

Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

Numerieke analyse van het robuustheidsgedrag van houtskeletstructuren met behulp van commerciële FEM-software

**Briek Michiels
Matthias Nollet**

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

PROMOTOR :

Prof. dr. ing. Bram VANDOREN

BEGELEIDER :

ing. Dries BYLOOS

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen | Agoralaan Gebouw H - Gebouw B | BE 3590 Diepenbeek

Universiteit Hasselt | Campus Diepenbeek | Agoralaan Gebouw D | BE 3590 Diepenbeek
Universiteit Hasselt | Campus Hasselt | Martelarenlaan 42 | BE 3500 Hasselt



2024
2025

Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen:
bouwkunde

Masterthesis

Numerieke analyse van het robuustheidsgedrag van houtskeletstructuren met behulp van commerciële FEM-software

Briek Michiels

Matthias Nollet

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

PROMOTOR :

Prof. dr. ing. Bram VANDOREN

BEGELEIDER :

ing. Dries BYLOOS



KU LEUVEN

Woord vooraf

Deze masterthesis vormt het afsluitend werk van de gezamenlijke masteropleiding 'Industriële Ingenieurswetenschappen Bouwkunde' aan de Universiteit Hasselt en de KU Leuven. Met dit werk willen we graag van de gelegenheid gebruikmaken om enkele personen te bedanken die een waardevolle bijdrage hebben geleverd aan de totstandkoming van deze masterproef.

Allereerst spreken we onze oprechte dank uit aan onze interne promotor, ing. Dries Byloos, voor zijn voortdurende ondersteuning en waardevolle feedback gedurende het hele traject. Zijn begeleiding en expertise hebben een essentiële rol gespeeld in de uitwerking van dit onderzoek. Ten slotte willen we onze dankbaarheid uiten aan onze externe promotor, prof. dr. ing. Bram Vandoren, voor zijn professionele inzichten en adviezen. Deze hebben bijgedragen aan de kwaliteit en diepgang van deze studie.

De kennis en ondersteuning van deze personen waren van onschatbare waarde voor het realiseren van deze masterthesis.

Inhoudsopgave

Woord vooraf	1
Lijst met tabellen	5
Lijst met figuren	7
Afkortingenlijst	9
Verklarende woordenlijst	11
Abstract	15
Abstract in English	17
1 Inleiding	19
1.1 Situering	19
1.2 Probleemstelling	20
1.3 Doelstellingen	21
2 Literatuurstudie	23
2.1 Geschiedenis hout in de moderne bouwsector	23
2.2 Robuustheid	26
2.2.1 Progressieve instorting	27
2.2.2 Alternative load paths (ALP)	28
2.2.3 Key elements	29
2.3 Opbouw houtskeletwanden	30
2.4 Full-scale houtskeletbouwen	31
2.5 Diagonaalmodel	32
2.6 Finite Element Method (FEM)	33
2.7 Perforated Shear Wall Method	35
3 Methode en aanpak	37
3.1 Ontwikkeling diagonaalmodel	37
3.2 Opstellen diagonaalmodel	39
3.3 Volle wandpanelen	46
3.3.1 Modellen van Reweghs	46
3.3.2 Omvorming van de Premrov formules voor de modellen van Reweghs	47
3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs	49
3.3.4 Parameters voor modellen van Reweghs	52
3.3.5 Opzet modelleren van de modellen van Reweghs	53
3.3.6 Kracht op fictieve diagonaal	55
3.3.7 Kracht op Rigid links	58

3.3.8 Perforated wall method vs fictieve diagonaal met opening	59
3.3.9 Invloed van gemeenschappelijke stijl.....	64
3.4 Modelleren in Buidsoft Diamonds.....	66
3.4.1 HopHoVer	66
3.4.2 Eén en meerdere verdiepingen	72
3.4.3 Modelleren robuustheid	73
4. Resultaten.....	79
4.1 Methode van Premrov	79
4.2 Vergelijking Diagonaalmethode, Rigid link en werkelijke waardes.....	80
4.2.1 Resultaten ST4.....	80
4.2.2 Resultaten ST4 met deur en raam.....	86
4.2.3 Andere scenario's	91
4.2.4 Kracht op rigid links	91
4.3 Vergelijking <i>Perforated Shear Wall Method</i> en fictieve diagonaal met opening.....	92
4.4 Resultaten gemeenschappelijke stijl	93
4.5 Resultaten gebouw.....	94
4.6 Resultaten robuustheid.....	97
4.6.1 Eén wandpaneel weg	97
4.6.2 Vier wandpanelen weg.....	99
4.6.3 Volledige wand weg	100
4.6.4 Vloer eerste verdieping weg	101
4.6.5 Verticale zakking wandpanelen derde verdieping	102
5. Besluit.....	104
Referentielijst	106
Bijlagen	111

Lijst met tabellen

Tabel 1: Formules voor het berekenen van de fictieve diagonaal voor het model van Premrov	44
Tabel 2: gebruikte formules en resultaten volle wandpanelen voor model van Reweghs	51
Tabel 3: Diameter voor de diagonalen voor wandpanelen	69
Tabel 4: Diameter voor de diagonalen voor dakpanelen	71
Tabel 5: Resultaten ST4	80
Tabel 6: ST4 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonaal	84
Tabel 7: ST4 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonaal	84
Tabel 8: ST4 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonaal	85
Tabel 9: Resultaten ST4 met een deur en een raam	86
Tabel 10: ST4DR vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonaal	88
Tabel 11: ST4DR vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonaal	89
Tabel 12: ST4DR vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen	90
Tabel 13: Vergelijking van de diagonaalmodellen met de werkelijke, niet-verankerde en verankerde waarden	91
Tabel 14: Resultaten kracht op de rigid link	91
Tabel 15: Resultaten perforated shear wall method en fictieve diagonaal	92
Tabel 16: Resultaten vergelijking optie 1 en 2 voor de gemeenschappelijke stijl	93
Tabel 17: Verplaatsingen HoP_HoVer diagonaal model	94
Tabel 18: Verplaatsingen HoP_HoVer rigid link	94
Tabel 19: Verplaatsingen gebouw van twee verdiepingen	95
Tabel 20: Verplaatsingen gebouw van drie verdiepingen	95
Tabel 21: Verplaatsingen gebouw van vier verdiepingen	95
Tabel 22: Verplaatsingen gebouw van vijf verdiepingen	96
Tabel 23: Verplaatsingen één wandpaneel weg	97
Tabel 24: Verplaatsingen vier wandpanelen weg	99
Tabel 25: Verplaatsingen hele wand weg	100
Tabel 26: Verplaatsingen vloer eerste verdieping weg	101
Tabel 27: Verticale zakking derde verdiep	102
Tabel 28: Resultaten ST1	113
Tabel 29: ST1 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen	114
Tabel 30: ST1 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen	114
Tabel 31: ST1 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen	115
Tabel 32: Resultaten ST2	115
Tabel 33: : ST2 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen	116
Tabel 34: ST2 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen	117
Tabel 35: ST2 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen	117
Tabel 36: Resultaten ST3	118
Tabel 37: ST3 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen	119
Tabel 38: ST3 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen	119
Tabel 39: ST3 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen	120
Tabel 40: Resultaten ST4D	120
Tabel 41: ST4D vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen	121
Tabel 42: ST4D vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen	122
Tabel 43: ST4D vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen	122

Lijst met figuren

Figuur 1: Levenscyclus van hout in de bouwsector [16]	24
Figuur 2: Mjøstårnet in Noorwegen [22].....	25
Figuur 3: Ascent Tower in Milwaukee [23].....	25
Figuur 4: Verschillende design methodes robuustheid [29]	26
Figuur 5: Membraanwerking [33]	28
Figuur 6: Kettinglijnwerking [33]	28
Figuur 7: Key elements in een gebouw [34]	29
Figuur 8: Opbouw houtskeletwand [37].....	30
Figuur 9: Onderdelen van de voorbeeld module [38].....	31
Figuur 10: Platformconstructie [38].....	31
Figuur 11: Ballonconstructie [38]	31
Figuur 12: Links de werkelijke volle wandpaneel (a) en rechts de wandpaneel zoals voorgesteld door het diagonaal model (b)	32
Figuur 13: BIM-software van BuildSoft waar modellen met elkaar worden uitgewisseld [40]	34
Figuur 14: FEM-design ontwerpsoftware voor constructeur [41]	34
Figuur 15: Ontwerp benadering voor Perforated Shear Wall Method [42].....	35
Figuur 16: Schoorconstructies in de houtskeletbouw [50]	38
Figuur 17: De dwarsdoorsnede van een wandpaneel met twee platen [48].....	40
Figuur 18: Wiskundige model van een wandpaneel met een fictieve diagonaal [48]	40
Figuur 19: Materiaaleigenschappen van het frame [40]	41
Figuur 20: Overdracht van krachten en momenten in de hoeken [40]	42
Figuur 21: Gegevens voor het voorbeeld van Premrov	43
Figuur 22: Het fictieve diagonaalmodel	45
Figuur 23: Modellen van Reweghs [54].....	46
Figuur 24: Omzetting van twee naar één paneel [48].....	47
Figuur 25: Gegevens voor de modellen van Reweghs	49
Figuur 26: Modellen van Reweghs [54].....	53
Figuur 27: Setup voor een enkel wandelement in BuildSoft Diamonds [11]	54
Figuur 28: Mesh-grootte aanpassen in BuildSoft Diamonds [40]	55
Figuur 29: Resultaten voor ST3 voor experimenten en rigid links-methode	55
Figuur 30: Verankerd in BuildSoft Diamonds [40].....	56
Figuur 31: Niet verankerd in BuildSoft Diamonds [40]	56
Figuur 32: Test setup ST4 in BuildSoft Diamonds.....	57
Figuur 33: Test setup ST4 met 1 fictieve diagonal links in BuildSoft Diamonds.....	57
Figuur 34: Test setup ST4 met één fictieve diagonal rechts in BuildSoft Diamonds.....	58
Figuur 35: Gegevens voor het berekenen van de diagonaal voor raam opening	60
Figuur 36: Perforated shear wall method voor diagonal van Premrov	63
Figuur 37: Vergelijken van de perforated shear wall method (a) en fictieve diagonaal met opening (b)	63
Figuur 38: Materiaal gegevens voor skelet [40]	64
Figuur 39: 3D en 2D aanzicht van het ST2 model.....	65
Figuur 40: HoP_HoVer unit [58]	66
Figuur 41: HoP_HoVer in BuildSoft Diamonds	66
Figuur 42: Gegevens voor wandpanelen.....	67

Figuur 43: Gegevens voor dakpanelen	67
Figuur 44: HoP_HoVer oostzijde	68
Figuur 45: HoP_HoVer noordzijde (boven) en zuidzijde (onder)	68
Figuur 46: HoP_HoVer westzijde	69
Figuur 47: Dakzijde	70
Figuur 48: Detail van Dakzijde in blauwe kader	70
Figuur 49: Oriëntatie van de het gebouw	71
Figuur 50: Diamonds model van 4 verdiepingen	72
Figuur 51: Basismodel voor de robuustheid simulaties	73
Figuur 52: 3D en 2D Diamonds model met 1 wandpaneel weg op de tweede verdieping	74
Figuur 53: 3D en 2D Diamonds model met 4 wandpanelen weg op de tweede verdieping	75
Figuur 54: 3D en 2D Diamonds model met hele wand aan de zuidzijde weg op de tweede verdieping	76
Figuur 55: 3D Diamonds model met vloerplaat op tweede verdieping verwijderd	77
Figuur 56: Resultaten van het voorbeeld van Premrov	79
Figuur 57: ST4 met 4 diagonalen	80
Figuur 58: ST4 kracht-verplaatsingsgrafiek	81
Figuur 59: ST4 kracht-verplaatsingsgrafiek lineair gebied	82
Figuur 60: ST4DR met 4 diagonalen	86
Figuur 61: ST4DR kracht-verplaatsingsgrafiek	87
Figuur 62: ST4DR kracht-verplaatsingsgrafiek elastisch gebied	87
Figuur 63: Vergelijking Perforated Shear Wall Method en fictieve diagonaal met opening	92
Figuur 64: Vergelijking tussen optie 1 en optie 2 voor de modellering van de gemeenschappelijke stijl	93
Figuur 65: Verplaatsing één wandpaneel weggehaald op de tweede verdieping	98
Figuur 66: Detail A van Figuur 65	98
Figuur 67: Verplaatsing vier wandpaneel weggehaald op de tweede verdieping	99
Figuur 68: Verplaatsing volledige wand weggehaald op de tweede verdieping	100
Figuur 69: Verplaatsing vloer eerste verdieping weggehaald	101
Figuur 70: Verticale doorbuiging derde verdieping onder een last van 5 kN/m^2	102
Figuur 71: ST1 kracht-verplaatsingsgrafiek	113
Figuur 72: ST2 kracht-verplaatsingsgrafiek	116
Figuur 73: ST3 kracht-verplaatsingsgrafiek	118
Figuur 74: ST4D kracht-verplaatsingsgrafiek	121

Afkortingenlijst

ACB ²	Applicatiecentrum voor beton en bouw
ALP	Alternative load path
BIM	Building information modeling
CERG	Construction Engineering Research Group
CLT	Cross-laminated timber
CO ₂	Koolstofdioxide
FEM	Finite element method
Glulam	Glued laminated timber
HSB	Houtskeletbouw
IBC	International building code
LVL	Laminated veneer lumber
OSB	Oriented strand board
SAP 2000	Structural analysis program

Verklarende woordenlijst

3D-modellen	Een digitale driedimensionale weergaven van constructies voor een virtuele simulatie of analyse.
Alternative load path	Een ontwerpmethode die rekening houdt met een extreme gebeurtenis door alternatieve belastingspaden te voorzien voor elementen die geen belasting meer kunnen dragen.
Axiale stijfheid	De weerstand van een constructie-element tegen vervorming in de lengterichting (axiaal), meestal uitgedrukt als EA (Elasticiteitsmodulus x oppervlak).
Ballonconstructie	Een bouwmethode waarbij de verticale stijlen van een gebouw doorlopen van fundering tot dak, typisch voor houtskeletbouw
Biobased bouwmaterialen	Bouwmateriaal dat is gemaakt van stoffen afkomstig van levende organismen.
BIM-Expert	Een functionaliteit binnen BuildSoft Diamonds om modellen te exporteren en importeren naar andere BIM-software zoals Tekla of Revit.
BIM-software	Softwaretoepassingen die het modelleren van een gebouw in 3D combineren met gegevensbeheer, bedoeld om samenwerking tussen disciplines te verbeteren.
Broeikasgas	Gassen zoals koolstofdioxide of methaan, aanwezig in de atmosfeer die warmte vasthouden en zo meewerken aan de opwarming van de aarde.
Buildsoft Diamonds	Een softwareprogramma dat wordt gebruikt voor het dimensioneren van beton, staal en hout constructies en om hierop structurele analyses uit te voeren.
Elastisch gebied	Het spanningsbereik waarin materiaalvervorming omkeerbaar is, essentieel bij FEM-analyse.
Embodied carbon	De hoeveelheid koolstof die wordt uitgestoten tijdens de hele levensfase van het gebouw. Deze levensfase bevat de bouwphase, gebruiksfase en einde van de levensfase.
Europese Green Deal	Een reeks beleidsinitiatieven van de EU die er voor moeten zorgen dat Europa tegen 2050 klimaatneutraal wordt.
FEM-methode	De eindige-elementenmethode is een rekenkundige techniek om complexe constructies en spanningen numeriek te analyseren.
Fictieve diagonaal	Een benaderende staaf die in simulaties wordt gebruikt om de schuifstijfheid van een wandpaneel in houtskeletbouw weer te geven.

Full-scale houtskeletstructuur	Full-scale houtskeletstructuur is een constructie op ware grote waarvan het skelet bestaat uit houten stijlen en liggers die fungeren als dragende structuur.
Glijmodulus	Materiaalparameter die de schuifstijfheid van een verbinding (bv. nietjes of schroeven) uitdrukt
HoP_HoVer	Een modelgebouw van één verdieping ontwikkeld door het CERG team
HSB-constructies	Constructies waarbij de wanden, vloeren en daken worden gemaakt uit een licht houten frame.
Kettinglijnwerking	Een mechanisme waarbij bovenliggende balken als een ketting reageren bij wegvallen van een element, en zo krachten herverdelen
Key elements	Een ontwerpmethode die bepaalde essentiële structurele elementen gaat overdimensioneren.
Membraanwerking	Een effect waarbij vloerplaten of diafragma's als een membraan krachten verdelen naar omliggende structurele elementen.
Mesh	De discretisatie van een constructie in kleine elementen (gaas) voor gebruik in FEM-analyses waarbij fijnere meshes nauwkeurigere resultaten opleveren.
Methode van Premrov	Een methode om houtconstructies te versimpelen tot een simpel frame met een diagonaal om de sterkte en stabiliteit te analyseren.
New European Bauhaus-initiatief	Een interdisciplinair initiatief dat gericht is op het doorbreken van traditionele grenzen tussen vakgebieden en het integreren van diverse perspectieven, met als doel gezamenlijke visies te ontwikkelen op toekomstige vormen van samenleven.
Niet-lineaire analyse	Een type structurele analyse waarbij het materiaal- of geometrisch gedrag afwijkt van lineariteit (bijvoorbeeld bij grote vervormingen of plastische fasen).
Niet verankerd	Een toestand waarbij een wandpaneel of element niet structureel vastzit aan de ondergrond of fundering, wat invloed heeft op de vervorming.
Perforated shear wall method	Een methode voor het analyseren van wandpanelen met openingen, waarbij de bijdrage van gesloten segmenten wordt berekend.
Platformconstructie	Een bouwmethode waarbij per verdieping eerst een vloerplatform wordt aangelegd, waarop vervolgens de wanden worden geplaatst.
Rigid link	Een starre verbinding die in simulaties wordt gebruikt om twee punten of elementen zonder relatieve verplaatsing met elkaar te verbinden.
Robuustheid	Het vermogen van een gebouw om de onvoorziene krachten op te vangen waarbij er lokaal falen gaat ontstaan maar de functie om menselijke levens te beschermen wel behouden blijft.

SAP 2000	Een softwareprogramma toegepast voor het analyseren van systemen
SCIA Engineer	Een softwareprogramma voor het analyseren en ontwerpen van constructies met behulp van de eindige-elementenmethode.
Schuifstijfheid	De weerstand van een element tegen vervorming als gevolg van schuifspanningen.
Segmented Shear Wall Method	Een analysemethode waarbij wandpanelen met openingen worden gesegmenteerd en enkel de gesloten delen worden beschouwd in de berekening.
Stijl regel	De verticale (stijl) en horizontale (regel) houten elementen die samen het raamwerk van een houtskeletwand vormen.
TETRA-project	een type onderzoeksproject binnen het programma van Vlaio (Agentschap Innoveren & Ondernemen) dat tot doel heeft om praktijkgericht onderzoek vanuit hogescholen over te dragen naar bedrijven en organisaties.
Tekla	Een softwareprogramma voor het modelleren van staal- en betonconstructies.
Verankering	De methode waarmee een element zoals een wand verbonden wordt met de fundering of vloer, met het oog op stabiliteit.

Abstract

Door de toenemende vraag naar duurzame bouwmethoden, groeit de populariteit van houtskeletbouw (HSB) als alternatief voor traditionele materialen. Toch blijft het inzicht in het structurele gedrag van HSB-constructies, en in het bijzonder hun robuustheid, onderbelicht. Momenteel ontbreekt een geschikte methode om het robuustheidsgedrag van gebouwen in analysesoftware zoals BuildSoft Diamonds, weer te geven. Een vereenvoudigde rekenmethode zoals het fictieve diagonaalmodel van Premrov voor houtskeletstructuren in software biedt voordelen voor de gebruiker. Het vermindert de rekenintensiteit, verlaagt de complexiteit en biedt de mogelijkheid om grote modellen uit te rekenen.

Deze masterproef onderzoekt de toepasbaarheid van deze vereenvoudigde rekenmethode om het gedrag van HSB-structuren onder lokale faalmechanismen te modelleren. De methode wordt vergeleken met de bestaande rigid link-methode en er wordt een parameterstudie uitgevoerd waarin de invloed van ontwerpkeuzes op de robuustheid van het systeem wordt geanalyseerd.

Er kan besloten worden dat de diagonaalmethode voor 80 à 85% overeenkomt met de rigid link-methode zolang er sprake is van elastisch materiaalgedrag. Hoewel experimentele validatie ontbreekt, is aangetoond dat een meelaagse structuur kan worden geanalyseerd met een combinatie van diagonalen en *rigid links* om een "column loss"-scenario te benaderen. De studie toont het potentieel van eenvoudige modelleringstechnieken van HSB, mits toekomstige validatie op basis van de resultaten.

Abstract in English

With the increasing demand for sustainable construction methods, timber frame construction (TFC) is growing in popularity as an alternative to traditional materials. However, the structural behavior of TFC structures—particularly their robustness—remains relatively understudied. A suitable method for representing the robustness behavior of buildings in analysis software such as BuildSoft Diamonds is currently lacking. A simplified calculation method such as the fictitious diagonal model of Premrov for timber frame structures in software offers advantages for the user. It reduces the computational intensity, lowers the complexity and offers the possibility to compute large models.

This master's thesis investigates the applicability of this simplified calculation method to model the behavior of TFC structures under local failure mechanisms. The method is compared with the existing rigid link method, and a parameter study is conducted to analyze the influence of design choices on the robustness of the system.

It can be concluded that the diagonal method agrees between 80 and 85% with the rigid link-method as long as elastic material behavior is present. Although experimental validation is lacking, it has been shown that a multilayer structure can be analyzed using a combination of diagonals and rigid links to approximate a "column loss" scenario. The study shows the potential of simple modeling techniques of TFC, subject to future validation based on the results.

1 Inleiding

1.1 Situering

In de bouwsector wordt er traditioneel veel gewerkt met de materialen zoals beton, metselwerk en staal om de skeletstructuur van bouwprojecten te verwezenlijken. Hout wordt echter maar zelden gebruikt voor het volledig opbouwen van de skeletstructuur van een gebouw. In het westen zijn er twee regio's waar hout gebruikt wordt als primair bouw materiaal, namelijk Scandinavië en Noord-Amerika. Hier wordt de volledige skeletstructuur gebouwd in hout voor huizen en kleine appartementen [1]. Voor grote gebouwen wordt er teruggегреpen naar de traditionele materialen of technieken waar een combinatie wordt gemaakt van hout met staal of beton [2]. De reden waarom in de Scandinavische landen veel meer hout gebruiken dan in andere delen van Europa, heeft te maken met verschillende factoren. De lokale beschikbaarheid van hout in deze regio is veel groter wegens de aanwezigheid van uitgebreide bosgebieden, waardoor hout een gemakkelijk en toegankelijke materiaal is [3]. Het gebruik van hout als bouw materiaal is historisch gezien diepgeworteld in deze regio [4]. Ook zijn houten gebouwen veel sneller gebouwd en minder arbeidsintensief, wat maakt dat houten gebouwen betaalbare en praktische woonopties zijn [5]. In Amerika is er nog een extra reden voor de populariteit van houten constructies. Dit heeft te maken met het feit dat houten constructies veel flexibeler en beter bestand zijn om schokken en trillingen te absorberen dan beton of metselwerk. Dit maakt hout een geschikter bouw materiaal voor aardbevingsgevoelige gebieden [6]. Voor de rest van Europa is hout minder toegankelijk wegens de historische ontbossing van Europa [7]. Dit heeft als gevolg dat er tijdens de industrialisering van Europa veel gebouwd is met staal, beton en metselwerk. Hierdoor heeft Europa veel ervaring met deze materialen [8].

Door de klimaatverandering is er een toenemende vraag naar het gebruik van alternatieve en meer ecologische bouw materialen en -methoden om tot een duurzame en milieuvriendelijke bouwsector te komen. Dit leidt tot een grotere vraag naar hout als bouw materiaal als vervanging van beton, staal en metselwerk. Door deze grotere vraag is er steeds meer interesse in de ontwikkeling van en onderzoek naar houtconstructies in de bouwsector [9]. De onderzoek topics waarop gefocust wordt zijn robuustheid, progressieve ineenstorting en houtskeletbouw op ware grootte. Roubuustheid verwijst naar de mate waarin de houtskeletstructuren bestand zijn tegen externe belastingen en slijtage. Progressieve ineenstorting is het fenomeen waarbij één klein defect onderdeel in de houtstructuur bezwijkt en ervoor zorgt dat de omliggende delen te zwaar belast raken, wat leidt tot een opeenvolgende falen van de draagstructuur en uiteindelijk leidt tot de bredere structurele ineenstorting van de houten constructie. Houtskeletbouw op ware grootte is de bouwtechniek waarbij volledige gebouwen worden gebouwd met een dragende structuur van houten frames of skeletstructuren. Hierbij worden wanden, vloeren en dakconstructie gebouwd uit houten balken en kolommen.

Het bredere onderzoek vanuit de UHasselt wil verdere integratie van hout promoten door onderzoek te doen naar de manier waarop hout reageert onder bepaalde omstandigheden en opgelegde situaties. Dit specifiek project zal zich focussen op het modeleren van het robuustheidsgedrag van hout in commerciële software. Voor dit project wordt BuildSoft Diamonds [10] gebruikt.

Deze masterproef focust zich op het verdere onderzoek van robuustheidsgedrag in houtskeletstructuren in commerciële software. De twee principiële simulatiesoftwarepakketten in België zijn BuildSoft Diamonds en SCIA Engineer. Deze numerieke analyse zal gelijktijdig lopen met proeven die lopen in het ACB², waarbij ernaar gestreefd wordt om de numerieke en werkelijke waarden overeen te laten komen.

1.2 Probleemstelling

Dit onderzoek heeft als doel zowel de beperkingen als de mogelijkheden van hout als bouw materiaal in kaart te brengen door gebruik te maken van gedetailleerde analyses. Om het structurele gedrag van de HSB-constructies in beeld te brengen, zal er gebruik worden gemaakt van het softwarepakket "BuildSoft Diamonds". BuildSoft Diamonds is een simulatiesoftware die de mogelijkheid geeft om op een systematische en nauwkeurige wijze constructies te modelleren en zo de simulaties te evalueren. Deze software was oorspronkelijk gecodeerd om staal- en betonconstructies te modelleren. Met de stijgende populariteit van hout, is men softwarepakketten zoals BuildSoft Diamonds ook beginnen te gebruiken om houtconstructies te modelleren. Hierdoor wordt er nu onderzoek gevoerd naar hoe er accuraat houtconstructies gemodelleerd kunnen worden door gebruik te maken van *Finite Element Method* of FEM in Diamonds. FEM in het Nederlands staat voor de eindige-elementenmethode: dit is een techniek die wordt gebruikt om complexe fysieke problemen op te lossen. Dit onderzoek zal deels verder bouwen op de versimpelde FEM-methode, onderzocht in de bachelorproef van Aydogan et al. [11].

Deze simulaties maken het mogelijk om de kritieke aspecten en zwakke punten van houtskeletbouw te identificeren in de huidige ontwerp- en bouwpraktijken, wat bijdraagt aan het ontwikkelen van robuustere en veiligere strategieën om houtskeletstructuren te bouwen en modelleren. Door simulaties te gebruiken, wordt het mogelijk om bepaalde kwetsbaarheden in de huidige ontwerp- en bouwpraktijken van HSB te identificeren, zoals zwakke punten bij de verbindingen of specifieke elementen die gevoelig zijn voor breuk of instorting onder extreme belastingen. Het doel van dit onderzoek is om gerichte aanbevelingen te formuleren voor ontwerpverbeteringen die de robuustheid en veiligheid van houtskeletbouw kunnen vergroten. Op deze manier kan houtskeletbouw niet alleen veiliger, maar ook breder toepasbaar worden in hogere constructies en veeleisender bouwprojecten in de toekomst.

1.3 Doelstellingen

In deze masterproef zal het numerieke model worden gevalideerd aan de hand van experimentele resultaten, met als doel om op het numerieke model een parameterstudie uit te voeren. Het model wordt als gevalideerd beschouwd wanneer de numerieke resultaten voldoende overeenkomen met de experimentele data. De parameterstudie zal verschillende ontwerpvarianten evalueren/analyseren om de optimale opbouw voor de robuustheid van de structuur te bepalen. De houtskeletstructuur zal in het eerste kwartaal van 2025 in het ACB²-laboratorium worden opgebouwd. Aansluitend zal de validatie en parameterstudie van de houtskeletstructuur uitgevoerd worden. Deze validatie en parameterstudie zal tegen mei 2025 worden afgerond.

SMART-criteria:

Specifiek: Het project richt zich op het valideren van een numeriek model aan de hand van experimentele resultaten en het uitvoeren van een parameterstudie op een houtskeletstructuur van twee verdiepingen. De focus van het project ligt op het achterhalen van het robuustheidsgedrag van de structuur.

Meetbaar: De validatie wordt als succesvol beschouwd wanneer het numerieke model met een afwijking van 10 tot 15% overeenkomt met de experimentele resultaten. De parameterstudie zal minimaal vijf verschillende ontwerpvarianten van de houtskeletstructuur evalueren.

Acceptabel: De aanpak is haalbaar binnen de gestelde tijd met de voorhanden middelen. Hiervoor wordt de BuildSoft Diamonds-software gebruikt en de laboratoriumfaciliteiten in het ACB²-labo.

Realistisch: Het project is uitvoerbaar, aangezien de benodigde software, expertise, en materialen beschikbaar zijn.

Tijdsgebonden: Het project streeft naar een tijdige oplevering van de numerieke analyse van het robuustheidsgedrag van houtskeletstructuren. Een verdere tijdsindeling wordt aangehaald bij het hoofdstuk Planning door middel van een Gantt-diagram.

Om de hoofddoelstelling te bereiken, worden de volgende deeldoelstellingen vastgesteld:

- Kunnen modelleren van het diagonaal model;
- Kunnen modelleren van een gebouw in Buildsoft Diamonds;
- De robuustheid van één houten wandpaneel kunnen nabootsen in Buildsoft Diamonds;
- De robuustheid van houten muren kunnen nabootsen in Buildsoft Diamonds;
- De robuustheid van een houten gebouw kunnen nabootsen in Buildsoft Diamonds;
- Vergelijk theoretische uitkomst met de fysieke proeven.

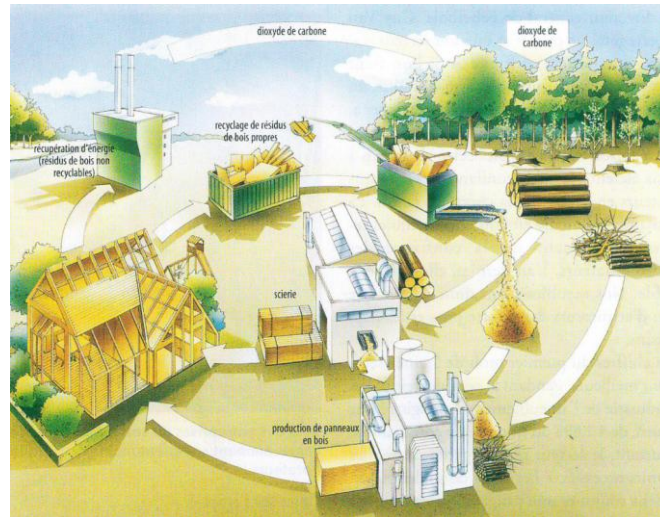
2 Literatuurstudie

2.1 Geschiedenis hout in de moderne bouwsector

In de afgelopen decennia heeft hout als bouw materiaal een significante heropleving doorgemaakt in de bouwsector, zowel in Europa als Noord-Amerika. In deze regio's vormde hout historisch gezien één van de primaire bouwmaterialen. Met de opkomst van de industriële revolutie werd de rol van hout echter grotendeels vervangen door beton en staal. Deze materialen boden betere structurele sterkte en maakten schaalvergroting mogelijk dankzij industriële innovaties en geoptimaliseerde bouwprocessen. Daarnaast droeg de sterke bevolkingsgroei bij aan een toenemende vraag naar bouwmaterialen voor woningen en industriële gebouwen. De houtproductie in Europa kon deze groei echter niet bijhouden, voornamelijk als gevolg van historische ontbossing. Dit structurele tekort aan hout in combinatie met de technologische vooruitgang in de beton- en staalindustrie leidde ertoe dat hout grotendeels werd verdrongen als dominant bouw materiaal. Recentelijk is er echter een hernieuwde belangstelling voor hout, gedreven door de noodzaak om de uitstoot van broeikasgasemissies te verminderen en duurzame bouwpraktijken te ontwikkelen. Hierdoor is er sinds 1970 een sterk onderzoek naar de ontwikkeling van energie-efficiënte gebouwen. Ook hebben technologische innovaties in houtverwerking en veranderende regelgeving ten gunste van biobased bouwmaterialen de interesse in hout als primaire bouw materiaal doen stijgen [7].

Eén van de voornaamste drijfveren achter deze renaissance van hout in de bouwsector is de toegenomen aandacht voor duurzaamheid en de reductie van de ecologische voetafdruk van de bouwindustrie. Hout is een hernieuwbaar bouw materiaal dat tijdens de groei CO₂ uit de atmosfeer absorbeert en opslaat. Deze eigenschap van hout komt handig van pas, aangezien bouwen bijdraagt tot 31% van de globale CO₂ uitstoot van Europa. Dit hoge aandeel is te verklaren doordat ongeveer 50% van alle ontgonnen natuurlijke hulpbronnen naar de bouwsector gaan en dat 33% van alle afvalproductie te wijten is aan de bouwactiviteiten. Ook zorgt de bouwsector voor 38% van alle primaire energieverbruik en 16% van het waterverbruik [12]. Hierdoor kan het toenemend gebruik van hout bijdragen aan de aanzienlijke emissiereductie in deze sector [13].

Daarnaast past hout binnen de principes van circulair bouwen. Houten constructies kunnen met relatief weinig energie worden gedemonteerd en hergebruikt, wat de levenscyclus van het materiaal verlengt en afvalstromen in de bouw vermindert [14], de levenscyclus van hout is ook te zien in Figuur 1. Ook kan hout gezien worden als een bouw materiaal wat geen broeikasgas uitstoot heeft. Dit komt omdat hout geen extra CO₂ uitstoot veroorzaakt, enkel de opgeslagen CO₂ komt terug vrij tijdens de afvalverwerking. Waardoor duurzaam bosbeheer ertoe kan leiden dat houtkap niet noodzakelijk gepaard gaat met ontbossing, maar kan bijdragen aan verantwoord bosbeheer en de opslag van koolstof in bebouwde omgevingen [15].



Figuur 1: Levenscyclus van hout in de bouwsector [16]

Innovaties van houtverwerkingsmethoden hebben geresulteerd in de ontwikkeling van *Cross-Laminated Timber* (CLT), *Glued Laminated Timber* (Glulam) en *Laminated Veneer Lumber* (LVL). Deze materialen hebben ervoor gezorgd dat de toepassingsgebieden van hout sterk gegroeid zijn, door te zorgen dat de structurele eigenschappen van hout aanzienlijk verbeterd zijn. Deze verbeteringen hebben geresulteerd in materialen met hoge sterkte, vormvastheid en brandwerendheid, waardoor hout nu ook geschikt is voor hoogbouw en grootschalige constructies [17]. Deze materialen bieden aanzienlijke voordelen, zoals een lagere dichtheid dan staal en beton, wat leidt tot snellere bouw tijden en een vermindering van de funderingslast [18].

Bovendien tonen empirische studies aan dat houten gebouwen over goede thermische isolatie-eigenschappen beschikken, wat bijdraagt aan een verhoogde energie-efficiëntie in vergelijking met conventionele bouwmethoden [19]. Dit draagt bij aan de vermindering van de operationele energieconsumptie van gebouwen, wat een bijkomend milieuvoordeel biedt in de transitie naar een duurzamere gebouwde omgeving.

De beleidsmatige ondersteuning voor houtbouw is in recente jaren aanzienlijk toegenomen. Verschillende overheden in Europa en Noord-Amerika hebben regelgeving geïntroduceerd om houtbouw te stimuleren. De Europese Green Deal en het New European Bauhaus-initiatief pleiten expliciet voor een grotere rol van biobased materialen in de bouwsector en verschillende landen, zoals Zweden en Nederland, hebben specifieke subsidies en regelgeving ontwikkeld om houtbouw te bevorderen [20].

Recente aanpassingen in de International Building Code (IBC) hebben de weg vrijgemaakt voor de bouw van houten hoogbouwconstructies tot 18 verdiepingen, een voorbeeld hiervan zijn projecten zoals de Mjøstårnet in Noorwegen en de Ascent Tower in Milwaukee in de VS [21], zoals weergegeven in Figuur 2 en Figuur 3. Deze ontwikkelingen tonen aan dat de technische en regelgevende barrières voor grootschalige houtbouw geleidelijk worden afgebouwd, wat de adoptie van hout als structureel bouw materiaal bevordert.



Figuur 2: Mjøstårnet in Noorwegen [22]



Figuur 3: Ascent Tower in Milwaukee [23]

Naast de ecologische en technische voordelen heeft hout ook esthetische en functionele eigenschappen die bijdragen aan een verhoogd welzijn van de gebruikers. Onderzoek binnen de architectuur- en bouwpsychologie wijst uit dat houten interieurs een positief effect hebben op stressreductie en cognitieve prestaties, wat hout bijzonder geschikt maakt voor toepassing in woongebouwen en kantoren [24].

