

2017 • 2018
Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Vergelijkende studie tussen de krachten ten gevolge van wind en aardbevingen op gebouwen in België

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Ine Berben

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



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



2017 • 2018

Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Vergelijkende studie tussen de krachten ten gevolge van wind en aardbevingen op gebouwen in België

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

Prof. ir. Pieter BAEKELAND

Ine Berben

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



KU LEUVEN

WOORD VOORAF

Deze paper werd geschreven in het kader van de masteropleiding Industriële ingenieurswetenschappen bouwkunde aan de U Hasselt. Voor mijn masterproef heb ik gekozen voor een onderwerp gelinkt aan Eurocode 8: ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies. Desondanks een aardbeving een zeer gekend fenomeen is, wordt er niet verwacht dat constructies in België met dit fenomeen in aanmerking komen. Dat blijkt echter een foutieve redenering te zijn en door deze misvatting was mijn interesse direct gewekt. Ik wilde graag meer weten over het risico op aardbevingen in België en welke impact dit heeft op de constructie van gebouwen.

Deze scriptie is zeker niet door mij alleen tot stand gekomen. Mijn kennis van de berekening van aardbevings- en windbelastingen was zeer beperkt voor de aanvang van dit project. Met de hulp van mijn mentor Prof. dr. ir. Hervé Degée kreeg ik inzicht in de berekeningen en de correcte toepassing van de formules. Met betrekking tot de betontechnische toepassingen kreeg ik steeds advies van Prof. ir. Pieter Baekeland, die ook aan oorsprong staat van dit onderzoek. Verder wil ik ook graag alle professoren van de U Hasselt bedanken die mij doorheen de jaren kennis hebben bijgebracht en mijn probleemoplossend denken hebben gestimuleerd.

INHOUDSOPGAVE

Lijst van tabellen	5
Lijst van figuren	7
Lijst met gebruikte symbolen	11
Verklarende woordenlijst.....	13
Abstract.....	15
Abstract in English	17
1 Inleiding.....	19
1.1 Probleemstelling.....	19
1.2 Doelstelling en methode	19
2 Literatuurstudie.....	21
2.1 Kader van het onderzoek	21
2.1.1 Faalmodussen bij aardbevingen	21
2.1.2 Seismische codes in de wereld	22
2.1.3 Parameters van een aardbevingskracht.....	24
2.1.4 Windkracht op een gebouw	26
2.2 Relevante onderzoeken.....	27
2.2.1 Combinatie van windkracht en aardbevingskracht	27
2.2.2 Vergelijking tussen de wind- en aardbevingskracht	27
2.3 Seismologie in België	29
2.3.1 Platentektoniek.....	29
2.3.2 Aardbevingen in intercontinentale zones zoals België	30
3 Berekeningsprogramma	31
3.1 Structuren.....	31
3.1.1 Beton.....	32
3.1.2 Staal.....	32
3.2 Belastingen.....	33
3.2.1 Verticale belasting.....	33
3.2.2 Horizontale belasting: aardbeving.....	34
3.2.3 Horizontale belasting: wind.....	38
3.3 Berekeningen controleprogramma.....	39
3.3.1 Berekening van de windbelasting op de volledige structuur	39
3.3.2 Berekening van de windbelasting per kritisch element.....	40
3.3.3 Schatting van afmetingen van structuurelementen	42
3.3.4 Bepalen van de verticale belasting per kritisch element	45
3.3.5 Aardbevingsmassa	46
3.3.6 Berekening van de aardbevingsbelasting op de volledige structuur	48
3.3.7 Berekening van de aardbevingsbelasting per kritisch element.....	49

3.4	<i>Rekenvoorbeelden</i>	51
3.4.1	Gegevens	51
3.4.2	Rekenvoorbeeld 1: Betonnen raamwerk	52
3.4.3	Rekenvoorbeeld 2: Betonstructuur met stijve wanden	58
3.4.4	Rekenvoorbeeld 3: Stalen raamwerk.....	64
4	Parameterstudie	71
4.1	<i>Methode</i>	71
4.1.1	Parameterstudie deel 1: invloed parameters constructie	71
4.1.2	Parameterstudie deel 2: invloed van de omgevingsfactoren.....	75
4.2	<i>Resultaten</i>	77
4.2.1	Parameterstudie deel 1	77
4.2.2	Parameterstudie deel 2.....	77
4.3	<i>Discussie</i>	78
4.3.1	Parameterstudie deel 1	79
4.3.2	Parameterstudie deel 2.....	88
5	Besluit	91
	Literatuurlijst	93
	Lijst van bijlages	97

LIJST VAN TABELLEN

Tabel 1: Vergelijking parameters van een gewapend betonnen en stalen gebouw	22
Tabel 2: Vergelijking tussen het effect van wind of aardbevingen voor verschillende gebouwen met verschillende factoren.....	27
Tabel 3: Parameters gridstructuur	31
Tabel 4: Waarden van de belastingen van de materialen.....	33
Tabel 5: Veiligheidsfactoren	34
Tabel 6: Parameterwaarden voor het elastisch responspectrum type 2	36
Tabel 7: Belangrijkheidsklasse van gebouwen	37
Tabel 8: Terreincategorie en terreinparameter.....	38
Tabel 9: Aanbevolen waarden voor uitwendige drukcoëfficiënten voor verticale gevels van gebouwen met rechthoekige plattegrond	39
Tabel 10: Overzicht formules van de verdeling van de windbelasting	41
Tabel 11: Algemene berekening van de belasting van een middenkolom bij betonnen structuren....	43
Tabel 12: Algemene berekening van de belasting van een middenkolom bij stalen structuren	45
Tabel 13: Gegevens berekening aardbevingsmassa	47
Tabel 14: Overzicht gedragsfactoren	48
Tabel 15: Overzicht formules van de verdeling van de aardbevingsbelasting	50
Tabel 16: Gegevens toegepast in de rekenvoorbeelden.....	51
Tabel 17: Rekenvoorbeeld 1- windbelasting	52
Tabel 18: Rekenvoorbeeld 1-belasting kolom	54
Tabel 19: Rekenvoorbeeld 1- berekening aardbevingsmassa	56
Tabel 20: Rekenvoorbeeld 2- berekening aardbevingsmassa	60
Tabel 21: Rekenvoorbeeld 3- berekening aardbevingsmassa	66
Tabel 22: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 1-60 voor de parameterstudie reeks A.....	72
Tabel 23: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 61-75 voor de parameterstudie reeks A.....	73
Tabel 24: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constante breedte ...	74
Tabel 25: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constant oppervlak van het grondvlak.....	74
Tabel 26: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte.....	74
Tabel 27: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte.....	74
Tabel 28: Situaties bij onderzoek naar: invloed van de lengte van het raster	74
Tabel 29: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 1-32 voor de parameterstudie reeks C.....	75
Tabel 30: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 36x36m	76
Tabel 31: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 82x82m	76

LIJST VAN FIGUREN

Afbeeldingen

Afbeelding 1: Ontwerpprocedures voor gebouwen	24
Afbeelding 2: Indeling van onregelmatigheden	26
Afbeelding 3: Grafieken met de afschuifkrachten (links) en momenten (rechts) ten gevolge van wind of aardbeving i.f.v. het aantal verdiepingen	28
Afbeelding 4: Gelaagdheid van de aarde	29
Afbeelding 5: Lithosfeer opgedeeld in platen	29
Afbeelding 6: Seismische zonering van België.....	30
Afbeelding 7: Lijst met geregistreerde aardbevingen in België in een tijdsperiode 18/04/2018-29/05/2018.....	30
Afbeelding 8: Aanduiding van de parameters van een gridstructuur.....	31
Afbeelding 9: Weergave interpretatie LDC en MDC	35
Afbeelding 10: Kaart met seismische zones in België	35
Afbeelding 11: Grondtypes.....	36
Afbeelding 12: ANB: Basiswindsnelheden $v_{b,0}$ bepaald per gebied	38
Afbeelding 13: De verdeling van de windbelasting per element: een kolom (links); een stijve wand (midden); toren windverbanden (rechts).....	40
Afbeelding 14: De verdeling van de aardbevingsbelasting per element: een kolom (links); een stijve wand (midden); toren windverbanden (rechts)	50

Grafieken

Grafiek 1: Capaciteitscurve met Quadrants Method	23
Grafiek 2: De basis ontwerpversnelling van het responspectrum op een moedergesteente	24
Grafiek 3: De grondfactor G_s in functie van de trillingsperiode van het gebouw	24
Grafiek 4: Ontwerpversnelling van het responspectrum i.f.v. de trillingsperiode.....	24
Grafiek 5: De aardbevingsbeweging op een 9 verdiepen hoog betonnen gebouw	25
Grafiek 6: Algemene vorm van het elastisch responspectrum, waarbij het elastisch responspectrum in verhouding met de rekenwaarde van de grondversnelling voor grondtype A is weergegeven in functie van de trillingsperiode.....	36
Grafiek 7: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°).....	79
Grafiek 8: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°).....	80
Grafiek 9: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°).....	81
Grafiek 10: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°).....	82
Grafiek 11: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)	83
Grafiek 12: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°).....	84
Grafiek 13: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 0°) .	85
Grafiek 14: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$, 0°).....	85
Grafiek 15: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)	86
Grafiek 16: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)	87
Grafiek 17: (C) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)	88
Grafiek 18: (C) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m).....	89
Grafiek 19: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°).....	99
Grafiek 20: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	100
Grafiek 21: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	100

Grafiek 22: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	101
Grafiek 23: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	101
Grafiek 24: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	102
Grafiek 25: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	103
Grafiek 26: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	103
Grafiek 27: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	106
Grafiek 28: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	107
Grafiek 29: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	107
Grafiek 30: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	108
Grafiek 31: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	108
Grafiek 32: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	109
Grafiek 33: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)	110
Grafiek 34: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)	110
Grafiek 35: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)	112
Grafiek 36: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)	113
Grafiek 37: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)	113
Grafiek 38: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)	114
Grafiek 39: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)	114
Grafiek 40: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)	115
Grafiek 41: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)	116
Grafiek 42: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)	116
Grafiek 43: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 90°)	118
Grafiek 44: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 0°)	119
Grafiek 45: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 90°)	119
Grafiek 46: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 90°)	120
Grafiek 47: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 0°)	120
Grafiek 48: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 0°)	121
Grafiek 49: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 90°)	121
Grafiek 50: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 0°)	122
Grafiek 51: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$; 90°)	122
Grafiek 52: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 0°)	123
Grafiek 53: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8$; 90°)	123
Grafiek 54: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$, 90°)	124
Grafiek 55: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1$, 0°)	125

Grafiek 56: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 90^\circ$)	125
Grafiek 57: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8, 0^\circ$).....	126
Grafiek 58: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8, 90^\circ$).....	126
Grafiek 59: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8, 0^\circ$)	127
Grafiek 60: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=8, 90^\circ$).....	127
Grafiek 61: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)	130
Grafiek 62: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)	131
Grafiek 63: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)	131
Grafiek 64: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°).....	132
Grafiek 65: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°).....	132
Grafiek 66: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster ($nv=1, 90^\circ$).....	133
Grafiek 67: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°).....	134
Grafiek 68: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°).....	134
Grafiek 69: (C) Betonnen raamwerk; $\Delta M_{ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82m)	136
Grafiek 70: (C) Betonstructuur met stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)	137
Grafiek 71: (C) Betonstructuur met stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82m)	137
Grafiek 72: (C) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82)	138
Grafiek 73: Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{w,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36)	139
Grafiek 74: Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{w,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82)	139

