appendix C

The presence of the interface elements used to describe the description of the pocket connection behaviour between timber beams/joists and masonry is investigated for the twelve NLPO 3D analyses of the main study (from #001 to #012). Analyses performed on models with and without the interface elements are compared one another to highlight the relevance of such structural detail.

Figure 10 shows and compares the contour plot of the displacements computed for cases #001, #005 and #009 for an attic displacement of approximately 100 mm. For all the three variations, both the models with and without interfaces show a soft storey mechanism. Nor torsion neither evident out-of-plane mechanism is observed. The effect provided by the use of non-linear interface elements is negligible. The failure mechanism is localized at the ground floor level and the relative displacement of the timber floor and of the roof with respect to the first floor is minimal. Figure 11 shows the relative displacements measured at the interface connections. Such relative displacements of the interfaces are in the order of 0.15 mm when the attic level displaces 100 mm.

The normalized force-displacement curves of the investigated NLPO analyses are shown in Figure 12, Figure 13 and Figure 14. The plots show that the curves of the models with and without interfaces almost overlap at every step. Table 8 provides an overview of the normalized force capacity for all the analyses (with and without interface elements). The comparison highlights that there is no or minimal difference between the performance of the models with and without interfaces. Namely, the negative direction is the most critical for both cases irrespective of the way that the connections are modelled.