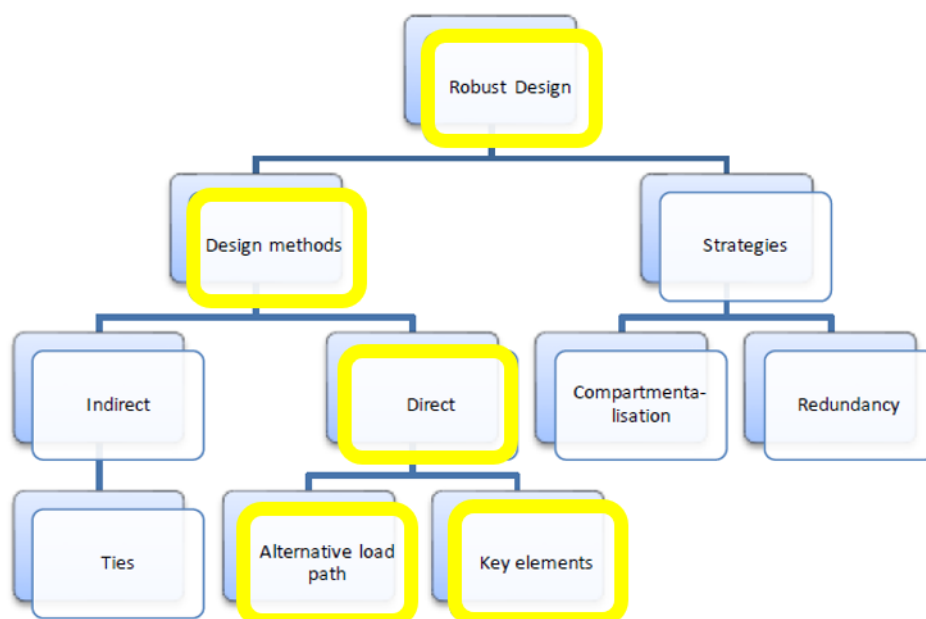
Verder leidt het lagere gewicht van houten constructies tot efficiëntere logistieke processen en kortere bouw tijden, wat gunstig is in stedelijke gebieden waar bouw tijd en transportbeperkingen kritische factoren zijn [25]. Bovendien biedt hout een natuurlijke esthetiek die steeds vaker wordt gewaardeerd door architecten en ontwerpers die op zoek zijn naar duurzame en visueel aantrekkelijke bouwoplossingen.

2.2 Robuustheid

In de norm BS EN 1991-1-7: wordt robuustheid beschreven als de capaciteit van een constructie om incidenten zoals brand, explosies, schokken of menselijke fouten te doorstaan, zonder dat de schade buitensporig groot is in verhouding tot de oorspronkelijke gebeurtenis [26]. Er moet dus worden onderzocht wat er gebeurt met de structuur van een gebouw als er gebeurtenissen voorkomen die niet zijn voorzien bij het originele ontwerp. De norm zegt ook dat lokaal bezwijken van de structuur door buitengewone belastingen aanvaardbaar is zolang de algehele stabiliteit van de constructie niet in gevaar komt [26].

Robuustheid wordt ook gezien als het vermogen van een gebouw om de onvoorziene krachten op te vangen waarbij er lokaal falen gaat ontstaan, maar de functie om menselijke levens te beschermen wel behouden blijft. Hoe groter de instorting, hoe groter de kans op verwondingen [27]. Voorgaande onderzoeken over robuustheid hebben zich altijd vooral gefocust op materialen zoals beton en staal, en veel minder op hout [28]. Dit heeft geleid tot een toegenomen vraag naar onderzoek naar het robuustheidsgedrag van hout in de huidige tijd.

Het ontwerpen van een robuuste structuur kan gebeuren op een directe of een indirecte manier. Waarbij bij de directe methode de robuustheid bewust berekend en geïntegreerd wordt, terwijl bij de indirecte methode robuustheid wordt bereikt door algemene veiligheidsmaatregelen en bouwpraktijken [29]. Dit onderzoek focust op de directe manier die bestaat uit twee methodes de *alternative load path method* (alternatieve belastingspadenmethode) en de *key elements method* (sleutelcomponentenmethode) die respectievelijk in Hoofdstuk 2.2.2 Alternative load paths (ALP) en 2.2.3 Key elements verder worden besproken. Eerst wordt het begrip progressieve ineenstorting verder besproken. Figuur 4 geeft een schema weer van de verschillende methodes voor een robuust ontwerp. De in dit onderzoek toegepaste methodes zijn geel gemarkeerd.



Figuur 4: Verschillende design methodes robuustheid [29]

2.2.1 Progressieve instorting

Progressieve instorting en de robuustheid van een structuur zijn twee termen die sterk gerelateerd zijn aan elkaar. Progressieve ineenstorting is een fenomeen waarbij er lokaal zich uitbreidt doorheen de structuur, wat uiteindelijk kan leiden tot een gedeeltelijke of volledige ineenstorting. De initiële schade wordt doorgaans veroorzaakt door een abnormale gebeurtenis met een hoge impact, maar een geringe kans van voorkomen [30].

Het doel bij het ontwerpen van een gebouw is niet om het volledig bestand te maken tegen elk mogelijk lokaal falen, maar om te vermijden dat dergelijke schade zich ongecontroleerd verspreidt doorheen de structuur. Daarom wordt het systeem zodanig ontworpen dat de initiële belasting kan worden overgebracht op de rest van de structuur via alternatieve paden en zo de totale belasting kan herverdelen over de gehele structuur. Hierdoor wordt het geheel veerkrachtiger.

Deze benadering vereist een zekere structurele redundantie, waarbij meerdere structurele elementen parallel samenwerken om de lasten op te nemen. Dit resulteert in een statisch onbepaald systeem, wat de robuustheid van de structuur verhoogt [29]. De methode van alternatieve belastingspaden wordt verder toegelicht in Hoofdstuk 2.2.2 Alternative load paths (ALP). De kans op progressieve instorting ten gevolge van een abnormale gebeurtenis, aangeduid als $P(C)P(C)P(C)$, wordt volgens Starossek en Haberland [31] wiskundig voorgesteld als:

$$P(C) = P(C|D) * P(D|E) * P(E) \quad (1)$$

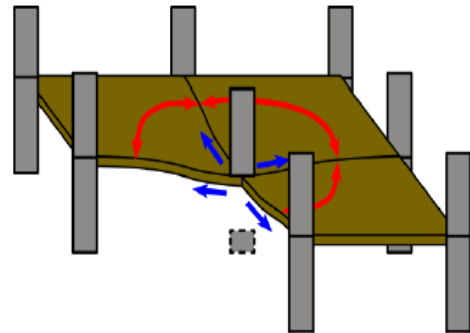
waarbij:

- $P(E)$: de kans op het optreden van een abnormale gebeurtenis (blootstelling),
- $(D|E)$: de voorwaardelijke kans op het ontstaan van initiële schade gegeven de abnormale gebeurtenis (kwetsbaarheid),
- $P(C|D)$: de voorwaardelijke kans op onevenredige schadeverspreiding gegeven de initiële schade (gebrek aan robuustheid).

Deze formule benadrukt dat de kans op progressieve instorting afhangt van zowel de waarschijnlijkheid van een extreme gebeurtenis, de vatbaarheid van het systeem voor schade, als de mate waarin schade zich door de structuur kan verspreiden.

2.2.2 Alternative load paths (ALP)

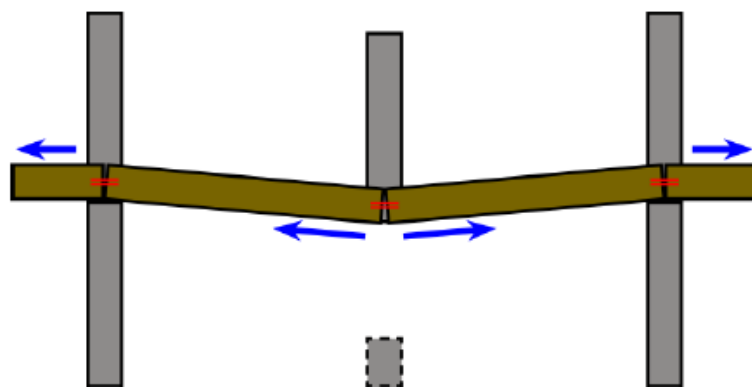
De *alternative load path* (ALP) of alternatieve belastingspaden methode is een techniek die zowel direct en indirect kan worden toegepast. Bij de directe methode wordt er een structureel element opzettelijk verwijderd om de effecten hiervan op de rest van de structuur te analyseren. De indirecte methode daarentegen focust op het verbeteren van de robuustheid van het ontwerp aan de hand van algemene ontwerpregels, zonder specifieke faalscenario's in rekening te brengen [29]. In deze masterproef wordt uitsluitend gebruikgemaakt van de directe methode. In deze paper wordt echter enkel de directe methode gebruikt.



Figuur 5: Membraanwerking [33]

Het doel van de ALP-methode is om progressieve instorting te voorkomen door de aangrenzende structurele elementen rond de locatie van de initiële schade zodanig te herontwerpen dat er alternatieve wegen ontstaan. Op deze manier kan de belasting opnieuw verdeeld worden over de rest van de structuur. Dit kan vereisen dat massa en stijfheid van bepaalde elementen worden aangepast om de nieuwe krachtwerking op te vangen [32].

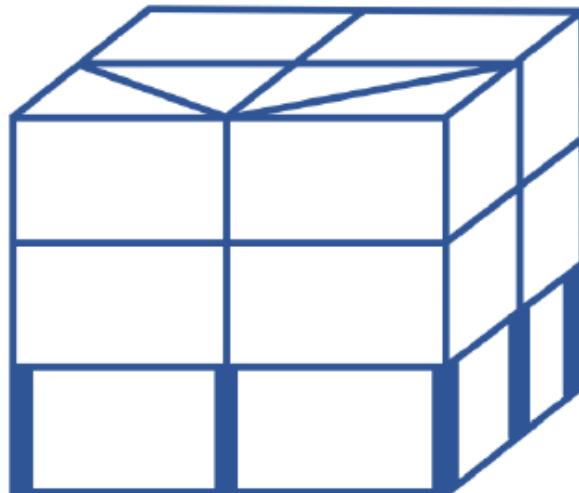
Twee van de belangrijkste methodes voor het verdelen van de belasting zijn de kettinglijnwerking en membraanwerking. Bij de kettinglijnwerking gaan de balken boven het gefaalde element zich gedragen als een ketting en zo de omliggende structuur beschermen en zo de krachten overdragen naar de omliggende elementen, zoals te zien op Figuur 5. Bij de membraanwerking wordt er een membraan gevormd door de vloerplaten of diafragma's boven het gefaalde element. Dit membraan gaat dan de omliggende structuur ondersteunen, dit is ook te zien in Figuur 6. Voor beide mechanismen geldt dat de betrokken elementen voldoende treksterkte moeten bezitten en in staat moeten zijn om aanzienlijke vervormingen op te nemen zonder dat er breuken optreden in de verbindingen [33].



Figuur 6: Kettinglijnwerking [33]

2.2.3 Key elements

De *key elements method*, zoals geïllustreerd in Figuur 7, is eveneens een directe methode waarbij sommige structurele elementen ontworpen worden als *key elements*. De elementen zijn overgedimensioneerd zodat ze aanzienlijk grotere krachten kunnen weerstaan dan onder normale ontwerpomstandigheden wordt voorzien [29]. Het versterken van de structurele elementen van het gebouw volgens deze methode is namelijk het meest effectief in de hoeken, waar het complexer is om de belasting over te dragen. Lokale schade op deze elementen kan sneller leiden tot progressieve instorting. Door daar robuustere elementen te voorzien, kan de stabiliteit van het hele systeem worden verbeterd. Een belangrijke opmerking is wel dat de key element methode enkel aangeraden is als andere methodes, zoals alternatieve belastingspadenmethode, niet volstaan. De reden hiervoor is dat het overdimensioneren van individuele elementen leidt tot een verhoogd materiaalgebruik, wat deze aanpak in veel gevallen oneconomisch maakt [32].

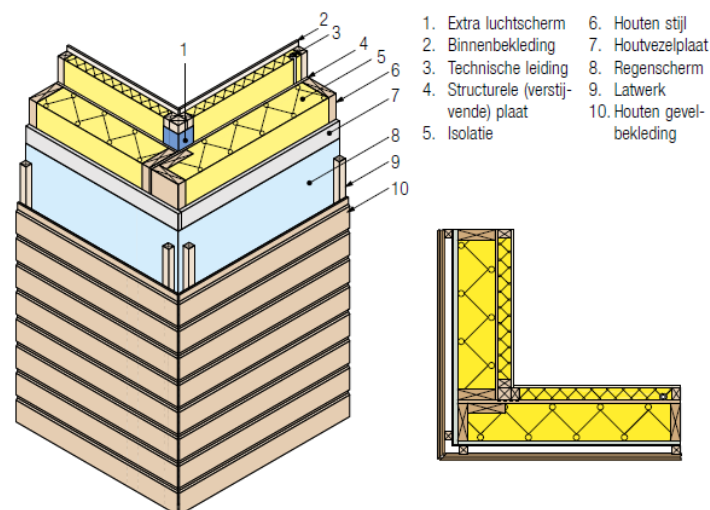


Figuur 7: Key elements in een gebouw [34]

2.3 Opbouw houtskeletwanden

Houtskeletbouw is de opvolger van de vakwerkbouw. Als eerste worden de fundering en de vloer op volle grond aangebracht (gelijkvloers); deze bestaan uit gestort beton [35]. De constructie bestaat uit wanden gemaakt d.m.v. verticale stijlen (kepers), die doorgaans een rechthoekige vorm hebben met een relatief kleine sectie. Deze stijlen worden op regelmatige afstand van elkaar geplaatst. Vervolgens worden horizontale elementen, genaamd regels, tussen de stijlen bevestigd. Deze regels zorgen voor de onderlinge verbinding, waardoor samen een kader ontstaat.

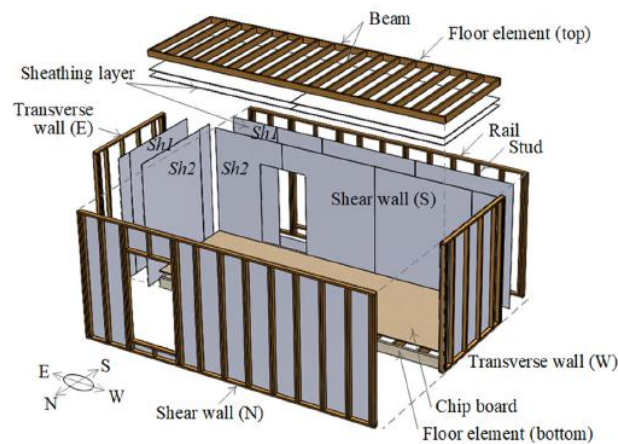
en het geheel vormt samen een kader. Op dit kader worden dan platen bevestigd die zorgen voor de kruisverbanden en bovendien de latere afwerking vergemakkelijken. Deze platen kunnen zowel aan de buiten- als aan de binnenkant worden bevestigd. Om een goede isolatiewaarde te realiseren, kan er tussen de platen isolerend materiaal worden aangebracht. In Figuur 8 is de volledige opbouw van een houtskeletwand weergegeven [36]. De vloeren tussen verdiepingen worden opgebouwd uit een houten balklaag met daarbovenop plaatmateriaal, waarop vervolgens isolatiemateriaal kan worden aangebracht [35].



Figuur 8: Opbouw houtskeletwand [37]

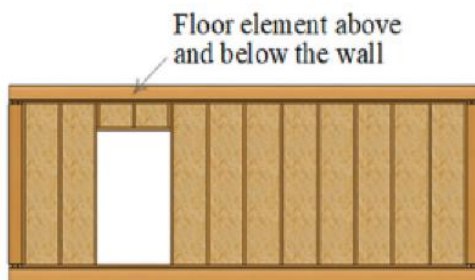
2.4 Full-scale houtskeletbouwen

In dit hoofdstuk wordt dieper ingegaan op de analyse van de structurele prestaties van volledig houten gebouwen. Als voorbeeld wordt er gekeken naar een lichte houten module die bestaat uit twee korte dwarswanden, twee lange schoorwanden en twee vloercomponenten met stijve horizontale diafragma's. Op de wanden worden een of twee lagen beplating aangebracht met mechanische bevestigingsmiddelen zoals schroeven, spijkers of nieten [34]. Figuur 9 toont de onderdelen van een simpele houten module.

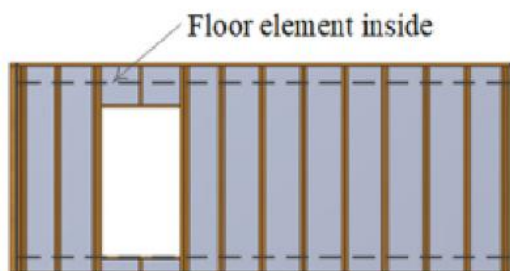


Figuur 9: Onderdelen van de voorbeeld module [38]

Het bevestigen van de vloerelementen op de wanden kan gebeuren volgens twee methodes namelijk de ballonconstructie of de platformconstructie. Bij een platformconstructie (Figuur 10) wordt het gebouw per verdieping opgebouwd. Als eerste wordt er een vloerplatform aangelegd waarna hierop wanden worden geplaatst. Dit proces herhaald zich voor elke verdieping. Bij de ballonconstructie (Figuur 11) gaan doorlopende verticale stijlen van de fundering tot het dak. De vloeren worden daarna aan deze stijlen bevestigd [38]. Als eerste wordt er een vloerplatform aangelegd waarna hierop wanden worden geplaatst. Dit proces herhaald zich voor elke verdieping. Bij de ballonconstructie gaan doorlopende verticale stijlen van de fundering tot het dak. De vloeren worden daarna aan deze stijlen bevestigd [38].



Figuur 10: Platformconstructie [38]

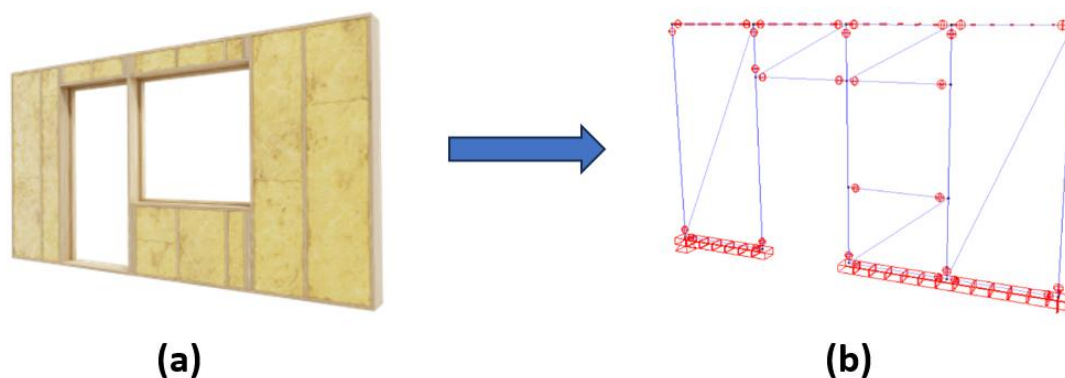


Figuur 11: Ballonconstructie [38]

2.5 Diagonaalmodel

Het diagonaalmodel is een analytische techniek die wordt toegepast in de structurele analyse van houten raamwerken, met name bij houtskeletbouw. Deze methode maakt gebruik van een fictieve diagonale staaf binnen wand- of raamconstructies om de stijfheid in het vlak en weerstand tegen laterale belastingen op een vereenvoudigde manier te modelleren.

Binnen het diagonaal model worden de effecten van schuifvervorming en de interactie tussen houten stijlen en platen vervangen door een fictieve diagonaal staaf. Deze fictieve diagonaal zal dan gemodelleerd worden als een elastische staaf met een equivalente stijfheid, waardoor het gedrag van de volledige wand op een accurate manier kan worden benaderd. Dankzij deze benadering kan de analyse worden uitgevoerd met relatief eenvoudige staafmodellen, zonder complexe numerieke modellering van de volledige plaatverbinding nodig is. Links op Figuur 12 is het werkelijke paneel te zien dat gaat worden omgezet naar het diagonaal model die is geïllustreerd rechts op Figuur 12.



Figuur 12: Links de werkelijke volle wandpaneel (a) en rechts de wandpaneel zoals voorgesteld door het diagonaal model (b)

Het diagonaalmodel maakt het mogelijk om op efficiënte wijze structurele berekeningen uit te voeren, zonder dat een geavanceerd FEM-model nodig is. Deze aanpak biedt een praktische benadering voor het inschatten van de schuifstijfheid, waarbij de vervormingen binnen het vlak van het model in rekening worden gebracht. Het model is breed toepasbaar binnen de houtskeletbouw, maar ook voor hybride constructies.

Toch kent het diagonaalmodel enkele beperkingen die de nauwkeurigheid van de resultaten kunnen beïnvloeden. De betrouwbaarheid van deze methode is in grote mate afhankelijk van een correcte kalibratie van de equivalente stijfheid van de fictieve diagonale staven. Een verkeerde inschatting hiervan kan leiden tot foutieve voorspellingen van het structurele gedrag.

Daarnaast gaat het model standaard uit van een volledige verankering van de wanden aan de basis, terwijl dit in de praktijk zelden volledig gerealiseerd wordt. Dit vormt een belangrijke bron van afwijking tussen het theoretisch model en het werkelijke gedrag. Bovendien is het model beperkt in zijn vermogen om verticale belastingen correct mee te nemen in de analyse.

Deze beperking is te wijten aan het feit dat de axiale stijfheid (EA) van het frame van de diagonalen in het model verondersteld wordt oneindig groot te zijn. Hierdoor zal het frame onder verticale belasting niet vervormen of bezwijken, ongeacht de grootte van de krachten. Het model vertegenwoordigt in wezen een oneindig stijf raamwerk, waarin vervorming enkel mogelijk is via de scharnierende hoekpunten. Deze scharnierwerking maakt het wel mogelijk om horizontale vervormingen op te nemen, maar verhindert een realistische benadering van het verticale gedrag van de structuur.

Tot slot is deze methode minder geschikt voor situaties met complexe belasting toestanden of bij het optreden van grote vervormingen, aangezien dergelijke fenomenen buiten het toepassingsbereik van het model vallen omdat het diagonaalmodel enkel bruikbaar is binnen de elastische zone van vervormingen voor houtconstructies.

2.6 Finite Element Method (FEM)

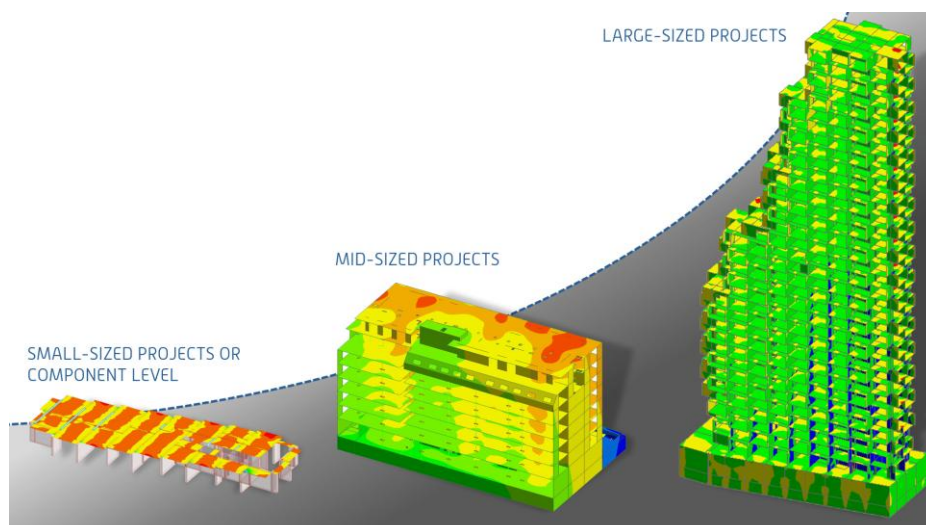
De *Finite Element Method* (FEM), of eindige-elementenmethode, is een geavanceerde numerieke techniek die veelvuldig wordt toegepast in commerciële software voor het oplossen van partiële differentiaalvergelijkingen en matrixproblemen. Deze methode verdeelt complexe, continue domeinen in discrete subdomeinen, de zogenaamde eindige elementen. Dit maakt het mogelijk om fysische verschijnselen numeriek te benaderen, d.m.v. discretisatie wordt een element opgesplitst in eindige elementen, wat resulteert in een stelsel van algebraïsche vergelijkingen die numeriek kunnen worden opgelost. FEM is toepasbaar voor zowel 1D-, 2D- als 3D-elementen, waardoor het geschikt is voor een breed domein aan toepassingen in verschillende dimensies, van eenvoudige tot complexe structuren [40].

Eén van de prominente softwarepakketten die gebruik maakt van de FEM is BuildSoft Diamonds. Deze software wordt voornamelijk ingezet in de bouwsector voor de structurele analyse en het ontwerp van balken en kolommen in staal, beton en hout. BuildSoft Diamonds biedt de mogelijkheid om 3D-modellen van structuren te creëren en daarop structurele simulaties uit te voeren. Deze simulaties geven inzicht in de gevolgen van krachten, wind, aardbevingen en andere belastingen, en visualiseren de resultaten, wat de interpretatie van de prestaties van de constructie vergemakkelijkt. De software voldoet aan de geldende normen en voorschriften, zoals de Eurocode of andere lokale voorschriften, is geschikt voor zowel lineaire als niet-lineaire analyses van structuren. Daarnaast maakt BuildSoft Diamonds gebruik van de BIM-Expert functionaliteit, waardoor modellen kunnen worden uitgewisseld met andere programma's, zoals Tekla en SAP2000, wat de samenwerking en integratie in bredere bouwprojecten bevordert (zie Figuur 13) [40].



Figuur 13: BIM-software van BuildSoft waar modellen met elkaar worden uitgewisseld [40]

Hoewel BuildSoft Diamonds aanzienlijke voordelen biedt door het gebruik van de FEM voor gedetailleerde structurele analyses, zijn er ook nadelen aan het gebruik van deze techniek. Een belangrijk aandachtspunt is de nauwkeurigheid en interpretatie van de resultaten. De FEM levert niet altijd per definitie nauwkeurigere oplossingen, aangezien de resultaten afhangen van zowel het type element als de fijnheid van de meshverdeling (zie Figuur 14). Een fijnere mesh kan de werkelijke stijfheid van een constructie beter benaderen, maar een te fijne mesh kan ongunstige resultaten opleveren, zoals bij het berekenen van piekmomenten loodrecht op draagpunten. Daarnaast is de nauwkeurigheid van de FEM-berekeningen sterk afhankelijk van de kennis en ervaring van de gebruiker, aangezien er geen standaardregels zijn die de nauwkeurigheid garanderen. De betrouwbaarheid van de resultaten hangt voor een groot deel af van het inzicht van de gebruiker. Bovendien moeten invoergegevens zorgvuldig en nauwkeurig worden verzameld, omdat onnauwkeurige invoer resulteert in onnauwkeurige berekeningen. Tot slot is de interpretatie van de resultaten essentieel; ingenieurs moeten de berekende uitkomsten afstemmen op de verwachte resultaten en de juistheid van de berekeningen verifiëren, bijvoorbeeld door handmatige berekeningen of alternatieve oplossingsmethoden toe te passen als validatie [40].



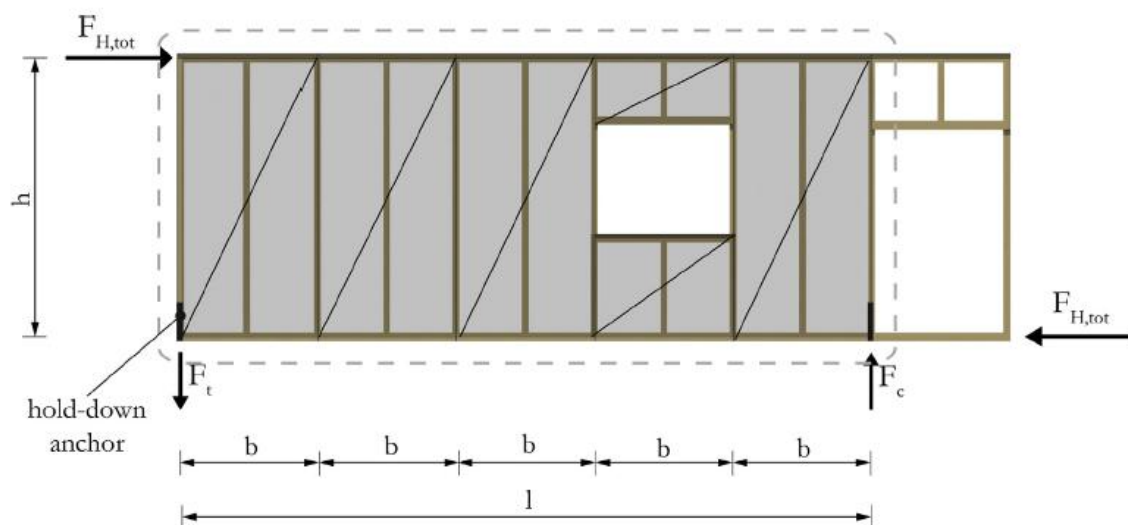
Figuur 14: FEM-design ontwerpsoftware voor constructeur [41]

2.7 Perforated Shear Wall Method

De *Perforated shear wall method* (zie Figuur 15) is een empirische analysemethode voor het bepalen van de schuifstijfheid van houtskeletconstructies met openingen, zoals ramen en deuren. In tegenstelling tot klassieke methodes biedt deze methode de mogelijkheid om een volledige wand als één geheel te zien zonder dat de wand moet op gesplitst worden. Hierdoor kan de structurele bijdrage van wandpanelen met openingen toch in rekening worden gebracht, zonder complexe modellering [42].

Binnen deze methode worden enkel de eerste en laatste wandpanelen verankerd. Wandpanelen die grenzen aan een opening hoeven niet afzonderlijk verankerd te worden, zoals bij meer conservatieve benaderingen het geval is. Een belangrijke voorwaarde is wel dat alle wandpanelen dezelfde hoogte moeten hebben. Dit betekent dat er geen ramen mogen worden geplaatst die eindigen op dezelfde hoogte als de volle wandpanelen. Om dit probleem te vermijden, moet bovenaan een doorlopende horizontale regel worden aangebracht die de linker- en rechterwandpanelen met elkaar verbindt [43].

Deze methode biedt een eenvoudig alternatief voor het modelleren van houtskeletconstructies met openingen, mits voldaan wordt aan de geometrische en verankeringsvoorwaarden. Ondanks deze beperkingen is de *Perforated Shear Wall Method* een aanbevolen methode voor situaties waarin een lagere modeldetailgraad volstaat en een globale benadering van de wandstijfheid gewenst is [42].



Figuur 15: Ontwerp benadering voor Perforated Shear Wall Method [42]

3 Methode en aanpak

3.1 Ontwikkeling diagonaalmodel

In de literatuur zijn er verschillende methoden ontwikkeld voor het modelleren van houtskeletconstructies, onder meer door onderzoekers zoals Breyer et al. [44], Faherty en Williamson [45], Thelandersson en Larsen [46] en Schulze [47]. Dit zijn methodes opgesteld om houtskeletconstructies te modeleren. Deze methodes zijn afgeleid uit de methode die is beschreven in Eurocode 5 [26]. Deze methode gaat er vanuit dat elke wand zich gedraagt als een verticale, vrij-uitkragende balk: die onderaan is ingeklemd en bovenaan vrij is om door te buigen. Elk wandelement wordt hierbij opgedeeld in een afzonderlijke segmenten, die elk functioneren als een uitkragende balk. De breedte van de beplatingsplaat komt overeen met de breedte van een segment. Segmenten waarin zich raam- of deuropeningen bevinden, worden doorgaans buiten beschouwing gelaten bij de berekening [48].

Voor de berekening van complexere gebouwen is een nauwkeurig wiskundig model voor de wandelementen essentieel. Het correct modelleren van wandelementen in softwareprogramma's vormt echter een grote uitdaging, dit komt met name door de mechanische bevestigingsmiddelen tussen het houten frame en beplating. Aangezien deze verbindingen niet als volledig stijf kunnen worden beschouwd, moet bij het modelleren ook de flexibiliteit van deze verbindingen in rekening worden gebracht. In geavanceerdere simulaties wordt dit gerealiseerd door het gebruik van veerelementen of extra modelleerlagen met specifieke materiaaleigenschappen [48].

De meest gedetailleerde en nauwkeurige methode om houtskeletconstructies te modelleren maakt gebruik van de eindige-elementenmethode (FEM). In het werk van Kozem Šilih et al. [49] wordt er een FEM-aanpak beschreven waarbij het houten frame wordt voorgesteld met lijnelementen, de beplating met schaalelementen en de mechanische verbindingen (zoals nieten) met veerelementen. Alhoewel, deze methode veel voordeel biedt door de hoge maat van nauwkeurigheid, is ze erg tijdsintensief en vereist ze gespecialiseerde software zoals BuildSoft Diamonds. Daardoor is deze aanpak minder geschikt voor de meest toegankbare applicaties. Met als gevolg dat men in de praktijk doorgaans gebruik maakt van eenvoudigere software die geen gespecialiseerde modules bevat, waardoor FEM-modellering niet altijd mogelijk is. In dergelijke gevallen is het aangewezen om terug te grijpen op eenvoudigere rekenmodellen [48].

Een alternatieve, meer praktijkgerichte benadering is gebruikt voor het schoorconstructiemodel (zie Figuur 16), een veelgebruikte techniek in de civiele techniek. Het grote voordeel van deze bouwtechniek is dat deze eenvoudig te modelleren is, en compatibel met gebruiksvriendelijke en betaalbare software. Wel vereist deze techniek bepaalde aandachtspunten, zo moet er zorgvuldig bepaald worden wat de stijfheid van diagonaal elementen zijn en wat de ondersteuning van de wand is. In het verleden is deze techniek al in verschillende eerdere studies toegepast.



Figuur 16: Schoorconstructies in de houtskeletbouw [50]

Echter, met het toenemende gebruik van geprefabriceerde houtconstructies in meerlaagse gebouwen groeit ook de nood aan aangepaste analysetechnieken. In het bijzonder ontstaat er behoefte aan een methode die gebaseerd is op het principe van schoorconstructies, maar afgestemd is op de context van geprefabriceerde houtbouw. Een dergelijke benadering maakt het mogelijk om de invloed van zijdelingse belastingen op de constructie op een nauwkeurigere en efficiëntere manier te analyseren. Een voorbeeld van een analyse werd beschreven in het onderzoek van Kessel en zur Kammer [51], waarbij elk wandelement als een vakwerkmodel met twee diagonalen wordt gesimuleerd. De stijfheid van deze diagonale elementen bepaalt in dit model rechtstreeks de horizontale stijfheid van de wand, en vormt daarmee een cruciale parameter in de analyse van het globale vervormingsgedrag van de constructie.

De uitdagingen bij het modelleren van houtskeletwanden in structurele software werden eveneens behandeld door Kessel en Schönhoff [52]. In hun onderzoek werd nagegaan of een vereenvoudigde benadering op basis van een schoorconstructiemodel geschikt is voor het simuleren van houtskeletconstructies. Binnen dit model werd een wand voorgesteld als een vakwerkstructuur met slechts één diagonale verstijving, in tegenstelling tot de klassieke benadering met twee kruisende diagonalen. Om de effectieve doorsnede en elasticiteitsmodulus van deze fictieve diagonaal te bepalen, werd aangenomen dat de vervorming van het vereenvoudigde model overeenkomt met die van het oorspronkelijke schuifveld. De schuifstijfheid van dit veld werd numeriek berekend, waarbij met name de onderlinge afstand tussen de bevestigingsmiddelen een bepalende invloed heeft op de globale wandstijfheid. Hoewel dit model een sterk vereenvoudigde voorstelling biedt, wordt in veel bestaande wiskundige modellen voor houtskeletwanden nog steeds onvoldoende rekening gehouden met zowel buig- als schuifvervormbaarheid. In het kader van deze studie werd dit aspect verder verfijnd door een fictieve diagonaal te modelleren die niet alleen gebaseerd is op de horizontale buig- en schuifstijfheid van de beplating, maar ook op de vervormbaarheid van de mechanische verbindingen. De wand als geheel wordt gemodelleerd als een vrij-uitkragende balk, ondersteund door twee stijve opleggingen [48].

3.2 Opstellen diagonaalmodel

De afgelopen jaren zijn er diverse ontwerpmethodes ontwikkeld om het gedrag van houtskeletwanden onder invloed van laterale belastingen te analyseren. Zo ontwikkelden Källsner en Girhammar [53] een elastisch analysemodel specifiek voor volledig verankerde houtskeletwanden. Dit model wordt voornamelijk toegepast om de horizontale draagcapaciteit van structuren onder invloed van statische belastingen te analyseren. De horizontale draagcapaciteit geeft de horizontale verplaatsing van de wand en de slip in de verbinding tussen het houten frame en de beplating. Het model vormt een praktische benadering van houtskeletwanden die gebaseerd is op de plastische kracht-slipreacties van de mechanische verbindingen tussen beplatingen en frame.