LIJST MET GEBRUIKTE SYMBOLEN

Symbol	Betekenis	Paragraaf
α	Hoek tussen de horizontale as en het windverband in trek	3.3.2
ρ	Luchtdichtheid	3.3.1
$\psi_{E,i}$	Combinatiecoëfficiënt	3.2.1
A_c	Betonsectie	3.3.3
a_g	Rekenwaarde van de grondversnelling voor grondtype A	3.3.2
a_{gR}	Referentiewaarde van de maximale grondversnelling voor grondtype A	3.3.2
A_{ref}	Belast oppervlak	3.3.1
$A_{s,k}$	Staalsectie van een kolom	3.3.3
$A_{s,w}$	Staalsectie van een windverband	3.3.3
$c_0(z)$	Orografiefactor	3.3.1
c_{dir}	Windrichtingsfactor	3.3.1
c_{pe}	Uitwendige drukcoëfficiënt	3.3.1
$c_r(z)$	Ruwheidcoëfficiënt	3.3.1
c_{season}	Seizoensfactor	3.3.1
$c_s \cdot c_d$	Bouwwerkfactor	3.3.1
C_t	Factor die rekening houdt met de momentweerstandbiedendheid	3.3.6
d_d	Dikte van een dakplaat in een gebouw	3.1
d_v	Dikte van de vloerplaat in een gebouw	3.1
E_d	Ontwerpbelasting	3.2.1
F_w	Windkracht	3.3.1
f_y	Vloegrens van staal	3.3.3
$G_{x,x}$	Permanente belastingen	3.2.1
h_k	Hoogte van de kelder in een gebouw	3.1
h_v	Hoogte van de verdiepingen van een gebouw	3.1
I_v	Turbulentie-intensiteit	3.3.6
k_l	Turbulentiefactor	3.3.6
k_r	Terreinfactor afhankelijk van de ruwheidslengte z_0	3.3.1
l	Lengte van het raster van een gebouw	3.1
l_w	De lengte van een wand bij een betonstructuur met stijve wanden	3.3.3
l_{windv}	Lengte van een windverband	3.3.3
M	Moment	3.2
m	De massa van een gebouw	3.3.5
N	Normaalkracht	3.2
n_v	Het aantal verdiepingen van een gebouw	3.1
n_x	Het aantal rasters in de x-richting van een gebouw	3.1
n_y	Het aantal rasters in de y-richting van een gebouw	3.1
$Q_{x,x}$	Variabele belastingen	3.2.1
q_p	Extreme stuwdruk	3.3.1
S_d	Het ordinaat van het ontwerpspectrum	3.3.6
T	Trekkracht	3.2

Symbol	Betekenis	Paragraaf
T_1	Trillingsperiode	3.3.6
v_b	Basiswindsnelheid	3.3.1
$v_{b,0}$	Fundamentele waarde van de basiswindsnelheid	3.2.3
v_m	Gemiddelde windsnelheid	3.3.1
w_e	Uitwendige winddruk	3.3.1
z_0	Terreinparameter	3.3.1
z_H	Effectieve hoogte van een gebouw	3.3.1

Vaak terugkomende naamgeving:

$X_{w_e,ed}; X_{b_e,ek}$

w= windkracht

b= aardbevingskracht

e= kracht op een beschouwd element

ed= ontwerpwaarde

ek = karakteristieke waarde

VERKLARENDE WOORDENLIJST

Basiswindsnelheid v_b

De basiswindsnelheid v_b is gebaseerd op de fundamentele waarde van de basiswindsnelheid, rekening houdend met seizoenseffecten en de windrichting [1].

Bouwwerkfactor

De bouwwerkfactor is een combinatie van twee factoren waarvan de eerste factor het niet gelijktijdig optreden van extreme stuwdruk op een oppervlak in rekening brengt, namelijk c_s . De tweede factor c_d houdt rekening met trillingen van een constructie ten gevolge van turbulentie [1].

Fundamentele waarde van de basiswindsnelheid $v_{b,0}$

De fundamentele waarde van de basiswindsnelheid $v_{b,0}$ is de gemiddelde windsnelheid die over een periode van 10 minuten werd gemeten in een terrein op een hoogte van 10 m. De waarde heeft een overschrijdingskans van 0,02 en is onafhankelijk van de windrichting en hoogte-effecten [1].

Gedragsfactor

De gedragsfactor is een parameter die aangeeft in welke mate de structuur energie kan verdelen. Dit vermogen is afhankelijk van het materiaal en de opbouw van de structuur [2].

Grondtype

Er zijn verschillende grondsamenstellingen mogelijk. Omdat dit een impact heeft op de intensiteit van de belasting van een constructie ten gevolge van een aardbeving, wordt er een onderscheid gemaakt tussen de grondtypes A-E [2].

Ontwerpgrondversnelling

Dit is de versnelling die gebruikt wordt bij aardbevingsberekeningen en is gebaseerd op de piekgrondversnelling die gemeten is binnen een seismische zone in rotsachtige bodem [3].

Orografiefactor

De orografiefactor brengt het effect van heuvels en hellingen in rekening door de gemiddelde windsnelheid te vergroten [1].

Ruwheidfactor

De ruwheidfactor corrigeert de gemiddelde windsnelheid door rekening te houden met de effecten ten gevolge van de ruwheid van het grondgebied en het niveau ten opzichte van het maaiveld [1].

Seismische zone

Een zone die gekenmerkt wordt door een ontwerpgrondversnelling a_g [3].

ABSTRACT

België is gelegen in een aardbevingsgevoelig gebied waardoor constructies aardbevingskrachten kunnen ervaren. De vraag van Tractebel is om een procedure te ontwikkelen die in een voorontwerpfase aantoont of aardbevingsbelastingen op elementniveau maatgevender zijn dan windbelastingen.

Eerst werd een programma ontworpen die voor drie structuren (een betonnen raamwerk, een betonstructuur met stijve wanden en een stalen raamwerk) het effect van wind en aardbevingen op elementniveau analyseert. Daarbij werd er een parameterstudie uitgevoerd die de invloed van zowel interne als externe parameters van een gebouw bepaalt. De interne parameters zijn de lengte van het raster, het aantal verdiepingen van het gebouw, de verdiepingshoogte en de diepte/breedte-verhouding van een gebouw. Extern is de aardbevings- of windkracht afhankelijk van de windsnelheid, de seismische zone en de grondsamenstelling.

Vervolgens werd aangetoond dat de aardbevingsbelasting bijna altijd maatgevend is bij de dimensionering van constructies tot en met 8 verdiepingen. Onderzoek naar interne parameters toonde aan dat het belang toeneemt bij toenemende diepte van een gebouw, bij stijgende de diepte/breedte-verhouding en als de lengte van het raster vergroot. Ook werd besloten dat de impact van de windsnelheid kleiner is dan de impact van de seismische zone en het grondtype. Toch resulteert een kleinere windsnelheid in een groter belang van aardbevingsbestendigbouwen. Dit effect vergroot bij ongunstigere aardbevingsomstandigheden.

ABSTRACT IN ENGLISH

Wind and earthquakes are two effects that cause horizontal loads on a structure. Even in Belgium there is an earthquake risk because the country is positioned in an earthquake sensitive area. The company Tractebel demands for a procedure which is able to detect if the earthquake forces are more prevalent than wind forces, used in standard calculations, in a construction element.

Firstly, a program was designed to calculate the wind and earthquake forces for three types of structures: a concrete framework, a concrete structure with shear walls and a steel framework. Secondly, a parameter study verified the influence of multiple intern and extern parameters. The variable internal parameters are the following: the length of the grid, the number and height of storeys and the depth/width-proportion of a building. The basic wind speed, seismic zone and ground conditions are the external parameters.

The parameter study showed that earthquake forces are generally superior for buildings with maximum eight storeys. By varying the internal parameters, it became clear that the impact of an earthquake increases when the length of the grid, the depth of the building and the depth/width-proportion was larger. The impact decreases when the number of storeys and the height of a storey raised. By varying the external parameters, it can be concluded that the influence of wind speed is very little compared to the effect of the seismic zone and ground conditions. The importance of earthquake resistance increases when the windspeed is lowered.

1 Inleiding

Bij het ontwerp van een gebouw worden er verschillende statische belastingen in rekening gebracht zoals: het eigengewicht, de functionele variabele belastingen, de sneeuwbelasting en de windbelasting. Het WTCB bevestigt dat het in België ook van belang is dat er rekening gehouden wordt met de dynamische belastingen veroorzaakt door aardbevingen [4]. De intensiteit van een aardbeving in België is zwakker in vergelijking met andere landen, maar het effect kan eveneens verwoestend zijn [5]. Deze bevingen ontstaan door deformaties van de Euraziatische plaat. België is gesitueerd in de intracontinentale zone binnen deze plaat en is bijgevolg gevoelig voor de aardbevingen die ontstaan ten gevolge van vervormingen van de plaat [6].

1.1 PROBLEEMSTELLING

In Europa wordt er verwezen naar de Eurocodes als richtlijn voor het ontwerp van gebouwen. Eén van de 10 onderdelen is Eurocode 8 (EN 1998). Dit document bevat richtlijnen voor het ontwerp en de berekening van aardbevingsbestendige constructies [7]. De Nationale Bijlage van Eurocode 8 is pas uitgebracht in 2013. Vanaf toen kon er in België bij het ontwerp van constructies correct rekening gehouden worden met de mogelijke aardbevingsimpacten [8]. Er zijn nog veel bestaande constructies die niet getest zijn op de aardbevingsbestendigheid en kunnen tekortkomingen vertonen bij een aardbeving. Maar ook bij nieuwe gebouwen moet er worden gecontroleerd of zij weerstand bieden tegen de mogelijke aardbevingimpacten in België.

1.2 DOELSTELLING EN METHODE

Deze masterproef is uitgevoerd in samenwerking met Tractebel. Tractebel is een bedrijf dat over 33 landen verspreid is en meer dan 4000 werknemers tewerkstelt [9]. Ze zijn gespecialiseerd in onder andere nucleaire energie, hydropower, gassen, hernieuwbare energie [10]... Het is voornamelijk in het kader van infrastructuur, leefmilieu en onderzoek en techniek dat de masterproef gesitueerd is. Onder leiding van Prof. ir. Pieter Baekeland is er een onderzoek gestart naar de implementatie van Eurocode 8 op gebouwen in België. Zij, maar ook andere studiebureaus, vragen naar een procedure waarbij al in een voorontwerpfase kan bepaald worden in welke mate het effect van een aardbeving op een gebouw van belang zal zijn. De procedure bevat de vergelijking van het effect van wind en een aardbeving op lokaal niveau voor drie structuren: een betonnen raamwerk, een betonstructuur met stijve wanden en een stalen raamwerk. Bij standaard ontwerpprocedures van deze gebouwen, wordt enkel de windkracht (berekend volgens Eurocode 1) in rekening gebracht als horizontale belasting. Door te verifiëren of de aardbevingsbelasting op lokaal niveau groter of kleiner is, kan besloten worden of de standaardprocedure al dan niet voldoet. Indien dit niet het geval is, moet Eurocode 8 worden toegepast bij de dimensionering van het gebouw.

Ook zal er een onderzoek worden gedaan naar het effect van verschillende parameters gelinkt aan de ontwerpomstandigheden. De interne variabele parameters zijn: de lengte van het raster, het aantal verdiepingen, de verdiepingshoogte en de diepte/breedte-verhouding van een gebouw. Extern wordt de aardbevings- en windkracht bepaald door de windsnelheid, de seismische zone en de grondsamenstelling. Door de waarde van deze parameters te variëren, kan worden nagegaan of er een effect is op de aardbevingsbelasting of de windbelasting. Deze resultaten kunnen een invloed hebben op ontwerpkeuzes bij de dimensionering van een gebouw.

2 LITERATUURSTUDIE

2.1 KADER VAN HET ONDERZOEK

2.1.1 Faalmodussen bij aardbevingen

Om aardbevingsbestendig te kunnen dimensioneren is het van belang om te weten welke faalmodussen gebouwen vertonen gedurende een aardbeving. Volgens Yuji Ishiyama [11] zijn er twee mogelijkheden op falen: het falen van het gelijkvloers of een middenverdiep. Aangezien elk verdiep meertit met de aardbeving, ontstaat er een aardbevingskracht op de constructie. Deze seismische afschuifkrachten worden verdieping per verdieping overgedragen, waarbij de onderste verdieping de som van alle krachten moet opvangen en faalt als de weerstand onvoldoende groot is. Indien de seismische krachtenverdeling naar lager gelegen verdiepingen niet correct verloopt, kan het zijn dat een middenverdiep instort in plaats van het gelijkvloers. Maar volgens het WTA Nederland-Vlaanderen [12] worden deze twee faalmodussen nog aangevuld met 'high risk building elements', oftewel het gevaar voor afvallende gebouwelementen. Dit splitst zich op in vier risico's: gevaar voor instorten, gevaar voor vallende elementen, gevaar voor zware gevelpanelen en gevaar voor glasvlakken.