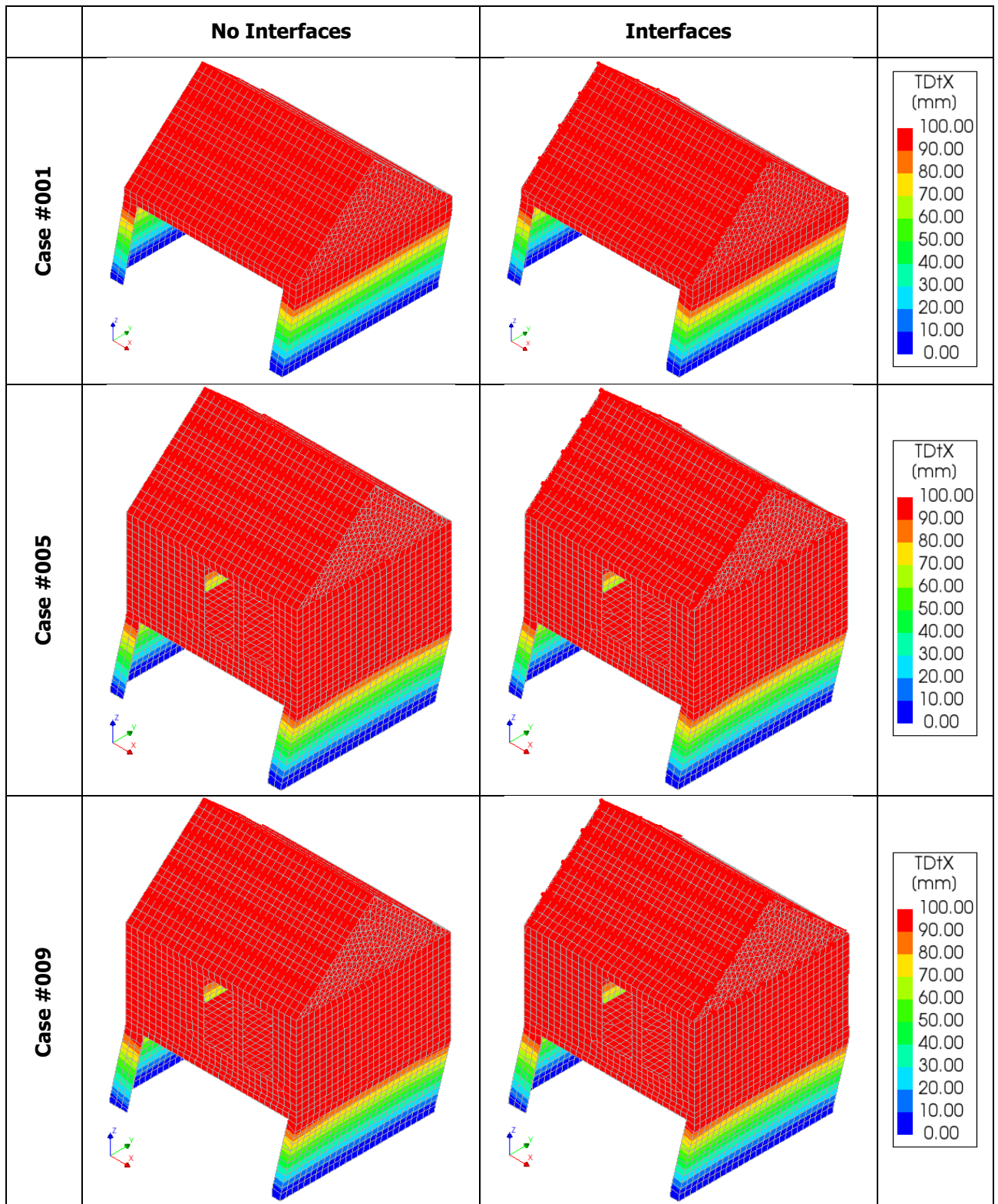


Figure 10. Displacements parallel to the façades for the modal analysis (positive direction) for the case #001, #005 and uniform distributed load for the case #009 with and without interfaces. South-West view.

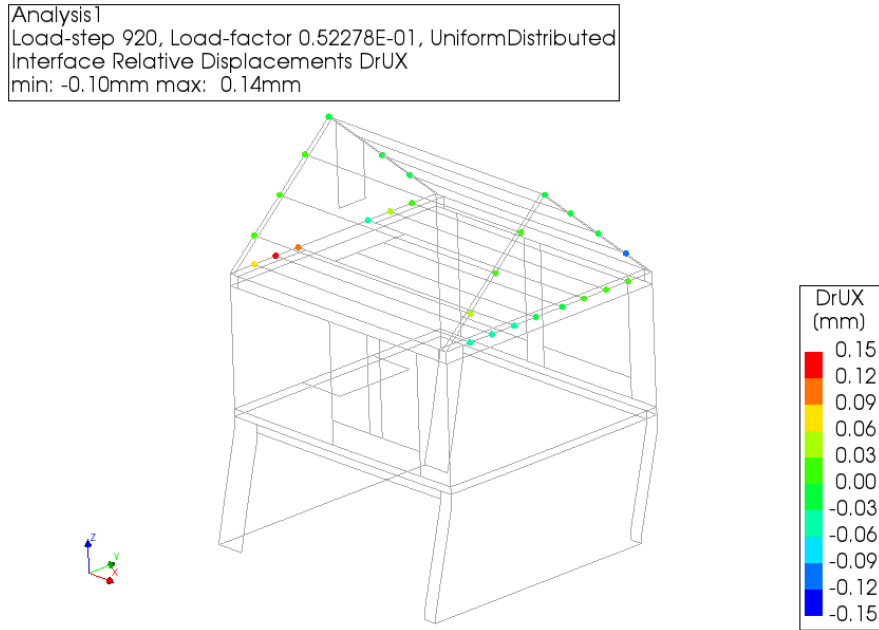


Figure 11. Interface relative displacements parallel to the façades for the uniform distributed analysis (positive direction) for the case #009 with interfaces with global attic displacement at 100 mm. South-West view.

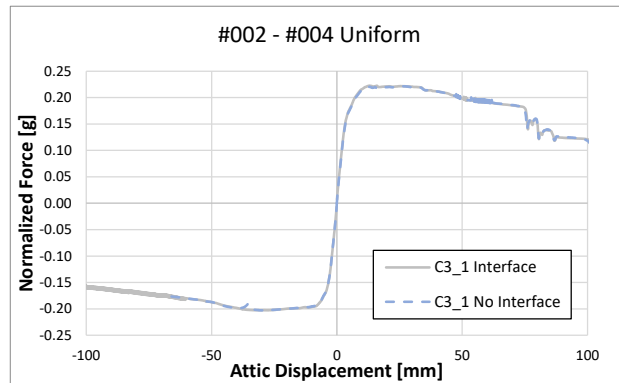


Figure 12. Normalized force vs attic floor displacement curves of the 1 storey case building (#001-#004) for the two different pushover loads: modal and uniform distribution.