Op basis van dit modelconcept werkte Premrov een verder verfijnd diagonaalmodel uit, gericht op volledig verankerde lichte houtskelet-scheidingswanden. In Eurocode 5 [26] worden twee vereenvoudigde ontwerpbenaderingen beschreven om de draagcapaciteit van de wand diafragma's te bepalen. Om de diagonaal te berekenen moet het wandelement worden beschouwd als een samengestelde balk die is opgebouwd uit een houten frame met een beplating, die onderling verbonden zijn met mechanische verbindingen. In de Eurocode 5 [26] methode staat beschreven dat de effectieve buigstijfheid van een element kan worden uitgedrukt als:

$$(EI_y)_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i I_{yi} + y_{yi} E_i A_i z_i^2) = E_b I_b + E_t I_t = E_b \frac{tb^3}{6} + E_t \left(\frac{a^3c}{6} + \frac{d^3c}{12} + 2y_y A_{t1} z^2 \right) \quad (1)$$

Waarbij de letter b staat voor de beplating, t voor het frame materiaal en z_i is de afstand tussen de assen van de twee frame elementen zoals weergegeven in Figuur 17. De stijfheid coëfficiënt y_y van de mechanische verbindingen wordt in Eurocode 5 [26] gedefinieerd als volgt:

$$y_y = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 A_{t1} E_t s}{L_{eff}^2 k}} \quad (2)$$

Hierbij is s de afstand tussen de mechanische verbindingen, k is de glijmodulus van de mechanische connectie tussen de plaat en het frame. A_{t1} is de dwarsoppervlakte van het houten frame zoals te zien op Figuur 17. Om L_{eff} te berekenen moet de twee keer h worden genomen. Hierbij staat h voor de hoogte. De schuifstijfheid voor een wandpaneel is al volgt:

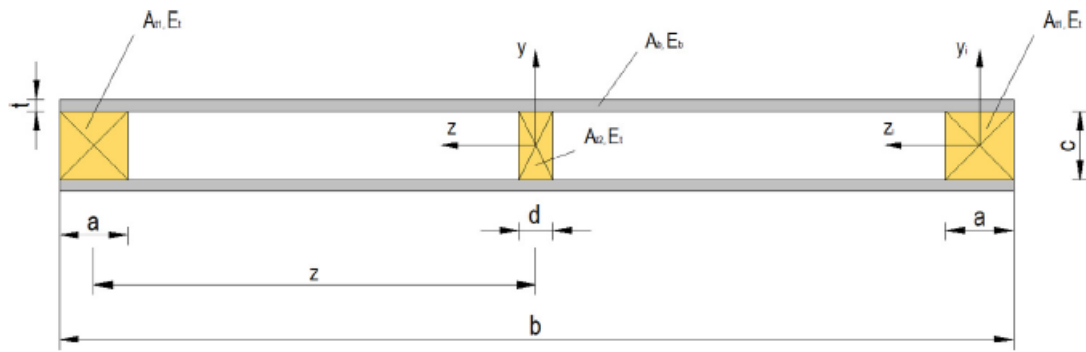
$$GA = G_b A_b + G_t A_t = 2G_b tb + G_t (2ac + dc) \quad (3)$$

Om de vormfactor voor een rechthoek of vierkante dwarsdoorsnede mee te nemen is de GA_s als volgt:

$$GA_s = \frac{GA}{1.2} \quad (4)$$

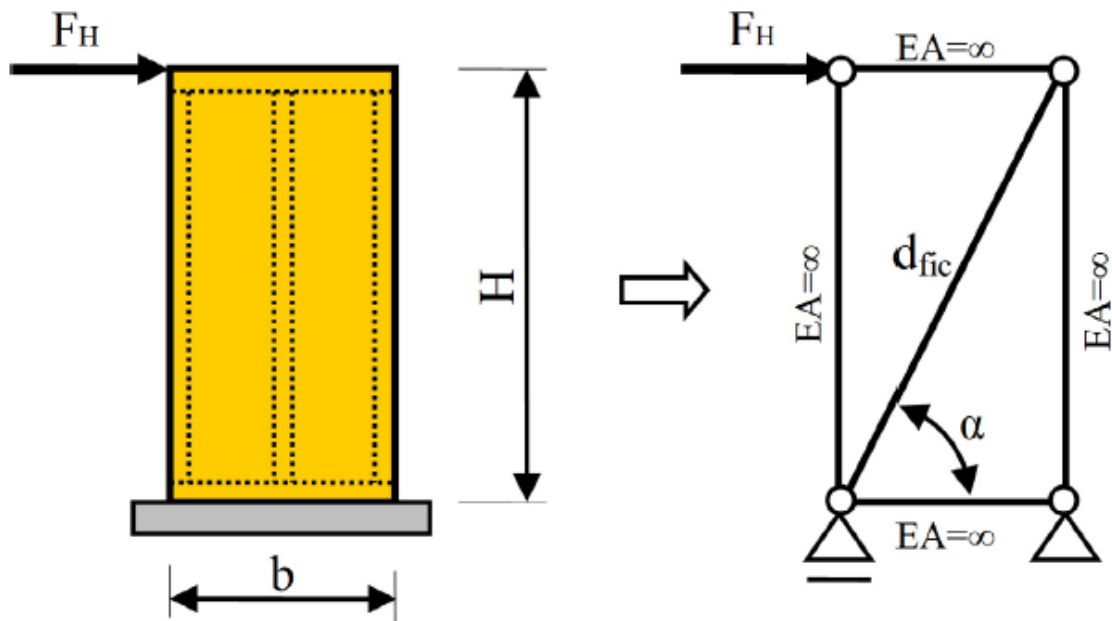
De stijfheid k_p van een houtskeletbouwelement, gemodelleerd als een vrijdragende ligger volgens het statisch systeem in Figuur 18, wordt bepaald met inachtneming van zowel de effectieve buig- als schuifvervormbaarheid van het element. In deze formule staat H voor de hoogte en D_p voor de totale vervormbaarheid van het element:

$$k_p = \frac{1}{D_p} = \left(\frac{H^3}{3(EI_y)_{eff}} + \frac{H}{GA_s} \right)^{-1} \quad (5)$$



Figuur 17: De dwarsdoorsnede van een wandpaneel met twee platen [48]

Om na te gaan of het diagonaalmodel van Premrov toepasbaar is binnen de rekensoftware BuildSoft Diamonds, werd gebruik gemaakt van de studie van Pintaric en Premrov [48]. In deze publicatie wordt een wiskundig model van een houtskeletwand gepresenteerd, zoals weergegeven in Figuur 18. Het model maakt gebruik van een verstevigd frame met één fictieve diagonale verbinding ter vervanging van de volledige wandstructuur. In deze benadering wordt een enkel houten wandelement vereenvoudigd tot een fictieve diagonaal met lijnelementen, waarmee het globale mechanische gedrag van de wand onder laterale belasting wordt gesimuleerd.



Figuur 18: Wiskundige model van een wandpaneel met een fictieve diagonaal [48]

Het uitgangspunt van het model is dat alle vervorming van het wandelement wordt gesimuleerd via de fictieve diagonaal. Om dit te realiseren, wordt in de simulatie de elasticiteitsmodulus (E) van het frame vermenigvuldigd met het dwarsdoorsnede-oppervlak (A), waardoor de axiale stijfheid van het frame effectief als oneindig wordt beschouwd. Op die manier worden verplaatsingen in het frame zelf verwaarloosbaar, zodat alle vervorming geconcentreerd is in de diagonaal.

Om dit principe te implementeren in BuildSoft Diamonds, werd een nieuw materiaal gedefinieerd in de materiaalbibliotheek met de benaming Premrov. De mechanische eigenschappen die aan dit materiaal zijn toegekend, zijn weergegeven in Figuur 19.

Om toch enige vervorming in het frame mogelijk te maken, worden de hoeken momentvrij gemaakt. Dit werd gerealiseerd door de buigmomentoverdracht in de verbindingen op te heffen, zoals geïllustreerd in Figuur 20. Dankzij deze aanpak worden krachten in het frame niet gebruikt om vervorming op te wekken, maar wel correct overgedragen naar de diagonaal, die op haar beurt verantwoordelijk is voor de simulatie van de globale wandvervorming.

Mechanische eigenschappen		
☐ Eurocode 5 : EN 1995-1-1		
Elasticiteits modulus	100000000	N/mm ²
Coeff. van Poisson	0,0	
Glijdingsmodulus	100000000	N/mm ²
Therm. Dilatatie coeff.	0,000005	/°C
Dichtheid	100000,0	kg/m ³

Figuur 19: Materiaaleigenschappen van het frame [40]

Scharnieren op staafuiteinden

☐ trekstaaf

Randvoorwaarden aan begin

☐ Voorgedefinieerde verbinding
Geen geldige verbindingen

Overdracht van buigende momenten

M_x' Vast

M_y' Vrij

M_z' Vrij

Overdracht van dwarskrachten

V_z' Vast

V_y' Vast

Overdracht van normaalkrachten

N_x' Vast

☐ Kniestuk

lengte 0,000 m

hoogte $z' > 0$ 0,000 m

hoogte $z' < 0$ 0,000 m

Randvoorwaarden aan einde

☐ Voorgedefinieerde verbinding
Geen geldige verbindingen

Overdracht van buigende momenten

M_x' Vast

M_y' Vrij

M_z' Vrij

Overdracht van dwarskrachten

V_z' Vast

V_y' Vast

Overdracht van normaalkrachten

N_x' Vast

☐ Kniestuk

lengte 0,000 m

hoogte $z' > 0$ 0,000 m

hoogte $z' < 0$ 0,000 m

?

Annuleer OK

Figuur 20: Overdracht van krachten en momenten in de hoeken [40]

De berekening van de diameter van de fictieve diagonaal wordt gebaseerd op deze in de research paper van Pintarić en Premrov [48]. Om te controleren of de berekening accuraat werd overgenomen, is het voorbeeld van in de paper nageemaakt in Diamonds. Van alle berekeningen in Tabel 1, zijn de waardes voor de fictieve diagonaal of d_{fic} en vervorming u_H het belangrijkste voor het diagonaal model in de Diamonds. De d_{fic} waarde is belangrijk omdat deze gebruikt moet worden voor het bepalen van de diagonaal in het model terwijl u_H de vervorming rechts bovenaan het wand element weergeeft. De gebruikte gegevens voor deze formules zijn te vinden in Figuur 21.

Hoogte van de plaat	H	264	cm	
Breedte van de plaat	B	125	cm	
Dikte van de plaat	t	15	mm	Type staples
Draaddiameter van de staples	ϕ	1,53	mm	KG750
Afstand tussen de staples	s	7,5	cm	
Hout soort van de frame	$E_{0,mean}$	10000	N/mm ²	Frame
	G_{mean}	630	N/mm ²	C22
	$\rho_{m\phi}$	410	kg/m ³	
Hout soort van de plaat	$E_{0,mean}$	3000	N/mm ²	Plaat
	G_{mean}	1200	N/mm ²	FPB
	ρ_{mt}	1050	kg/m ³	
De effectieve hoogte plaat	L	528	cm	
Breedte van de stud aan de randen	a	9	cm	
Breedte van de stud in het midden	d	4,4	cm	
Diepte van de studs	c	9	cm	
Hart op hart afstand frame platen	z	58	cm	
E-modulus van staal	E_d	210000	N/mm ²	
laterale force	F_h	10	kN	

Figuur 21: Gegevens voor het voorbeeld van Premrov

Eerst wordt de glijmodulus per nietje worden berekend. Deze berekening wordt gedaan met behulp van de empirische berekeningen volgens Eurocode 5 [26]. Om deze berekening uit te voeren moet er eerst een gemiddelde dichtheid van de frame en beplating samen worden genomen:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} * \rho_{mt}} = \sqrt{1050 * 410} = 656.125 \frac{kg}{m^3} \quad (6)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * \phi^{0.8}}{80} = \frac{656.13^{1.5} * 1.53^{0.8}}{80} = 295.215 \frac{N}{mm} \quad (7)$$

Om de stijfheidscoëfficiënt voor de nietjes te berekenen word er beroep gedaan op de formule (2):

$$\gamma_\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * A_{t1} * E_t * s}{L_{eff}^2 * 2 * K_{ser}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * (90 * 90) * 1000 * 75}{(5280)^2 * 2 * 295.13}} = 0.215 \quad (8)$$

De effectieve buigstijfheid wordt berekend volgens de eerder beschreven formule (1):

$$(EI_y)_{eff} = E_b * \frac{t * b^3}{6} + E_t * \left(\frac{a^3 * c}{6} + \frac{d^3 * c}{12} + 2 * \gamma_\gamma * A_{t1} * z^2 \right) = 3000 * \frac{15 * 1250^3}{6} + 10000 * \left(\frac{90^3 * 90}{6} + \frac{90^3 * 90}{12} + 2 * 0.215 * (90 * 90) * (580)^2 \right) = 2.651 * 10^8 \text{ kN cm}^2 \quad (9)$$

De schuifstijfheid wordt berekend volgens de formules (3) en (4):

$$GA_s = \frac{GA}{1.2} = \frac{G_b * t * b + G_t * (2 * a * c + d * c)}{1.2} = \frac{2 - 1200 * 15 * 1250 + 630 * (2 * 90 * 90 + 44 * 90)}{1.2} = 48084 \text{ kN} \quad (10)$$

De horizontale stijfheid k_p wordt berekend volgens:

$$k_p = \left(\frac{h^3}{3 * (EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1} = \left(\frac{2640^3}{3 * 2.651 * 10^8} + \frac{2640}{48084} \right)^{-1} = 3493.55 \frac{N}{mm} = 3493.55 \frac{kN}{m} \quad (11)$$

Door de berekening van bovenstaande formule (11) is het mogelijk om de fictieve dwarsdoorsnede van de diagonaal $A_{d,fic}$ te berekenen. Voor deze fictieve diagonaal is een volle stalen cilinder gekozen:

$$A_{d,fic} = \frac{k_p * (\sqrt{b^2 + h^2})^3}{E_d * b^2} = \frac{3493.55 * (\sqrt{1.25^2 + 2.64^2})^3}{2.1 * 10^8 * 1.25^2} = 2.653 * 10^{-4} m^2 = 2.653 cm^2 \quad (12)$$

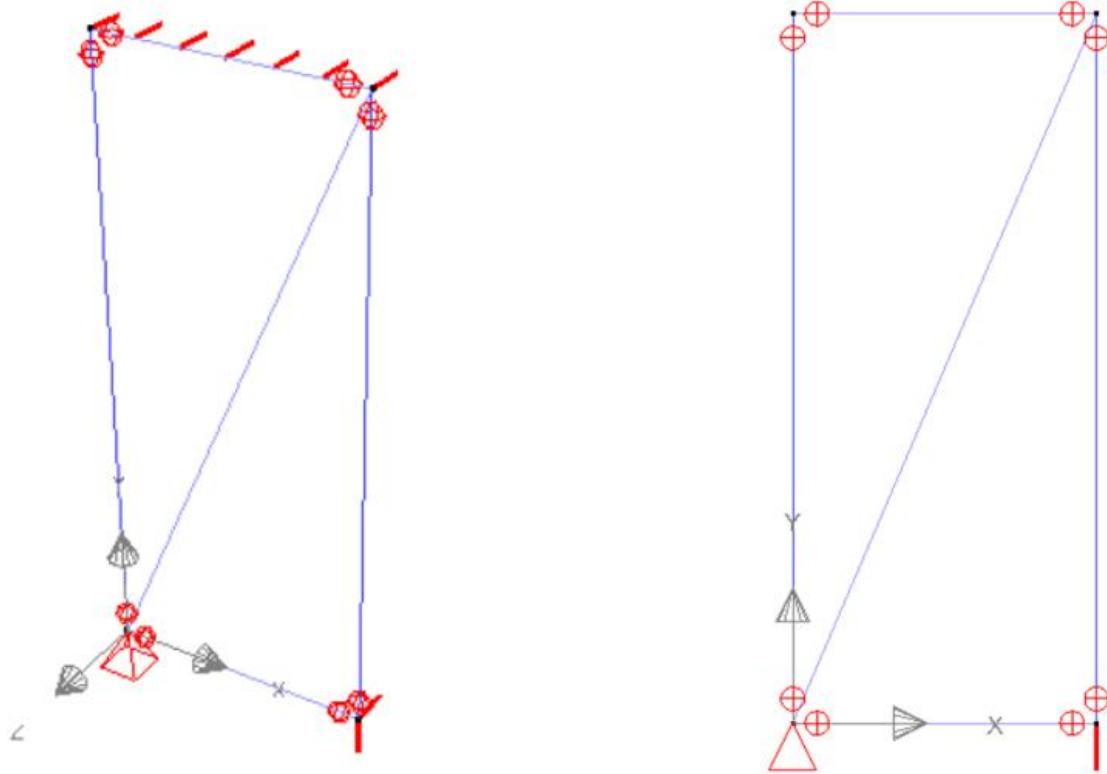
$$A_{fic} = 2 * \sqrt{\frac{A_{d,fic}}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{2.653}{\pi}} = 1.84 cm \quad (13)$$

Op het frame met de fictieve diagonaal wordt er een horizontale kracht $F_H = 10$ kN uitgevoerd. Deze kracht wordt geplaatst op de linker bovenhoek zoals aangegeven op Figuur 18. Dan is de verplaatsing rechtsbovenaan voor het model van Premrov gelijk aan $u_h = 2.86$ mm zijn. In onderstaande Tabel 1 wordt een beknopt overzicht gegeven van de gebruikte formules en resultaten zoals berekend in Excel.

$$u_h = \frac{F_H}{k_p} = \frac{10}{3493.55 * 10^{-3}} = 2.86 mm \quad (14)$$

Tabel 1: Formules voor het berekenen van de fictieve diagonaal voor het model van Premrov

slip modulus		
$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} + \rho_{mt}}$	ρ_m	656,125 kg/m ³
$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * \phi^{0.8}}{80}$	K_{ser}	295,2181 N/mm
stijfheidscoëfficiënt		
$\gamma_r = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * A_{t1} * E_t * s}{L_{eff}^2 * K_{ser}}}$	γ_r	0,215399
effectieve buigingsstijfheid		
$(EI_y)_{eff} = E_b * \frac{t * b^3}{12} + E_t * \left(\frac{a^3 * c}{6} + \frac{d^3 * c}{12} + \gamma_r * A_{t1} * z^2 \right)$	El	2,65E+08 kNcm ²
schuifstijfheid		
$GA_s = \frac{GA}{1.2} = \frac{G_b * t * b + G_t * (2 * a * c + d * c)}{1.2}$	GA	57700,8 kN/m
	GA _s	48084 kN/m
horizontale stijfheid		
$k_p = \left(\frac{h^3}{(EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1}$	k_p	3492,555 kN/m
fictieve oppervlakte van de diagonaal		
$A_{d,fic} = \frac{k_p * (\sqrt{b^2 + h^2})^3}{E_d * b^2}$	Ad,fic	0,000265 m ² 2,653 cm ²
fictieve diameter van het diagonaal		
$A_{fic} = 2 * \sqrt{\frac{A_{d,fic}}{\pi}}$	dfic	1,84 cm
horizontale vervorming		
$u_h = \frac{F_H}{k_p}$	U _h	2,86 mm



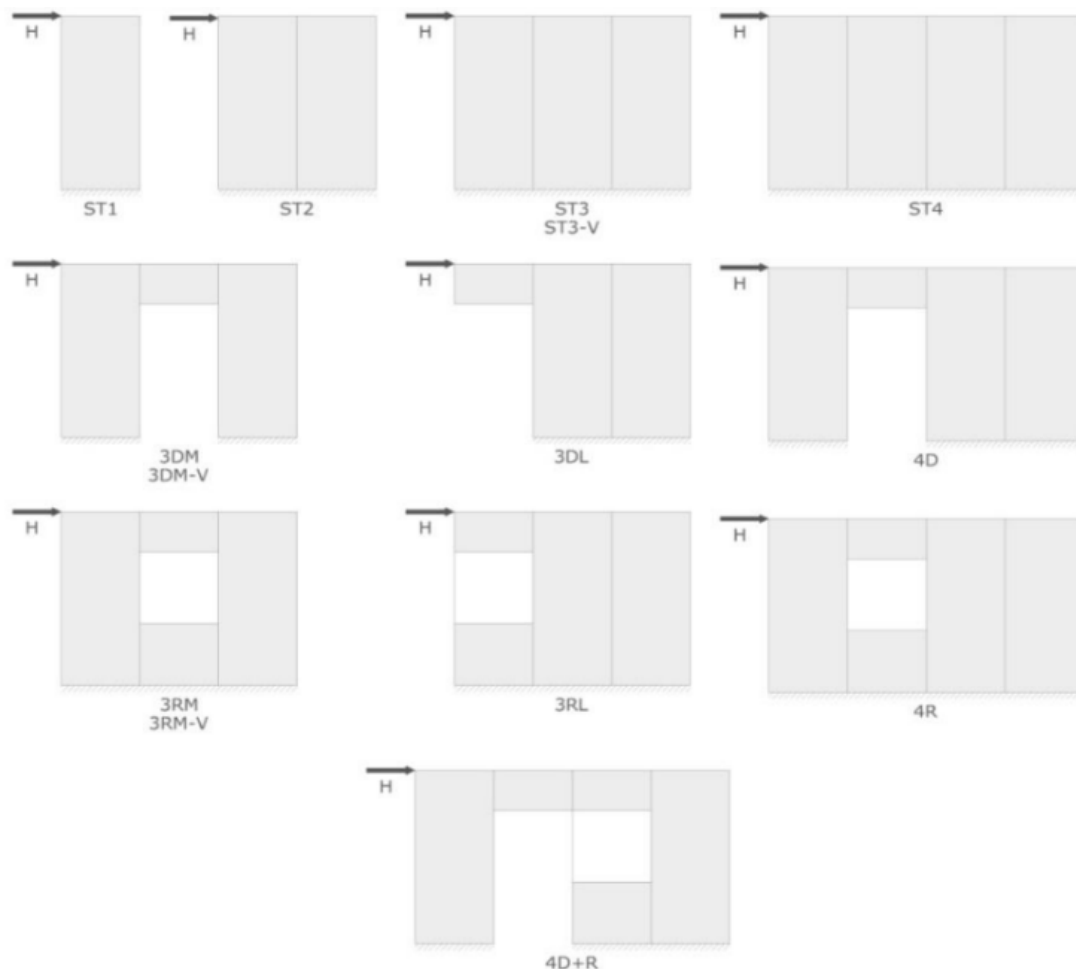
Figuur 22: Het fictieve diagonaalmodel

Voor het opstellen van het model in BuildSoft Diamonds zijn er verschillende belangrijke eigenschappen die gedefinieerd moeten worden. Deze eigenschappen zijn als volgt: de vervorming van het model in de z-as is gelimiteerd in alle hoekpunten. Daarnaast zijn de momenten rond de assen in deze hoekpunten vrij, zoals geïllustreerd in Figuur 20. In de linkeronderhoek is een scharnierverbinding toegepast, terwijl de vervormingen van de rechteronderhoek in de y- en z-as zijn gelimiteerd. Deze beperkingen zorgen ervoor dat het model enkel kan vervormen in de x-as. De materiaaleigenschappen voor de regels en de stijlen zijn zoals weergegeven in Figuur 19. De regels en de stijlen hebben materiaaleigenschappen zoals vermeld staan op Figuur 19. De diagonaal loopt van linksonder naar rechtsboven. De diagonaal is een cirkel waarvan de diameter berekent wordt aan de hand van de formules in Tabel 1. Aan de linkerbovenhoek is een horizontale kracht van 10 kN meegegeven die vermeld staat in de gegevens op Figuur 21.

3.3 Volle wandpanelen

3.3.1 Modellen van Reweghs

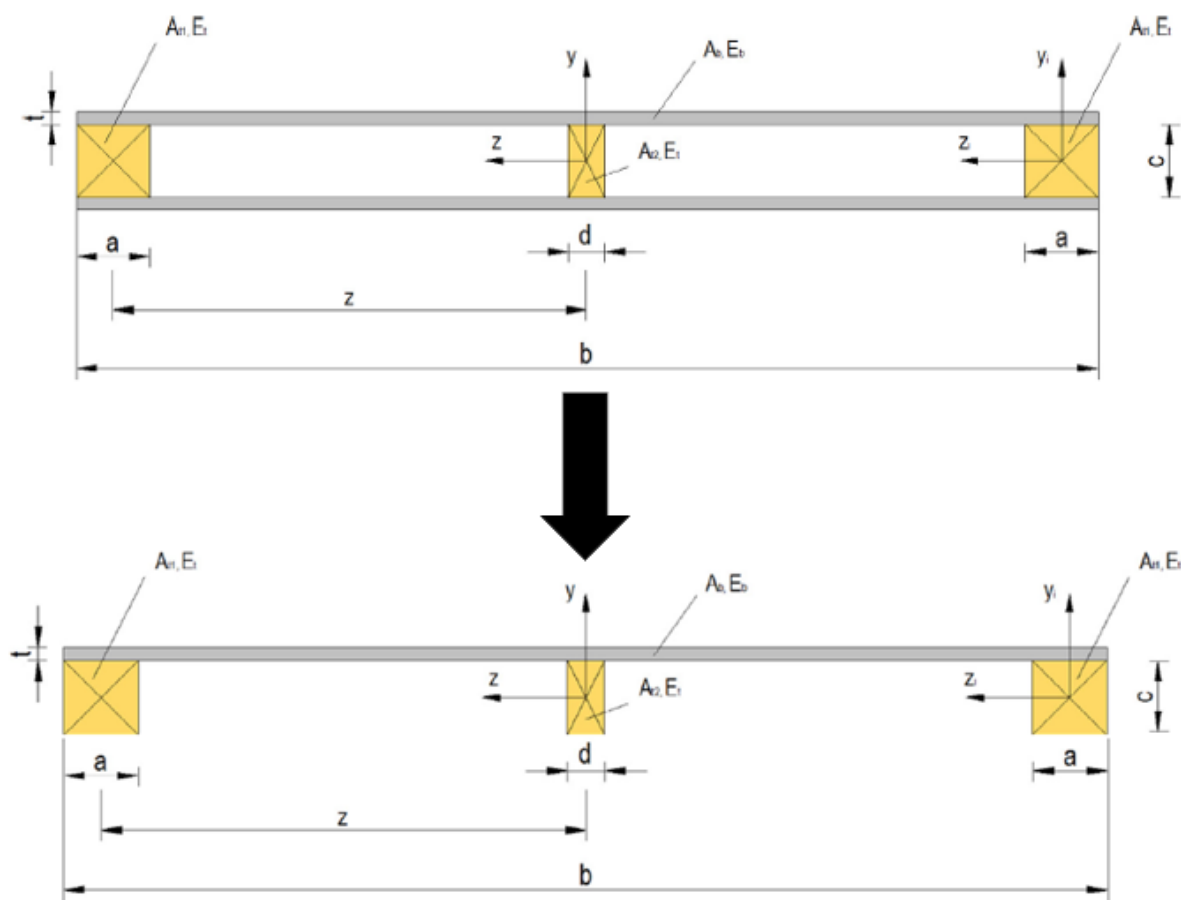
Na de validatie van de methode van Premrov voor BuildSoft Diamonds is het onderzoek uitgebreid met de vraag of deze methode ook toepasbaar is op volle wandpanelen. Volle wandpanelen zijn wandelementen die geen raam- of deuropeningen bevatten zoals model 4D+R op Figuur 23 waarvan het tweede paneel een deuropening bevat en het derde paneel een raamopening. Hiervoor werd gezocht naar een studie waarin de vervorming van dergelijke volle wandpanelen werd onderzocht. De studie moest niet alleen theoretische berekeningen bevatten, maar ook fysieke experimenten omvatten. Hiervoor is de masterproef van Reweghs [54] gebruikt, aangezien deze onderzoek bevat naar volle wandpanelen waarop fysieke experimenten zijn uitgevoerd. Door de modellen uit deze masterproef te hanteren, kunnen bovendien de resultaten van de bachelorproef van Aydogan et al. [11] worden betrokken, om de overeenstemming te onderzoeken tussen de fictieve diagonaalmethode en de rigid link-methode. De vergelijkingen zullen gebeuren op onderstaande wanden afgebeeld in Figuur 23. In de masterproef had een enkel wandelement een houten frame van C40 zacht hout, met de afmetingen van 50 x 70 mm. Voor het plaat materiaal is een spaanplaat met de dikte van 12 mm genomen.



Figuur 23: Modellen van Reweghs [54]

3.3.2 Omvorming van de Premrov formules voor de modellen van Reweghs

Om het diagonaalmodel van Premrov te kunnen gebruiken voor de modellen van Reweghs moeten de rekenmethode voor het berekenen van de fictieve diagonaal worden aangepast. De fictieve diagonaal zoals beschreven in Hoofdstuk 3.1 Ontwikkeling diagonaalmodel is opgesteld voor een wandpaneel met twee platen terwijl de modellen van Reweghs beschikken over één enkel plaat. Dit zorgt ervoor dat de bepaalde formules van Premrov aangepast moeten worden om deze methode mogelijk te maken voor de modellen van Reweghs. De formules die aangepast moeten worden zijn de effectieve buigstijfheid $(EI_y)_{eff}$ en de horizontale stijfheid k_p . Figuur 24 geeft een visuele weergave hiervan.



Figuur 24: Omzetting van twee naar één paneel [48]

Voor de omvorming van de formule voor $(EI_y)_{eff}$ moet er gekeken worden naar hoe deze formule vermeld en opstelt is in de Eurocode 5. In de Eurocode 5 is deze formule opgemaakt voor een wandpaneel met twee wandpanelen (1). Het eerste deel van de formule $E_b * \frac{t*b^3}{6}$ berekent de plaat gedeeld van de frame, waarbij E_b de elasticiteitsmodulus is van de plaat en waarbij $\frac{t*b^3}{6}$ de lineaire traagheidsmoment is. De formule voor de traagheid van een rechtheid is als volgt:

$$I_y = \frac{1}{12} * h * b^3 \quad (15)$$

Aangezien er in de modellen van Reweghs geen twee platen zijn, moet het traagheidsmoment niet verdubbeld worden gedaan. Voor het traagheidsmoment is er geen verandering omdat het frame hetzelfde blijft. Hierdoor is de formule voor de voor de effectieve buigstijfheid van de wandpaneel als volgt:

$$(EI_y)_{eff} = E_b * \frac{t*b^3}{12} + E_t \left(\frac{a^3c}{6} + \frac{d^3c}{12} + 2y_y A_{t1} z^2 \right) \quad (16)$$

Voor de omvorming van de horizontale stijfheid k_p is er een verandering in de formule waarbij het getal 3 uit de formule weggelaten moet worden. Hierdoor is de formule voor de nieuwe horizontale stijfheid k_p :

$$k_p = \left(\frac{h^3}{(EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1} \quad (17)$$

3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs

Deze veranderingen in de formules voor de fictieve diagonaal hebben ervoor gezorgd dat de methode is aangepast aan de modellen van Reweghs waardoor deze aangepaste methode inzetbaar is voor de modellen op Figuur 23. De nieuwe berekeningsprocedure voor de fictieve diagonaal is uitgelegd in onderstaand hoofdstuk. Aan de hand van deze gegevens kan er worden nagegaan hoe nauwkeurig de fictieve diagonaal overeenkomt met de experimenten en de starre verbindingenmethode (rigid links-methode). Figuur 25 bevat de gegevens die nodig zijn voor het berekenen van de fictieve diagonalen voor de modellen van Reweghs. Deze berekeningen zijn vereist om de modellen van Reweghs te kunnen modeleren in BuildSoft Diamonds.

Hoogte van de plaat	H	1400	mm	
Breedte van de plaat	B	600	mm	
Dikte van de plaat	t	12	mm	
Draaddiameter van de staples	ϕ	1,79	mm	Type staples KG750
Afstand tussen de staples	s	150	mm	
Hout soort van de frame	$E_{0,mean}$	14000	N/mm ²	Frame
	G_{mean}	880	N/mm ²	C40
	$\rho_{m\beta}$	500	kg/m ³	
Hout soort van de plaat	$E_{0,mean}$	2000	N/mm ²	Plaat
	G_{mean}	960	N/mm ²	Spaanplaat
	ρ_{mt}	720	kg/m ³	
De effectieve hoogte plaat	L	2800	mm	
Breedte van de stud aan de randen	a	50	mm	
Breedte van de stud in het midden	d	50	mm	
Diepte van de studs	c	70	mm	
Hart op hart afstand frame platen	z	250	mm	
elasticiteitsmodulus staal	E_d	2,1E+05	N/mm ²	
Horizontale kracht	F_h	0,8	kN	

Figuur 25: Gegevens voor de modellen van Reweghs

Voor de berekening van de fictieve diagonalen wordt eerst de glijmodulus per nietje berekend. Dit wordt gedaan met behulp van de empirische berekeningen volgens Eurocode 5 [26]. Voor het uitvoeren van deze berekening moet eerst de gemiddelde dichtheid van het gecombineerde systeem, bestaande uit het houten frame en de beplating, worden bepaald:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} * \rho_{mt}} = \sqrt{500 * 720} = 600 \frac{kg}{m^3} \quad (18)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * \phi^{0.8}}{80} = \frac{600^{1.5} * 1.79^{0.8}}{80} = 292.70 \frac{N}{mm} \quad (19)$$

Om de stijfheidscoëfficiënt voor de nietjes te berekenen, wordt er beroep gedaan op de formule (2):

$$\gamma_\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * A_{t1} * E_t * s}{L_{eff}^2 * 2 * K_{ser}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * (50 * 70) * 14\,000 * 150}{(2800)^2 * 2 * 292.70}} = 0.060 \quad (20)$$

De effectieve buigstijfheid wordt berekend volgens de eerder beschreven formule (16):

$$(EI_y)_{eff} = E_b * \frac{t*b^3}{12} + E_t * \left(\frac{a^3*c}{6} + \frac{d^3*c}{12} + 2 * \gamma_y * A_{t1} * z^2 \right) = 3000 * \frac{12*600^3}{12} + 14000 * \left(\frac{50^3*70}{6} + \frac{50^3*70}{12} + 2 * 0.060 * (50 * 70) * (250)^2 \right) = 8.27 * 10^{11} \text{ kN cm}^2 \quad (21)$$

De schuifstijfheid wordt berekend volgens de formules (3) en (4):

$$GA_s = \frac{GA}{1.2} = \frac{G_b*t*b + G_t*(2*a*c + d*c)}{1.2} = \frac{960*12*600 + 880*(2*50*70 + 50*70)}{1.2} = 13\,460 \text{ kN} \quad (22)$$

De horizontale stijfheid k_p wordt berekend volgens formule (17):

$$k_p = \left(\frac{h^3}{(EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1} = \left(\frac{1400^3}{8.27*10^{11}} + \frac{1400}{13460} \right)^{-1} = 292.25 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 292.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (23)$$

Aan de hand van de horizontale stijfheid k_p kan de fictieve dwarsdoorsnede van het diagonaal $A_{d,fic}$ berekend worden. Waarna door gebruikt te maken van de omgevormde oppervlakte formule van een cirkel die diameter van het diagonaal A_{fic} worden bepaald. De berekende fictieve diagonaal is een volle stalen cilinder:

$$A_{d,fic} = \frac{k_p * (\sqrt{b^2 + h^2})^3}{E_d * b^2} = \frac{292.25 * (\sqrt{0.6^2 + 1.20^2})^3}{2.1 * 10^8 * 0.6^2} = 13.66 * 10^{-6} \text{ m}^2 = 0.137 \text{ cm}^2 \quad (24)$$

$$A_{fic} = 2 * \sqrt{\frac{A_{d,fic}}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{0.137}{\pi}} = 0.417 \text{ cm} = 4.171 \text{ mm} \quad (25)$$

Op de frame met fictieve diagonaal wordt er een horizontale kracht $F_H = 800 \text{ N}$ uitgevoerd. Deze kracht wordt geplaatst op de linker bovenhoek zoals aangegeven op Figuur 18. Als dit wordt toegepast op het model van Reweghs voor ST1, dan zou de verplaatsing rechtsboven $u_h = 2.74 \text{ mm}$ zijn.

$$u_h = \frac{F_H}{k_p} = \frac{800}{292.25} = 2.74 \text{ mm} \quad (26)$$

Tabel 2 geeft een beknopt overzicht van de gebruikte formules en resultaten zoals berekend in Excel.

Tabel 2: gebruikte formules en resultaten volle wandpanelen voor model van Reweghs

slip modulus			
$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} + \rho_{mt}}$	ρ_m	600	kg/m ³
$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * \phi^{0.8}}{80}$	K_{ser}	292,70	N/mm
stijfheidscoëfficiënt			
$\gamma_Y = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * A_{t1} * E_t * s}{L_{eff}^2 * 2 * K_{ser}}}$	γ_Y	0,060	
effectieve buigingsstijfheid			
$(EI_y)_{eff} = E_b * \frac{t * b^3}{12} + E_t * \left(\frac{a^3 * c}{6} + \frac{d^3 * c}{12} + 2 * \gamma_Y * A_{t1} * z^2 \right)$	El	8,27E+11	Nmm ²
schuifstijfheid	GA	16152	kN
$GA_s = \frac{GA}{1.2} = \frac{G_b * t * b + G_t * (2 * a * c + d * c)}{1.2}$	GA _s	13460	kN
horizontale stijfheid			
$k_p = \left(\frac{h^3}{(EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1}$	k _p	292,2512	kN/m
fictieve oppervlakte van de diagonaal			
$A_{d,fic} = \frac{k_p * (\sqrt{b^2 + h^2})^3}{E_d * b^2}$	Ad,fic	13,66	mm ²
fictieve diameter van het diagonaal			
$A_{fic} = 2 * \sqrt{\frac{A_{d,fic}}{\pi}}$	d _{fic}	4,171	mm
horizontale vervorming			
$u_h = \frac{F_H}{k_p}$	U _n	2,74	mm

3.3.4 Parameters voor modellen van Reweghs

Op basis de berekende fictieve diagonalen in Hoofdstuk 3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs kan er een parameterstudie worden uitgevoerd op de modellen van Reweghs. In deze studie worden verschillende parameters geanalyseerd die invloed hebben op het gedrag van wandpanelen binnen het fictief diagonaal model. De parameters worden onderverdeeld in twee categorieën: enerzijds de configuratie van krachtswerking binnen de structuur, anderzijds de structurele opbouw van het model.

De eerste twee parameters hebben betrekking op de interactie tussen *rigid links* en fictieve diagonalen:

1. **De verhouding tussen *rigid links* en fictieve diagonalen**, waarbij de externe kracht aangrijpt op de fictieve diagonaal.
2. **De verhouding tussen *rigid links* en fictieve diagonalen**, waarbij de externe kracht aangrijpt op de rigide verbindingen.