Een belangrijke maatgevende factor voor falen is het materiaalgebruik. Er zijn verschillende onderzoekers die de impact van een aardbeving bij betonnen, houten, stalen of gebouwen in metselwerk hebben onderzocht. Shunsuke Otani [13] beweert dat er aan gewapende betonnen gebouwen het minste schade was na de aardbeving in 1906 in San Francisco en de aardbeving in Kanto (Tokyo) in 1923. Uit zijn onderzoek blijkt dat 80% van de gewapende betonnen gebouwen geen tot zeer weinig schade hadden, desondanks ze niet specifiek aardbevingsbestendig ontworpen waren. Het falen van de constructie was vooral te wijten aan gemetste binnenmuren, weinig dragende muren, geringe wapening, slechte balk-kolom verbindingen, een onregelmatige vorm en slechte fundering. Het feit dat bakstenen muren minder aardbevingsbestendig zijn, wordt bevestigd door Yuji Ishiyama [11] en WTA Nederland-Vlaanderen [12]. Het is namelijk zo dat metselwerk een stijf materiaal is met beperkte vervormingscapaciteit. Bij een opgelegde vervorming door een aardbevingskracht is de weerstand van het metselwerk zeer groot door gebrek aan ductiliteit. Hierdoor ontstaan er krachten in het materiaal die de constructie doen falen [12].

Tot slot hebben Amit Singh en Himank Ghulyani [14] een onderzoek gedaan naar de seismische respons van een gewapend betonnen gebouw en een stalen gebouw met behulp van een ETABS-software. De eigenschappen van de verschillende materialen zijn weergegeven in Tabel 1. Hieruit kan worden vastgesteld dat de afschuifkracht in stalen gebouwen altijd kleiner is en dat een *infill wall* een betonnen gebouw versterkt.

Tabel 1: Vergelijking parameters van een gewapend betonnen en stalen gebouw [14] pg 264

Comparison of buildings when infill wall is considered in analysis		
Parameter	RCC	Steel
Seismic weight	More	Less
Storey shear	More	Less
Storey displacement	More	Less
Storey drift	More	Less
Storey stiffness	More	Less
Comparison of buildings when infill wall is not considered in analysis		
Parameter	RCC	Steel
Seismic weight	More	Less
Storey shear	More	Less
Storey displacement	Less	More
Storey drift	Less	More
Storey stiffness	Less	More

2.1.2 Seismische codes in de wereld

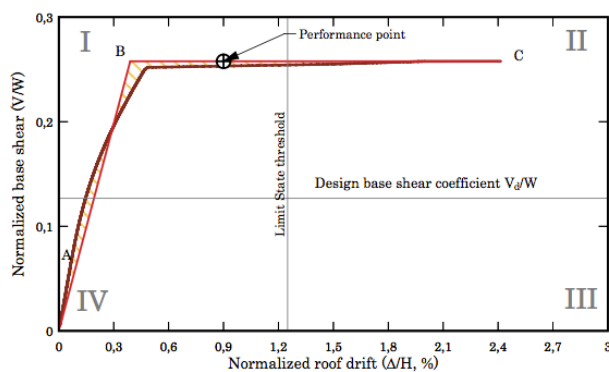
Drie belangrijke seismische procedures worden aangehaald door Yuji Ishiyama [11], namelijk de ISO 3010 –‘Seismic Actions on Structures’. Deze kan toegepast worden op gebouwen over heel de wereld. Ten tweede de International Building Code (IBC) of U.S.A. die in Amerika wordt toegepast. Als laatst Eurocode 8 [15] die in Europa geldt als standaard norm en die door het WTCB [5] wordt aangewezen om toe te passen bij het dimensioneren van gebouwen in België, die onderhevig kunnen zijn aan een seismische belasting. Aardbevingsbestendig bouwen is volgens het WTCB enkel noodzakelijk indien het product van de volgende factoren groter is dan de grondversnelling [5]: de factoren die de invloed weergeven van de referentiegrondversnelling, het type ondergrond en de belangrijkheidsklasse van het gebouw. Dit staat ook vermeld in de publicatie in Beton 232, een tijdschrift uitgebracht door Febe [16]. Volgens deze publicatie zijn enkel de primaire elementen in een gebouw onderworpen aan Eurocode 8. De reden hiervoor is dat enkel deze elementen specifiek een bijdrage leveren voor seismische weerstand. Secundaire elementen worden enkel gedimensioneerd zodat ze de bewegingen van primaire elementen kunnen volgen. Dit wordt bevestigd in Eurocode 8 [15], maar deze voegt nog extra vereisten toe met betrekking tot het conceptueel ontwerp. Een structuur moet voldoen aan [15]:

- Constructieve eenvoud waardoor een duidelijke krachtsoverdracht kan plaatsvinden;
- Uniformiteit, symmetrie en statisch onbepaaldheid;
- Bi-directionele weerstand en stijfheid;
- Torsieweerstand en stijfheid;
- Schijfwerking op het niveau van de verdieping;
- Geschikte fundering.

Volgens R.H.G. Roijackers en R.H.J. Bruins [17] zijn er vier methodes om seismische berekeningen uit te voeren. Namelijk twee lineaire methodes: de zijdelinkse oftewel laterale belastingsmethode en de modiale responsberekening. Daarbij zijn er ook twee niet-lineaire methodes zoals de niet-lineaire statische (push-over) berekening en de niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekening. Dit wordt bevestigd door Eurocode 8, maar S. Boopathi Raja en V. Preetha [18] vullen dit nog aan met een vijfde analyse, namelijk de lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekening. In het artikel in Beton 232 staat vermeld dat men gebruik kan maken van de equivalente laterale kracht methode, indien er wordt aangenomen dat de constructie een lage ductiliteitsklasse heeft en de gedragsfactor q 1,5 is. Deze methode is gebaseerd op de verplaatsing weergegeven in het respons spectrum. Ook de multi-modale respons analyse die in het programma PowerFrame [19] wordt gebruikt,

is gebaseerd op het seismisch ontwerpcentrum. Dit omschrijft de uniforme verplaatsing aan de basis van de constructie en omvat gegevens zoals de eigenschappen van de ondergrond, de gedragfactor q en de eigentrillingsperiodes.

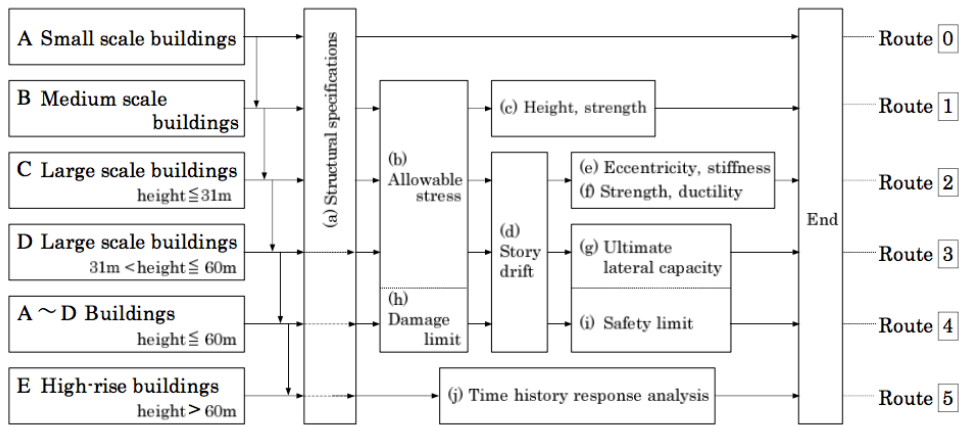
Met behulp van de *Quadrants Method*, is het volgens J.C. Vielma et al. [20] mogelijk om de resultaten van de niet-lineaire statische berekening te implementeren in een grafiek. Deze grafiek geeft de verhouding van de afschuifkracht en de totale seismische belasting weer in functie van de procentuele verplaatsing zoals in Grafiek 1 [21]. Hierop is het assenkruis van de Quadrants Method toegevoegd. Door te bepalen waar het seismische punt van presteren gelegen is, kunnen er maatregelen worden getroffen met betrekking tot het verbeteren van de seismische weerstand.



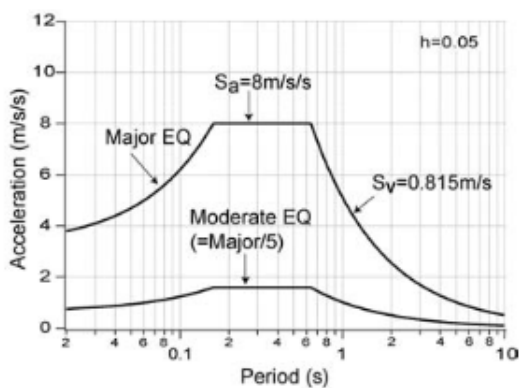
Grafiek 1: Capaciteitscurve met Quadrants Method [20] pg 3

Buiten de voorgaande drie normen, bestaat er ook een seismische code voor gebouwen in Japan. In plaats van vier mogelijke procedures, zoals in Eurocode 8 zijn vermeld, wordt het seismisch ontwerp van een gebouw in Japan bepaald afhankelijk van de hoogte van het gebouw. De hoogte bepaalt welke berekeningsmethode met welbepaalde parameters noodzakelijk zijn, zoals weergegeven in Afbeelding 1. Deze parameters zijn: de toelaatbare spanningen, hoogte, sterkte, stijfheid, excentriciteit, ductiliteit, schadebeperking, veiligheid... Daarbij verschilt de Japanse seismische procedure [22] ook op vlak van het bepalen van de basis ontwerpversnelling van het responspectrum. De eerste benadering van de grondversnelling is gebaseerd op een ondergrond *bedrock*, zoals in Grafiek 2. Kenmerkend aan deze ondergrond is dat de snelheid van de S-golf minimum 400m/s is. Vervolgens wordt er rekening gehouden met de lagen van de ondergrond van het gebouw met Formule (2.1.1), waarbij $S_a(T)$ de ontwerpversnelling van het responspectrum op de ondergrond is. Z houdt rekening met de seismische zone en G_s is de factor die de ondergrond in rekening brengt. Deze term is afhankelijk van de periode T van het gebouw, zoals zichtbaar in Grafiek 3. Dit resulteert in een uiteindelijke waarde voor de ontwerpversnelling van het responspectrum op de ondergrond zoals in Grafiek 4.

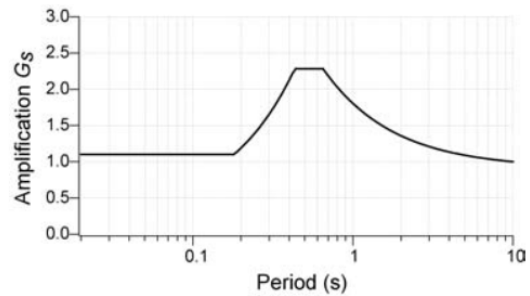
$$S_a(T) = G_s(T) * Z * S_0(T) \quad (2.1.1)$$



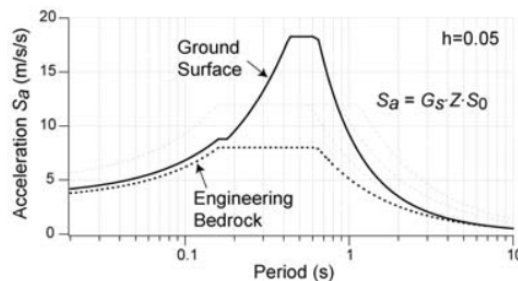
Afbeelding 1: Ontwerprocedures voor gebouwen [11] pg 23



Grafiek 2: De basis ontwerpversnelling van het responspectrum op een moedergesteente [22]



Grafiek 3: De grondfactor Gs in functie van de trillingsperiode van het gebouw [22]



Grafiek 4: Ontwerpversnelling van het responspectrum i.f.v. de trillingsperiode [22]

Aangezien aardbevingsbestendig bouwen niet louter een technisch probleem maar ook een architecturaal probleem is, is het van belang dat ook architecten hiervan op de hoogte zijn. Volgens Hugo Giuliani [23] bestaat er een 'Earthquake Resistant Architecture'-theorie. Deze helpt architecten een systematische studie en methodologie toe te passen op het ontwerp in een seismische zone. De reden voor deze ontwikkeling is dat door het omzetten van architectuurplannen naar een technisch ontwerp de seismische weerstand van een gebouw daalt.