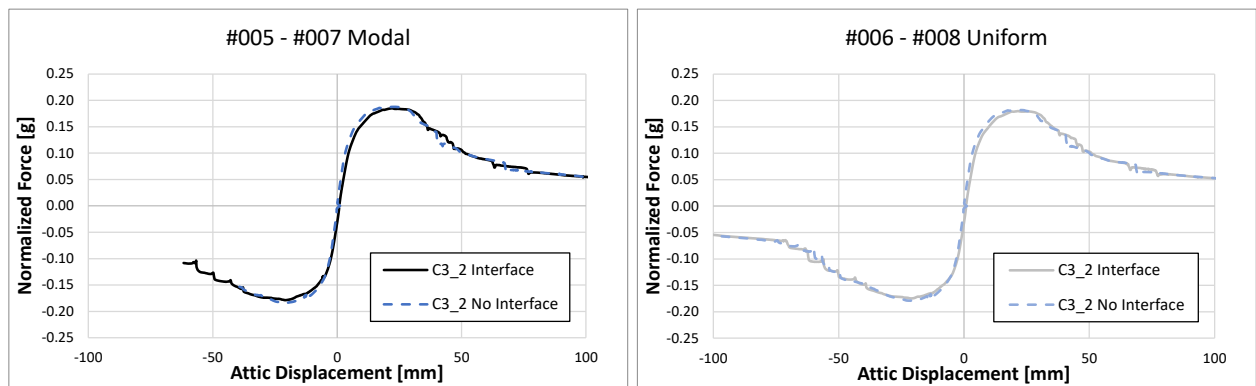


Figure 13. Normalized force vs attic floor displacement curves of the two-storey case building (#005-#008) for the two different pushover loads: modal and uniform distribution.

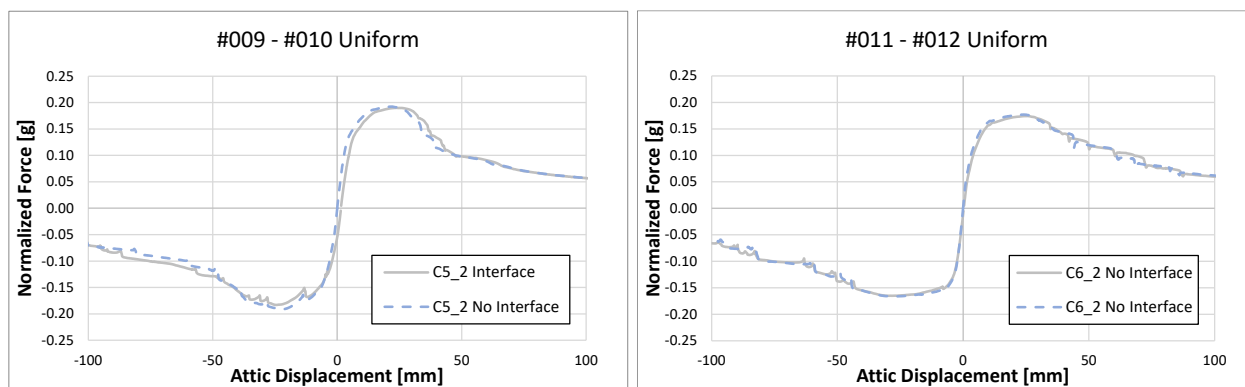


Figure 14. Normalized force vs attic floor displacement curves of the two-storey case building (#009-#012) for the uniform distribution pushover load.

Table 8. Absolute maximum normalized base shear measured for the twelve pushover analyses.

Sa (g)		Modal Distribution Negative	Modal Distribution Positive	Uniform Distribution Negative	Uniform Distribution Positive
#001-#004	Interfaces	0.18	0.20	0.20	0.22
	No Interfaces	0.18	0.20	0.20	0.22
#005-008	Interfaces	0.18	0.19	0.17	0.18
	No Interfaces	0.18	0.19	0.18	0.18
#009-010	Interfaces	-	-	0.18	0.19
	No Interfaces	-	-	0.19	0.19
#011-#012	Interfaces	-	-	0.17	0.17
	No Interfaces	-	-	0.17	0.18