Aanvullend worden twee parameters onderzocht die verband houden met de structurele implementatie van het fictief diagonaal model:

3. **De verhouding tussen het fictief diagonaal model met openingen en de *Perforated Shear Wall Method***, ter evaluatie van de nauwkeurigheid en toepasbaarheid bij wandpanelen met openingen.
4. **De invloed van een gedeelde stijl** in een gemengd model met zowel rigide verbindingen als fictieve diagonalen. Hierbij wordt de gemeenschappelijke stijl gemodelleerd met de materiaaleigenschappen van respectievelijk Premrov en C40, om de impact van materiaalkeuze op het structurele gedrag te beoordelen.

De werkwijze en analyseprocedures van de vijf parameters zullen in volgende hoofdstukken gedetailleerd besproken worden, maar eerst zal de opzet van het simulaties voor Reweghs toegelicht worden.

3.3.5 Opzet modelleren van de modellen van Reweghs

Zoals aangetoond in Hoofdstuk 3.2 Opstellen diagonaalmodel, kan de diagonaalmethode succesvol worden toegepast op het wandpaneel van Premrov. Het is echter essentieel om deze methode te valideren voor meerdere wandpanelen. Voor de verdere modellering wordt voortgebouwd op de modellen van Reweghs, zoals beschreven in Hoofdstuk 3.3.1 Modellen van Reweghs.

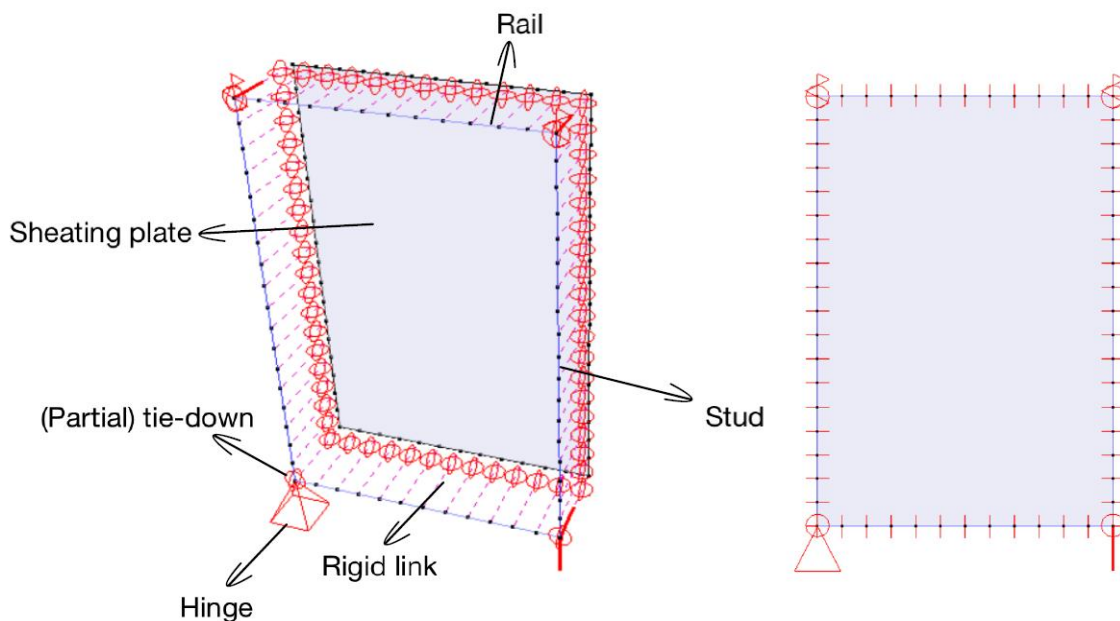
De testscenario's worden opgedeeld in twee categorieën. In de eerste categorie worden uitsluitend volle wandpanelen geanalyseerd, deze staan in de rode kader in Figuur 26 . De tweede categorie omvat wandpanelen met openingen, waarin deur- en raamopeningen op verschillende posities worden gemodelleerd, deze staan in de blauwe kader in Figuur 26.



Figuur 26: Modellen van Reweghs [54]

Om de diagonaalmethode op een gecontroleerde manier te testen, worden de panelen stapsgewijs aangepast. In elke stap wordt één wandpaneel getransformeerd van een rigide verbinding naar een fictieve diagonaal. Op deze manier kan er een helder beeld worden geschetst van de structurele invloed die de fictieve diagonalen hebben op de globale structuur. Waarna de resultaten van de simulaties geanalyseerd en geëvalueerd kunnen worden

Daarnaast zal ter controle van de nauwkeurigheid van deze methode ook referentiesimulaties uitgevoerd worden uitgevoerd op de modellen van Reweghs, dit met als doel om te kijken hoe accuraat deze overeenkomen in de elastische zone. Hierbij zullen de modellen worden vergeleken met drie verschillende situaties. In de eerste situatie zullen deze modellen vergeleken worden met de experimentele waarde verkregen uit de proeven van Kenny Reweghs [54]. In de tweede en derde situatie zullen ze vergeleken worden met modellen die volledig zijn opgebouwd volgens de rigid links-methode. Het verschil tussen situatie twee en situatie drie is dat er respectievelijk een onderscheid zal gemaakt worden tussen een verankerde en niet-verankerde wandpanelen, zoals weergegeven in Figuur 27. In het kader van dit onderzoek zijn de resultaten voor verankerde wanden het meest relevant, aangezien het fictieve diagonaalmodel veronderstelt dat het wandpaneel verankerd is.

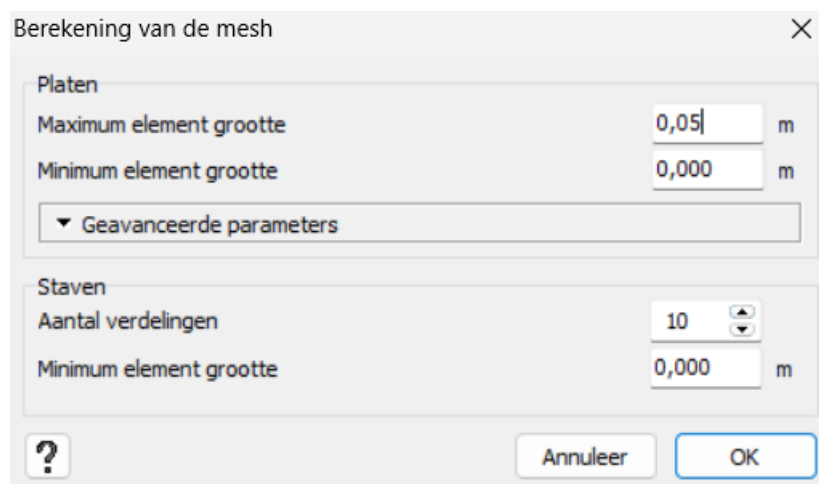


Figuur 27: Setup voor een enkel wandelement in BuildSoft Diamonds [11]

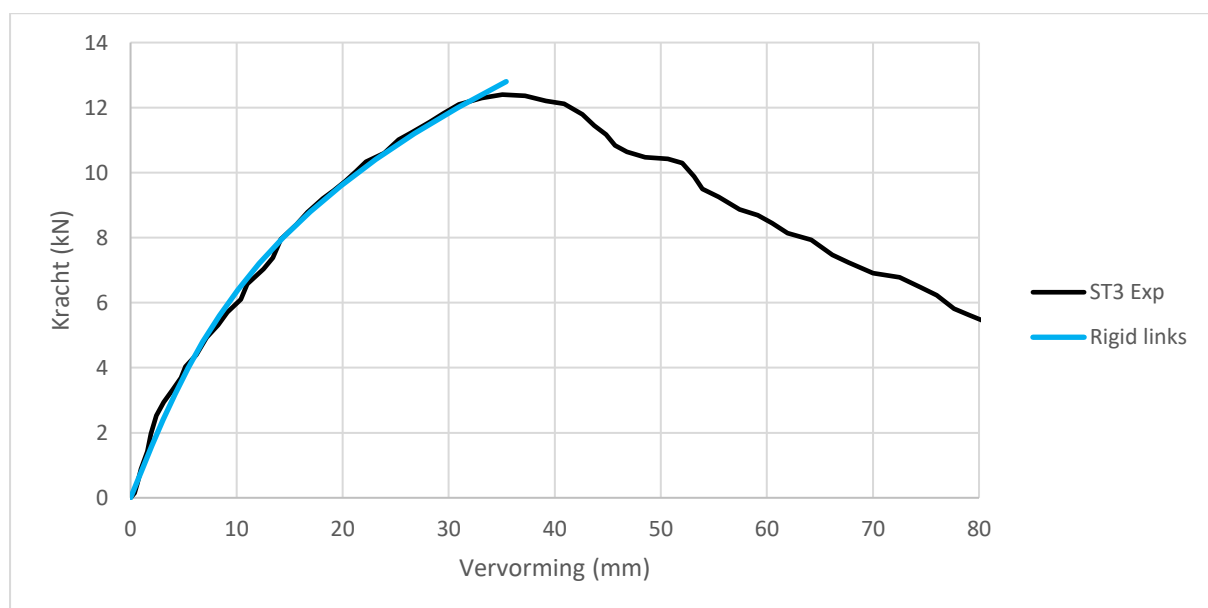
3.3.6 Kracht op fictieve diagonaal

Voorafgaand aan de simulaties dienden eerst modellen opgesteld te worden op basis van de rigid links-methode. Deze modellen, opgebouwd in BuildSoft Diamonds, zijn afkomstig uit eerder onderzoek van Aydogan et al. [11] en werden nadien verder aangepast. Dankzij deze verfijning vertonen de modellen niet enkel een goede overeenkomst met de experimentele resultaten in de elastische zone, maar ook in de elasto-plastische en plastische zones.

Deze nauwkeurigheid werd mogelijk gemaakt door de mesh-grootte in het model aan te passen van 1,0 m naar 0,05 m, zoals geïllustreerd in Figuur 28. De resultaten hiervan zijn zichtbaar in Figuur 29, waarin de zwarte curve de experimentele waarden weergeeft, terwijl de blauwe curve het gedrag van het model met *rigid links* toont.



Figuur 28: Mesh-grootte aanpassen in BuildSoft Diamonds [40]



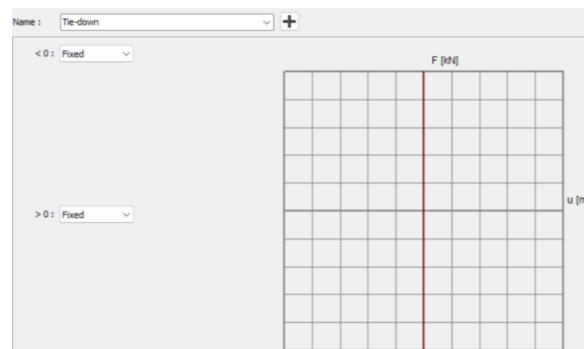
Figuur 29: Resultaten voor ST3 voor experimenten en rigid links-methode

Om meerdere van deze wandpanelen met elkaar te verbinden, werd ervoor gekozen om de panelen te spiegelen. Deze keuze werd ingegeven door de werking van de software BuildSoft Diamonds, die de neiging heeft om overlappende lijnen automatisch samen te voegen. Door de panelen gespiegeld te modelleren, werd dit probleem vermeden en konden de wandpanelen correct aan elkaar gekoppeld worden, zoals ook werd toegepast in het onderzoek van Aydogan et al. [11].

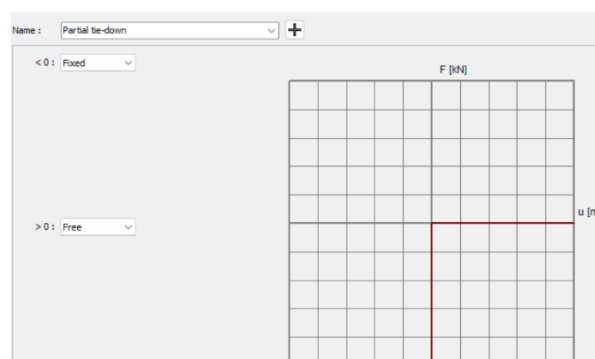
Het model werd vervolgens voorzien van specifieke randvoorwaarden om een realistische simulatie van de werkelijke constructieve situatie mogelijk te maken. In alle hoeken van het model werd de verplaatsing in de z-richting beperkt. Daarnaast werden alle verbindingen tussen de stijlen en regels momentvrij gemaakt rond de y- en z-assen. Dit wil zeggen dat rotaties rond deze assen niet verhinderd werden, waardoor de verbindingen zich gedragen als scharnieren zonder momentoverdracht.

De onderste linkerhoek van het model werd gemodelleerd als een scharnierverbinding. Bovendien werd de verbinding tussen de verticale stijl en de onderste horizontale regel op deze plaats volledig verankerd, zoals weergegeven in Figuur 30. Dit betekent dat deze verbinding zowel trek- als drukkrachten kon opnemen. Voor de overige verbindingen tussen stijlen werd een gedeeltelijke verankering toegepast – ook wel "niet-verankerd" genoemd – waarbij de verbinding enkel drukkrachten kon weerstaan en geen trekkrachten, zoals geïllustreerd in Figuur 31 [11].

Tot slot werd in de bovenste linkerhoek een variabele horizontale kracht F_H aangebracht. Op basis hiervan werd voor elk model afzonderlijke simulaties uitgevoerd, telkens met een andere belasting. Voor paneel ST4 varieerde de kracht van 0 kN tot 19,5 kN in stappen van 1,5 kN. Deze gespreide belasting was noodzakelijk vanwege de beperkingen in de software, die niet toestaat dat de belasting progressief verhoogd wordt zonder dat het model opnieuw moet berekend worden.

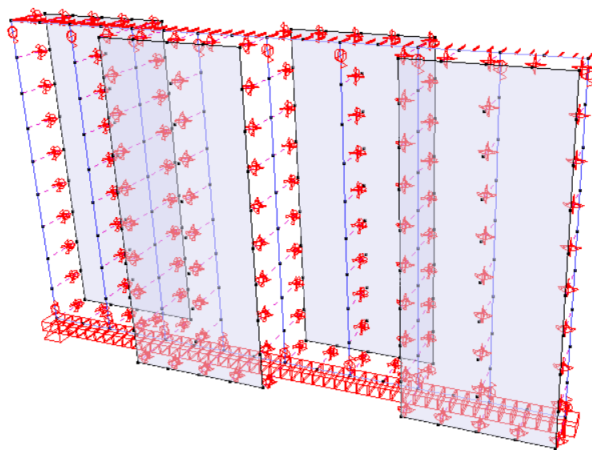


Figuur 30: Verankerd in BuildSoft Diamonds [40]

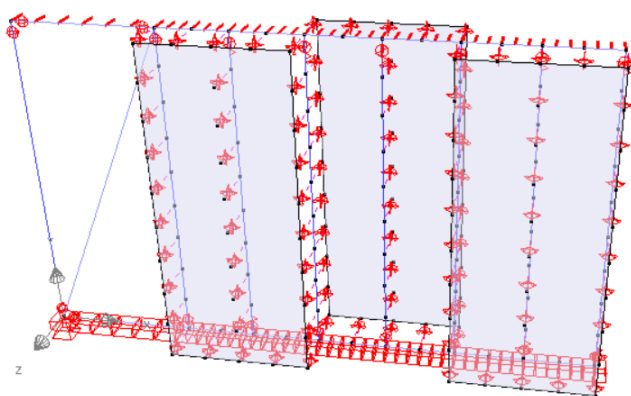


Figuur 31: Niet verankerd in BuildSoft Diamonds [40]

Het principe van de stapsgewijze analyse voor de modellen van Reweghs wordt geïllustreerd aan de hand van het model ST4. In eerste instantie zal een simulatie worden uitgevoerd op ST4-model van Reweghs, waarbij de stijl-regelverbinding linksonder verankerd is (zie Figuur 31). Vervolgens wordt er een simulatie uitgevoerd op dezelfde ST4 waarbij de stijl-regelconnectie linksonder niet-verankerd is. Daarna wordt het linkse wandpaneel vervangen door een fictieve diagonaal zoals uitgelegd in Hoofdstuk 3.3.2 Omvorming van de Premrov formules voor de modellen van Reweghs en de waarde van het fictieve diagonaal berekent in Hoofdstuk 3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs. Op dit nieuw aangepaste model (zie Figuur 33) zullen opnieuw simulaties worden uitgevoerd. Deze zullen inhoudelijk verschillen van de vorige, aangezien in dit geval geen van de stijl-regelconnectie verankerd is; enkel de fictieve diagonaal blijft als vervangend verbindend element aanwezig. De toegepaste belasting blijft identiek aan die in de voorgaande simulaties: een variabele kracht die in stappen van 1,5 kN wordt opgevoerd.



Figuur 32: Test setup ST4 in BuildSoft Diamonds

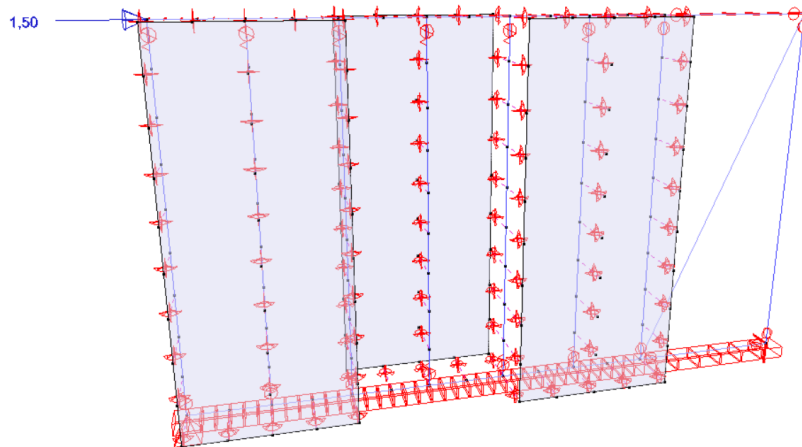


Figuur 33: Test setup ST4 met 1 fictieve diagonal links in BuildSoft Diamonds

De stappen voor twee, drie en vier diagonalen voor ST4 zullen dezelfde procedure doorlopen als ST4 met één diagonaal. Hierna zullen alle gegevens worden uitgezet in Tabel 5 in Hoofdstuk 4.2.1 Resultaten ST4.

3.3.7 Kracht op Rigid links

Voor de simulaties waar de kracht geplaatst is op de *rigid links* hanteren dezelfde procedure als in Hoofdstuk 3.3.6 Kracht op fictieve diagonaal. Hierbij is het enige verschil dat die diagonalen niet van links naar rechts worden toegevoegd maar van rechts naar links, hierdoor zal de kracht eerst op de wandpaneel met *rigid links* vallen. Dit principe wordt opnieuw geïllustreerd aan de hand van een voorbeeld de ST4-model van Reweghs. Net zoals in Hoofdstuk 3.3.6 Kracht op fictieve diagonaal wordt eerst een simulatie uitgevoerd op het model waarbij de stijl-regelconnectie linksonder verankerd is. Op dit model wordt een variabele kracht aangebracht in de rechterbovenhoek, oplopend van 0 kN tot 19,5 kN in stappen van 1,5 kN. Vervolgens wordt hetzelfde gedaan voor de model maar waar dan de stijl-regelconnectie linksonder niet verankerd is. Hierna wordt de rechterwandpaneel vervangen door een fictieve diagonaal. De waarde van deze fictieve diagonaal wordt bepaald volgens de aangepaste Premrov-formules, zoals besproken Hoofdstuk 3.3.2 Omvorming van de Premrov formules voor de modellen van Reweghs. De simulaties op dit aangepaste model (zie Figuur 34) zullen verschillen van die op de vorige modellen, aangezien de belastingsverdeling en vervormingsgedrag door de gewijzigde configuratie beïnvloed worden.



Figuur 34: Test setup ST4 met één fictieve diagonaal rechts in BuildSoft Diamonds

3.3.8 Perforated wall method vs fictieve diagonaal met opening

Na het onderzoeken van de interactie tussen de *rigid links* en de fictieve diagonaal, werd een aanvullend onderzoek uitgevoerd dat verband houdt met de structurele implementatie van het fictieve diagonaalmodel. Om een beter zicht te krijgen op dit verband, werd er gekeken naar twee parameters. Doelstelling is om de onderlinge relatie en toepasbaarheid van beide methodes te analyseren. Hiervoor worden twee parameters onderzocht die cruciaal zijn voor de representatie van openingen in houtskeletbouw (HSB)-wanden.

Er zijn verschillende methodes voor het simuleren van HSB-wanden met openingen. In het onderzoek van Vogrinec en Premrov [42] worden drie methoden geëvalueerd voor het modelleren van de stijfheid van HSB-wanden met openingen.

De eerste methode was de *Segmented Shear Wall Method*, hierbij worden uitsluitend de gesloten wandpanelen zonder openingen in aanmerking genomen. Deze methode wordt ook geadviseerd in de Eurocode 5 als een vereenvoudiging voor opening. Deze aanpak leidt echter tot een significante onderschatting van de werkelijke wandstijfheid.

De tweede methode was de *Force transfer around openings*. Deze methode is ontwikkeld door Bryer et al. [55]. Deze methode houdt wel rekening met de openingen. De boven- en onderregels van de openingen fungeren als koppelbalken die de verticale schijfkrachten overdragen. Om deze overdracht realistisch te modelleren, is het noodzakelijk om een verhoogde dichtheid aan nagels of nietjes toe te passen rondom de openingen. Bovendien worden stalen strips aangebracht ter plaatse van de koppelbalken om trekspanningen op te nemen.

De derde en laatste methode onderzocht door Vogrinec en Premrov [42] was de *Perforated Shear Wall Method*. Dit is een empirische methode waarbij zowel volle wandpanelen als wandpanelen met openingen worden meegenomen in de berekening. In tegenstelling tot de *Segmented Method* worden in *Perforated Shear Wall Method* enkel het eerste en laatste paneel verankerd. Een beperking van deze methode is echter dat alle wandpanelen dezelfde hoogte moeten hebben. Daardoor kunnen bijvoorbeeld raamopeningen die eindigen op gelijke hoogte als de wandpanelen niet adequaat worden gemodelleerd zonder aanvullende horizontale regel ter koppeling van de aangrenzende panelen. Deze methode wordt meer in detail besproken door Line [43].

Wegens het lagere detailniveau van *Perforated Shear Wall Method* is deze methode vergeleken met het door Premrov et al. [56] ontwikkelde fictieve diagonaalmodel met opening. Deze laatste methode laat toe om een volledige HSB-wanden met openingen te vereenvoudigen tot een stelsel van fictieve diagonalen. Hierdoor kunnen ook wandpanelen met openingen op een consistente en vereenvoudigde wijze worden gemodelleerd.

Binnen deze parameterstudie wordt onderzocht of een aangepaste versie van *Perforated Shear Wall Method* kan worden toegepast, waarbij gebruikgemaakt wordt van fictieve diagonalen boven en/of onder de openingen. Dit zou resulteren in wandcomponenten die bestaan uit één of twee afzonderlijke diagonalen, in plaats van de enkelvoudige diagonaal in het fictieve diagonaalmodel met opening.

De berekening van de diameter van de fictieve diagonaal met opening wordt gebaseerd op deze in de research paper van Premrov et al. [56]. Deze berekeningsprocedure wordt in onderstaande tekst stap per stap overlopen. De onderstaande Figuur 35 bevat alle gegevens die nodig zijn voor de berekeningen van de methode.

Hoogte van de plaat	H	2640	mm	
Breedte van de plaat	B	1250	mm	
Dikte van de plaat	t	15	mm	
Draaddiameter van de staples	ϕ	1,53	mm	Type staples
Afstand tussen de staples	s	75	mm	KG750
Aantal bouten	n	3		
Type bout	M-bout	16		
	$E_{o, \text{raam}}$	10000	N/mm ²	Frame
	G_{raam}	630	N/mm ²	C22
Hout soort van de frame	$E_{o, \text{plaat}}$	330	N/mm ²	
	ρ_{pl}	410	kg/m ³	
	$E_{o, \text{plaat}}$	3000	N/mm ²	Plaat
Hout soort van de plaat	G_{plaat}	1200	N/mm ²	FPB
	ρ_{pl}	1050	kg/m ³	
De effectieve hoogte plaat	L	5280	mm	
	a	90	mm	
	d	44	mm	
	c	90	mm	
Hart op hart afstand frame platen	z	580	mm	
	h_p	80	mm	
	L_1	175	mm	
	L_2	175	mm	
	H_{open}	1200	mm	
	B_{open}	900	mm	
	stud	90	mm	
	stud	90	mm	
	Ed	210000	N/mm ²	210000
	F_n	15	kN	

Figuur 35: Gegevens voor het berekenen van de diagonaal voor raam opening

Eerst zal het wandpaneel worden berekend alsof het een vol wandpaneel is zonder opening zoals bij de fictieve diagonaal methode en zal hetzelfde stappenplan worden gebruikt als voor formules (18)-(23). Voor de duidelijkheid zullen de stappen in de formules van (27)-(32) herhaalt worden. Eerst zal de veerconstante van de nietjes berekend worden:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} * \rho_{mt}} = \sqrt{500 * 720} = 600 \frac{kg}{m^3} \quad (27)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * \phi^{0.8}}{80} = \frac{600^{1.5} * 1.79^{0.8}}{80} = 292,70 \frac{N}{mm} \quad (28)$$

Om de stijfheidscoëfficiënt voor de nietjes te berekenen, wordt er beroep gedaan op de formule (2):

$$\gamma_Y = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * A_{t1} * E_t * s}{L_{eff}^2 * 2 * K_{ser}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * (50 * 70) * 14000 * 150}{(2800)^2 * 2 * 292,70}} = 0,060 \quad (29)$$

De effectieve buigstijfheid wordt berekend volgens de eerder beschreven formule (16):

$$(EI_Y)_{eff} = E_b * \frac{t * b^3}{12} + E_t * \left(\frac{a^3 * c}{6} + \frac{d^3 * c}{12} + 2 * \gamma_Y * A_{t1} * z^2 \right) = 3000 * \frac{12 * 600^3}{12} + 14000 * \left(\frac{50^3 * 70}{6} + \frac{50^3 * 70}{12} + 2 * 0.060 * (50 * 70) * (250)^2 \right) = 8,27 * 10^{11} kN cm^2 \quad (30)$$

De schuifstijfheid wordt berekend volgens de formules (3) en (4):

$$GA_s = \frac{GA}{1.2} = \frac{G_b * t * b + G_t * (2 * a * c + d * c)}{1.2} = \frac{960 * 12 * 600 + 880 * (2 * 50 * 70 + 50 * 70)}{1.2} = 13\,460 \text{ kN} \quad (31)$$

De horizontale stijfheid k_p wordt berekend volgens formule (17):

$$k_p = \left(\frac{h^3}{(EI_y)_{eff}} + \frac{h}{GA_s} \right)^{-1} = \left(\frac{1400^3}{8,27 * 10^{11}} + \frac{1400}{13460} \right)^{-1} = 292,25 \frac{N}{mm} = 292,25 \frac{kN}{m} \quad (32)$$

Deze berekeningen zullen nu gevolgd worden voor het berekenen van de opening coëfficiënt r volgens Yasurmura en Sagiya [57].

A_0 is gelijk aan de som van lengte en breedte van de opening:

$$A_0 = H_{open} * B_{open} = 625 * 600 = 375000 \text{ mm}^2 \quad (33)$$

α is de ratio van de opening:

$$\alpha = \frac{A_0}{H * B} = \frac{375000}{1400 * 600} = 0,45 \quad (34)$$

β is de ratio van de muur lengte:

$$\beta = \frac{\sum L_i}{L} = \frac{L_1 + L_2}{L} = \frac{0 + 0}{600} = 0,0 \quad (35)$$

r is de opening coëfficiënt:

$$r = \frac{1}{1 + \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,45}{0,0}\right)} = 0,0 \quad (36)$$

$k_r(r)$ is de stijfheidsratio:

$$k_r(r) = 0,5621 * r^3 + 0,6505 * r^2 - 0,2016 * r + 0,0018 = \\ 0,5621 * 0,0^3 + 0,6505 * 0,0^2 - 0,2106 * 0,0 + 0,0018 = 0,0018 \quad (37)$$

$K_{h,op}$ is de stijfheid van de wandpaneel met opening:

$$K_{h,op} = k_r(r) * K_h = 0,0018 * 292,25 = 0,53 \text{ N/mm} \quad (38)$$

De horizontale compressie stijfheid wordt berekend uit een combinatie van de compressiesteun van de verticale richting K_c (39) en de compressiesteun van de horizontale richting $K_{c,h}$ (40):

$$K_c = \frac{F_{c,90} * A_{ef}}{\Delta h_p} = \frac{E_{90,mean} * A_{ef}}{h_p} \quad (39)$$

$$K_{c,h} = \left(\frac{b}{h}\right)^2 * K_c \quad (40)$$

$$K_{c,h} = \left(\frac{b}{h}\right)^2 * \frac{E_{90,mean} * A_{ef}}{h_p} = \left(\frac{600}{1400}\right)^2 * \frac{470 * (50+30) * 70}{50} = 9668,57 \frac{N}{mm} \quad (41)$$

waarbij A_{ef} wordt bepaald volgens de Aanpassing van Eurocode 5 [26] als een vergroting van de werkelijke contactlengte α met 30 mm voor de deuvel aan de rand.

De treksteunstijfheid K_t wordt berekend als de som van de stijfheidswaarden van elke bout in de vorm van:

$$K_t = n * K_{ser} \quad (42)$$

waarbij n het aantal dubbele schuifbouten is en K_{ser} de slipmodulus per schuifvlak per bevestigiger. De slipmodulus per schuifvlak per bevestigiger K_{ser} wordt berekend met behulp van de empirische vergelijkingen volgens Eurocode 5 [26]:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{mb} * \rho_{mt}} = \sqrt{500 * 720} = 600 \frac{kg}{m^3} \quad (43)$$

$$K_{ser,2} = 2 * \frac{\rho_m^{1.5} * d}{23} = 2 * \frac{600^{1.5} * 16}{23} = 20447,91 \frac{N}{mm} \quad (44)$$

K_t is de horizontale treksteunstijfheid:

$$K_t = 3 * K_{ser,2} = 3 * 20447,91 = 61343,74 \frac{N}{mm} \quad (45)$$

$$K_{t,h} = \left(\frac{b}{h}\right)^2 * K_t = \left(\frac{600}{1400}\right)^2 * 61343,74 = 11267,22 \frac{N}{mm} \quad (46)$$

De totale horizontale stijfheid van het houtskeletbouwelement met de opening K_w rekening houdend met alle componenten die de stijfheidsreductie beïnvloeden wordt nu berekend in de vorm van:

$$K_w = \left(\frac{1}{K_{h,op}} + \frac{1}{K_{c,h}} + \frac{1}{K_{t,h}}\right)^{-1} = \left(\frac{1}{0,53} + \frac{1}{9668,57} + \frac{1}{11267,22}\right)^{-1} = 0,53 \frac{N}{mm} \quad (47)$$

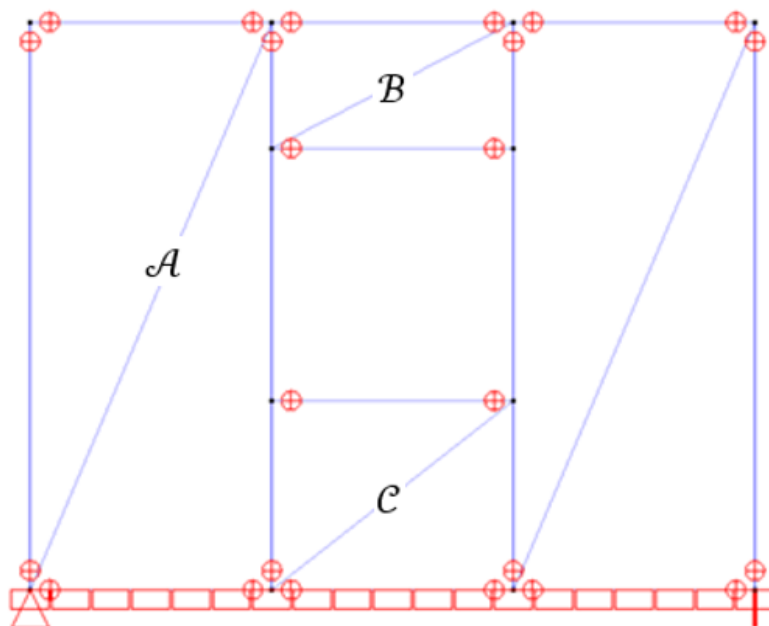
Ten slotte kan nu de fictieve diagonaal met opening $A_{d,fic}$ worden berekend voor de BuildSoft Diamonds modellen met openingen. Dit kan gedaan worden met volgende formule die hetzelfde is als voor de formule het berekenen van volle wandpanelen voor de modellen van Reweghs:

$$A_{d,fic} = \frac{k_p * (\sqrt{b^2 + h^2})^3}{E_d * b^2} = \frac{0,53 * (\sqrt{600^2 + 1400^2})^3}{2,1 * 10^5 * 1400^2} = 0,02 mm^2 \quad (48)$$

$$A_{fic} = 2 * \sqrt{\frac{A_{d,fic}}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{0,02}{\pi}} = 0,18 mm \quad (49)$$

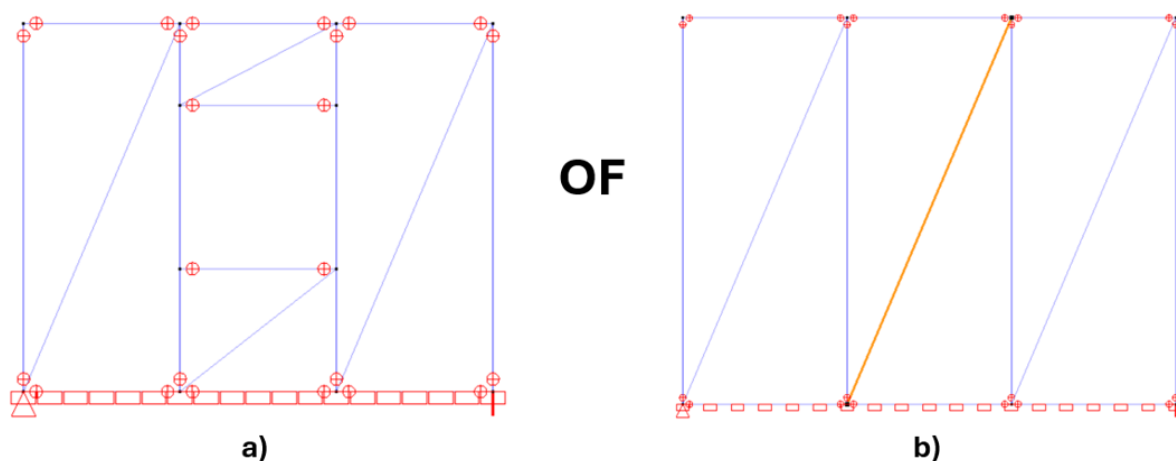
Aan de hand van bovenstaande formules (27)-(49) kan de diameter voor de wandpanelen met een raamopening worden berekend.

Voor de berekening van de diameters voor de diagonalen aan de hand van de *Perforated shear wall method* zal gebeuren door gebruik te maken van de formules (18)-(26). Uit deze formules werd berekend dat de diameter van de diagonaal voor een volle wandpaneel aangeduid als A op Figuur 36 is 4.171 mm. Voor de diagonaal boven de raamopening B is 8,05 mm, voor de diagonaal onder de raamopening C is 5,53 mm.



Figuur 36: Perforated shear wall method voor diagonal van Premrov

Aan de hand van de twee methodes kan er gekeken worden of de fictieve diagonaal met opening vervangen kan worden door de *Perforated shear wall method*. Hierbij zal er gekeken worden of de twee methodes voor de ST3RM model gelijkaardige vervormingen uitkomt, zoals afgebeeld op Figuur 37.



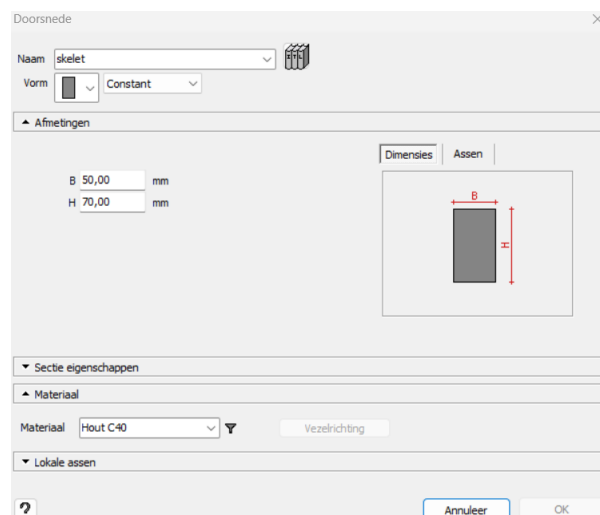
Figuur 37: Vergelijken van de perforated shear wall method (a) en fictieve diagonaal met opening (b)

3.3.9 Invloed van gemeenschappelijke stijl

Ten slotte wordt als tweede parameter in deze studie de invloed van de gemeenschappelijke stijl op de modelresultaten onderzocht. Hierbij wordt specifiek gekeken naar de verschillen die mogelijk zullen optreden wanneer de gemeenschappelijke stijl wordt gemodelleerd volgens de rigid links-methode of volgens de fictieve diagonaalmethode. In dit kader parameterstudie zijn twee mogelijke benaderingen die geanalyseerd worden:

1) Optie 1 volgens rigid links-methode:

De gemeenschappelijke stijl wordt gemodelleerd met de eigenschappen van de rigid links-methode. In dit geval is de stijl vervaardigd uit C40 naaldhout met een doorsnede van 70×50 mm, zoals weergegeven in Figuur 38.