2.1.3 Parameters van een aardbevingskracht

Volgens de afdeling Seismologie van de Koninklijke Sterrenwacht van België [24] is de seismische gevarenkans de kans op een aardbeving van bepaalde grootteorde en de kans op een bepaalde grondversnelling. Waarbij de grondversnelling afhankelijk is van de magnitude van de aardbeving en de afstand tot het aardbevingscentrum. De procedure om de seismische gevarenkans te bepalen, bestaat uit drie stappen: de seismische bronzone bepalen, de seismische activiteit bepalen en het

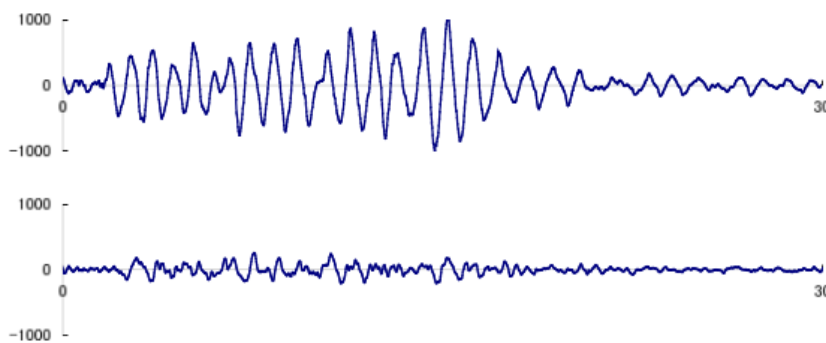
grondbewegingsmodel in rekening brengen. Het resultaat wordt weergegeven in functie van de piekgrondversnelling [25] en berekend op nationaal niveau, rekening houdend met een overschrijdingsperiode van 475 jaar. Deze piekgrondversnelling kan volgens Hong Xiao-jian en Gu Ming [26] op twee manieren berekend worden. In eerste instantie de seismografische methode waarin het aardbevingsmechanisme, de vervormingen en het fysische proces van belang is [27]. Maar ook de ingenieursmethode die rekening houdt met de lokale seismische data uit de geschiedenis, het epicentrum en de afstand tussen epicentrum en de locatie.

Een andere parameter die invloed heeft op de aardbevingskracht is de natuurlijke trillingsperiode. Indien een gebouw een aardbevingskracht ondergaat begint de constructie te trillen met een bepaalde versnelling. Indien de versnelling wordt uitgeschreven in functie van de tijd, zoals in Grafiek 5, zijn er pieken in de versnelling zichtbaar. De natuurlijke periode is de tijdspanne tussen twee pieken. Volgens Yuji Ishiyama [11] is de natuurlijke periode ongeveer evenredig aan het aantal verdiepingen, zoals in Formule (2.1.2). Maar een nauwkeurigere benadering is weergegeven in de Japanse code (Building Standard Law of Japan), zie Formule (2.1.3) en (2.1.4):

$$T = 0,1 n \quad (2.1.2)$$

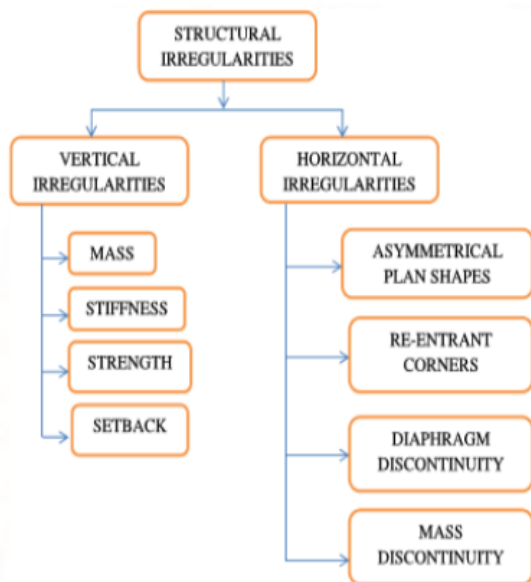
$$T = 0.02 \text{ h: voor gewapend betonnen gebouwen} \quad (2.1.3)$$

$$T = 0.03 \text{ h: voor houten gebouwen} \quad (2.1.4)$$



Grafiek 5: De aardbevingsbeweging op een 9 verdiepen hoog betonnen gebouw

Ook de dimensies van een gebouw bepalen de grootteorde van de schade volgens S. Boopathi Raja en V. Preetha [18]. Een gebouw met een regelmatige vorm, gelijkmatig verdeelde massa en stijfheid heeft minder kans op schade dan een gebouw met onregelmatigheden. Maar ook andere parameters zoals de hoogte en diepte zijn van belang, zoals weergegeven in Afbeelding 2. Dit wordt bevestigd door Snehal S Et al. [28] die onderzoek hebben gedaan naar de impact van onregelmatigheden bij gewapend betonnen gebouwen. De kracht en de verplaatsing waarbij de vloeigrens wordt bereikt, is hoger voor regelmatige gebouwen dus de weerstand van een regelmatig gebouw is hoger dan een onregelmatig gebouw.



Afbeelding 2: Indeling van onregelmatigheden [18] pg 766

2.1.4 Windkracht op een gebouw

Naast de aardbevingskracht is het van belang om rekening houden met de windkracht die op een gebouw kan inwerken. Het meest voordelige is om beide krachten zoveel mogelijk te reduceren. Daarom hebben Reeti Sarkar, Ranjit Patil en Kalyana Rama J. S. [29], een onderzoek gedaan naar parameters die zowel een invloed hebben op de windkracht als op de aardbevingskracht. In eerste instantie werden volgende maatregelen gevonden om de windkracht te verminderen:

- Opteren voor een minder veelhoekige vorm of de hoeken afronden;
- Kegelvormig bouwen of een stapsgewijze reductie in diepte of breedte voorzien;
- Opteren voor een spiraalvormige gevel.

Indien dit onderzoek werd vergeleken met de parameterstudie van de aardbevingskracht, kwamen ze tot de conclusie dat een circulaire vorm voor beide grootheden de beste geometrie heeft. Een cirkelvormig gebouw is aërodynamischer en het stijfheidscentrum valt er samen met het zwaartepunt waardoor er geen torsie kan optreden.

2.2 RELEVANTE ONDERZOEKEN

2.2.1 Combinatie van windkracht en aardbevingskracht

Volgens P. Martinez-Vazquez [30] is het van belang om rekening te houden met het gelijktijdig optreden van zowel wind- als aardbevingskrachten op een gebouw. Hij vermeldt dat de kans op deze combinatie klein is, maar dat er gedurende de naschokken van een aardbeving kans is op hoge windsnelheden.

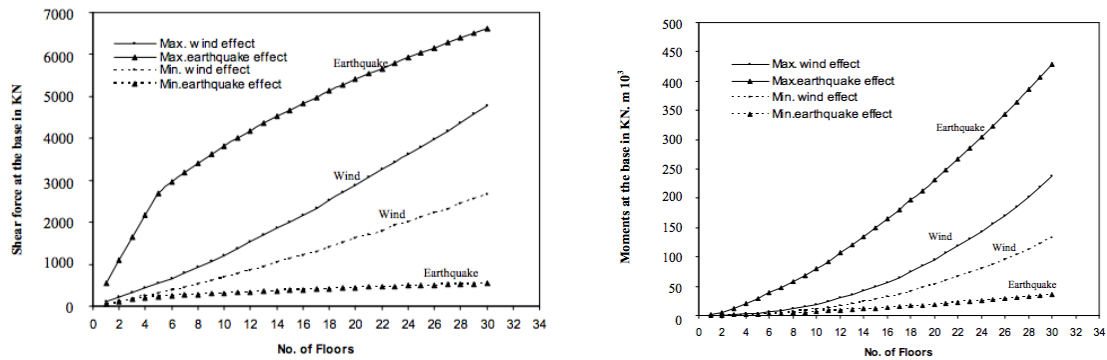
Hij heeft onderzoek gedaan naar de verhouding voor de aardbevings- en windkracht voor constructies en leidde hieruit af dat de verhouding afhankelijk is van de dimensies van het gebouw en de windsnelheid. Volgens zijn onderzoek moeten de verminderingfactoren van de sterkte worden verlaagd en de ductiliteit van het gebouw worden verhoogd afhankelijk van de windsnelheid.

2.2.2 Vergelijking tussen de wind- en aardbevingskracht

Khaled M. Heiza en Magdy A. Tayel hebben onderzoek gedaan naar het effect van wind en aardbevingen op hoogbouw [31]. Beide belastingen werden bepaald volgens de Egyptian Code 1993 and 2003 voor een gebouw met 30 verschillende gebouwhoogtes. Zowel de afschuifkracht aan de basis van het gebouw in de x- en y-richting als het moment werd berekend voor twee situaties. Door het gebruik van verschillende waarden van bepaalde vaste parameters (zie Tabel 2) wordt de maximale of minimale belasting berekend. Dit leidt tot verschillende conclusies zoals zichtbaar in Afbeelding 3. Voor zowel de afschuifkrachten als de momenten in beide richtingen geldt dat de windbelasting steeds dominant is indien de minimale belastingen worden vergeleken. Ook blijkt dat de aardbevingsbelasting dominant is voor lage gebouwen, maar dat het belang van wind toeneemt als het aantal verdiepingen verhoogd. Bij de vergelijking van de maximale waarden van de belasting is de impact van aardbevingen steeds dominant. Het verschil tussen beide belastingen neemt opnieuw af als het aantal verdiepingen vergroot.

Tabel 2: Vergelijking tussen het effect van wind of aardbevingen voor verschillende gebouwen met verschillende factoren [31] pg 394

Factor	Case 1: Minimum effect	Case 2: Maximum effect
Intensity of wind pressure	0.50 kN/m ²	0.90 kN/m ²
Zone factor = (Zone N)	0.1= (Zone 1)	0.3= (Zone 3)
Structural system factor	0.67	1.33
Importance factor I	1.0	1.25
Soil factor	1.0	1.30



Afbeelding 3: Grafieken met de afschuifkrachten (links) en momenten (rechts) ten gevolge van wind of aardbeving i.f.v. het aantal verdiepingen [31] pg 401-402

Het effect van de hoogte van het gebouw op de verhouding van de wind- en aardbevingsbelastingen wordt bevestigd door K. Shashidhar. Zijn berekeningen van de aardbevingsbelastingen zijn gebaseerd op de Indian Standard norm IS 1893:2002 en de resultaten bij meerdere aardbevingszones worden bepaald. Voor windbelastingen werd IS 875:1987 gebruikt en ook hier worden verschillende windsnelheden beschouwd om de berekening uit te voeren. Voor een gewapend betonnen gebouw met een vierkantig grondplan wordt de laterale verplaatsing en de afschuiving van de verdiepingen geanalyseerd. Bij een laag gebouw (15m hoog) zijn de afschuifkrachten of verplaatsingen ten gevolge van een aardbeving groter dan wind. Bij hoge gebouwen (36m hoog) is er zeer weinig verschil tussen de afschuifkracht of verplaatsingen ten gevolge van wind of van een aardbeving bij de combinatie van bepaalde windsnelheden of zones [32].