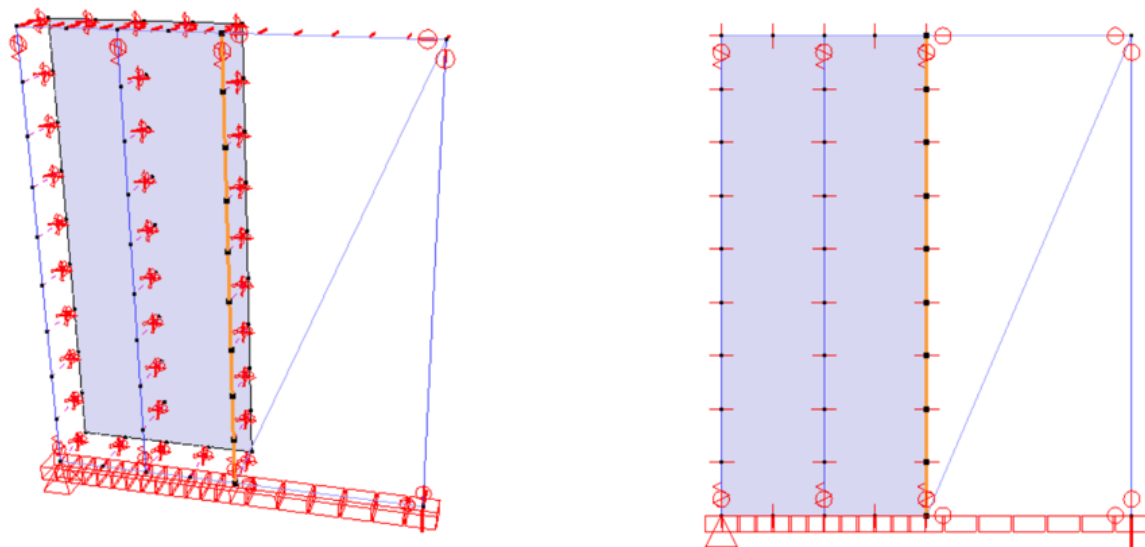
Figuur 38: Materiaal gegevens voor skelet [40]

2) Optie 2 volgens de fictieve diagonaal methode:

De gemeenschappelijke stijl wordt gemodelleerd met de eigenschappen van de fictieve diagonaalmethode. Hierbij betreft het een stijl met afmetingen van 1×1 mm, opgebouwd uit het zelf gedefinieerde materiaal 'Premrov', zoals oorspronkelijk geïllustreerd in Figuur 19.

Dit onderzoek wordt uitgevoerd aan de hand van het ST2-model van Reweghs, aangezien dit model slechts twee wandpanelen bevat en daardoor de meest overzichtelijke basis vormt voor het uitvoeren van gerichte simulaties. Het doel van deze analyse is om te bepalen of de gekozen modellering van de gemeenschappelijke stijl een significante invloed heeft op de structurele resultaten.

Het gehanteerde model is weergegeven in Figuur 39. Hierin is het linker wandpaneel gemodelleerd volgens de rigid links-methode, terwijl het rechter wandpaneel is opgebouwd volgens de fictieve diagonaalmethode. De gemeenschappelijke stijl, die beide panelen verbindt, is in de figuur in het oranje aangeduid.



Figuur 39: 3D en 2D aanzicht van het ST2 model

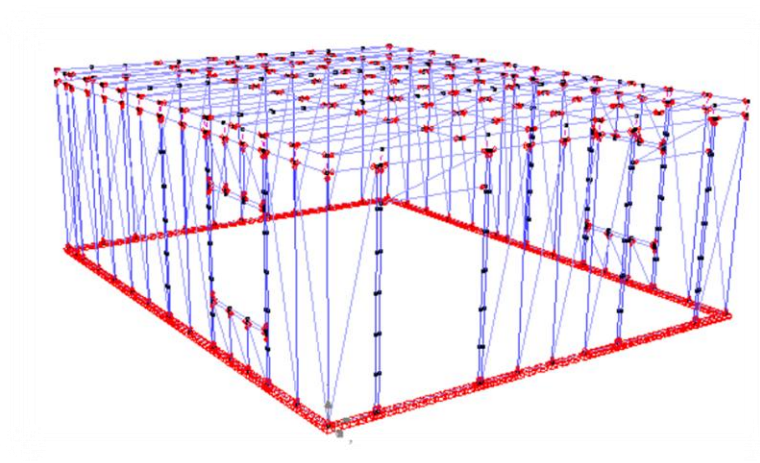
3.4 Modelleren in Buidsoft Diamonds

3.4.1 HopHoVer

Na de analyse van de fictieve diagonaalmethode met afzonderlijke wandpanelen, gevolgd door toepassingen op meerdere panelen en wanden met openingen, werd de methode uitgebreid naar het niveau van een volledig gebouw. Als casestudy werd gekozen voor een gebouw dat ontwikkeld en onderzocht wordt binnen het TETRA-project HoP_HoVer te zien op Figuur 40. Dit project richt zich op de ontwikkeling van systemen in de houtskeletbouw met verhoogde structurele robuustheid en betrouwbaarheid. In deze masterproef ligt de focus specifiek op het onderzoeken van de structurele robuustheid van dit gebouw.



Figuur 40: HoP_HoVer unit [58]



Figuur 41: HoP_HoVer in BuildSoft Diamonds

Het gebouw werd gemodelleerd in de rekensoftware BuildSoft Diamonds, gebruikmakend van de fictieve diagonaalmethode. De overeenkomstige modellering wordt weergegeven in Figuur 41. Bijna elk wandpaneel in het gebouw heeft een verschillende breedte, wat resulteert in verschillende effectieve diameters van de fictieve diagonalen. Deze variatie vereist een individuele berekening per wandsegment. De wanden van het gebouw zijn opgebouwd uit LVL-T (Laminated Veneer Lumber - Type T) voor de stijlen (studs) en LVL-S (Type S) voor de boven- en onderregels (regels). Aangezien de rekenformules van Premrov, zoals omgevormd door Reweghs in Hoofdstuk 3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs van deze masterproef, geen onderscheid toelaat tussen verschillende materialen voor stijlen en regels, werd een equivalent homogeen materiaal gedefinieerd. Dit aangepaste materiaal, aangeduid als LVL-TS, vertegenwoordigt een gemiddelde van de elasticiteitsmodulus ($E_{o,mean}$), schuifmodulus (G_{mean}) en massadichtheid (ρ_m) van LVL-T en LVL-S.

De afmetingen van de stijlen en regels in de wandstructuur bedragen 45×195 mm. De wanden zijn voorzien van OSB-platen met een dikte van 15 mm als beplating. Het dak is samengesteld uit stijlen en regels van LVL-S met afmetingen van 36×300 mm, in combinatie met OSB-platen van 22 mm dik. Figuur 42 geeft de geometrische en materiaaleigenschappen weer die nodig zijn voor het berekenen van de fictieve diagonalen van de wandpanelen. Figuur 43 toont gelijkaardige informatie voor de dakpanelen.

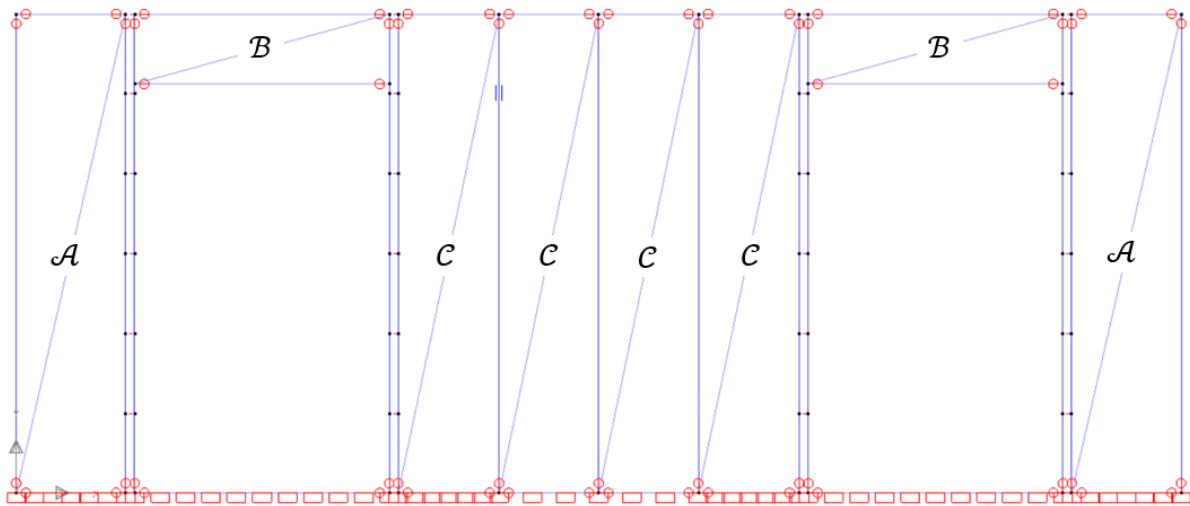
Hoogte van de plaat	H	2440	mm	
Breedte van de plaat	B	505	mm	
Dikte van de plaat	t	15	mm	
Draaddiameter van de staples	ϕ	1,53	mm	Type staples
Afstand tussen de staples	s	100	mm	Nietjes
Hout soort van de frame	$E_{o,mean}$	11700	N/mm ²	Frame
	G_{mean}	350	N/mm ²	LVL-TS
	$\rho_{m\beta}$	475	kg/m ³	
Hout soort van de plaat	$E_{o,mean}$	2400	N/mm ²	Plaat
	G_{mean}	930	N/mm ²	OSB 15
	ρ_{mt}	600	kg/m ³	
De effectieve hoogte plaat	L	4880	mm	
Breedte van de stud aan de randen	a	45	mm	
Breedte van de stud in het midden	d	0	mm	
Diepte van de studs	c	195	mm	
Hart op hart afstand frame platen	z	460	mm	
elasticiteitsmodulus staal	Ed	2,1E+05	N/mm ²	
Horizontale kracht	F _h	10	kN	

Figuur 42: Gegevens voor wandpanelen

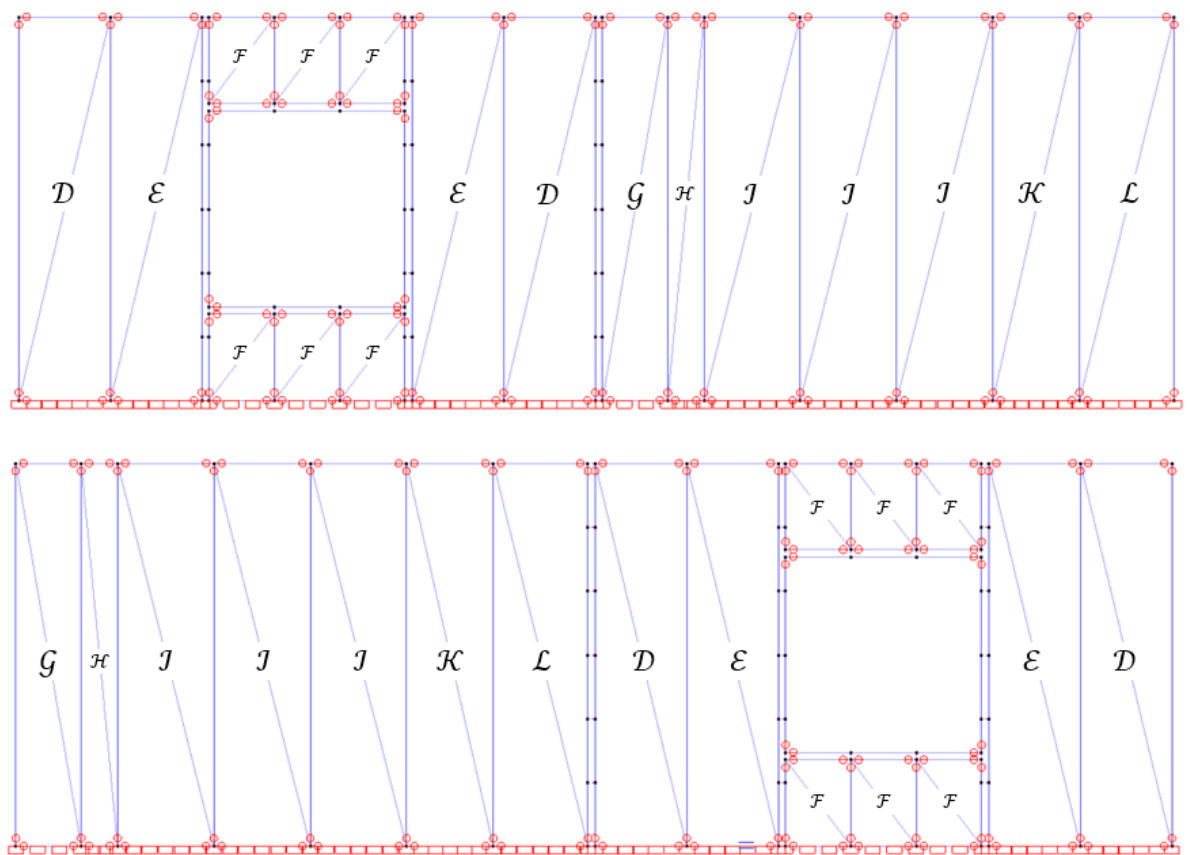
Hoogte van de plaat	H	830	mm	
Breedte van de plaat	B	587	mm	
Dikte van de plaat	t	22	mm	
Draaddiameter van de staples	ϕ	1,53	mm	Type staples
Afstand tussen de staples	s	100	mm	Nietjes
Hout soort van de frame	$E_{o,mean}$	13800	N/mm ²	Frame
	G_{mean}	380	N/mm ²	LVL-S
	$\rho_{m\beta}$	510	kg/m ³	
Hout soort van de plaat	$E_{o,mean}$	2150	N/mm ²	Plaat
	G_{mean}	860	N/mm ²	OSB 22
	ρ_{mt}	600	kg/m ³	
De effectieve hoogte plaat	L	1660	mm	
Breedte van de stud aan de randen	a	18	mm	
Breedte van de stud in het midden	d	0	mm	
Diepte van de studs	c	300	mm	
Hart op hart afstand frame platen	z	569	mm	
elasticiteitsmodulus staal	Ed	2,1E+05	N/mm ²	
Horizontale kracht	F _h	10	kN	

Figuur 43: Gegevens voor dakpanelen

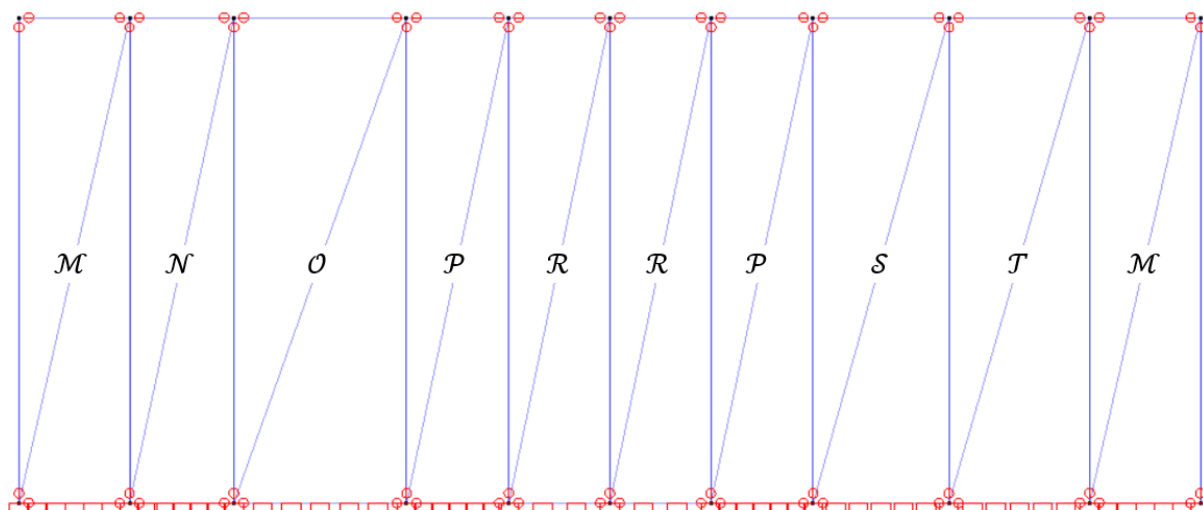
In onderstaande figuren en tabellen worden de waarde opgesomd die berekend zijn als diameter voor de diagonalen volgens de formules in Hoofdstuk 3.3.3 Berekenen Fictieve diagonaal voor de modellen van Reweghs. Figuur 44 tot en met Figuur 46 en Tabel 3 zullen de plaats en de diameter van de diagonaal tonen voor alle aanzichten van de wanden.



Figuur 44: HoP_HoVer oostzijde



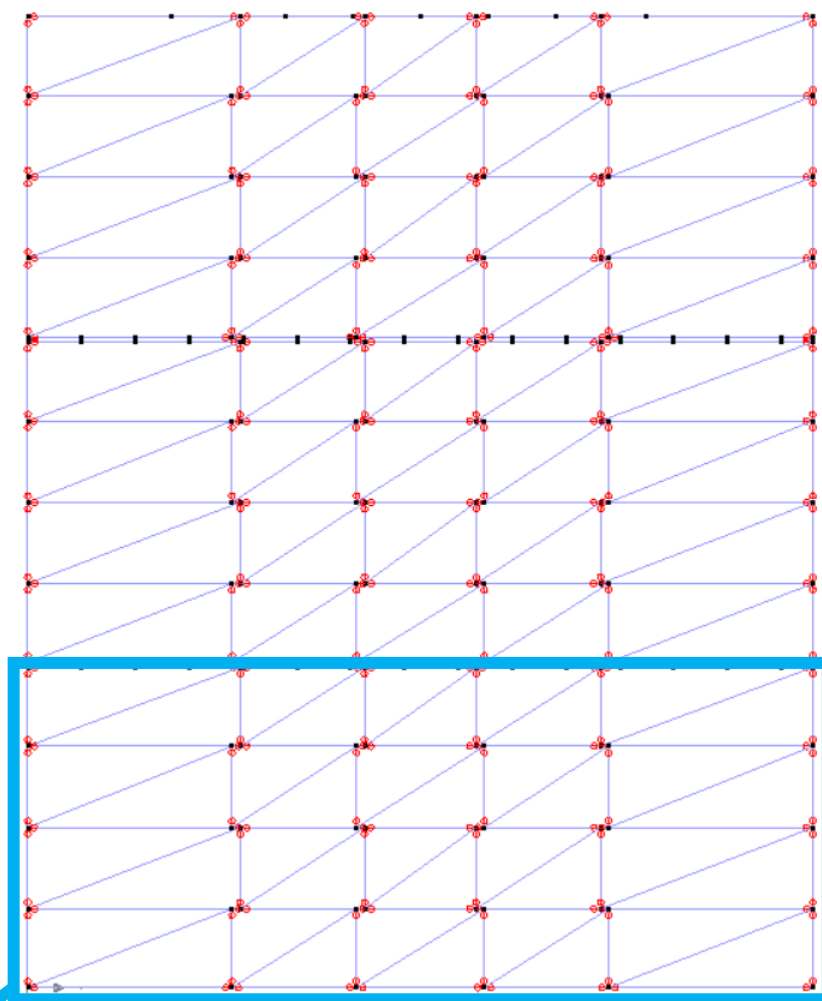
Figuur 45: HoP_HoVer noordzijde (boven) en zuidzijde (onder)



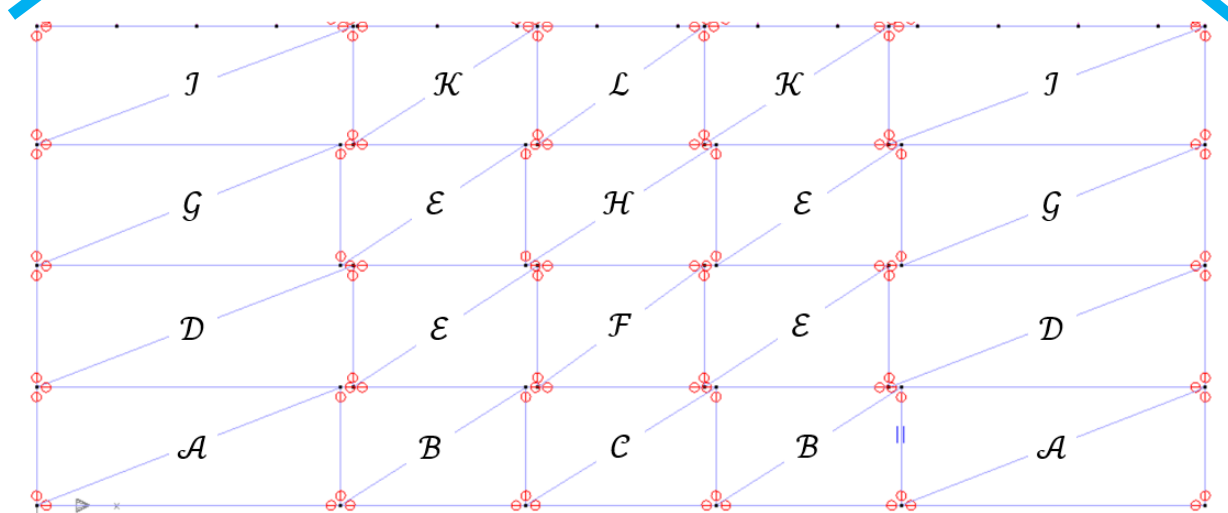
Figuur 46: HoP_HoVer westzijde

Tabel 3: Diameter voor de diagonalen voor wandpanelen

Oostzijde	A	10,475 mm
	B	18,299 mm
	C	10,1] mm
Noorzijde en Zuidzijde	D	10,533 mm
	E	10,553 mm
	F	5,174 mm
	G	10,110 mm
	H	9,441 mm
	I	10,339 mm
	K	10,221 mm
Westzijde	L	10,576 mm
	M	10,474 mm
	N	10,477 mm
	O	10,435 mm
	P	10,158 mm
	R	10,147 mm
	S	10,753 mm
	T	10,175 mm



Figuur 47: Dakzijde

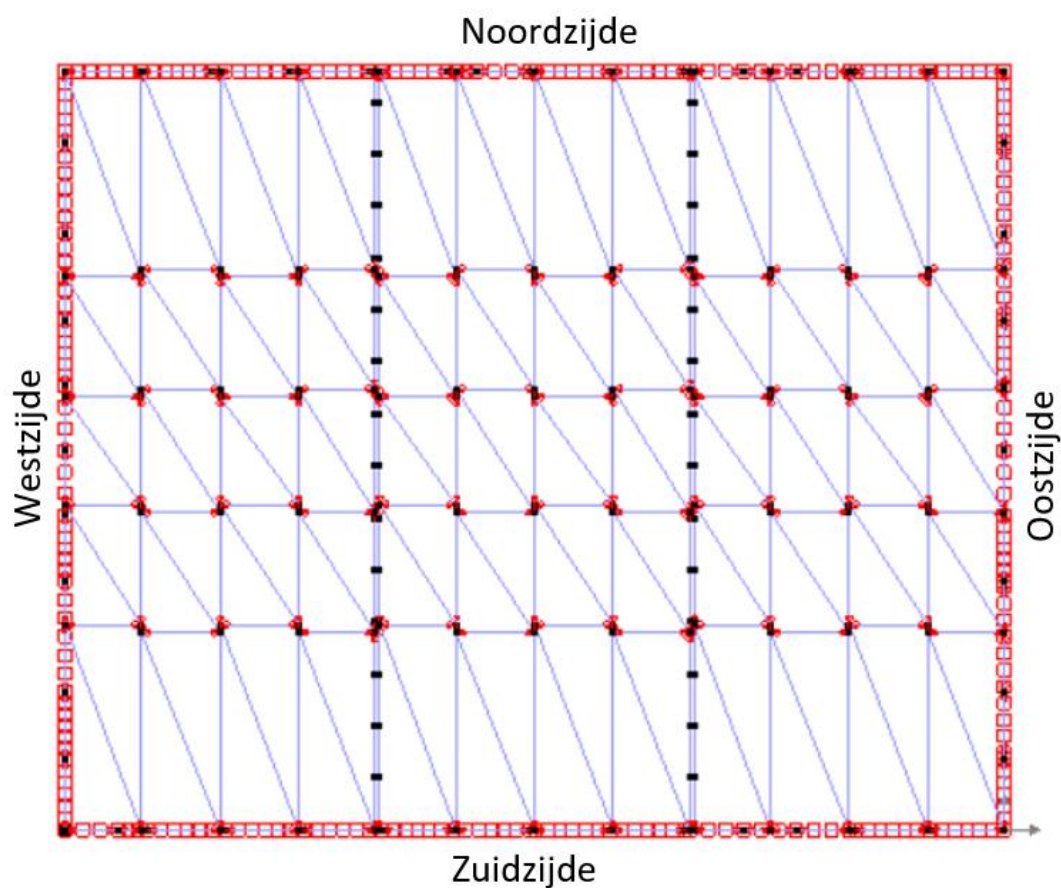


Figuur 48: Detail van Dakzijde in blauwe kader

Tabel 4: Diameter voor de diagonalen voor dakpanelen

Plafondzijde	A	8,14 mm
	B	6,73 mm
	C	6,76 mm
	D	8,39 mm
	E	6,84 mm
	F	6,76 mm
	G	8,21 mm
	H	6,87 mm
	I	8,33 mm
	K	6,73 mm
	L	6,64 mm

Bovenstaande Figuur 47 toont het diagonaalmodel van het dak. Figuur 48 geeft een detailweergave van het dak, waarbij elke aanduiding met een letter correspondeert met een specifieke diameter (in mm), zoals weergegeven in Tabel 4. In Figuur 49 wordt de oriëntatie van het onderzochte gebouw weergegeven.

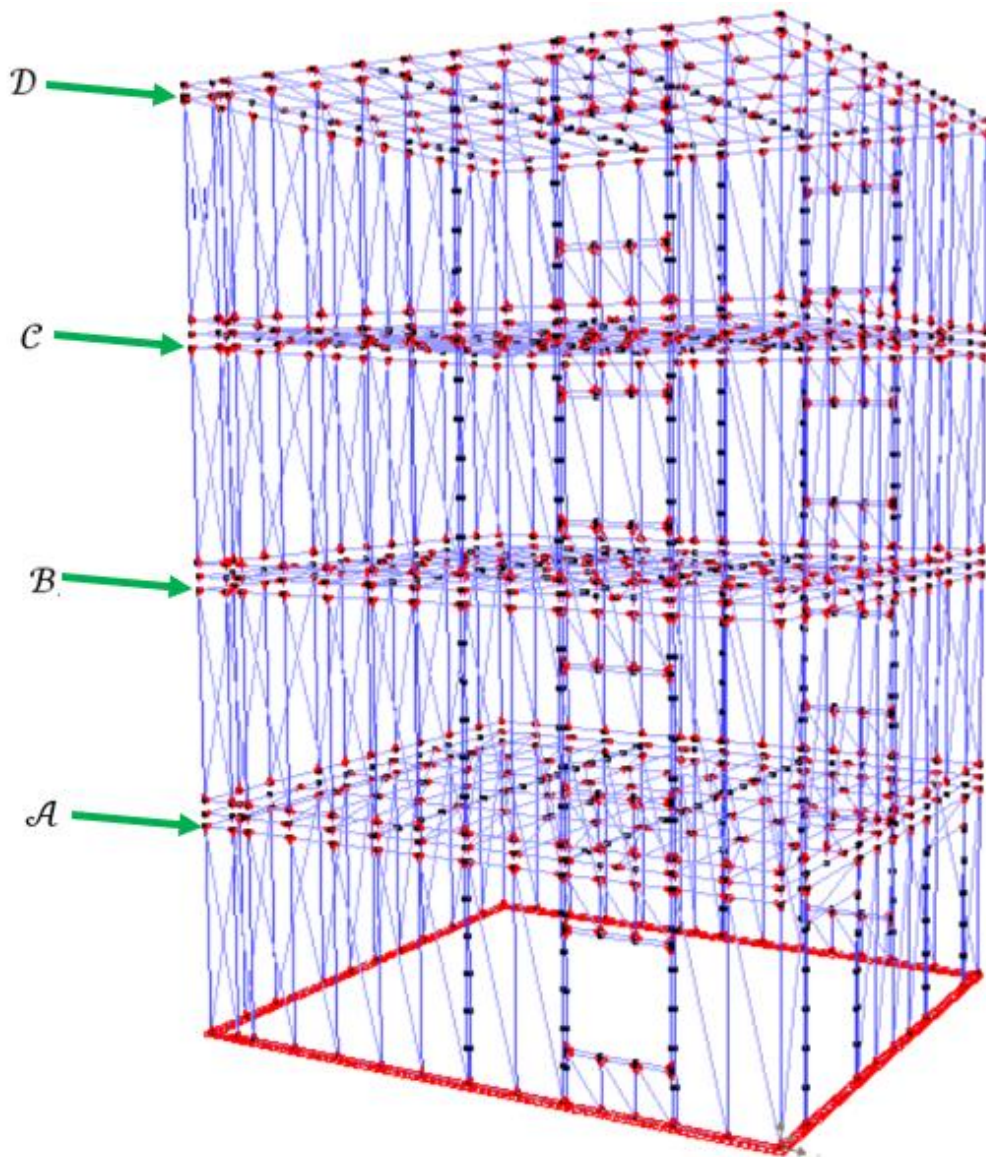


Figuur 49: Oriëntatie van de het gebouw

3.4.2 Eén en meerdere verdiepingen

Na het opstellen van het gebouw uit de casestudy besproken in bovenstaande hoofdstuk werd er onderzocht hoe de vervormingen van het gebouw verandert als er extra verdiepingen op het gebouw worden geplaatst. Dit is gedaan voor een gebouw van één tot en met vijf verdiepingen. Voor een gebouw met meerdere verdiepingen zullen de tweede tot en met de vijfde verdiepingen er anders uitzien als de eerste verdieping. De oostzijde (Figuur 44) van deze verdiepingen zullen worden opgebouwd als de westzijde(Figuur 46). Dit betekent dat deze verdiepingen geen deuren bevatten, waardoor de wand volledig bestaat uit wandpanelen.

Voor elk gebouw zal er een kracht van 5, 10 en 15 kN op elke verdieping worden geplaatst. Deze kracht zal voor elke verdieping op de zuidwestenhoek bovenaan elke verdieping afzonderlijk worden geplaatst zoals afgebeeld op Figuur 50. Waarbij A,B,C en D de plaatsen zijn waar de kracht aangrijpt. Hierbij zal op deze plaatsen de kracht gericht zijn naar het oosten.

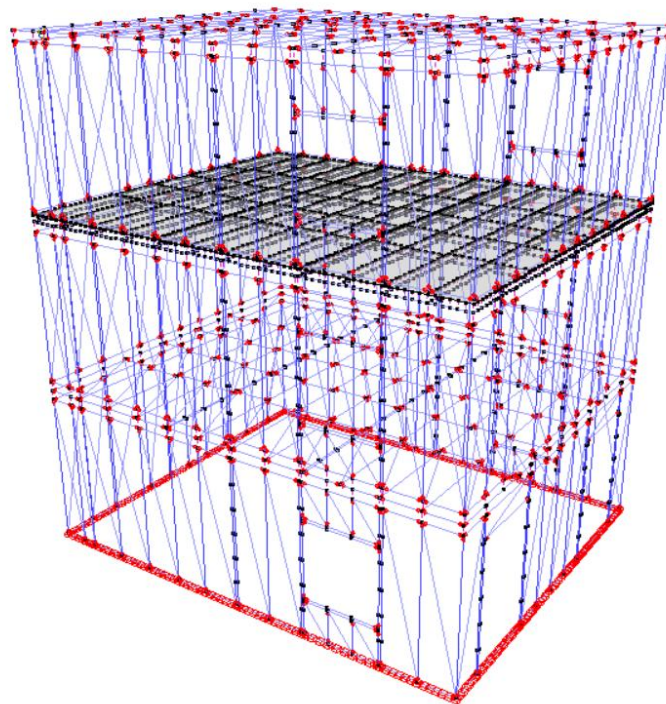


Figuur 50: Diamonds model van 4 verdiepingen

3.4.3 Modelleren robuustheid

Na het analyseren van de vervormingen van het HoP_HoVer gebouw, wordt er onderzocht of het haalbaar is om de robuustheid van het gebouw te simuleren in BuildSoft Diamonds aan de hand van de fictieve diagonaalmethode. Deze simulaties worden uitgevoerd op een model met drie verdiepingen, dat afwijkt van het model besproken in Hoofdstuk 3.4.2 Eén en meerdere verdiepingen. In het kader van dit onderzoek is de vloer van de derde verdieping opgebouwd volgens de rigid links-methode. Dit laat toe om een vloerbelasting van 5 kN/m^2 toe te passen, die zowel permanente als mobiele gebruiksbelastingen representeert.

Het basismodel, weergegeven in Figuur 51, wordt onderworpen aan vier verschillende scenario's waarbij één of meerdere structurele elementen bezwijken. In het eerste scenario wordt één wandpaneel verwijderd om lokaal falend materiaal te simuleren. In een tweede scenario worden vier wandpanelen verwijderd, wat een grotere schadegzone voorstelt. Vervolgens wordt in een derde situatie een volledige wand verwijderd, en in het laatste scenario wordt de vloerplaat van één verdieping weggenomen.

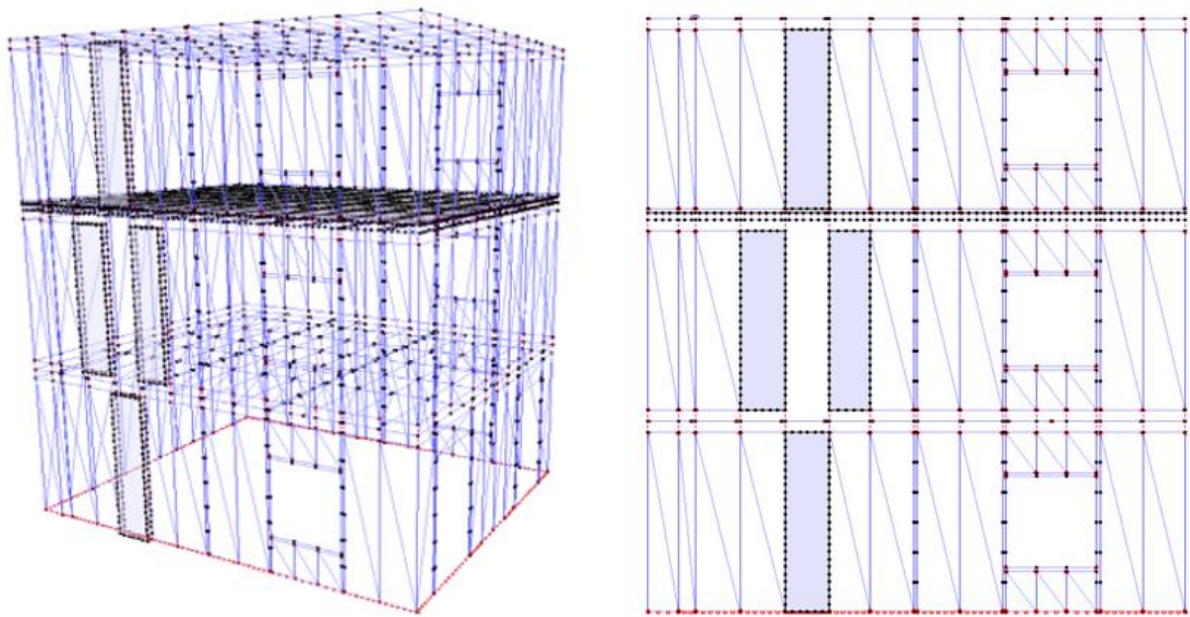


Figuur 51: Basismodel voor de robuustheid simulaties

In elk van deze situaties wordt, zoals ook gebeurde in Hoofdstuk 3.4.2 Eén en meerdere verdiepingen, belast met 5, 10 en 15 kN per verdieping. Deze belasting wordt afzonderlijk toegepast om de vervormingen van de structuur te analyseren in geval van gedeeltelijk falen. De elementen die zich rondom de gefaalde zones bevinden, worden gemodelleerd volgens de rigid links-methode. Deze benadering maakt een meer gedetailleerde analyse mogelijk dan de fictieve diagonaalmethode. De configuratie van deze rigid linkselementen is gebaseerd op het onderzoek van Aydogan en Yasarlar [59], waarin deze methode diepgaander geanalyseerd en onderzocht werd.

3.4.3.1 één Wandpaneel weg

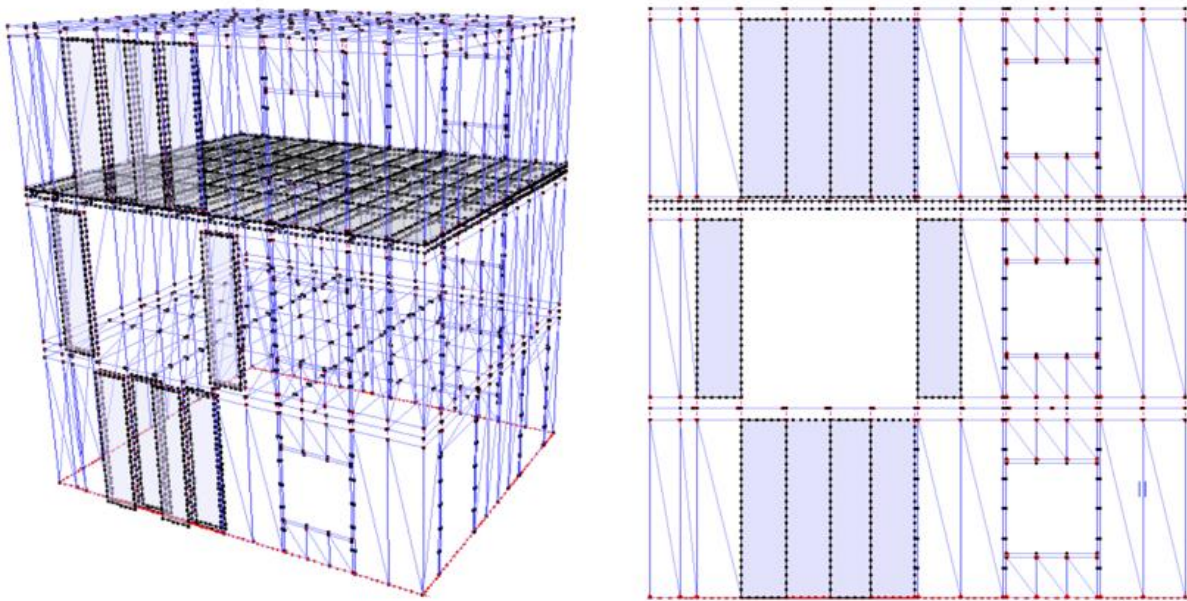
Het eerste scenario, weergegeven in Figuur 52, betreft de situatie waar één wandpaneel op de tweede verdieping aan de zuidzijde van het gebouw is verwijderd. De wandpanelen die zich direct links, rechts, boven en onder dit verwijderde element bevinden, worden vervangen door wandpanelen die zijn gemodelleerd volgens de rigid links-methode. Dit aangepaste model zal vervolgens worden onderworpen aan verschillende belastingstoestanden, conform de methodologie beschreven in Hoofdstuk 3.4.3 Modelleren robuustheid.