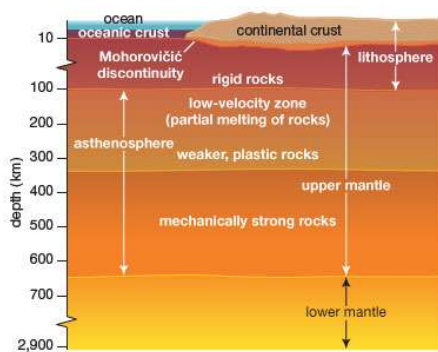
Tot slot wordt deze theorie ook bevestigd door Suchita Hirde en Mr. Vinay Magadum [33]. Zij hebben onderzoek gedaan naar de invloed van de gebouwhoogte bij 5,10, 15 en 20 verdiepingen op het verschil tussen de windlast en de aardbevingsbelasting. Ook hier zijn de berekeningen gebaseerd op de Indian codes, maar de externe parameters zijn vaste waarden: seismische zone V en windzone VI. Bij hoge gebouwen is de windkracht dominantanter dan de aardbevingskracht. Hun verklaring hiervoor is dat een hoog gebouw betere mogelijkheid heeft om energie te verdelen over de constructie.

2.3 SEISMOLOGIE IN BELGIË

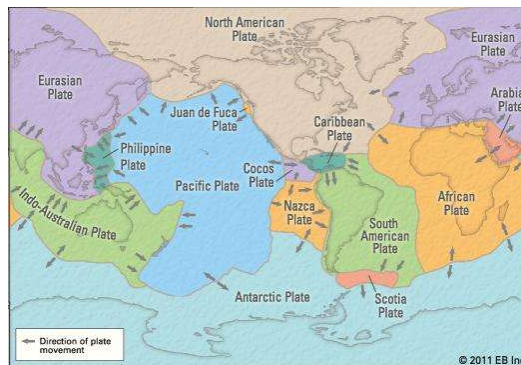
Bij het ontwerp van een gebouw wordt er in eerste instantie rekening gehouden met de mogelijke statische belastingen zoals: het eigengewicht, de kenmerkende variabele belasting, de sneeuwbelasting en de windbelasting. Het WTCB bevestigt dat het in België ook van belang is dat er rekening gehouden wordt met de dynamische belastingen veroorzaakt door een aardbeving [4]. De intensiteit van aardbevingen in België is zwakker dan in andere landen, maar het effect kan eveneens verwoestend zijn [5]. Volgens de Koninklijke Sterrenwacht van België is de reden hiervoor dat België gesitueerd is in een intercontractuele zone in de Euraziatische plaat, waar deformatie kan optreden [6]. De onderzoeksgroep van deze organisatie heeft doorheen de tijd lijsten opgesteld met aardbevingen die in België voelbaar zijn geweest. Deze gegevens gaan terug tot in 782, de aardbeving in Wissembourg. Door het verzamelen van deze informatie is er een Aardbevingscatalogus opgesteld voor Vlaanderen, met aardbevingen vanaf 1350 tot en met 2008. Volgens de Koninklijke Sterrenwacht van België hebben er in deze periode 1827 aardbevingen plaatsgevonden [34].

2.3.1 Platentektoniek

Platentektoniek is een theorie die de beweging van de uiterste schil van de aarde omschrijft. Zoals Afbeelding 4 aantoont bestaat de mantel van de aarde uit verschillende lagen. De uiterste schil is de lithosfeer, die de continentale en oceanische korst omvat. Het is een zeer vaste en stijve schil die verdeeld is in meerdere platen, zoals in Afbeelding 5. Door de geringe hechting tussen de lithosfeer en de lagergelegen schil, de asthenosfeer, kunnen de platen ten opzichte van elkaar bewegen [35]. Deze convergerende, divergerende of afschuivende beweging veroorzaakt spanningen aan de plaatranden. Bij te hoge waarden, wordt de wrijving op de plaatranden overschreden en treedt er een breuk op. De positie van de breuk is het hypocentrum. De energie die gedurende dit proces verzameld werd, wordt vrijgegeven in het aardoppervlak onder de vorm van seismische golven [36], die trillingen in de grond doen ontstaan. De positie op het aardoppervlak waar de vrijgekomen energie maximaal is, is het epicentrum.



Afbeelding 4: Gelaagtheid van de aarde [35]

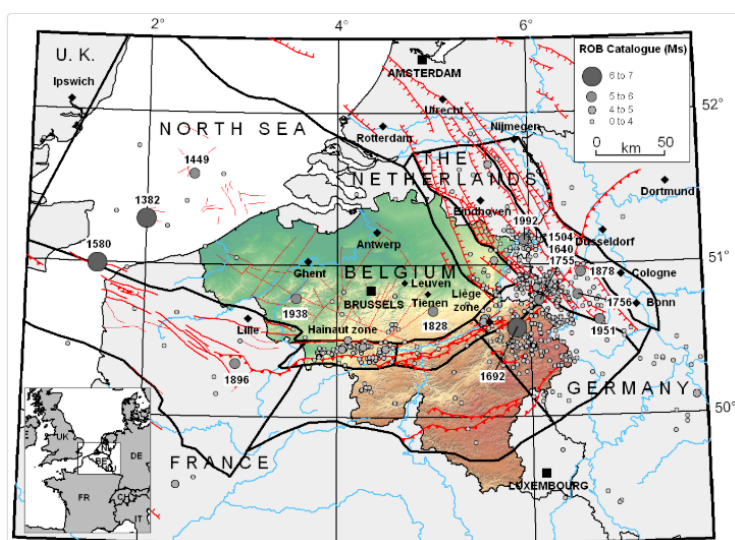


Afbeelding 5: Lithosfeer opgedeeld in platen [35]

Op basis van de plaats van de voortplanting van de golf, wordt er een onderscheid gemaakt tussen twee types van golven. Het eerste type golf plant zich voor in dieper gelegen schillen van de aarde. De primaire golf, P-golf, is een longitudinale drukgolf en heeft een hogere voortplantingssnelheid dan de transversale secundaire golf, de S-golf. Het andere type golf wordt oppervlaktegolven genoemd [37], waarbij een verdere opdeling mogelijk is tot de *Love* en *Rayleigh* golven [38].

2.3.2 Aardbevingen in intercontinentale zones zoals België

Aardbevingen komen vaak voor aan de randen van platen in de lithosfeer, maar ook intraplaat aardbevingen zijn een bekend fenomeen. De tektonische platen zijn niet stijf en doordat de platen ten opzichte van elkaar bewegen, zullen de spanningen aan de plaatranden binnen de plaat voor deformaties zorgen. In Noordwest-Europa bewegen de Noord-Amerikaanse plaat en de Euraziatische plaat uit elkaar en botsen de Euraziatische plaat en de Afrikaanse plaat. Door deze bewegingen ontstaan spanningen. Op basis van de seismische activiteit en kleinere breukzones wordt België in acht seismotektonische zones verdeeld zoals in Afbeelding 6 [39].



Afbeelding 6: Seismische zonering van België [39]

De seismische activiteit in België wordt gemeten via een seismisch netwerk dat bestaat uit accelerometers en seismometers. Het seismometernetwerk meet de grondtrillingen al vanaf een zeer laag niveau. Het accelerometernetwerk registreert enkel hevige grondbevingen met een magnitude groter dan 3,5. Aan de hand van deze meettoestellen worden bevingen continu geregistreerd. De Koninklijke Sterrenwacht van België verzamelt deze gegevens en stelt deze ter beschikking. In Afbeelding 7 worden aardbevingen weergegeven die tussen 18/04/2018-29/05/2018 werden geregistreerd in België [40].

Datum en tijdstip U.T.	Coördinaten van het epicentrum			Z	M _L	IMax	Regio	
	Lat.	Long.						
2018-05-25 22:43:27	51.175	5.687		16.6	3.1	N/A	KINROOI (BE)	
2018-05-25 22:42:12	51.100	5.680		15.0	1.0	N/A	KINROOI (BE)	
2018-05-14 23:10:35	50.617	7.039		14.9	1.2	N/A	MECKENHEIM (DE)	
2018-05-13 15:23:46	50.314	6.410		21.0	1.0	N/A	AUW BEI PRUM (DE)	
2018-05-13 12:06:58	50.302	6.376		21.5	1.3	N/A	ROTH BEI PRUM (DE)	
2018-05-03 18:23:27	50.489	5.896		17.7	0.7	N/A	SPA (BE)	
2018-04-28 22:16:42	51.034	5.816		15.5	1.0	N/A	SITTARD-GELEEN (NL)	
2018-04-23 23:52:04	50.675	6.354		7.1	-0.1	N/A	HURTGENWALD (DE)	
2018-04-21 11:47:47	50.860	6.531		16.5	2.7	N/A	DUEREN (DE)	
2018-04-18 09:17:59	50.828	6.590		13.8	0.9	N/A	GOLZHEIM (DE)	

Afbeelding 7: Lijst met geregistreerde aardbevingen in België in een tijdsperiode 18/04/2018-29/05/2018 [40]

3 BEREKENINGSPROGRAMMA

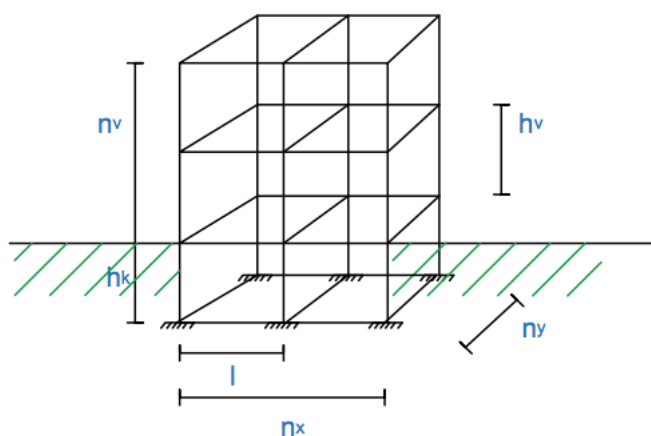
Om te controleren of een ontwerp aardbevingsbestendig is, wordt er een programma uitgeschreven in Microsoft Excel. Eerst en vooral worden de structuren besproken die met het programma geanalyseerd kunnen worden. Vervolgens wordt er een algemene uitleg gegeven over de wind- en aardbevingsbelasting met hun verschillende parameters. Tenslotte worden de verschillende berekeningen, die het programma uitvoert, besproken en wordt er voor elke structuur een voorbeeld uitgewerkt.

3.1 STRUCTUREN

De structuren die in kader van dit onderzoek kunnen worden berekend, hebben een analoge opbouw. Alle structuren zijn opgebouwd met een gridstructuur in het grondplan. Elke hoek van een grid is voorzien van een kolom en draagt een vloerplaat. De parameters die kenmerkend zijn voor het grid, worden weergegeven in Tabel 3 en kunnen door de ontwerper worden ingegeven. Eerst en vooral moet de afmeting van een grid worden bepaald: de lengte van een zijde van een grid (l) en de hoogte van een grid (h_v voor de verdiepingen en h_k voor het kelderniveau). Daarbij wordt het aantal rasters bepaald door de parameters n_x , n_y en n_v zoals weergegeven in Afbeelding 8. De structuur kan worden opgebouwd uit staal of beton. De detaillering van deze structuren wordt verder besproken in dit onderdeel.

Tabel 3: Parameters gridstructuur

Term	Aanvulling	Eenheid
Aantal in de x-richting	n_x	st.
Aantal in de y-richting	n_y	st.
Lengte	l	m
Aantal verdiepingen	n_v	st.
Hoogte verdiep	h_v	m
Hoogte kelder	h_k	m
Dikte vloerplaat	d_v	m
Dikte dakplaat	d_d	m



Afbeelding 8: Aanduiding van de parameters van een gridstructuur

3.1.1 Beton

Indien de structuur is opgebouwd uit beton, kan er een onderscheid gemaakt worden tussen een raamwerk of een structuur met een stijve wanden. De keuze is van belang voor de berekening van de grootte van de aardbevingsbelasting en heeft een impact op de verdeling van zowel de wind- als de aardbevingskracht. Indien aardbevingsbelastingen inwerken op een raamwerk, wordt er aangenomen dat de vloeren op ieder niveau een stijve schijf vormen. Elke schijf zal zich als een geheel verplaatsen ten gevolge van de horizontale belastingen. Dit heeft als gevolg dat alle kolommen eenzelfde verplaatsing ondergaan en dus de krachten gelijkmatig over de kolommen worden verdeeld. Dit is niet het geval bij windbelastingen. De windkracht zal evenredig met het belaste oppervlakte van de gevel verdeeld worden over de kolommen in de gevel. De belasting op de kolom in de gevel wordt evenredig verdeeld over alle achterliggende kolommen.

Deze krachtsverdeling is verschillend voor een betonstructuur met stijve wanden. In dit geval wordt er aangenomen dat deze wanden de enige elementen zijn die geactiveerd worden t.g.v. de horizontale belastingen. De krachten worden bijgevolg evenredig verdeeld over het aantal stijve wanden.

Als de stijve wanden buiten beschouwing worden gelaten, hebben beide structuren een analoge opbouw. De vloerplaten dragen rechtstreeks af op de kolommen en de verbindingen zijn scharnierend. Enkel de voet van de kolom of wand wordt als een ingeklemming beschouwd. Dit is van belang bij de analyse van de belastingen. Door een scharnierende opleg van de vloerplaten, zullen er geen momenten ontstaan in de verbinding. Hierdoor wordt het volledige moment overgedragen naar de voet van de kolom of wand. Bij een betonnen raamwerk wordt de kolom gecontroleerd op een combinatie van een buigmoment en een normaalkracht. De normaalkracht heeft bijgevolg een positief effect. Bij een betonstructuur met stijve wanden wordt deze belastingcombinatie gecontroleerd in de inklemming van de wand.

3.1.2 Staal

Een stalen structuur kan enkel berekend worden als dit een raamwerk is. Er wordt verder geen onderscheid gemaakt tussen verschillende structuren. Enkel de berekening van de massa is afhankelijk van het aantal verdiepingen van de constructie. Indien het gebouw slechts één verdieping bevat, wordt er gekozen voor een stalen dakstructuur. In alle andere gevallen wordt er gekozen voor een betonnen dakstructuur. De opbouw van de verdiepingen is analoog voor beide situaties: kolommen zijn uit staal en de vloeren zijn opgebouwd uit beton. Ook hier zijn de verbindingen scharnierend, enkel de kolomvoet is ingeklemd. Voor elke structuur kan de gebruiker ook aangeven of er al dan niet windverbanden worden voorzien. Belangrijk hierbij is om te vermelden dat er steeds sprake is van symmetrie tussen de gevels en de windverbanden worden op elke verdieping geplaatst.

3.2 BELASTINGEN

3.2.1 Verticale belasting

Seismische massa

De belasting ten gevolge van een aardbeving is afhankelijk van de massa van de bovenbouw en wordt berekend volgens Eurocode NBN EN 1998-1. De berekening volgt Formule (3.2.1), waarbij $\sum G_{k,j}$ de som is van alle permanente belastingen en $\sum \psi_{E,i} * Q_{k,i}$ de som weergeeft van de variabele belastingen, rekening houdend met de combinatiecoëfficiënt $\psi_{E,i}$ uit Formule (3.2.2). φ heeft een waarde van 0,3 voor kantoren en ψ_{2i} is gerelateerd aan de gebruiksklasse. Voor de variabele belasting van kantoren wordt gerekend met een waarde van 3,0 kN/m² en de combinatiewaarde is 0,7. Voor het dak wordt er aangenomen dat deze niet toegankelijk is, dit heeft als gevolg dat de belasting 0,8 kN/m² is en de combinatiewaarde 0. De variabele belastingen van het dak worden bijgevolg niet in rekening gebracht. De belastingen die bij de berekening in rekening worden gebracht, worden weergegeven in Tabel 4.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3.2.1)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} \quad (3.2.2)$$

Tabel 4: Waarden van de belastingen van de materialen

Belastingen			
Var. Bel dak	=	0,8	kN/m ²
Gebruiksklasse	=	3	kN/m ²
Gewicht gevel	=	2,5	kN/m ²
Gewicht vloerafwerking	=	0,7	kN/m ²
Gewicht dakafwerking	=	1	kN/m ²
Gewicht verplaatsbare wanden	=	0,8	kN/m ²
Gewicht staalplaat	=	0,14	kN/m ²
Gewicht beton	=	25	kN/m ³
Gewicht staal	=	77	kN/m ³

Totale belasting op de kolommen

De kolommen van de structuren worden belast met een normaalkracht $N_{e,ed}$. Deze belasting is afkomstig van de belastingen op de platen (analoog aan Tabel 4), het eigengewicht van de plaat en het eigengewicht van de kolom.

Eerst wordt de belasting bij een aardbeving berekend volgens Formule (3.2.3). Er is geen aardbevingslast in de verticale richting, waardoor A_{ed} wegvalt. De permanente en variabele belasting worden berekend zoals voorafgaand, maar de combinatiefactor van de variabele belasting wordt niet meer vermenigvuldigd met φ .

$$E_d = \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (3.2.3)$$

Vervolgens wordt de belasting bij wind bepaald met andere veiligheidsfactoren, zoals in Formule (3.2.4). Een overzicht van de veiligheidsfactoren worden weergegeven in Tabel 5. Er wordt een onderscheid gemaakt tussen stalen of betonnen structuren omdat de normaalkracht bij beton een positief effect veroorzaakt in combinatie met het inklemmingsmoment, waardoor de variabele belastingen niet in rekening mogen worden gebracht. Dit in tegenstelling tot stalen structuren waarbij de normaalkracht een negatief effect veroorzaakt.

$$E_d = \sum_{j \leq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.2.4)$$

Tabel 5: Veiligheidsfactoren

	Beton				Staal			
	$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q,i}$	$\psi_{0,i}$	$\psi_{2,i}$	$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q,i}$	$\psi_{0,i}$	$\psi_{2,i}$
Gewicht	1,35	/	/	/	1,35	/	/	/
Var. Bel dak	/	0	0	0	/	1,5	0	0
Gebruiksklasse (incl. verplaatsbare wanden)	1,5	0	0	0	1,5	1,5	0,7	0,3

3.2.2 Horizontale belasting: aardbeving

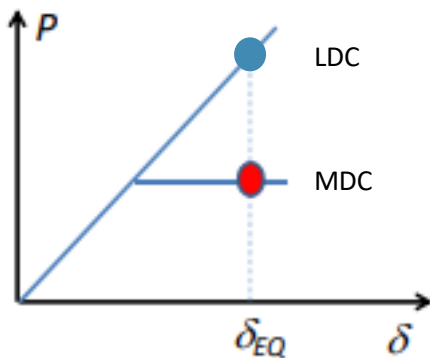
Gedrag van de constructie

Het gedrag van een constructie kan op twee manieren worden geïnterpreteerd. In eerste instantie de manier van falen, maar ook de manier van energiedissipatie. Eerst wordt de manier van falen besproken. Er zijn twee eisen waarop de berekeningen in Eurocode 8 gebaseerd is, namelijk een eis van niet-bezwijken (de uiterste grenstoestand, ULS) en een eis over schadebeperking (grenstoestand van schadebeperking, DLS). Bij de grenstoestand van schadebeperking wordt er gecontroleerd of er geen onaanvaardbare schade optreedt waarbij de functionering van het gebouw verstoord wordt. Dit in tegenstelling tot de uiterste grenstoestand waarbij constructief bezwijken of falen wordt gecontroleerd [2]. Deze twee benaderingen uit zich in een verschil in terugkeerperiode. Bij ULS heeft deze grootte een waarde van 475 jaar, rekening houdend met 10% overschrijdingskans per 50 jaar. De terugkeerperiode wordt verkleind tot 95 jaar bij een DLS benadering. De overschrijdingskans per 10 jaar is 10%. Op basis van deze terugkeerperiodes worden verschillende aardbevingsbelastingen in de berekening gebruikt [41]. Omdat dit echter zeer moeilijk te berekenen is, wordt er gekozen om te rekenen met een maximale referentiegrondversnelling, zoals verder zal worden uitgelegd.

Vervolgens kan het gedrag van een gebouw ook worden beoordeeld op zijn vermogen om energie te verdelen. Indien de kracht in functie van de verplaatsing van een gebouw wordt voorgesteld, zijn er twee mogelijke interpretaties zoals aangetoond in Afbeelding 9. In eerste instantie is er sprake van een *low ductility class LDC*. De relatie tussen kracht en verplaatsing verloopt lineair, er is sprake van een perfect elastisch gedrag. Daarnaast is ook *medium ductility class DCM* een goede benadering voor het gedrag van een gebouw. Hierbij is er sprake van een elastisch-plastisch gedrag waarbij de sterkte behouden wordt bij een toename in verplaatsing. Dit is op voorwaarde dat het gebouw de mogelijkheid heeft tot vervormen [41].

In de berekeningen worden de DCL- en DCM-benaderingen in rekening gebracht door een verschillende gedragsfactor. Deze parameter geeft aan in welke mate de structuur energie kan verdelen. Bij een DCM-benadering is het vermogen om energie te verdelen groter. Bijgevolg is de

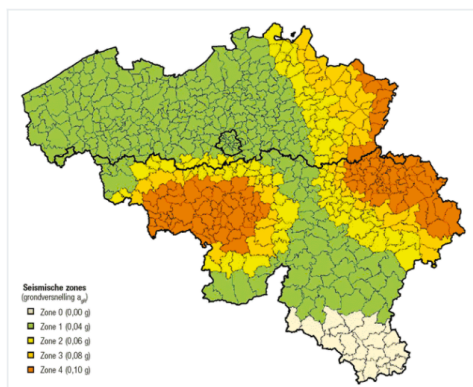
gedragsfactor ook groter en wordt de berekende aardbevingsbelasting op de structuur verkleind. De belasting mag worden gereduceerd ten opzichte van een DCL-methode omdat de structuur de belasting kan herverdelen en bijgevolg tegen minder grote belastingen moet worden gedimensioneerd [41].



Afbeelding 9: Weergave interpretatie LDC en MDC [41]

Omgevingsfactoren

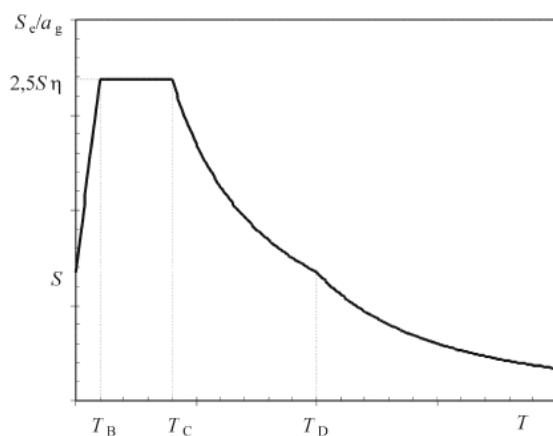
Door de voortplanting van seismische golven ontstaat er een grondversnelling. Binnen België zijn er verschillende zones afgeleid met verschillende maximale referentiegrondversnellingen voor grondtype A, zoals weergegeven in Afbeelding 10. Ook andere grondtypes zijn mogelijk zoals grondtype B tot E, zie de specificaties Afbeelding 11. Het is van belang om deze parameter correct te bepalen want deze heeft een belangrijke invloed op het elastisch responspectrum voor de grondversnelling. De algemene vorm van zo een spectrum wordt weergegeven in Grafiek 6. Voor de berekening binnen deze studie, wordt er gekozen voor het ontwerpspectrum van de elastische berekening in plaats van het horizontaal elastisch responspectrum. Hierdoor wordt er rekening gehouden met niet-lineaire vervormingen waardoor kleinere seismische belastingen bekomen worden. De parameterwaarden T_B , T_C en T_D , zoals aangegeven in Grafiek 6, hebben steeds de waardes van type 2 zoals aangegeven in de nationale bijlage van EN 1998 en zijn afhankelijk van het grondtype, zie Tabel 6. De berekening van de versnelling S gebeurt a.d.h.v. de gedragsfactor. Aan de hand van dit spectrum en de trillingsperiode van de structuur wordt de versnelling S bepaald.