Figuur 52: 3D en 2D Diamonds model met 1 wandpaneel weg op de tweede verdieping

3.4.3.2 Vier wandpanelen weg

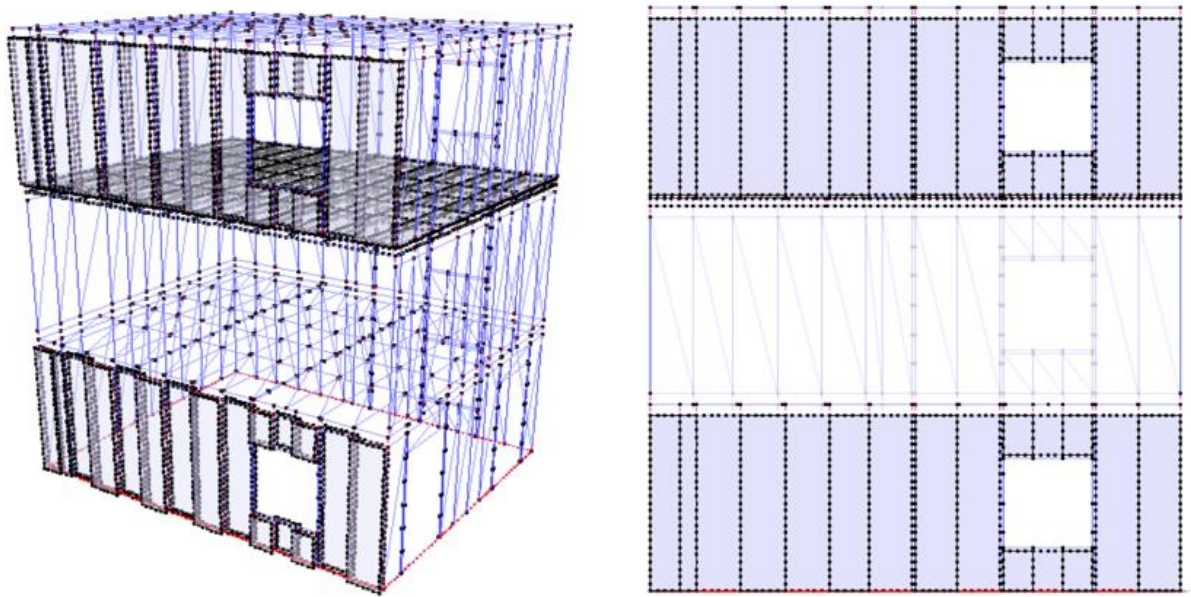
Het tweede scenario, weergegeven in Figuur 53, betreft de situatie waar er vier wandpanelen op de tweede verdieping aan de zuidzijde van het gebouw zijn verwijderd. De wandpanelen die zich direct links, rechts, boven en onder deze verwijderde elementen bevinden, worden vervangen door wandpanelen die zijn gemodelleerd volgens de rigid links-methode. Dit aangepaste model zal vervolgens worden onderworpen aan verschillende belastingstoestanden, conform de methodologie beschreven in Hoofdstuk 3.4.3 Modelleren robuustheid.



Figuur 53: 3D en 2D Diamonds model met 4 wandpanelen weg op de tweede verdieping

3.4.3.3 Hele muur weg

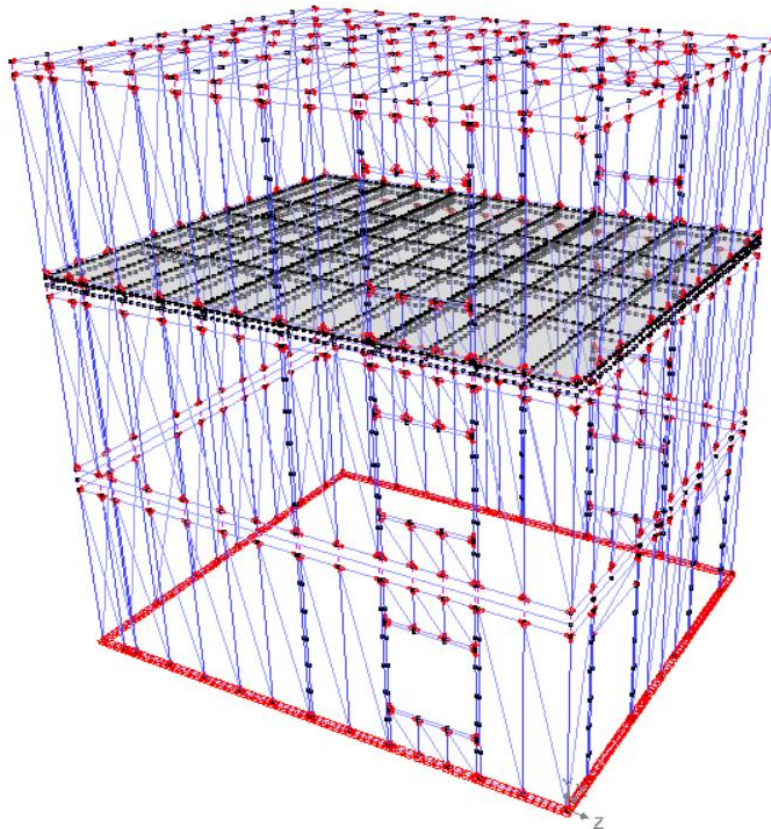
Het derde scenario, weergegeven in Figuur 54, betreft de situatie waar alle wandpanelen op de tweede verdieping aan de zuidzijde van het gebouw zijn verwijderd. De wandpanelen die zich direct boven en onder deze verwijderde elementen bevinden, worden vervangen door wandpanelen die zijn gemodelleerd volgens de rigid links-methode. Dit aangepaste model zal vervolgens worden onderworpen aan verschillende belastingstoestanden, conform de methodologie beschreven in Hoofdstuk 3.4.3 Modelleren robuustheid.



Figuur 54: 3D en 2D Diamonds model met hele wand aan de zuidzijde weg op de tweede verdieping

3.4.3.4 Eén vloerplaat weg

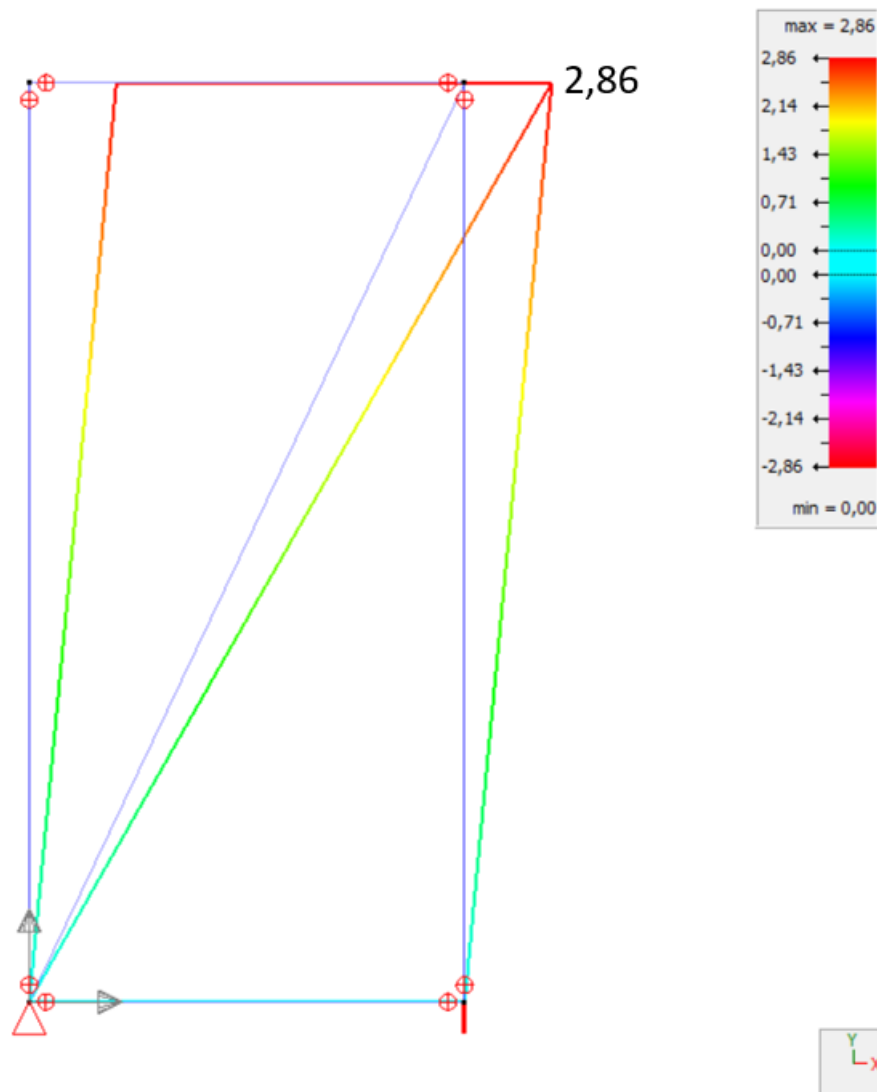
Het vierde en laatste scenario, weergegeven in Figuur 55, betreft de situatie waar de vloerplaat van de tweede verdieping van het gebouw wordt verwijderd. Dit aangepaste model zal vervolgens worden onderworpen aan verschillende belasting toestanden, conform de methodologie beschreven in Hoofdstuk 3.4.3 Modelleren robuustheid.



Figuur 55: 3D Diamonds model met vloerplaat op tweede verdieping verwijderd

4. Resultaten

4.1 Methode van Premrov



Figuur 56: Resultaten van het voorbeeld van Premrov

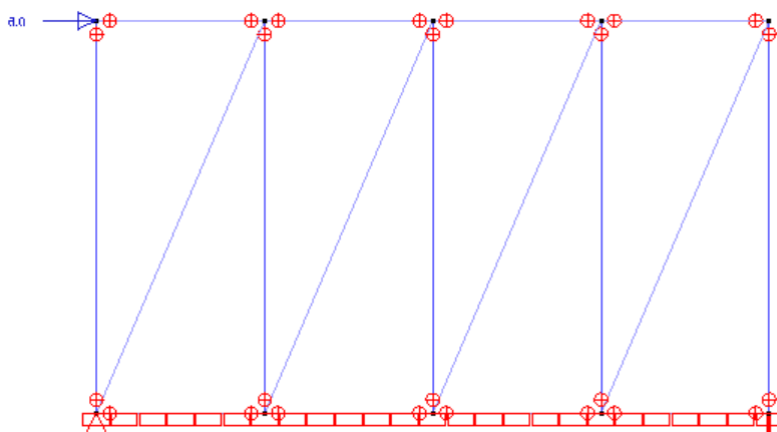
De horizontale vervorming van het wandelement met een horizontale kracht van 10 kN in BuildSoft Diamonds (zie Figuur 56) komt overeen met de wiskundige methode, want de horizontale vervorming u_H is in beide gevallen 2,86 mm. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de fictieve diagonaalmethode bruikbaar is in BuildSoft Diamonds voor het modelleren van HSB-wanden.

4.2 Vergelijking Diagonaalmethode, Rigid link en werkelijke waardes

De bespreking van de resultaten begint met een gedetailleerde analyse van een wand bestaande uit vier panelen, gevolgd door een samenvattend overzicht van de overige scenario's. In Tabel 5 worden de resultaten weergegeven, 'ST4' staat hierbij voor een wand die uit vier panelen bestaat.

4.2.1 Resultaten ST4

In Tabel 5 worden de resultaten weergegeven, 'ST4' staat hierbij voor een wand die uit vier panelen bestaat. Figuur 57 toont deze opstelling, waarbij alle panelen gemodelleerd zijn volgens de diagonaalmethode.



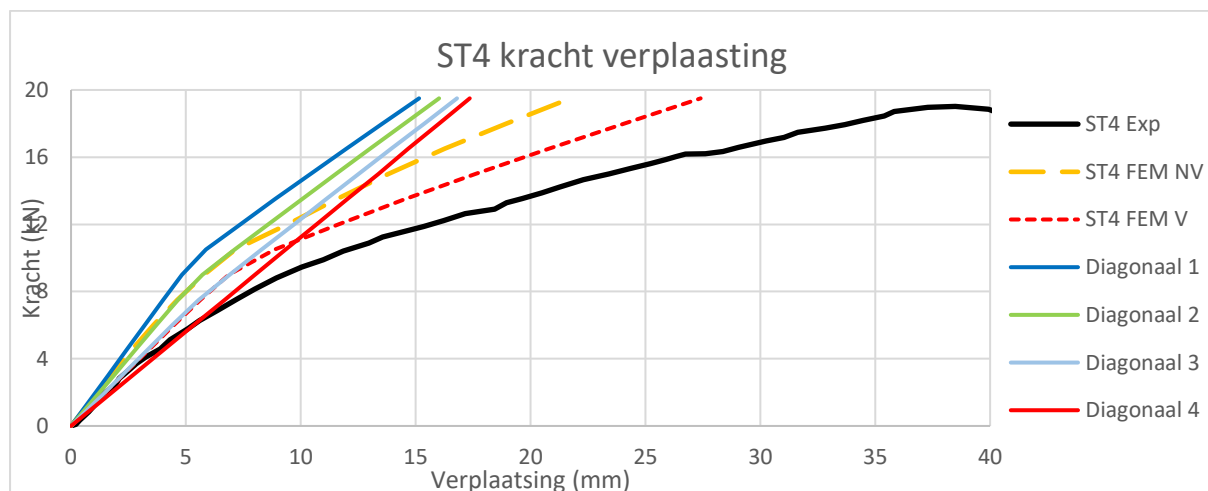
Figuur 57: ST4 met 4 diagonalen

Tabel 5: Resultaten ST4

Kracht (kN)	Werkelijk (mm)	ST4 FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST4 FEM V Verankerd (mm)	Diagonaal 1 U (mm)	Diagonaal 2 U (mm)	Diagonaal 3 U (mm)	Diagonaal 4 U (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0
1,5	0,994	0,873	1,12	0,801	0,928	1,11	1,335
3	2,169	1,739	2,239	1,602	1,857	2,201	2,67
4,5	3,571	2,631	3,359	2,403	2,786	3,302	4,004
6	5,243	3,591	4,478	3,206	3,712	4,403	5,339
7,5	7,232	4,615	5,624	4,008	4,641	5,555	6,674
9	9,580	5,792	6,866	4,824	5,719	6,908	8,009
10,5	12,332	7,149	8,873	5,876	7,127	8,297	9,344
12	15,534	9,411	11,627	7,356	8,573	9,696	10,679
13,5	19,229	11,551	14,53	8,868	10,049	11,103	12,013
15	23,463	13,81	17,605	10,425	11,534	12,514	13,384
16,5	28,279	16,271	20,811	11,991	13,021	13,941	14,683
18	33,723	18,936	24,07	13,554	14,516	15,369	16,018
19,5	39,839	21,735	27,402	15,148	16,019	16,797	17,353

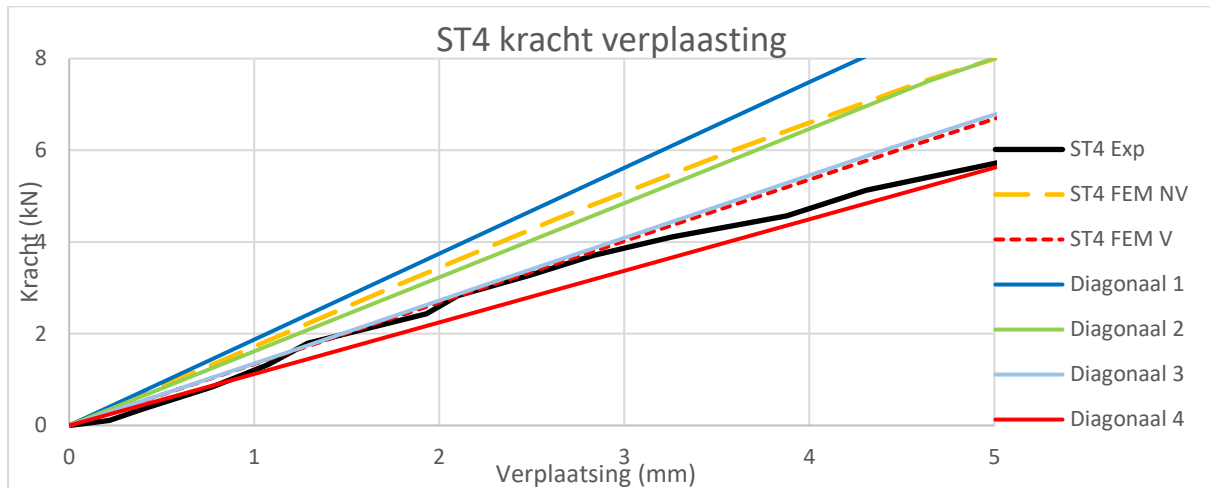
De kolom 'Kracht' in bovenstaande Tabel 5 geeft de toegepaste belasting (in kN) weer die op de structuur wordt aangebracht. De kolom 'Werkelijk' bevat de verplaatsingen die bekomen zijn uit fysieke experimenten. De waardes onder 'ST4 FEM NV' en 'ST4 FEM V' verwijzen respectievelijk naar het rigid link-model zonder verankering (NV: niet-verankerd) en met verankering (V: verankerd) van de wand. De kolommen *Diagonaal 1* tot en met *Diagonaal 4* tonen de resultaten gebaseerd op de fictieve diagonaalmethode met respectievelijk één tot en met vier diagonalen. In deze opbouw worden de panelen stapsgewijs aangepast: bij *Diagonaal 1* bestaat de wand uit drie panelen gemodelleerd als *rigid links* en één paneel volgens de diagonaalmethode. Bij *Diagonaal 4* zijn alle vier de panelen gemodelleerd volgens de diagonaalmethode.

Uit de gegevens blijkt dat bij een toenemende belasting de horizontale verplaatsing bij alle modellen toeneemt, wat overeenkomt met het verwacht mechanisch gedrag van dergelijke structuren. De verankerde FEM-modellen vertonen over het algemeen de hoogste verplaatsingswaarden, wat aangeeft dat een flexibeler wandopstelling wordt gesimuleerd. Dit valt te verklaren omdat de verankerde waardes zijn bepaald met een kleinere mesh grootte ten opzichte van de niet verankerde waardes. Figuur 58 toont de grafiek die is opgesteld op basis van de waardes in Tabel 5.



Figuur 58: ST4 kracht-verplaatsingsgrafiek

Voor dit onderzoek is het belangrijk dat de analyse wordt uitgevoerd in het elastisch gebied. Alle grafieken zijn lineair totdat ze een verplaatsing van ongeveer 4 mm bereiken. Dit wil zeggen dat ze zich nog in het elastische gebied bevinden. Figuur 59 toont dezelfde grafiek als Figuur 58, maar dan ingezoomd op het lineair gebied.



Figuur 59: ST4 kracht-verplaatsingsgrafiek lineair gebied

Uit de grafiek in Figuur 58 kan worden afgeleid dat *Diagonaal 1* het grootste vervormingsgedrag vertoont. Daarentegen toont *Diagonaal 4* de grootste stijfheid, wat te verklaren is door de volledige toepassing van de fictieve diagonaalmethode op alle wandpanelen. Hoewel deze grafiek en algemeen inzicht biedt in het gedrag van de verschillende modellen, is het moeilijk om de exacte verschillen tussen de diagonaalmodellen en de overige simulaties of experimentele metingen kwantitatief te beoordelen. Om deze reden werden aanvullende tabellen opgesteld. Deze tabellen geven telkens de verhouding weer tussen de verplaatsingen van elk diagonaalmodel en de overeenkomstige waarden uit andere simulaties of experimenten. De verhouding wordt berekend door de verplaatsingswaarde van de referentiemeting te delen door de verplaatsing van het betreffende diagonaalmodel, en vervolgens uitgedrukt als percentage.

Om een representatief beeld te verkrijgen van het gedrag in het elastisch bereik, wordt vervolgens voor elk model het gemiddelde van deze percentages berekend. Metingen bij een kracht van 0 kN worden hierbij buiten beschouwing gelaten, aangezien deze standaard 100% bedraagt en het gemiddelde kunstmatig zou vertekenen. Het gemiddelde percentage geeft weer hoeveel groter of kleiner de verplaatsingen in het diagonaalmodel zijn in vergelijking met de andere metingen binnen het elastisch gebied.

Als eerste wordt een vergelijking gemaakt tussen de werkelijke verplaatsingen en de resultaten van de fictieve diagonaalmodellen, weergegeven in

Tabel 6. Opvallend is dat *Diagonaal 3* de experimentele waarden zeer goed benadert, met een gemiddeld verschil van slechts 1,27% (98,73% overeenkomst). *Diagonaal 1* en *Diagonaal 2* blijken iets stijver dan de werkelijke constructie, terwijl *Diagonaal 4* een meer soepele respons vertoont. De afwijkingen van *Diagonaal 2* en *Diagonaal 4* blijven echter in alle gevallen binnen een marge van 20% ten opzichte van de experimentele metingen, wat wijst op een nog steeds aanvaardbare nauwkeurigheid. Een belangrijke aandachtspunt bij deze vergelijking is dat de wand in de experimentele opstelling niet verankerd was, terwijl in het diagonaalmodel verankering wel werd aangenomen. Dit verschil in randvoorwaarden kan een invloed hebben op de resultaten en moet bij de interpretatie in acht worden genomen.

Tabel 6: ST4 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonaal

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	124,04%		107,07%		89,51%		74,43%	
	135,39%	136,01%	116,80%	117,35%	98,55%	98,73%	81,24%	81,61%
	148,60%		128,17%		108,14%		89,18%	
Elasto-plastisch	163,55%		141,26%		119,09%		98,21%	
	180,43%		155,82%		130,18%		108,35%	
	198,58%		167,50%		138,67%		119,61%	
	209,87%		173,04%		148,64%		131,98%	
	211,17%		181,20%		160,21%		145,46%	
	216,84%		191,36%		173,19%		160,07%	
	225,06%		203,42%		187,49%		175,31%	
	235,84%		217,18%		202,85%		192,60%	
	248,80%		232,32%		219,42%		210,53%	
	263,00%		248,70%		237,18%		229,58%	

Tabel 7 toont de verhoudingen tussen de verplaatsing van het niet-verankerde FEM-model en die van de verschillende fictieve diagonaalmodellen. Uit de resultaten blijkt dat *Diagonaal 2* het nauwst aansluit bij de niet-verankerde simulatie, met een gemiddelde waarde van 94,05% in het elastische gebied. Ook *Diagonaal 1* vertoont een vergelijkbare benadering, met een gelijkaardig gemiddeld percentage. Bij *Diagonaal 3* en *Diagonaal 4* worden de verplaatsingen daarentegen duidelijk onderschat, met respectievelijk 79,11% en 65,41% ten opzichte van het rigid linksmodel. In dit geval vormen deze grote afwijkingen geen probleem aangezien de wanden in het uiteindelijke model in BuildSoft Diamonds verankerd zullen zijn.

Tabel 7: ST4 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonaal

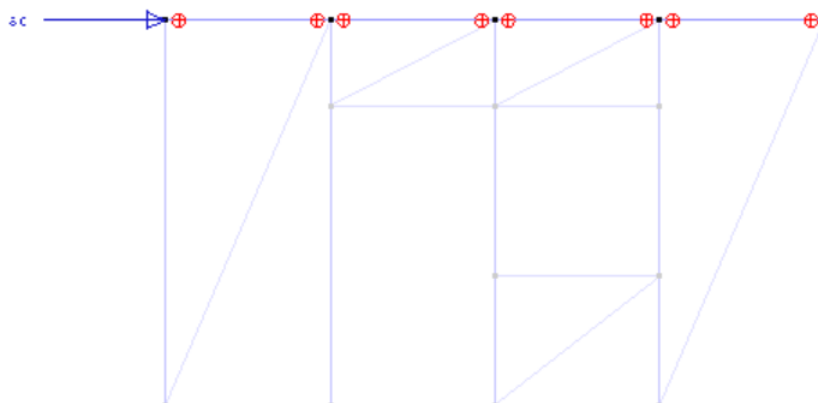
	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	108,99%		94,07%		78,65%		65,39%	
	108,55%	109,01%	93,65%	94,05%	79,01%	79,11%	65,13%	65,41%
	109,49%		94,44%		79,68%		65,71%	
Elasto-plastisch	112,01%		96,74%		81,56%		67,26%	
	115,14%		99,44%		83,08%		69,15%	
	120,07%		101,28%		83,84%		72,32%	
	121,66%		100,31%		86,16%		76,51%	
	127,94%		109,77%		97,06%		88,13%	
	130,25%		114,95%		104,03%		96,15%	
	132,47%		119,73%		110,36%		103,18%	
	135,69%		124,96%		116,71%		110,82%	
	139,71%		130,45%		123,21%		118,22%	
	143,48%		135,68%		129,40%		125,25%	

Tot slot wordt Tabel 8 besproken, waarin de verplaatsingen van het verankerde FEM-model met die van de diagonaalmodellen wordt vergeleken. Uit de resultaten blijkt dat *Diagonaal 3* het best overeenkomt met het verankerde gedrag in het elastische gebied, met een gemiddelde afwijking van 101,45%, wat een zeer nauwkeurige benadering vormt. *Diagonaal 4* volgt met een gemiddelde afwijking van 83,88%, wat eveneens als binnen de acceptabele grenzen kan worden beschouwd. De waardes in deze tabel zijn het belangrijkste voor het vervolg van het onderzoek aangezien er verder wordt gewerkt met wanden die verankerd zijn. Er kan dus ook worden besloten dat het diagonaalmodel gebruikt mag worden voor verder onderzoek.

Tabel 8: ST4 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonaal

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	139,83%		120,69%		100,90%		83,90%	
	139,76%	139,79%	120,57%	120,61%	101,73%	101,45%	83,86%	83,88%
	139,78%		120,57%		101,73%		83,89%	
	139,68%		120,64%		101,70%		83,87%	
	140,32%		121,18%		101,24%		84,27%	
	142,33%		120,06%		99,39%		85,73%	
	151,00%		124,50%		106,94%		94,96%	
	158,06%		135,62%		119,92%		108,88%	
	163,85%		144,59%		130,87%		120,95%	
	168,87%		152,64%		140,68%		131,54%	
	173,56%		159,83%		149,28%		141,74%	
	177,59%		165,82%		156,61%		150,27%	
	180,90%		171,06%		163,14%		157,91%	

4.2.2 Resultaten ST4 met deur en raam



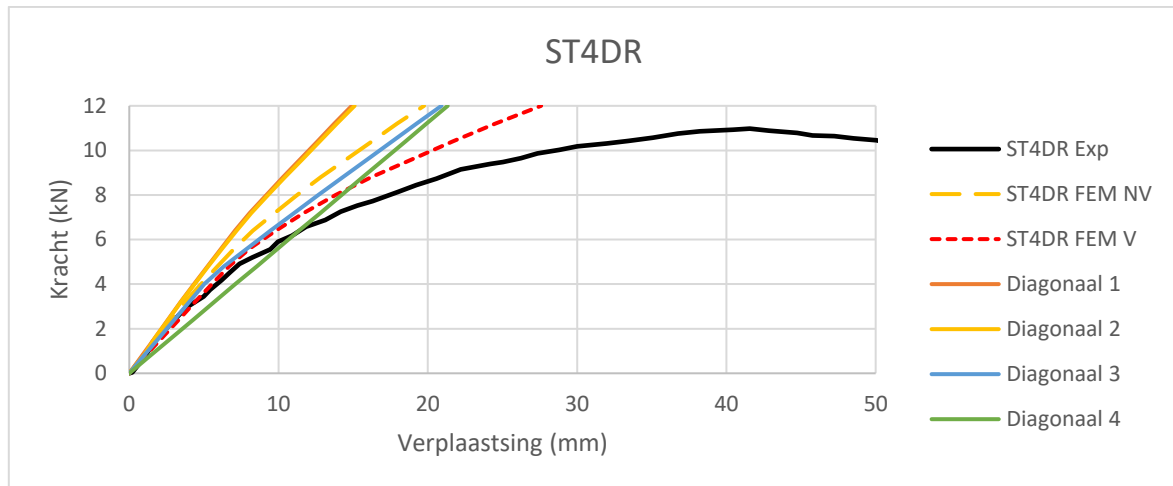
Figuur 60: ST4DR met 4 diagonalen

Na de bespreking van de wand met vier gesloten panelen in het vorige hoofdstuk, volgt nu een analyse van een wand met vier panelen waarin openingen voor een raam en een deur zijn voorzien. Deze configuratie wordt aangeduid als ST4DR en is weergegeven op Figuur 60. De deur bevindt zich in het tweede paneel en het raam in het derde paneel. In Tabel 9 worden de resultaten weergegeven van de verschillende modellen die op dit scenario zijn toegepast.

Tabel 9: Resultaten ST4 met een deur en een raam

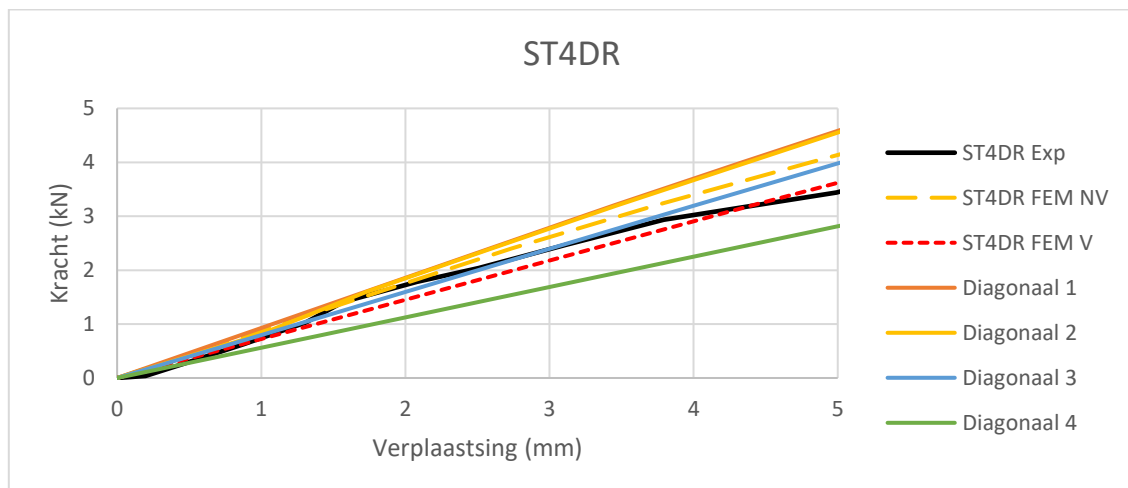
Kracht (kN)		ST4DR FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST4DR FEM V Verankerd (mm)	Diagonaal 1 U (mm)	Diagonaal 2 U (mm)	Diagonaal 3 U (mm)	Diagonaal 4 U (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,8	0,833	0,910	1,102	0,861	0,980	1,002	1,422
1,6	2,000	1,819	2,205	1,723	1,732	2,005	2,844
2,4	3,173	2,736	3,307	2,584	2,598	3,007	4,267
3,2	4,349	3,738	4,409	3,448	3,470	4,010	5,689
4,0	5,658	4,809	5,536	4,334	4,372	5,024	7,111
4,8	7,232	5,911	6,679	5,246	5,280	6,337	8,533
5,6	9,131	7,046	8,069	6,161	6,227	7,889	9,955
6,4	11,322	8,292	9,834	7,089	7,185	9,455	11,378
7,2	13,718	9,737	11,705	8,078	8,183	11,052	12,800
8,0	16,273	11,251	13,826	9,178	9,284	12,661	14,222
8,8	19,131	12,833	16,228	10,301	10,421	14,304	15,644
9,6	22,835	14,529	18,912	11,440	11,579	15,947	17,066
10,4	28,591	16,247	21,650	12,585	12,743	17,593	18,489
11,2	38,590	17,943	24,521	13,738	13,910	19,243	19,911
12,0	56,382	19,746	27,588	14,905	15,094	20,910	21,330

Zoals verwacht neemt de horizontale verplaatsing toe bij toenemende belasting voor alle modellen. De experimenteel gemeten waarden tonen een relatief steile toename in verplaatsing, vooral bij hogere belastingen (>8 kN), wat wijst op een verzwakt stijfheidsverloop door de aanwezigheid van openingen. Er wordt weer een grafiek opgemaakt met de resultaten uit tabel 9, deze is te zien op Figuur 61.



Figuur 61: ST4DR kracht-verplaatsingsgrafiek

Bij deze grafiek is het belangrijk dat er wordt gekeken naar het lineaire, oftewel het elastische gebied. Figuur 62 geeft dit elastisch gebied weer. De niet-verankerde waarden liggen consequent boven de experimentele curve, wat wijst op een stijver gedrag dan in werkelijkheid. De verankerde resultaten daarentegen liggen aanvankelijk onder de experimentele waarden, maar kruisen de curve rond een vervorming van 4 mm en liggen daarna erboven. Dit duidt op een realistische modellering van het systeem. Wat de diagonaalmodellen betreft, komt de curve van *Diagonaal 3* het best overeen met de experimentele metingen. Aangezien het opnieuw moeilijk is om de exacte afwijkingen tussen de verschillende modellen en scenario's visueel af te leiden uit de grafiek, worden in het volgende deel aanvullende tabellen opgesteld om deze verschillen kwantitatief te evalueren.



Figuur 62: ST4DR kracht-verplaatsingsgrafiek elastisch gebied

De eerste vergelijking die wordt gemaakt, is die tussen de experimenteel gemeten verplaatsingen en de vier diagonaalmodellen. Deze resultaten zijn weergegeven in Tabel 10. *Diagonaal 3* benadert de werkelijke waarden het nauwkeurigst, met een gemiddelde van 99,21% in het elastische bereik. Vervolgens komt *Diagonaal 2*, dat met 111,98% een lichte onderschatting geeft. De grootste afwijking wordt waargenomen bij *Diagonaal 4*, dat met een gemiddelde van 69,92% de verplaatsingen aanzienlijk overschat.

Tabel 10: ST4DR vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonaal

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	96,72%		84,98%		83,11%		58,56%	
	116,06%	115,43%	115,46%	111,98%	99,74%	99,21%	70,31%	69,92%
	122,80%		122,14%		105,53%		74,37%	
	126,14%		125,34%		108,46%		76,45%	
Elasto-plastisch en plastisch	130,55%		129,41%		112,62%		79,57%	
	137,86%		136,97%		114,12%		84,75%	
	148,20%		146,63%		115,74%		91,72%	
	159,71%		157,57%		119,74%		99,50%	
	169,82%		167,64%		124,12%		107,17%	
	177,30%		175,28%		128,53%		114,42%	
	185,72%		183,58%		133,74%		122,29%	
	199,61%		197,21%		143,19%		133,80%	
	227,19%		224,37%		162,52%		154,64%	
	280,90%		277,43%		200,54%		193,81%	
	378,28%		373,54%		269,64%		264,33%	

Tabel 11 geeft de vergelijking tussen de niet-verankerde waardes en die van de fictieve diagonalen. Voor het elastisch gebied zitten *Diagonaal 1, 2 en 3* allemaal met een gemiddelde afwijking van minder dan 10% op het niet-verankerde model waarbij *Diagonaal 2* het nauwkeurigst is met 102,73%. *Diagonaal 4* wijkt het sterkst af met gemiddelde waarde van 64,44%, wat wijst op een flexibeler gedrag van de structuur.

Tabel 11: ST4DR vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonaal

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	105,69%		92,86%		90,82%		63,99%	
	105,57%	106,39%	105,02%	102,73%	90,72%	91,44%	63,96%	64,44%
	105,88%		105,31%		90,99%		64,12%	
	108,41%		107,72%		93,22%		65,71%	
Elasto-plastisch en plastisch	110,96%		110,00%		95,72%		67,63%	
	112,68%		111,95%		93,28%		69,27%	
	114,36%		113,15%		89,31%		70,78%	
	116,97%		115,41%		87,70%		72,88%	
	120,54%		118,99%		88,10%		76,07%	
	122,59%		121,19%		88,86%		79,11%	
	124,58%		123,15%		89,72%		82,03%	
	127,00%		125,48%		91,11%		85,13%	
	129,10%		127,50%		92,35%		87,87%	
	130,61%		128,99%		93,24%		90,12%	
	132,48%		130,82%		94,43%		92,57%	

Als laatste wordt Tabel 12 besproken, deze geeft de vergelijking tussen de verankerde waarden en de diagonalen. *Diagonaal 3* levert de meest nauwkeurige benadering met een gemiddelde waarde van 109,97% voor het elastisch gebied. Daarna volgen *Diagonaal 2* en *4* die beide een afwijking hebben van ongeveer 23,5% op de verankerde waarden. *Diagonaal 4* wordt in Hoofdstuk 4.2.4 Kracht op rigid links nog verder besproken.