Afbeelding 10: Kaart met seismische zones in België [2] pg 7

Grondtype	Beschrijving van de ondergrond	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slagen/300 mm)	c_u (kPa)
A	Rots of andere rotsachtige geologische formatie, bedekt met een grondlaag van ten hoogste 5 m zwakker materiaal.	> 800	–	–
B	Afzettingen van zeer dicht gepakt zand, grind of zeer stijve klei, van ten minste enkele tientallen meters dikte, gekenmerkt door een geleidelijke verhoging van de mechanische eigenschappen met de diepte.	360 – 800	> 50	> 250
C	Diepe afzettingen van dicht gepakt of middelmatig gepakt zand, grind of stijve klei, met een dikte van enkele tientallen tot honderden meters.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Afzettingen van los tot matig onsamenhangende grond (met of zonder een aantal zachte samenhangende lagen), of van voornamelijk zacht tot sterk samenhangende grond.	< 180	< 15	< 70
E	Een grondprofiel bestaande uit een vlakke alluviale oppervlaktelaag met v_s waarden van type C of D en een dikte variërend tussen ongeveer 5 m en 20 m, liggend op stijver materiaal met $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Afzettingen bestaande uit, of een laag bevattend van minstens 10 m dikte, van zachte kleisoorten/slib met een hoge plasticiteitsindex ($PI > 40$) en een hoog watergehalte	< 100 (indicatief)	–	10 - 20
S_2	Afzettingen van grondsoorten gevoelig aan liquefactie, of van gevoelige kleisoorten, of elk ander grondprofiel niet opgenomen in types A – E of S_1			

Afbeelding 11: Grondtypes [15] pg 37



Grondtype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tabel 6: Parameterwaarden voor het elastisch responspectrum type 2 [2] pg 42

Grafiek 6: Algemene vorm van het elastisch responspectrum, waarbij het elastisch responspectrum in verhouding met de rekenwaarde van de grondversnelling voor grondtype A is weergegeven in functie van de trillingsperiode [2] pg 41

Belangrijkheidsklasse

Door gebouwen te classificeren volgens hun belangrijkheid, kunnen er reductiefactoren worden toegepast op de grootte van de aardbevingsbelasting. Deze classificatie gebeurt o.b.v. de gevolgen voor de mens bij het bezwijken van de constructie. Algemeen zijn er vier categorieën te onderscheiden, zoals weergegeven in Tabel 7. Bij de berekeningen binnen dit onderzoek zal er steeds gekozen worden voor een klasse II. Dit heeft tot gevolg dat er geen aanpassing gebeurt van de effectieve waarde van de aardbevingsbelasting.

Tabel 7: Belangrijkheidsklasse van gebouwen [2] pg 57

Belangrijkheidsklasse	Gebouwen
I	Gebouwen van minder belang voor de publieke veiligheid, bijvoorbeeld gebouwen voor landbouwdoeleinden, ...
II	Gewone gebouwen, die niet thuis horen in de overige categorieën.
III	Gebouwen waarvoor de seismische weerstand belangrijk is in met oog op de gevolgen verbonden met het bezwijken, bijvoorbeeld scholen, vergaderzalen, culturele instituten enz.
IV	Gebouwen waarvoor de integriteit tijdens aardbevingen van levensbelang is voor de civiele bescherming, bijvoorbeeld ziekenhuizen, brandweerkazernes, krachtcentrales, enz.

3.2.3 Horizontale belasting: wind

Terreincategorie

De windbelasting op een gebouw is afhankelijk van de omgeving waarin het gebouw gepositioneerd is. Daarom wordt er in Eurocode NBN EN 1991-1-4 verschillende terreincategorieën gedefinieerd zoals in Tabel 8.

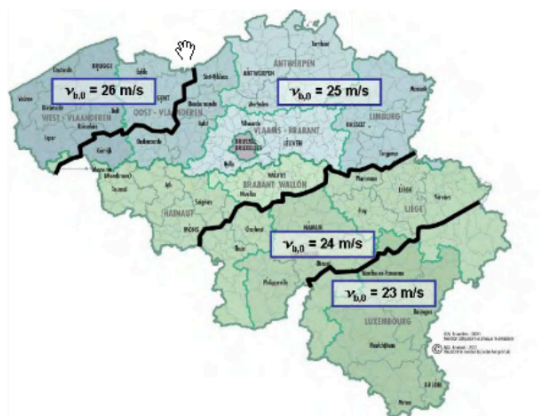
Tabel 8: Terreincategorie en terreinparameter [42] pg 21

Terreincategorie	z_0 m	z_{min} m
0 Zee of kustgebied met wind aanstromend over open zee	0,003	1
I Meren of vlak en horizontaal gebied met verwaarloosbare vegetatie en zonder obstakels	0,01	1
II Gebied met lage begroeiing als gras en vrijstaande obstakels (bomen, gebouwen) met een tussenruimte van ten minste 20 obstakelhoogtes	0,05	2
III Gebied met regelmatige begroeiing of gebouwen of vrijstaande obstakels met een tussenruimte van ten hoogste 20 obstakelhoogtes (zoals dorpen, voorstedelijk terrein, blijvend bos)	0,3	5
IV Gebied waar ten minste 15 % van de oppervlakte is bedekt met gebouwen met een gemiddelde hoogte boven 15 m	1,0	10

De terreincategorieën zijn geïllustreerd in A.1.

De fundamentele basiswindsnelheid

De fundamentele waarde van de basiswindsnelheid $v_{b,0}$ is de gemiddelde windsnelheid die over een periode van 10 minuten werd gemeten in een terrein op een hoogte van 10 m [1]. De waarde van deze grootheid is niet overal in België hetzelfde. Daarom wordt het land in zones verdeeld met in elke zone een andere waarde voor $v_{b,0}$, zie Afbeelding 12.



Afbeelding 12: ANB: Basiswindsnelheden $v_{b,0}$ bepaald per gebied [43] pg 5

3.3 BEREKENINGEN CONTROLEPROGRAMMA

3.3.1 Berekening van de windbelasting op de volledige structuur

Eurocode NBN EN 1991-1-4 voorziet formules om de windkracht op een bepaalde constructie te berekenen. De algemene procedure volgens Eurocode 1 wordt toegepast in de calculaties.

De windsnelheid in een bepaald terrein is afhankelijk van de terreinruwheid, de hellingen en de basiswindsnelheid v_b zoals weergegeven in Formule (3.3.1). De fundamentele waarde van de basiswindsnelheid wordt afgeleid uit Afbeelding 12.

$$v_b = c_{dir} * v_{b,0}(z) * c_{season} \quad (3.3.1)$$

Zowel c_{season} als c_{dir} zijn weergegeven in de nationale bijlage, maar er kan worden aangenomen dat een waarde van 1,0 een goede benadering is. Formule (3.3.1) kan vervolgens vereenvoudigd worden tot Formule (3.3.2).

$$v_b = v_{b,0}(z) \quad (3.3.2)$$

Om de gemiddelde windsnelheid te bepalen is het vereist om ook de ruwheidscoëfficiënt $c_r(z)$ en de orografiefactor $c_0(z)$ te bepalen. Algemeen kan worden aangenomen dat $c_0(z)$ een waarde heeft van 1,0 maar $c_r(z)$ moet worden berekend volgens Formule (3.3.3)

$$c_r = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.3.3)$$

Waarbij k_r berekend wordt volgens Formule (3.3.4). Z is de effectieve hoogte van het gebouw, z_0 en $z_{0,II}$ zijn terreinparameters gegeven in Tabel 8.

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.3.4)$$

Zo wordt uiteindelijk de gemiddelde snelheid v_m bepaald door Formule (3.3.5).

$$v_m = c_r(z) * c_0(z) * v_b(z) \quad (3.3.5)$$

Vervolgens wordt met de gemiddelde snelheid v_m de extreme stuwdruk berekend. Dit is de druk ten gevolge van de windbelasting op de constructie. Deze windbelasting is het gevolg van de wind die met een gemiddelde windsnelheid v_m tegen het gebouw waait. q_p is ook afhankelijk van I_v , zie Formule (3.3.6).

$$I_v(z_e) = \frac{K_t}{c_0(z_e) * \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{c_0(z_e) * \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \quad (3.3.6)$$

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * v_m^2(z) \quad (3.3.7)$$

ρ is de luchtdichtheid die een aanbevolen waarde heeft van 1,25 kg/m³ volgens Eurocode 1 [1]. Met de waarde voor de extreme stuwdruk, kan de winddruk op de constructie bepaald worden volgens Formule (3.3.7). De term c_{pe} is de drukcoëfficiënt voor de uitwendige druk die een waarde heeft volgens Formule (3.3.9). De drukcoëfficiënten van wand D en E (zoals in Tabel 9) worden in absolute waarde samengeteld om zo de totale druk weer te geven.

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (3.3.8)$$

$$c_{pe} = |c_{pe,D}| + |c_{pe,E}| \quad (3.3.9)$$

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tabel 9: Aanbevolen waarden voor uitwendige drukcoëfficiënten voor verticale gevels van gebouwen met rechthoekige plattegrond [1] pg 35

In de laatste stap wordt de totale drukkracht bepaald volgens Formule (3.3.10). Enkele waardes moeten nog worden aangevuld, namelijk $c_s * c_{d}$ en A_{ref} . $c_s * c_d$ is de bouwwerkfactor en heeft een

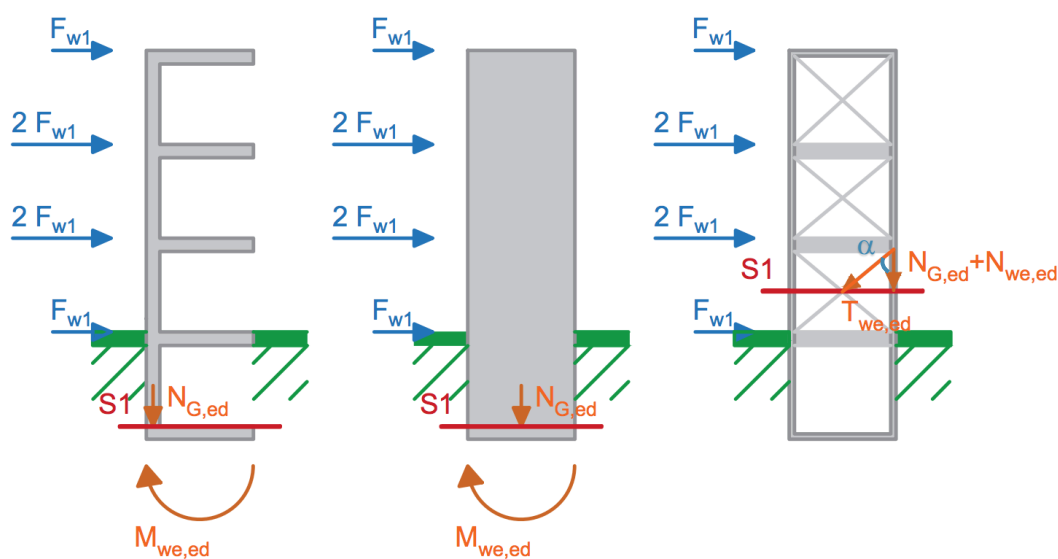
waarde van 1,0. A_{ref} is het referentieoppervlak en wordt berekend volgens het product van de breedte en de hoogte van de gevel.

$$F_{w,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} \quad (3.3.10)$$

3.3.2 Berekening van de windbelasting per kritisch element

De belasting die berekend werd in hoofdstuk 3.3.1 is de totale windbelasting op de structuur. Om het effect op elementniveau te bepalen, is het van belang om de krachten op correcte wijze te verdelen over de structuurelementen. Dit is verschillend voor de drie beschouwde structuren. Eerst en vooral wordt de totale constant verdeelde belasting op een oppervlak omgerekend tot een lijnlast op verticale elementen. In geval van een betonnen raamwerk wordt de oppervlaktebelasting afgedragen naar de kolommen in de gevel. De lijnlast ter hoogte van de randkolommen is het dubbel van de hoekkolommen aangezien de afdracht evenredig is aan het omliggende geveleoppervlak. Vervolgens worden de lijnlasten ter hoogte van de kolommen in de gevel gelijk verdeeld over de achterliggende kolommen in de richting van de windlast. Bij een betonstructuur met stijve wanden, wordt de lijnlast evenredig verdeeld over de doorsnede van alle stijve wanden in de richting van de windbelasting. Tot slot wordt bij een staalstructuur de windlast verdeeld over een van de twee kolommen die verbonden zijn met het windverband. De totale horizontale belasting per verticaal element en per structuur komt overeen met Formule (3.3.12) zie Tabel 10.