Tabel 12: ST4DR vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	127,99%		112,45%		109,98%		77,50%	
	127,97%	127,95%	127,31%	123,53%	109,98%	109,97%	77,53%	77,51%
	127,98%		127,29%		109,98%		77,50%	
	127,87%		127,06%		109,95%		77,50%	
Elasto-plastisch en plastisch	127,73%		126,62%		110,19%		77,85%	
	127,32%		126,50%		105,40%		78,27%	
	130,97%		129,58%		102,28%		81,05%	
	138,72%		136,87%		104,01%		86,43%	
	144,90%		143,04%		105,91%		91,45%	
	150,64%		148,92%		109,20%		97,22%	
	157,54%		155,72%		113,45%		103,73%	
	165,31%		163,33%		118,59%		110,82%	
	172,03%		169,90%		123,06%		117,10%	
	178,49%		176,28%		127,43%		123,15%	
	185,09%		182,77%		131,94%		129,34%	

De vergelijking tussen ST4 en ST4DR toont aan dat de aanwezigheid van openingen (raam en deur) een invloed heeft op de vervorming van de wand. Ondanks deze complexiteit blijft *Diagonaal 3* in beide configuraties de meest nauwkeurige benadering van zowel de experimentele waarden als de rigid linkssimulaties. *Diagonaal 4* overschat het gedrag in beide gevallen, terwijl *Diagonaal 1 en 2* neigen tot onderschatting. De resultaten bevestigen dat de diagonaalmethode ook voor wanden met openingen bruikbaar is.

4.2.3 Andere scenario's

De resultaten, grafieken en tabellen van de andere scenario zijn te vinden in bijlage. Tabel 13 geeft een overzicht van de gemiddelde afwijkingen in het elastisch gebied voor de verschillende scenario's. De vergelijking tussen de verankerde situatie en de diagonalen is van essentieel belang voor het vervolg van het onderzoek, aangezien hierop in het verdere verloop wordt voortgebouwd. De scenario's waar alle platen zijn vervangen door fictieve diagonalen, waarbij het grootste verschil optreedt bij ST4DR met 4 diagonalen met een waarde van 77,51%. Op basis hiervan kan worden geconcludeerd dat het gebruik van de fictieve diagonaalmethode gerechtvaardigd blijft voor het verdere verloop van dit onderzoek.

Tabel 13: Vergelijking van de diagonaalmodellen met de werkelijke, niet-verankerde en verankerde waardes

Scenario	Werkelijk				Niet-verankerd				Verankerd			
	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4
ST1	62,22%				68,86%				117,78%			
ST2	165,34% 163,46%	118,17%			121,31% 119,95%	86,71%			115,10% 113,77%	82,25%		
ST3	172,04%	139,84%	111,40%		113,41%	92,18%	56,36%		128,83%	104,71%	83,47%	
ST4	136,01%	117,35%	98,73%	81,61%	109,01%	94,05%	79,11%	65,41%	139,79%	120,61%	101,45%	83,88%
ST4RD	115,43%	111,98%	99,21%	69,92%	106,39%	102,73%	91,44%	64,44%	127,95%	123,53%	109,97%	77,51%
ST4D	136,87%	128,83%	106,75%	83,85%	102,98%	96,93%	80,31%	63,08%	131,81%	124,07%	102,79%	80,74%

4.2.4 Kracht op rigid links

Tabel 14 toont de resultaten van de methode uit Hoofdstuk 3.3.6 Kracht op fictieve diagonaal, waarbij de kracht wordt aangebracht op panelen die bestaan uit *rigid links*. Om te bepalen welke aanpak het meest geschikt is, worden de resultaten uit Tabel 13 en Tabel 14 met elkaar vergeleken. Wat opvalt is dat de waarden in Tabel 14 – en dan vooral bij de verankerde situaties – sterk afwijken van de referentie. Omdat deze methode verder in het onderzoek wordt gebruikt, is het logisch om te kiezen voor de aanpak waarbij de kracht wordt aangebracht op een paneel dat gemodelleerd is met een fictieve diagonaal.

Tabel 14: Resultaten kracht op de rigid link

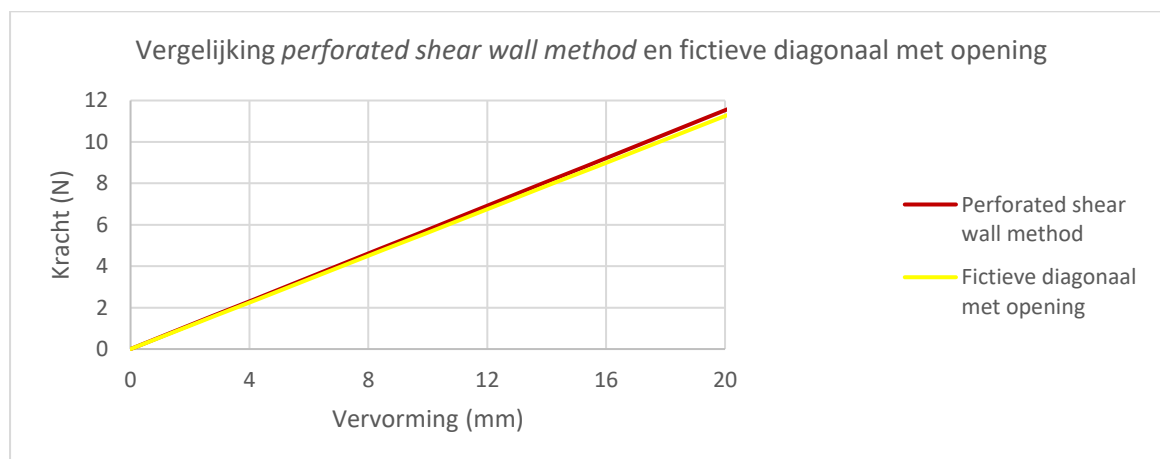
scenario	Werkelijk				Niet-verankerd				Verankerd			
	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4	Diagonaal 1	Diagonaal 2	Diagonaal 3	Diagonaal 4
ST1	62,24%				68,87%				162,74%			
ST2	99,15% 98,40%	118,17%			72,71% 72,16%	86,71%			47,39% 47,03%	56,44%		
ST3	120,23%	96,07%	106,43%		80,27%	64,14%	55,17%		62,33%	49,80%	55,17%	
ST4	99,43%	85,54%	72,28%	77,83%	83,23%	71,74%	60,61%	65,26%	69,30%	59,74%	50,47%	54,34%

4.3 Vergelijking *Perforated Shear Wall Method* en fictieve diagonaal met opening

Tabel 15 geeft de resultaten van de *Perforated Shear Wall Method* en fictieve diagonaal weer. Op het eerste zicht valt het op dat er geen grote verschillen zijn tussen de twee methodes. Wanneer het verschil wordt omgerekend naar een percentage, bedraagt dat de gemiddelde overeenkomst 97,56%. Dit bevestigt dat beide methodes zeer goed met elkaar overeenkomen. Figuur 63 toont de grafiek die is opgemaakt met de resultaten uit Tabel 15, de overeenkomst is hierop ook duidelijk te zien. Er kan besloten dat de *Perforated Shear Wall Method* mag worden gebruikt voor het vervolg van dit onderzoek.

Tabel 15: Resultaten perforated shear wall method en fictieve diagonaal

Kracht (kN)	Perforated shear wall method (mm)	Fictieve diagonaal met opening (mm)	Overeenkomst
0	0,00	0,00	100,00%
0,8	1,39	1,42	97,54%
1,6	2,78	2,85	97,57%
2,4	4,16	4,27	97,56%
3,2	5,55	5,69	97,56%
4,0	6,94	7,11	97,55%
4,8	8,33	8,54	97,56%
5,6	9,72	9,96	97,56%
6,4	11,10	11,38	97,57%
7,2	12,49	12,80	97,56%
8,0	13,88	14,23	97,55%
8,8	15,27	15,65	97,56%
9,6	16,65	17,07	97,56%
10,4	18,04	18,49	97,56%
11,2	19,43	19,92	97,56%
12,0	20,82	21,34	97,56%



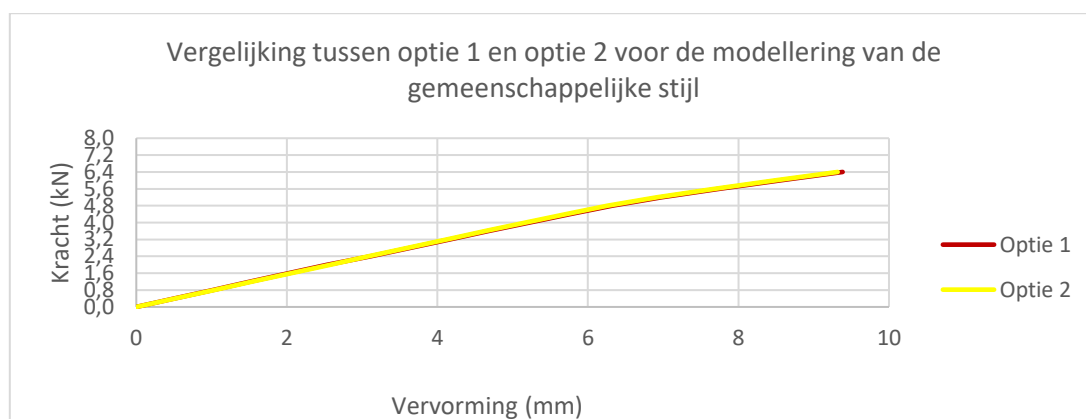
Figuur 63: Vergelijking *Perforated Shear Wall Method* en fictieve diagonaal met opening

4.4 Resultaten gemeenschappelijke stijl

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de vergelijking van de twee methodes voor het modelleren van de gemeenschappelijke stijl besproken. In Tabel 16 worden de resultaten van beide opties weergegeven. In de derde kolom is de overeenkomst tussen beide modellen omgerekend naar een percentage. De gemiddelde overeenkomst is 100,25%, wat er op wijst dat de beide opties nagenoeg identieke resultaten opleveren. Figuur 64 toont de kracht-vervormingsgrafiek, waaruit duidelijk blijkt dat beide opties een sterke overeenkomst vertonen. Op basis hiervan kan worden geconcludeerd dat beide methodes geschikt zijn. In dit onderzoek wordt er echter verder gewerkt met optie 2, de fictieve-diagonaalmethode.

Tabel 16: Resultaten vergelijking optie 1 en 2 voor de gemeenschappelijke stijl

Kracht (kN)	Optie 1 (mm)	Optie 2 (mm)	Overeenkomst
0,0	0,00	0,00	100,00%
0,4	0,51	0,52	98,45%
0,8	1,01	1,03	98,45%
1,2	1,52	1,54	98,45%
1,6	2,03	2,06	98,40%
2,0	2,53	2,57	98,45%
2,4	3,12	3,09	100,94%
2,8	3,64	3,60	100,92%
3,2	4,16	4,12	100,95%
3,6	4,68	4,64	100,95%
4,0	5,22	5,17	100,97%
4,4	5,75	5,70	100,95%
4,8	6,32	6,26	100,96%
5,2	6,98	6,92	100,88%
5,6	7,73	7,67	100,77%
6,0	8,56	8,49	100,81%
6,4	9,38	9,32	100,71%
6,8	10,23	10,16	100,72%
7,2	11,06	10,99	100,67%
7,6	11,91	11,81	100,78%
8,0	12,78	12,64	101,08%



Figuur 64: Vergelijking tussen optie 1 en optie 2 voor de modellering van de gemeenschappelijke stijl

4.5 Resultaten gebouw

In dit hoofdstuk worden de verplaatsingen van het volledige gebouw weergegeven. De resultaten zijn gestructureerd in afzonderlijke tabellen per aantal verdiepingen. Elke tabel is verder onderverdeeld in kolommen naargelang de verdieping waarop de kracht werd aangebracht, waarna elke kolom op zijn beurt is opgesplitst om aan te geven van welk verdieping de verplaatsing afkomstig is. Om te beginnen worden de resultaten voor één verdieping, van de HoP_HoVer-unit, weergegeven in Tabel 17. Deze resultaten kunnen vergeleken worden met die uit het onderzoek van Aydogan en Yasarlar [59], waarin de *rigid link* methode is gebruikt (zie Tabel 18). Voor 5 en 10 kN is het verschil minder dan 0,01 mm, voor 15 kN is dit 0,03 mm. Dit wijst allemaal op een zeer goede overeenkomst, en kan er dus besloten worden dat de diagonaalmethode werkt voor de HoP_HoVer-unit. Voor een gebouw met twee verdiepingen worden de verplaatsingen getoond in Tabel 19. De resultaten voor drie verdiepingen zijn terug te vinden in Tabel 20. Aangezien het overzicht bij vier verdiepingen uitgebreider wordt, zijn de resultaten opgesplitst in Tabel 21. Voor het gebouw met vijf verdiepingen, zijn de resultaten ook opgesplitst, deze worden weergegeven in Tabel 22.

Tabel 17: Verplaatsingen HoP_HoVer diagonaal model

1 verdieping	
kracht verdiep 1	
kracht (kN)	verplaatsing (mm)
5	0,899
10	1,799
15	2,698

Tabel 18: Verplaatsingen HoP_HoVer rigid link

1 verdieping rigid link	
kracht verdieping 1	
kracht (kN)	verplaatsing (mm)
5	0,888
10	1,775
15	2,663

Voor een gebouw met twee verdiepingen worden de verplaatsingen getoond in Tabel 19. Uit de resultaten kunnen we opmaken dat als de kracht op het tweede verdieping wordt geplaatst de verplaatsingen van deze verdieping ook stijgen.

Tabel 19: Verplaatsingen gebouw van twee verdiepingen

2 verdiepingen				
kracht (kN)	kracht verdieping 1		kracht verdieping 2	
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)
5	0,775	0,757	0,757	1,62
10	1,548	1,515	1,515	3,239
15	2,322	2,272	2,272	4,859

Voor een gebouw met drie verdiepingen worden de verplaatsingen weergegeven in Tabel 20. Hieruit blijkt dat net als voor Tabel 19 de verplaatsingen toenemen naarmate de kracht op een hoger gelegen verdiep wordt geplaatst. Het is opvallend dat de verplaatsingen in de onderste verdiepingen daalt als de kracht op een hoger gelegen verdieping wordt geplaatst.

Tabel 20: Verplaatsingen gebouw van drie verdiepingen

3 verdiepingen									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,769	0,736	0,734	0,736	1,523	1,523	0,734	1,523	2,416
10	1,538	1,472	1,472	1,472	3,047	3,046	1,468	3,046	4,831
15	2,308	2,209	2,202	2,209	4,57	4,568	2,202	4,568	7,247

Voor een gebouw met vier verdiepingen, te zien in Tabel 21, kan er dezelfde conclusie worden gemaakt. De verplaatsing van de hoger gelegen verdiepingen stijgt als de kracht hoger wordt geplaatst, daalt de verplaatsing van de lager gelegen verdiepen.

Tabel 21: Verplaatsingen gebouw van vier verdiepingen

4 verdiepingen deel 1								
kracht (kN)	kracht verdieping 1				kracht verdieping 2			
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)
5	0,769	0,735	0,729	0,73	0,735	1,517	1,497	1,509
10	1,537	1,469	1,457	1,459	1,469	3,033	2,995	3,019
15	2,306	2,204	2,186	2,189	2,204	4,55	4,492	4,528
4 verdiepingen deel 2								
kracht (kN)	kracht verdieping 3				kracht verdieping 4			
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)
5	0,729	1,497	2,31	2,335	0,73	1,509	2,335	3,265
10	1,457	2,995	4,621	4,671	1,459	3,019	4,671	6,531
15	2,186	4,492	6,931	7,006	2,189	4,528	7,006	9,796

Voor een gebouw met vijf verdiepingen, weergegeven in Tabel 22, is een gelijkaardig patroon zichtbaar. Wanneer de kracht op een hoger verdiep wordt aangebracht, nemen de verplaatsingen op die hogere verdieping toe. Tegelijkertijd nemen de verplaatsingen op de lager gelegen verdiepen af.

Tabel 22: Verplaatsingen gebouw van vijf verdiepingen

5 verdiepingen deel 1										
kracht (kN)	kracht verdieping 1					kracht verdieping 2				
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 5 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 5 (mm)
5	0,769	0,734	0,728	0,728	0,729	0,734	1,515	1,494	1,5	1,514
10	1,537	1,469	1,456	1,456	1,459	1,468	3,031	2,988	3	3,027
15	2,306	2,203	2,184	2,184	2,168	2,203	4,546	4,481	4,5	4,541
5 verdiepingen deel 2										
kracht (kN)	kracht verdieping 3					kracht verdieping 4				
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 5 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 5 (mm)
5	0,728	1,494	2,3	2,302	2,336	0,728	1,5	2,302	3,145	3,2
10	1,456	2,987	4,599	4,603	4,672	1,456	3	4,603	6,29	6,401
15	2,184	4,481	6,899	6,905	7,007	2,184	4,5	6,905	9,435	9,601
5 verdiepingen deel 3										
kracht (kN)	kracht verdieping 5									
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 4 (mm)	verpl 5 (mm)					
5	0,729	1,513	2,336	3,2	4,17					
10	1,459	3,027	4,672	6,401	8,34					
15	2,188	4,54	7,007	7,007	12,511					

4.6 Resultaten robuustheid

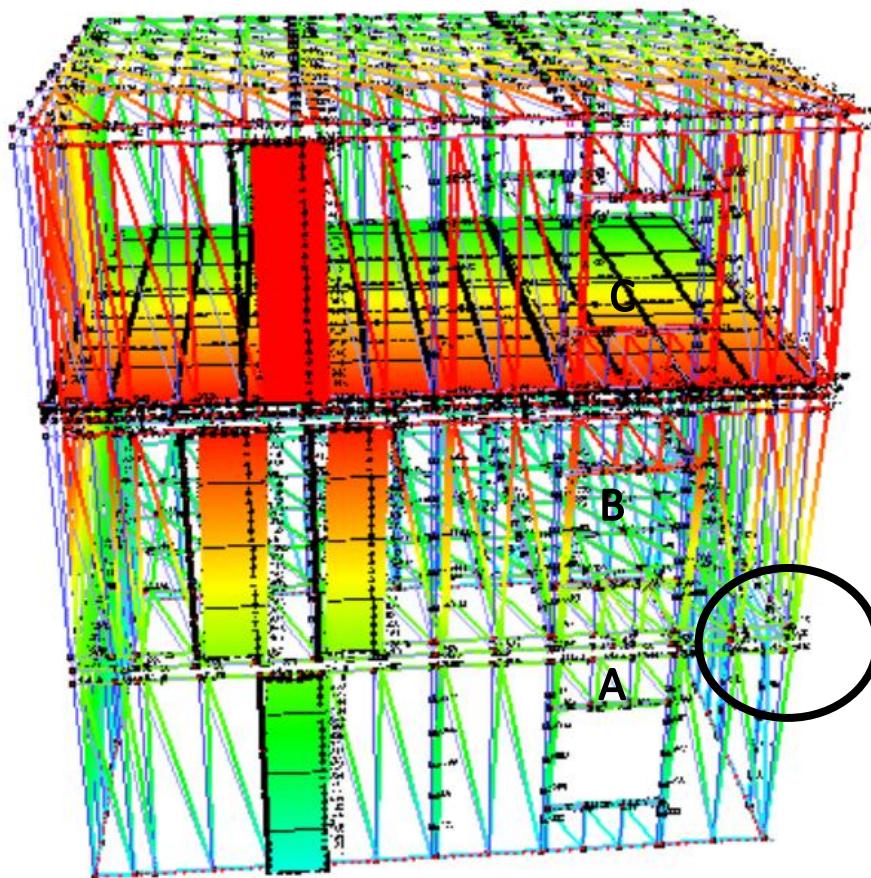
De testen van de robuustheid zijn uitgevoerd op een gebouw met drie verdiepingen. Deze resultaten worden vergeleken met de resultaten uit Tabel 20, waarin de verplaatsingen staan zonder dat er structurele elementen zijn weggelaten. Bij elk scenario is ook nog een figuur bijgevoegd als illustratie van het scenario. Op deze figuren staat A altijd bij het punt waar 'verpl 1' is bepaald, B bij 'verpl 2' en C bij 'verpl 3'.

4.6.1 Eén wandpaneel weg

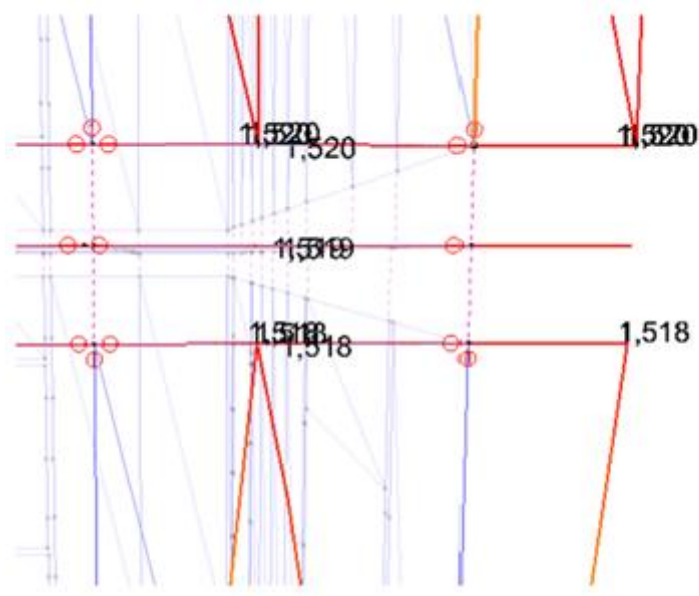
Om te beginnen toont Tabel 23 de verplaatsingen in het gebouw als er één wandpaneel wordt weggelaten. Figuur 65 visualiseert de resultaten van een kracht van 10kN op het eerste verdiep in BuildSoft Diamonds met een focus op het ingezoomde detail A, weergegeven in Figuur 66. Bij een vergelijking van deze verplaatsingen met die uit Tabel 20, blijkt dat de verplaatsing zakt als er een wandpaneel wordt weggehaald. Dit is tegen de verwachtingen aangezien er één wandpaneel is verwijderd en de structuur zo minder stijf wordt. De andere panelen zouden de krachten die normaal door het wegelaten paneel zou worden opgenomen moeten overnemen.

Tabel 23: Verplaatsingen één wandpaneel weg

1 wandpaneel weg									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,759	0,707	0,706	0,707	1,47	1,474	0,706	1,467	2,344
10	1,518	1,414	1,413	1,414	2,941	2,947	1,413	2,934	4,688
15	2,278	2,121	2,119	2,122	4,411	4,421	2,119	4,401	7,031



Figuur 65: Verplaatsing één wandpaneel weggehaald op de tweede verdieping



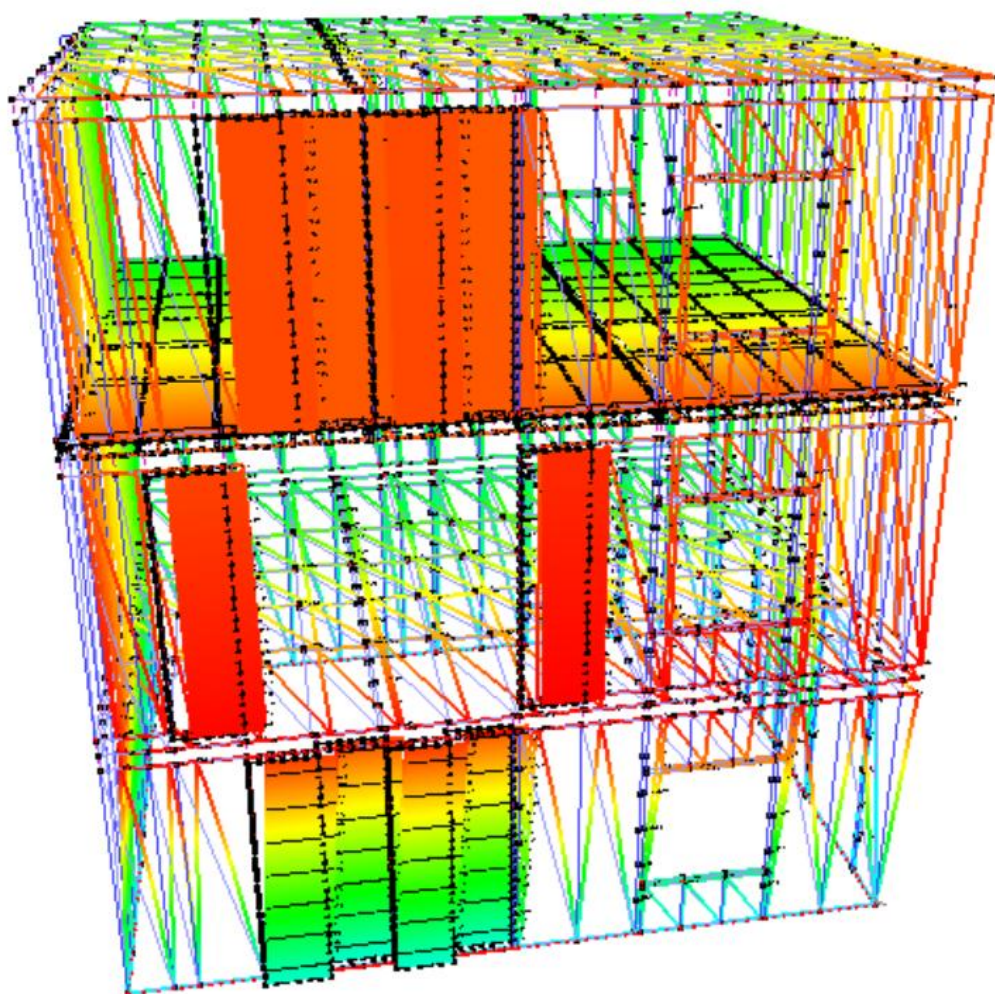
Figuur 66: Detail A van Figuur 65

4.6.2 Vier wandpanelen weg

Tabel 24 toont de resultaten voor de verplaatsing als er vier wandpanelen worden wegelaten, dit is ook visueel te zien in Figuur 67 waar het scenario van 10 kN op de eerste verdieping is weergegeven. Deze worden vergeleken met de verplaatsingen Tabel 20 en Tabel 23. De verplaatsing hier is groter als de verplaatsing uit de twee voorgaande tabellen wat verwacht werd. De structuur reageert hier minder stijf dan de structuur waarbij nog alle panelen aanwezig zijn.

Tabel 24: Verplaatsingen vier wandpanelen weg

4 wandpanelen weg									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,77	0,697	0,697	0,698	1,755	1,761	0,697	1,751	2,66
10	1,542	1,395	1,394	1,395	3,51	3,522	1,394	3,503	5,319
15	2,311	2,092	2,091	2,093	5,265	5,283	2,091	5,254	7,979



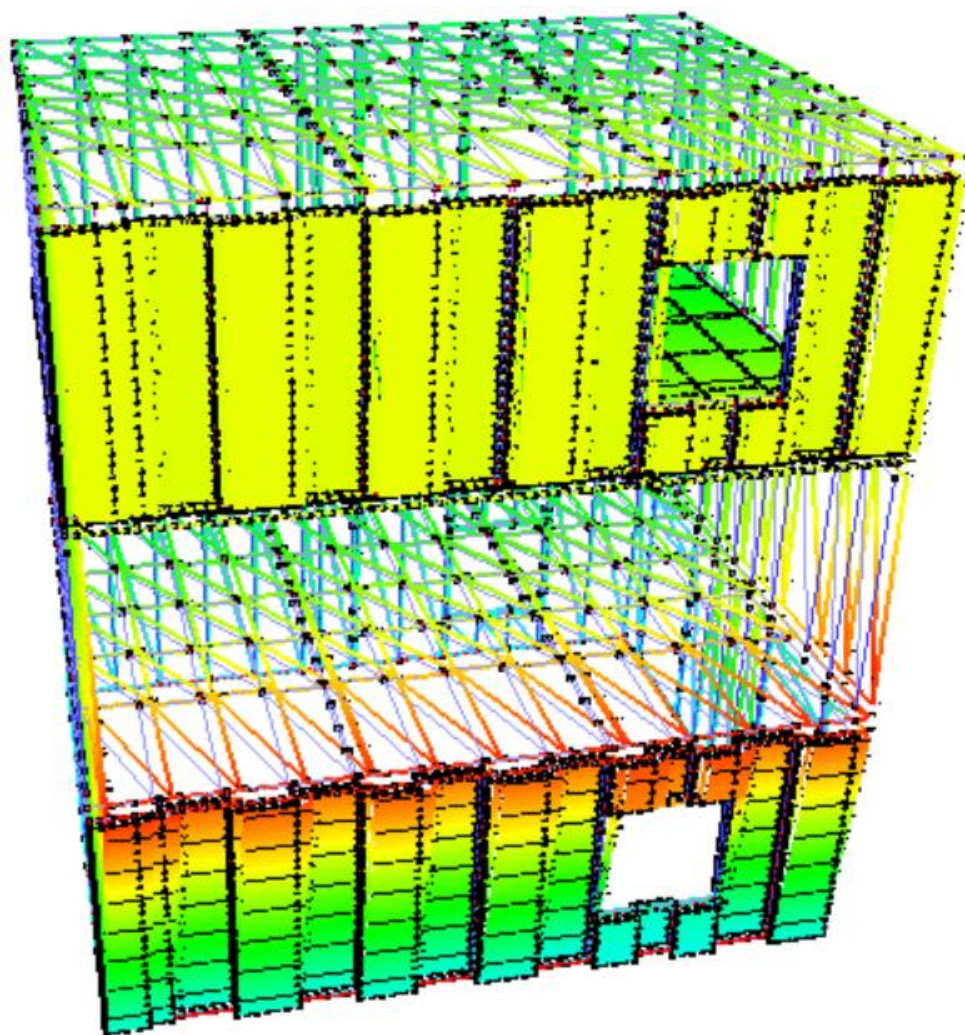
Figuur 67: Verplaatsing vier wandpaneel weggehaald op de tweede verdieping

4.6.3 Volledige wand weg

Tabel 25 toont de resultaten voor de verplaatsing als een volledige wand wordt weggenomen. Deze resultaten worden vergeleken met de verplaatsingen uit Tabel 20, Tabel 23 en Tabel 24. Zoals verwacht, neemt de verplaatsing verder toe ten opzichte van de vorige situaties. De structuur wordt hier minder stijf doordat een volledige wand ontbreekt, wat een significantere toename in verplaatsing veroorzaakt dan bij het weglaten van afzonderlijke panelen. Figuur 68 toont de resultaten in BuildSoft Diamonds voor een kracht van 10 kN op de eerste verdieping.

Tabel 25: Verplaatsingen hele wand weg

hele wand weg									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,969	0,654	0,658	0,657	4,297	4,228	0,659	4,253	5,287
10	1,938	1,308	1,316	1,314	8,594	8,452	1,318	8,507	10,574
15	2,908	1,961	1,974	1,97	12,891	12,684	1,977	12,76	15,681



Figuur 68: Verplaatsing volledige wand weggehaald op de tweede verdieping

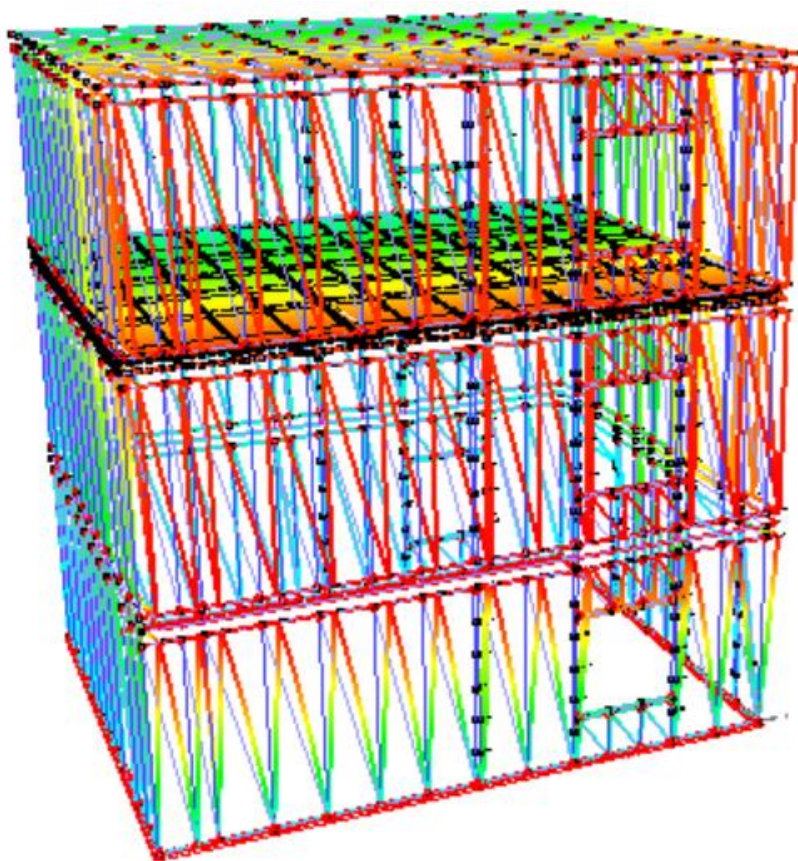
4.6.4 Vloer eerste verdieping weg

In het laatste scenario wordt de vloer van de eerste verdieping verwijderd. De resultaten hiervan zijn terug te vinden in Tabel 26. Ter illustratie toont Figuur 69 het bijbehorende model bij een belasting van 10 kN op het eerste verdiep. Ook in dit geval stijgen de verplaatsingen ten opzichte van het scenario waarbij er geen elementen zijn weggehaald. Door het ontbreken van de vloerplaat op de eerste verdieping, verliezen de wanden gedeeltelijk hun laterale ondersteuning. Dit leidt tot een verminderde stijfheid en bijgevolg tot grotere verplaatsingen in het gehele gebouwmodel.

Tabel 26: Verplaatsingen vloer eerste verdieping weg

vloer eerste verdieping weg									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,88	0,828	0,827	0,828	1,664	1,662	0,827	1,661	2,527
10	1,758	4,655	1,654	1,655	3,327	3,323	1,654	3,323	5,055
15	2,638	2,483	2,48	2,483	4,991	4,985	2,48	4,984	7,582

3 verdiepingen									
kracht (kN)	kracht verdieping 1			kracht verdieping 2			kracht verdieping 3		
	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)	verpl 1 (mm)	verpl 2 (mm)	verpl 3 (mm)
5	0,769	0,736	0,734	0,736	1,523	1,523	0,734	1,523	2,416
10	1,538	1,472	1,472	1,472	3,047	3,046	1,468	3,046	4,831
15	2,308	2,209	2,202	2,209	4,57	4,568	2,202	4,568	7,247



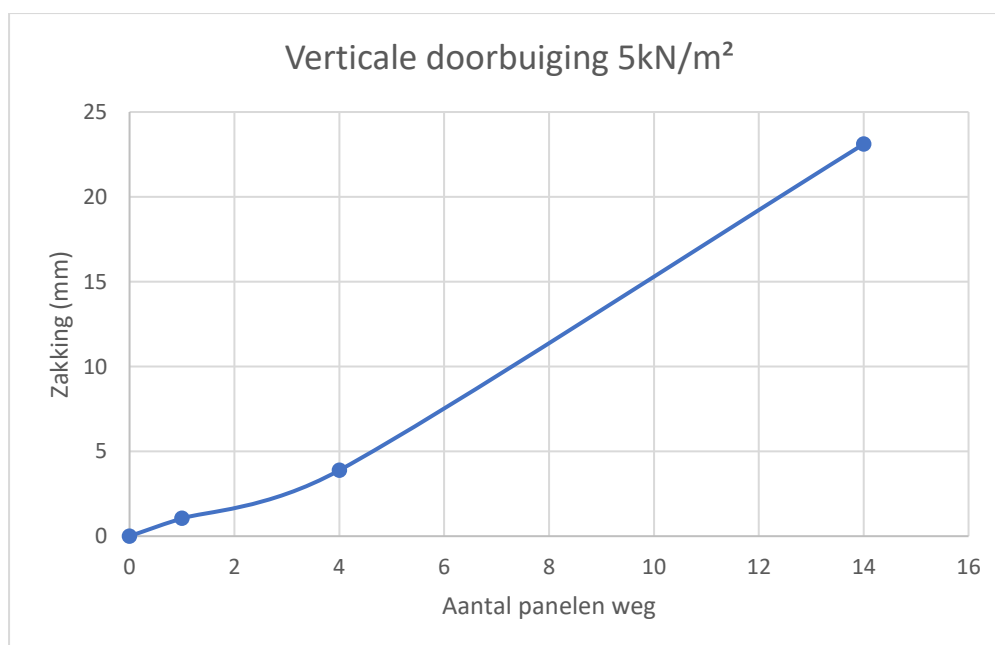
Figuur 69: Verplaatsing vloer eerste verdieping weggehaald

4.6.5 Verticale zakking wandpanelen derde verdieping

Als laatste wordt de verticale zakking van de wandpanelen op de derde verdieping getest voor de verschillende scenario's. De wandpanelen zijn hiervoor weggehaald op de tweede verdieping. Tabel 27 toont de resultaten, er is duidelijk te zien dat de zakking stijgt naarmate er meer panelen worden weggehaald. Om een beter beeld te krijgen van het verloop van deze vervormingen, is er een grafiek gemaakt op basis van deze resultaten (Figuur 70). Uit deze grafiek blijkt eveneens een duidelijk verband tussen het aantal verwijderde wandpanelen en de toename van de verticale zakking.

Tabel 27: Verticale zakking derde verdieping

aantal panelen weggelaten	zakking (mm)
0	0
1	1,05
4	3,884
14	23,108



Figuur 70: Verticale doorbuiging derde verdieping onder een last van 5 kN/m²

5. Besluit

In dit onderzoek is het fictieve diagonaalmodel van Premrov geïmplementeerd in de rekensoftware BuildSoft Diamonds. De analyse werd aanvankelijk uitgevoerd op een model bestaande uit één enkel wandpaneel. Vervolgens werd dit model stapsgewijs uitgebreid tot een volledig gebouwmodel: het HoP_HoVer-gebouw, ontwikkeld door CERG. Hierdoor is het mogelijk om accurate modellen te creëren met een mix van de fictieve diagonaalmethode en rigid links-methode. Hierbij is de kracht op de wandpanelen van de fictieve diagonaal van groot belang zodat het meest accurate resultaat behaald wordt ten opzichte van de werkelijke experimentele waarden.

Uit de simulaties van de uitgevoerde parameterstudies blijkt dat de implementatie van de fictieve diagonaalmethode in BuildSoft Diamonds reproduceerbare resultaten oplevert. De gesimuleerde vervormingen liggen binnen een marge van 80 à 85% van de werkelijke experimentele waarden, wat wijst op een voldoende mate van nauwkeurigheid. Daarnaast toont de methode ook een goede overeenkomst met zowel experimentele data als de modellen op basis van *rigid links*, en biedt het bijkomende voordeel van een eenvoudiger modelopbouw en kortere rekentijden.

Wel moet opgemerkt worden dat de fictieve diagonaalmethode grotere afwijkingen vertoont wanneer deze wordt toegepast op de resultaten van Reweghs, want in het onderzoek van Reweghs zijn er proeven uitgevoerd op niet-verankerde wandpanelen. Terwijl er in dit onderzoek is gewerkt met de fictieve diagonaalmethode die ervan uitgaat dat de wandpanelen altijd volledig verankerd zijn. Hiermee moet rekening worden gehouden bij het vergelijken van de resultaten.

Verder vertonen de parameterstudies waarin de invloed van de structurele modellering werd onderzocht aan dat het toekennen van verschillende materiaaleigenschappen aan het gemeenschappelijk element (stijl) binnen de gecombineerde methode van fictieve diagonalen en rigid links geen invloed heeft op de resultaten.

Uit de robuustheidsanalyses blijkt dat het verwijderen van structurele elementen een significante invloed heeft op het vervormingsgedrag van het gebouw. Naarmate meer elementen worden geëlimineerd - zoals vier wandpanelen of een volledige wand - nemen de verplaatsing zoals verwacht duidelijk toe, dit is te wijten aan een afname van de structurele stijfheid.

Opvallend is echter dat bij het verwijderen van één wandpaneel een lichte daling van de vervorming werd waargenomen, dit staat in contrast met de verwachte toename. Een mogelijke oorzaak is dat er tijdens het maken van het model een fout gemaakt werd bij het toekennen van de eigenschappen van de elementen. Dit resultaat kan best verder worden onderzocht in een toekomstig onderzoek.

Het verwijderen van de volledige wand heeft het grootste effect op de stijging van de verplaatsingen, aangezien de belasting hierdoor ernstig wordt verstoord. Ook het wegnemen van de vloer van de tweede verdieping leidt tot een toename van de verplaatsingen, doordat de wanden hierdoor hun laterale ondersteuning verliezen. Deze resultaten tonen aan dat de structuur gevoelig is voor lokale uitvallen van belangrijke elementen, wat het belang onderstreept van robuust ontwerp in houtskeletbouw.

Daarnaast is aangetoond dat de gecombineerde methode van fictieve diagonalen en rigid links geschikt is voor robuustheidsanalyses. Deze aanpak maakt het mogelijk om zones die niet specifiek op robuustheid worden onderzocht te modelleren met de minder rekenintensieve fictieve diagonaalmethode, terwijl kritieke zones volgens de nauwkeurigere rigid links-methode kunnen worden gemodelleerd. Dit leidt tot een efficiënter model met lagere rekenbelasting en verminderde modelcomplexiteit. Indien in de toekomst experimentele gegevens beschikbaar komen, kunnen deze worden gebruikt ter validatie van de resultaten uit deze studie.

De gerealiseerde integratie vormt hiermee een solide basis voor toekomstig onderzoek naar de robuustheid van houtconstructies in commerciële FEM-software en draagt bij aan een bredere toepasbaarheid van duurzame houtbouw in de praktijk. In de toekomst biedt de diagonaalmethode de mogelijkheid om complexere houtskeletstructuren na te bootsen, waarbij tevens verschillende structurele elementen kunnen worden geëlimineerd.

Referentielijst

- [1] N. Anttonen, DASOS, en O. Haltia, “*Review of Wood-Based Construction and Architecture – Technology*”, *Status and Trends*, DASOS, 2015.
- [2] C. Longo, R. Saboori, M. Muntean, en M. Cioca, “*A review of the circular economy applied to the construction and demolition waste sector*,” *Sustainability*, vol. 13, no. 21, art. no. 1881, 2021.
- [3] Nordregio, *Green Industrial Transition in the Nordic Region: GrInno Report*, 2023.
- [4] S. Vadstrup, “*Preservation of the Historic Nordic Wooden Towns*,” The Royal Danish Academy of Fine Arts, Network for Nordic Wooden Towns, 2023.
- [5] J. Abed, S. Rayburg, J. Rodwell, en M. Neave, “*A review of the performance and benefits of mass timber as an alternative to concrete and steel for improving the sustainability of structures*,” *Sustainability*, vol. 14, no. 9, art. no. 5570, May 2022.
- [6] AD Editorial Team, “*Learn about seismic design of wooden buildings with these online resources*,” *ArchDaily*, Apr. 11, 2023. [Online]. Beschikbaar: <https://www.archdaily.com/872425/learn-about-seismic-design-of-wooden-buildings-with-these-online-resources>. [Geraadpleegd: 10 nov. 2024].
- [7] P. A. M. Alvarado, M. D. Kowalski, en R. Silva, “*Seismic design of wooden buildings*,” *Engineering Structures*, vol. 31, no. 5, pp. 1257–1265, 2009.
- [8] P. J. Paevere, *Full-Scale Testing, “Modelling and Analysis of Light-Frame Structures Under Lateral Loading*,” Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Melbourne, 2002.
- [9] A. Teischinger, “*Opportunities and limits of timber in construction*,” in *Proc. World Conf. Timber Engineering*, Vienna, 2016.
- [10] BuildSoft, *Diamonds [Software]*, 2024. [Online]. Beschikbaar: <https://www.buildsoft.eu/products/diamonds>. [Geraadpleegd: 10 dec. 2024].
- [11] C. Aydogan, M. Nollet, M. Yasarlar, “*Modelling the Mechanical Behaviour of Timber-Frame Walls Using Commercial FEM Software*” [Bachelor’s thesis], UHasselt & KU Leuven, Diepenbeek, 2024.
- [12] M. Kotzeva en European Union, “*Key Figures on Europe: 2016 Edition*,” Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2016.
- [13] G. Churkina et al., “*Buildings as a global carbon sink*,” *Nature Sustainability*, vol. 3, no. 4, pp. 269–276, Jan. 2020.
- [14] M. Gustafsson, S. O. Ryding, P. Heikkilä, en M. Ragnar, “*Environmental performance of wooden buildings*,” *Journal of Cleaner Production*, vol. 279, art. no. 123456, 2021.
- [15] F. Pomponi, J. Hart, J. H. Arehart, en B. D’Amico, “*Buildings as a global carbon sink: A critical review*,” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 146, art. no. 111128, 2021.

- [16] D. Meštrović, V. Rajčić, D. Čizmar, M. Stepinac, en L. Miculinić, "*Seismic behaviour of lightweight structures*," *Conference On Computational Structures Technology*, jan. 2008
- [17] R. Schmidt, T. Monteiro, en J. Lopes, "*Structural properties of CLT for mid-rise construction*," *Construction and Building Materials*, vol. 230, art. no. 116969, 2019.
- [18] A. H. Buchanan en S. B. Levine, "*Wood-based building materials and atmospheric carbon emissions*," *Environmental Science & Policy*, vol. 2, no. 6, pp. 427–437, 1999.
- [19] H. Fu, Y. Ding, M. Li, Y. Cao, W. Xie, en Z. Wang, "*Research and simulation analysis of thermal performance and hygrothermal behavior of timber-framed walls with different external thermal insulation layer: Cork board and anticorrosive pine plate*," *Journal of Building Physics*, vol. 45, no. 2, pp. 180–208, Jul. 2020.
- [20] Europese Commissie, "*New European Bauhaus*," *Europese Commissie*, [Online]. Beschikbaar: https://new-european-bauhaus.europa.eu/index_en. [Geraadpleegd: 10 feb. 2025]. Beschikbaar: https://new-european-bauhaus.europa.eu/index_en. [Geraadpleegd: 10 feb. 2025].
- [21] C. V. Silva, J. M. Branco, P. B. Lourenço, University of Minho, en Department of Civil Engineering, "*A project contribution to the development of sustainable multi-storey timber buildings*," [Tijdschrift onbekend, journal-article].
- [22] M. Moen, "Mjöstarnet: The Tower of Lake Mjøsa," *ArchDaily*, 2 mrt. 2020. [Online]. Beschikbaar: <https://www.archdaily.com/934374/mjostarnet-the-tower-of-lake-mjosa-voll-arkitekter>. [Raadpleegd: 9 apr. 2025].
- [23] "Ascent," Thornton Tomasetti, [Online]. Beschikbaar: <https://www.thorntontomasetti.com/project/ascent>. [Raadpleegd: 9 apr. 2025].
- [24] M. D. Burnard en A. Kutnar, "*Wood and human stress in the built indoor environment: A review*," *BioResources*, vol. 10, no. 3, pp. 1–14, 2015.
- [25] P. D. Kremer en M. A. Symmons, "*Mass timber construction as an alternative to concrete and steel in the Australia building industry*," *Procedia Engineering*, vol. 118, pp. 885–895, 2015.
- [26] Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings (Consolidated version, including AC:2006 and A1:2008), NBN EN 1995-1-1+A1 NL, Bureau voor Normalisatie, Brussel, Belgium, 2015.
- [27] J. A. J. Huber, M. Ekevad, U. A. Girhammar, en S. Berg, "*Structural robustness and timber buildings – a review*," *Wood Material Science & Engineering*, pp. 1–23, 2018.
- [28] T. Van den Bossche, "*Robuustheid van houten constructies*," gepresenteerd op BuildUp: Circulaire Houtbouw 2023, sep. 2023.
- [29] Z. Chen, D. Tung, en E. Karacabeyli, Eds., "*Modelling Guide for Timber Structures*", 1st ed., Pointe-Claire, QC: FPInnovations, 2022.
- [30] J. M. Adam *et al.*, "*Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century*," [Tijdschrift onbekend], 2018.
- [31] U. Starossek en M. Haberland, "*Disproportionate collapse: Terminology and procedures*," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 24, no. 6, pp. 519–528, 2010.

- [32] M. M. N. M. Ashoub en W. A. L. Attia, "Effect of alternative load path design method on preventing progressive collapse and reducing the rehabilitation cost using FEMA-P58," *Journal of Engineering and Applied Science*, vol. 70, no. 1, Jul. 2023.
- [33] J. A. J. Huber, M. Ekevad, U. A. Girhammar, en S. Berg, "Structural robustness of timber buildings," *[Tijdschrift onbekend]*, 2019.
- [34] R. Maharjan, L. Kuai, J. Vessby, en S. Ormarsson, "An experimental analysis of full scale light-frame timber modules," *Engineering Structures*, vol. 304, 2021.
- [35] J. Van Dessel en F. Dobbels, "Houtskeletbouw," *Belgian Woodforum*, pp. 1–2
- [36] Wetenschappelijk & Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf, "WTCB-Contact2013/1 Speciale uitgave: houtbouw", jan. 2013.
- [37] F.Caluwaerts et al., Speciale uitgave: Houtbouw, WTCB Contact, jaargang 10;nr. 37, 2013, blz 1-32
- [38] N. Isaacs, "'Balloon to platform framing': A change of the 1880s?," *Architectural History Aotearoa*, vol. 10, pp. 35–43, Dec. 2021.
- [39] "Wandshop.nl," *Wandshop*, [Online]. Beschikbaar: <https://wandshop.nl>. [Raadpleegd: 9 apr. 2025].
- [40] BuildSoft, "Diamonds Reference Manual," Version 23.1, BuildSoft, 2023.
- [41] FEM-Design: Ontwerpsoftware voor constructeurs," *StruSoft*, [Online]. Beschikbaar: <https://strusoft.com/nl/software/3d-ontwerpsoftware-voor-constructeurs-fem-design/>. [Raadpleegd: 9 apr. 2025].
- [42] K. Vogrinec en M. Premrov, "Influence of the design approach on the behaviour of timber-frame panel under horizontal forces," *Engineering Structures*, vol. 175, pp. 1–12, 2018.
- [43] Line P. Perforated shear wall design. *Wood Design Focus* 2002;12(2):3–9.
- [44] D.E. Breyer, K.J. Fridley, K.E. Cobeen, D.G. Pollock, "Design of Wood Structures - ASD/LRFD," sixth ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York, 2007.
- [45] K.F. Faherty, T.G. Williamson, "Wood Engineering and Construction Handbook," third ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York, 1998.
- [46] S. Thelandersson, H.J. Larsen, "Timber Engineering," John Wiley & Sons Ltd, Chichester, 2003.
- [47] H. Schulze, *Holzbau: Wände - Decken - Bauprodukte - Dachstuhl - Konstruktionen - Bauphysik - Holzschutz*, 3 Auflage., B.G. Teubner Verlag, Leipzig, 2005.
- [48] K. Pintarič en M. Premrov, "Mathematical modelling of timber-framed walls using fictive diagonal elements," *Applied Mathematical Modelling*, vol. 37, nr. 16–17, pp. 8051–8059, sep. 2013
- [49] E. Kozem Šilih, M. Premrov, S. Šilih, "Numerical analysis of timber-framed wall elements coated with single fibre-plaster boards," *Eng. Struct.* 41 (2012) 118–125.
- [50] Houtbouw Wijchen, "Houtskeletbouw," houtbouwwijchen.nl, [Online]. Beschikbaar: <https://www.houtbouwwijchen.nl/houtskeletbouw/>. [Geraadpleegd: 15 april 2025].

- [51] M.H. Kessel, T. zur Kammer, *Bauingenieur* 80 (5) (2005) 277-282.
- [52] M.H. Kessel, T. Schonhoff, "*Entwicklung eines Nachweisverfahrens für Scheinben auf der Grundlage von Eurocode 5 und DIN 1052 neu*," Forschungsbericht des Instituts für Baukonstruktion und Holzbau, Braunschweig, 2001.
- [53] B. Kallsner, U.A. Girhammar, "*Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls - elastic model*", *Mater. Struct.* 42 (2009) 301-320.
- [54] K. Reweghs, "*Schrankweerstand van houtskeletwanden: invloed van raam- en deuropeningen*", Masterproef, Faculteit Ingenieurswetenschappen, KU Leuven & UHasselt, 2015.
- [55] K. Vogrinec en M. Premrov, "*Influence of the design approach on the behaviour of timber-frame panel under horizontal forces*," *Engineering Structures*, vol. 175, pp. 1-12, 2018.
- [56] Breyer DE, Fridley KJ, Cobeen KE, "Pollock DG. *Design of wood structures – ASD/LRFD*," 6th ed. New York: McGraw-Hill Publishing Company; 2007.
- [57] M. Yasumura and K. Sagiya, "*Stiffness and deformation capacity of sheathed shear walls with openings*," *Proceedings of the International Wood Engineering Conference*, vol. 1, pp. 207-214, 1996.
- [58] TETRA-project HoP_HoVer, "*Houtskeletbouw met optimale prestaties – Horizontale en Verticale belastingsoverdracht in Elementen en Realisaties*," UHasselt & KU Leuven, 2021.
- [59] C. Aydogan en M. Yasarlar, "*Accurate 3D-modelling van houtstructuren in commerciële analysesoftware*," masterproef, Faculteit Industriële Ingenieurswetenschappen, UHasselt & KU Leuven, 2025.

Bijlagen

Bijlagenlijst

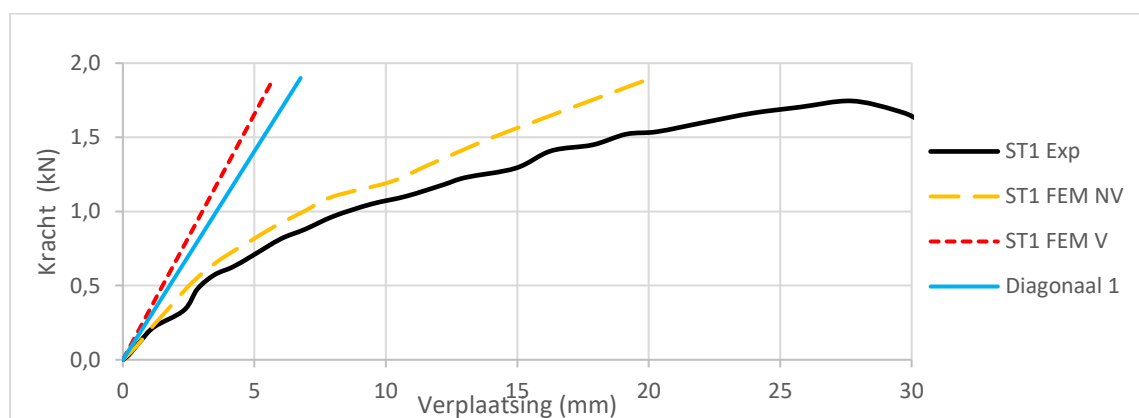
Bijlage A: Resultaten en vergelijkingen van de ST-scenario's.....	111
---	-----

Bijlage A: Resultaten en vergelijkingen van de ST-scenario's

ST1

Tabel 28: Resultaten ST1

Kracht (kN)	Werkelijk (mm)	ST1 FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST1 FEM V Verankerd (mm)	Diagonaal 1 (mm)
0	0	0	0	0
0,1	0,554	0,564	0,302	0,356
0,2	1,124	1,006	0,605	0,712
0,3	1,730	1,509	0,907	1,068
0,4	2,393	2,012	1,209	1,424
0,5	3,133	2,515	1,511	1,780
0,6	3,971	3,133	1,814	2,136
0,7	4,927	3,907	2,116	2,492
0,8	6,022	4,843	2,418	2,848
0,9	7,276	5,779	2,72	3,204
1,0	8,710	6,884	3,023	3,560
1,1	10,344	7,980	3,325	3,916
1,2	12,199	10,189	3,627	4,272
1,3	14,296	11,451	3,929	4,627
1,4	16,653	12,743	4,232	4,983
1,5	19,294	14,071	4,534	5,339
1,6	22,236	15,571	4,836	5,695
1,7	25,502	17,068	5,133	6,051
1,8	29,112	18,590	5,435	6,407
1,9	33,086	20,115	5,738	6,763



Figuur 71: ST1 kracht-verplaatsingsgrafiek

Tabel 29: ST1 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1	
Elastisch	100,00%	
	64,27%	
	63,37%	62,22%
	61,74%	
	59,52%	
Elasto-plastisch en platstische	56,82%	
	53,79%	
	50,58%	
	47,29%	
	44,03%	
	40,87%	
	37,86%	
	35,02%	
	32,37%	
	29,92%	
	27,67%	
	25,61%	
	23,73%	
	22,01%	
	20,44%	

Tabel 30: ST1 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1	
Elastisch	100,00%	
	63,12%	
	70,78%	68,86%
	70,78%	
	70,78%	
Elasto-plastisch en platstische	70,78%	
	68,18%	
	63,78%	
	58,81%	
	55,44%	
	51,71%	
	49,07%	
	41,93%	
	40,41%	
	39,10%	
	37,94%	
	36,57%	
	35,45%	
	34,46%	
	33,62%	

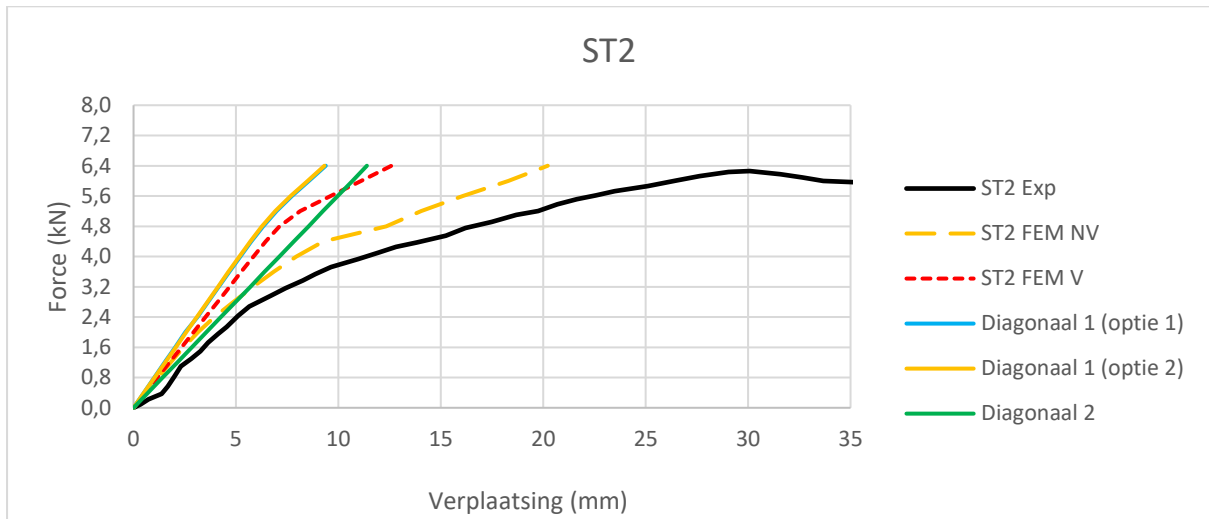
Tabel 31: ST1 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1	
Elastisch	100,00%	
	117,88%	
	117,69%	117,78%
	117,75%	
	117,78%	
Elasto-plastisch en platstische	117,80%	
	117,75%	
	117,77%	
	117,78%	
	117,79%	
	117,76%	
	117,77%	
	117,78%	
	117,77%	
	117,75%	
	117,75%	
	117,76%	
	117,88%	
	117,88%	
	117,86%	

ST2

Tabel 32: Resultaten ST2

Kracht (kN)	Werkelijke	ST2 FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST2 FEM V Verankerd (mm)	Diagonaal 1 (optie 1) U (mm)	Diagonaal 1 (optie 2) U (mm)	Diagonaal 2 U (mm)
0	0	0	0	0	0	0
0,4	0,853	0,602	0,586	0,507	0,515	0,712
0,8	1,660	1,205	1,171	1,013	1,029	1,424
1,2	2,463	1,807	1,755	1,520	1,544	2,136
1,6	3,302	2,429	2,343	2,026	2,059	2,848
2,0	4,218	3,156	2,928	2,533	2,573	3,560
2,4	5,252	3,953	3,514	3,117	3,088	4,271
2,8	6,445	4,872	4,100	3,636	3,603	4,983
3,2	7,838	5,821	4,685	4,156	4,117	5,695
3,6	9,473	6,860	5,271	4,684	4,640	6,407
4,0	11,389	7,946	5,857	5,218	5,168	7,119
4,4	13,628	9,258	6,446	5,753	5,699	7,831
4,8	16,230	12,330	7,116	6,324	6,264	8,543
5,2	19,238	14,050	8,140	6,976	6,915	9,255
5,6	22,691	16,076	9,621	7,730	7,671	9,967
6,0	26,630	18,287	11,101	8,560	8,491	10,679
6,4	31,097	20,220	12,592	9,384	9,318	11,391



Figuur 72: ST2 kracht-verplaatsingsgrafiek

Tabel 33: : ST2 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1 (optie 1)		Diagonaal 1 (optie 2)		Diagonaal 2	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	168,21%		165,60%		119,78%	
	163,88%		161,33%		116,58%	
	162,02%	165,34%	159,50%	163,46%	115,29%	118,17%
	162,96%		160,35%		115,92%	
	166,51%		163,92%		118,47%	
	168,49%		170,07%		122,96%	
Elasto- plastische en plastisch	177,26%		178,88%		129,34%	
	188,60%		190,39%		137,64%	
	202,23%		204,15%		147,85%	
	218,26%		220,37%		159,98%	
	236,88%		239,13%		174,02%	
	256,65%		259,11%		189,99%	
	275,77%		278,20%		207,86%	
	293,54%		295,80%		227,66%	
	311,10%		313,63%		249,37%	
	331,39%				273,00%	

Tabel 34: ST2 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1 (optie 1)		Diagonaal 1 (optie 2)		Diagonaal 2	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	118,74%		116,89%		84,55%	
	118,95%		117,10%		84,62%	
	118,88%	121,31%	117,03%	119,95%	84,60%	86,71%
	119,89%		117,97%		85,29%	
	124,60%		122,66%		88,65%	
	126,82%		128,01%		92,55%	
Elasto-plastische en plastisch	133,99%		135,22%		97,77%	
	140,06%		141,39%		102,21%	
	146,46%		147,84%		107,07%	
	152,28%		153,75%		111,62%	
	160,92%		162,45%		118,22%	
	194,97%		196,84%		144,33%	
	201,40%		203,18%		151,81%	
	207,97%		209,57%		161,29%	
	213,63%		215,37%		171,24%	
	215,47%		217,00%		177,51%	

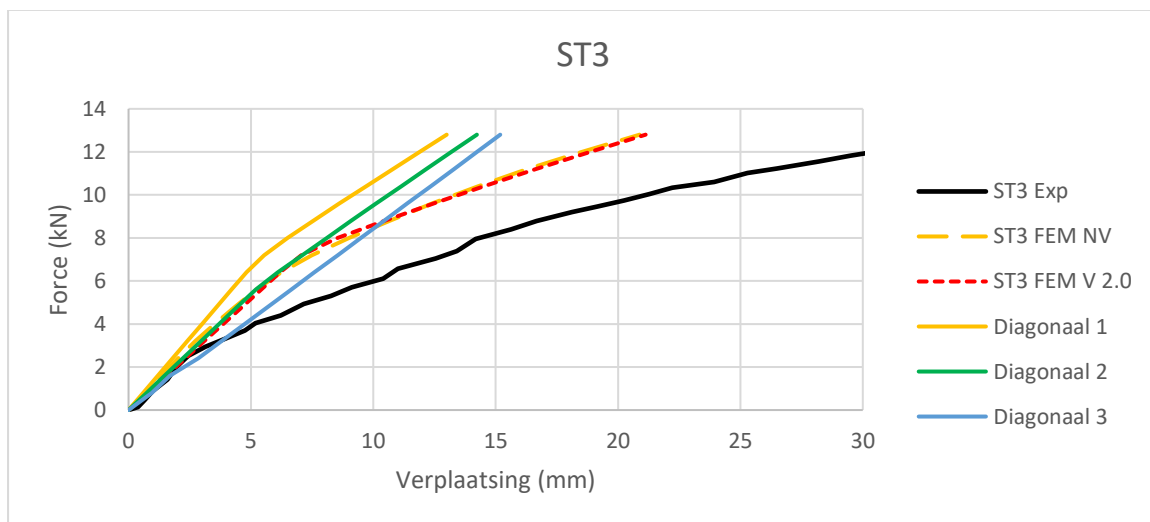
Tabel 35: ST2 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1 (optie 1)		Diagonaal 1 (optie 2)		Diagonaal 2	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	115,58%		113,79%		82,30%	
	115,60%		113,80%		82,23%	
	115,46%	115,10%	113,67%	113,77%	82,16%	82,25%
	115,65%		113,79%		82,27%	
	115,59%		113,80%		82,25%	
	112,74%		113,80%		82,28%	
Elasto-plastische en plastisch	112,76%		113,79%		82,28%	
	112,73%		113,80%		82,27%	
	112,53%		113,60%		82,27%	
	112,25%		113,33%		82,27%	
	112,05%		113,11%		82,31%	
	112,52%		113,60%		83,30%	
	116,69%		117,72%		87,95%	
	124,46%		125,42%		96,53%	
	129,68%		130,74%		103,95%	
	134,19%		135,14%		110,54%	

ST3

Tabel 36: Resultaten ST3

Kracht (kN)	Werkelijk	ST3 FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST3 FEM V 2.0 Verankerd 2.0 (mm)	Diagonaal 1 U (mm)	Diagonaal 2 U (mm)	Diagonaal 3 U (mm)
0	0	0	0	0,000	0,000	0,000
0,8	1,001	0,677	0,774	0,601	0,739	0,949
1,6	2,013	1,346	1,548	1,202	1,478	1,698
2,4	3,069	2,019	2,322	1,802	2,218	2,848
3,2	4,200	2,730	3,096	2,403	2,957	3,797
4,0	5,439	3,506	3,870	3,003	3,696	4,746
4,8	6,818	4,345	4,644	3,604	4,440	5,695
5,6	8,370	5,224	5,418	4,204	5,202	6,645
6,4	10,126	6,247	6,196	4,816	6,097	7,594
7,2	12,119	7,489	7,061	5,533	7,101	8,543
8,0	14,382	9,001	8,534	6,494	8,104	9,492
8,8	16,945	10,680	10,472	7,554	9,097	10,441
9,6	19,843	12,411	12,476	8,613	10,117	11,391
10,4	23,107	14,261	14,504	9,702	11,137	12,340
11,2	26,768	16,283	16,628	10,797	12,157	13,289
12,0	30,860	18,530	18,867	11,898	13,193	14,238
12,8	35,415	20,881	21,127	12,998	14,232	15,187



Figuur 73: ST3 kracht-verplaatsingsgrafiek

Tabel 37: ST3 vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	166,55%		135,45%		105,48%	
	167,48%	172,04%	136,20%	139,84%	118,56%	111,40%
	170,29%		138,35%		107,75%	
	174,77%		142,03%		110,61%	
	181,11%		147,15%		114,60%	
Elasto-plastisch en plastisch	189,18%		153,56%		119,72%	
	199,09%		160,89%		125,95%	
	210,26%		166,08%		133,34%	
	219,03%		170,67%		141,86%	
	221,46%		177,46%		151,51%	
	224,32%		186,28%		162,30%	
	230,38%		196,14%		174,20%	
	238,16%		207,48%		187,25%	
	247,92%		220,19%		201,43%	
	259,37%		233,91%		216,75%	
	272,47%		248,84%		233,19%	

Tabel 38: ST3 vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	112,65%		91,61%		55,64%	
	111,98%	113,41%	91,07%	92,18%	61,43%	56,36%
	112,04%		91,03%		54,92%	
	113,61%		92,32%		54,91%	
	116,75%		94,86%		54,93%	
Elasto-plastisch en plastisch	120,56%		97,86%		54,89%	
	124,26%		100,42%		54,88%	
	129,71%		102,46%		54,89%	
	135,35%		105,46%		54,97%	
	138,60%		111,07%		56,15%	
	141,38%		117,40%		59,92%	
	144,10%		122,67%		65,38%	
	146,99%		128,05%		70,28%	
	150,81%		133,94%		74,67%	
	155,74%		140,45%		78,61%	
	160,65%		146,72%		82,29%	

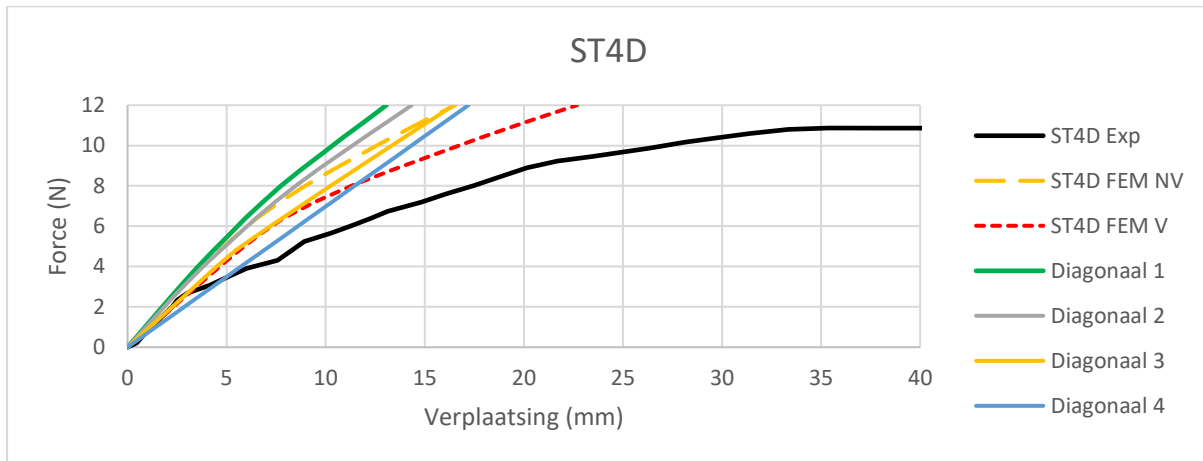
Tabel 39: ST3 vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%	
	128,79%		104,74%		81,56%	
	128,79%	128,83%	104,74%	104,71%	91,17%	83,47%
	128,86%		104,69%		81,53%	
	128,84%		104,70%		81,54%	
	128,87%		104,71%		81,54%	
Elasto-plastisch en plastisch	128,86%		104,59%		81,55%	
	128,88%		104,15%		81,53%	
	128,65%		101,62%		81,59%	
	127,62%		99,44%		82,65%	
	131,41%		105,31%		89,91%	
	138,63%		115,11%		100,30%	
	144,85%		123,32%		109,53%	
	149,49%		130,23%		117,54%	
	154,01%		136,78%		125,13%	
	158,57%		143,01%		132,51%	
	162,54%		148,45%		139,11%	

ST4D

Tabel 40: Resultaten ST4D

Kracht (kN)	werkelijk	ST4D FEM NV Niet Verankerd (mm)	ST4D FEM V Verankerd (mm)	Diagonaal 1 U (mm)	Diagonaal 2 U (mm)	Diagonaal 3 U (mm)	Diagonaal 4 U (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,8	0,907	0,722	0,926	0,701	0,755	0,9	1,147
1,6	1,770	1,443	1,852	1,405	1,481	1,802	2,293
2,4	2,889	2,165	2,777	2,104	2,222	2,703	3,44
3,2	4,361	2,913	3,703	2,819	2,996	3,603	4,586
4,0	6,151	3,742	4,656	3,567	3,823	4,499	5,733
4,8	8,152	4,638	5,63	4,346	4,686	5,446	6,88
5,6	10,244	5,554	6,657	5,144	5,58	6,598	8,026
6,4	12,346	6,541	7,879	5,949	6,486	7,807	9,173
7,2	14,457	7,684	9,448	6,818	7,446	9,017	10,32
8,0	16,702	8,981	11,301	7,745	8,494	10,245	11,466
8,8	19,365	10,362	13,383	8,744	9,591	11,475	12,613
9,6	22,914	11,819	15,593	9,81	10,749	12,711	13,759
10,4	28,029	13,331	17,861	10,888	11,939	13,962	14,906
11,2	35,616	14,901	20,204	11,971	13,14	15,215	16,053
12,0	46,823	16,533	22,677	13,061	14,342	16,467	17,199



Figuur 74: ST4D kracht-verplaatsingsgrafiek

Tabel 41: ST4D vergelijking tussen werkelijke waarde en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	129,46%		120,20%		100,83%		79,12%	
	126,02%	136,87%	119,55%	128,83%	98,25%	106,75%	77,22%	83,85%
	137,32%		130,02%		106,89%		83,99%	
	154,71%		145,57%		121,04%		95,10%	
Elasto-plastisch en plastisch	172,45%		160,90%		136,72%		107,29%	
	187,58%		173,97%		149,70%		118,49%	
	199,16%		183,60%		155,27%		127,65%	
	207,54%		190,35%		158,14%		134,59%	
	212,05%		194,16%		160,33%		140,09%	
	215,66%		196,64%		163,03%		145,67%	
	221,47%		201,91%		168,76%		153,54%	
	233,58%		213,18%		180,27%		166,54%	
	257,43%		234,77%		200,75%		188,04%	
	297,53%		271,06%		234,09%		221,87%	
	358,50%		326,48%		284,35%		272,24%	

Tabel 42: ST4D vergelijking tussen niet-verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	103,00%	102,98%	95,63%	96,93%	80,22%	80,31%	62,95%	63,08%
	102,70%		97,43%		80,08%		62,93%	
	102,90%		97,43%		80,10%		62,94%	
	103,33%		97,23%		80,85%		63,52%	
Elasto-plastisch en plastisch	104,91%		97,88%		83,17%		65,27%	
	106,72%		98,98%		85,16%		67,41%	
	107,97%		99,53%		84,18%		69,20%	
	109,95%		100,85%		83,78%		71,31%	
	112,70%		103,20%		85,22%		74,46%	
	115,96%		105,73%		87,66%		78,33%	
	118,50%		108,04%		90,30%		82,15%	
	120,48%		109,95%		92,98%		85,90%	
	122,44%		111,66%		95,48%		89,43%	
	124,48%		113,40%		97,94%		92,82%	
	126,58%		115,28%		100,40%		96,13%	

Tabel 43: ST4D vergelijking tussen verankerd en fictieve diagonalen

	Diagonaal 1		Diagonaal 2		Diagonaal 3		Diagonaal 4	
Elastisch	100,00%		100,00%		100,00%		100,00%	
	132,10%	131,81%	122,65%	124,07%	102,89%	102,79%	80,73%	80,74%
	131,81%		125,05%		102,77%		80,77%	
	131,99%		124,98%		102,74%		80,73%	
	131,36%		123,60%		102,78%		80,75%	
Elasto-plastisch en plastisch	130,53%		121,79%		103,49%		81,21%	
	129,54%		120,15%		103,38%		81,83%	
	129,41%		119,30%		100,89%		82,94%	
	132,44%		121,48%		100,92%		85,89%	
	138,57%		126,89%		104,78%		91,55%	
	145,91%		133,05%		110,31%		98,56%	
	153,05%		139,54%		116,63%		106,10%	
	158,95%		145,06%		122,67%		113,33%	
	164,04%		149,60%		127,93%		119,82%	
	168,77%		153,76%		132,79%		125,86%	
	173,62%		158,12%		137,71%		131,85%	