Daarna wordt de lijnlast omgerekend tot een puntlast ter hoogte van iedere plaat. Ook hier wordt er rekening gehouden met een correcte afdracht naar de steunpunten o.b.v. het geveleoppervlak. Bijgevolg zal de vloerplaat van het gelijkvloers en de dakplaat slechts de helft van de belasting dragen van de andere platen. Deze waarde komt overeen met F_{we1} , namelijk de eenheidsbelasting per verticaal element, berekend met Formules (3.3.13). Dan wordt voor elke structuur de belasting in het kritische element bepaald. Bij de betonnen structuren zal de horizontale kracht resulteren tot een inklemmingsmoment: $F_{we} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k\right)$, Formule (3.3.16). Er is geen impact op de normaalkracht in de kolom, in tegenstelling tot bij een staalstructuur. De horizontale belasting resulteert in een trekkracht $T_{w,ed}$ Formule (3.3.15) en een bijkomende normaalkracht $\Delta N_{w,ed}$ Formule (3.3.14).



Afbeelding 13: De verdeling van de windbelasting per element: een kolom (links); een stijve wand (midden); toren windverbanden (rechts)

Tabel 10: Overzicht formules van de verdeling van de windbelasting

	Symbool	Beton		Staal	
		Raamwerk	Stijve wanden	Raamwerk	
Totale horizontale belasting	$F_{w,ed}$	$1,5 * F_{w,ek}$			3.3.11
Horizontale belasting per verticaal element	$F_{we,ed}$	$\frac{F_{w,ed}}{(n_x \text{ of } y) * (n_y \text{ of } x + 1)}$	$\frac{F_{w,ed}}{n_{w,x \text{ of } y}}$	$\frac{F_{w,ed}}{2 * n_{w,x \text{ of } y}}$	3.3.12
Eenheidsbelasting per verticaal element	F_{w1}	$\frac{F_{we,ed}}{(2 * n_v)}$	$\frac{F_{we,ed}}{(2 * n_v)}$	$\frac{F_{we,ed}}{(2 * n_v)}$	3.3.13
Normaalkracht t.g.v. windbelasting t.h.v. snede 1	$\Delta N_{we,ed}$	0	0	$(F_{we,ed} - F_{w1}) * \tan(\alpha)$	3.3.14
Trekkraft t.g.v. windbelasting t.h.v. snede 1	$\Delta T_{we,ed}$	0	0	$\frac{F_{we,ed} - F_{w1}}{\cos(\alpha)}$	3.3.15
Moment t.g.v. windbelasting t.h.v. snede 1	$\Delta M_{we,ed}$	$F_{we,ed} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k\right)$		0	3.3.16

3.3.3 Schatting van afmetingen van structuurelementen

De verificatie van de wind en aardbevingsbelasting wordt uitgevoerd op een voorontwerp. Dit houdt in dat de dimensies van structuurelementen ongekend zijn, maar dat de geometrie van het gebouw wel reeds bepaald is, zie Tabel 3. Bijgevolg is het mogelijk om de windkracht en de belasting op een kolom te bepalen en te benutten om dimensies van elementen in te schatten. Iedere structuur is voorzien van betonnen platen. Deze dimensionering is afhankelijk van het eigengewicht en de gebruiksbelasting. Deze zijn reeds gekend bij een voorontwerp dus de gebruiker kan de dikte van de plaat bepalen. Deze parameter is bijgevolg een vaste waarde. De andere structuurelementen die moeten worden bepaald, zijn verschillend voor het type structuur. Daarom worden de verschillende structuren afzonderlijk geanalyseerd.

Betonnen raamwerk

Een betonnen raamwerk bestaat uit vloerplaten, dakplaten en kolommen. De dimensionering van platen is gekend, dus de belasting van de kolom kan worden bepaald. Algemeen kan men stellen dat er drie types van kolommen aanwezig zijn: de hoekkolom, de randkolom en de middenkolom. De middenkolom wordt het zwaarste belast, bijgevolg wordt deze geanalyseerd. Er wordt aangenomen dat de oppervlaktelast, die op deze kolom wordt afgedragen, overeenkomt met de last op een oppervlak van l^2 per verdiep. Dit is een onderschatting van de werkelijke belasting aangezien het systeem in feite hyperstatisch is, maar op deze wijze wordt een aanvaardbare vereenvoudiging verondersteld. Een voorbeeld van de berekening wordt weergegeven in Tabel 11. Vervolgens worden deze waarden gebruikt om Formule (3.3.17) aan te vullen. Door het positieve effect van de normaalkracht op het inklemmingsmoment, is $\gamma_{Q,i}=0$. Daaropvolgend kan een schatting worden gemaakt van de doorsnede m.b.v. Formule (3.3.17).

Tot nu toe werd het eigengewicht van de kolom buiten beschouwing gelaten. Maar a.d.h.v. de schatting van de belasting van de kolom kan de betonsectie worden bepaald. Er wordt aangenomen dat de kolom bestaat uit beton met klasse C30/37. Zo kan Formule (3.3.18) worden ingevuld. Deze formule geeft echter enkel een ruwe schatting van de afmeting van de kolom. Er wordt namelijk geen rekening gehouden met het risico op knik of het effect van een buigmoment. De schatting is echter wel aanvaardbaar binnen deze studie.

Vervolgens wordt Formule (3.3.19) toegepast om de totale belasting op de kolom te bepalen. De totale hoogte van de kolom is de hoogte van de constructie vermindert met de dikte van de platen. Een betere schatting van de belasting en bijgevolg ook van de dimensies wordt bekomen. In principe is dit een iteratief proces, maar de berekening wordt slechts twee keer toegepast.

Tabel 11: Algemene berekening van de belasting van een middenkolom bij betonnen structuren

Element	Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Permanente belasting				
Vloerplaten	l ²	n _v	7,5	l ² * n _v * 7,7 =
Vloerafwerking	l ²	n _v	0,7	l ² * n _v * 0,7 =
Dakplaten	l ²	1	5	l ² * 1 * 5,0 =
Dakafwerking	l ²	1	1	l ² * 1 * 1 =
Som				∑ _{j≤1} G _{k,j}
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)				
Belasting gebruiksklasse	l ²	n _v	3	l ² * n _v * 3,0 =
Belasting verplaatsbare wanden	l ²	n _v	0,8	l ² * n _v * 0,8 =
Belasting dak	l ²	1	0,8	l ² * 1 * 0,8 =
Som				∑ _{i≥1} Q _{k,i}

$$N_{e,ed} = \sum_{j \leq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3.17)$$

$$= 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + 1,5 * \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

$$A_c = \frac{(N_{e,ed} * \gamma_c)}{0,85 * f_{ck}} = \frac{N_{e,ed} * 1,5}{0,85 * 30} \quad (3.3.18)$$

Iteratie 1 en 2:

$$N_{we,ed} = 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + 1,5 * \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k - n_v * d_v - d_d) \quad (3.3.19)$$

$$A_c = \frac{(N_{wk,ed} * \gamma_c)}{0,85 * f_{ck}} = \frac{N_{wk,ed} * 1,5}{0,85 * 30}$$

Betonstructuur met stijve wanden

De stijve wanden bij een betonstructuur worden beschouwd als niet-structurele elementen die enkel belast worden op het eigengewicht en die geactiveerd worden door de horizontale lasten. Dit heeft als gevolg dat de belasting van een kolom identiek is aan de belasting bij een betonnen raamwerk, vervolgens zijn ook de afmetingen gelijk. Uiteraard is het wel noodzakelijk de stijve wanden te dimensioneren. De gebruiker geeft aan hoeveel wanden er geplaatst moeten worden in de x- en y-richting. Door de horizontale krachten gelijk te verdelen over de wanden, kan het moment worden bepaald met behulp van Formule (3.3.20). Formule (3.3.21) geeft het verband tussen het moment, de betonklasse, de lengte en de breedte weer. Er wordt aangenomen dat de dikte van de wanden 30cm is, dat beton met een betonklasse C30/37 wordt gebruikt en dat staal en beton optimaal gebruikt zijn ($\mu_d=0,187$). Als resultaat wordt de lengte van de wand l_w bekomen.

$$M_{we,0,ed} = F_{w,ed} * \frac{(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k)}{n_{s,y}} \text{ en } M_{we,90,ed} = F_{w,ed} * \frac{(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k)}{n_{s,x}} \quad (3.3.20)$$

$$l_w = \sqrt{\frac{M_{we,0,ed}}{b * f_{cd} * \mu_d}} = \sqrt{\frac{M_{we,0,ed}}{b * f_{cd} * 0,187}} \quad (3.3.21)$$

$$l_{w,tot,y} = n_{s,y} * \sqrt{\frac{M_{we,0,ed}}{b * f_{cd} * 0,187}} \text{ en } l_{w,tot,x} = n_{s,x} * \sqrt{\frac{M_{we,90,ed}}{b * f_{cd} * 0,187}} \quad (3.3.22)$$

Stalen raamwerk

Bij een stalen raamwerk worden eerst de windverbanden gedimensioneerd. Een windverband zijn de diagonalen in twee richtingen tussen twee kolommen over de hoogte van één verdiep. Bij de berekening wordt er aangenomen dat het meest negatieve belastingsgeval optreedt, dit betekent dat er slechts één diagonaal de trekkracht opvangt en er geen drukkkrachten gegenereerd worden. De verdeling van de horizontale belasting wordt weergegeven in Formule (3.3.23). Door een knooppuntsevenwicht toe te passen kan de horizontale kracht $F_{we,ed}$, worden ont koppeld in een verticale component $\Delta N_{we,ed}$ (Formule (3.3.25)) en een schuine component $T_{we,ed}$ (Formule (3.3.26)). De verticale component wordt beschouwd als een bijkomende verticale belasting op de kolom. $T_{we,ed}$ is de trekkracht in het windverband en bepaalt de doorsnede volgens Formule (3.3.27).

$$F_{we,0,ed} = \frac{F_{w,ed}}{2 * n_{w,y}} \text{ en } F_{we,90,ed} = \frac{F_{w,ed}}{2 * n_{w,x}} \quad (3.3.23)$$

$$\alpha = \text{bgtan} \left(\frac{h_v}{l} \right) \quad (3.3.24)$$

$$\Delta N_{we,ed} = F_{we,ed} * \left(\frac{2 * n_v - 1}{2 * n_v} \right) * \tan \alpha \quad (3.3.25)$$

$$T_{we,ed} = F_{we,ed} * \frac{\left(\frac{2 * n_v - 1}{2 * n_v} \right)}{\cos \alpha} \quad (3.3.26)$$

$$A_{s,w} = \frac{T_{we,ed}}{f_y} \quad (3.3.27)$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{windv} = \frac{l}{\cos(\alpha)}$$

Indien de windverbanden gedimensioneerd zijn, kunnen de afmetingen van de kolommen worden bepaald. De belasting van de kolommen is analoog met betonnen structuren, rekening houdend met twee uitzonderingen: een bijkomende verticale belasting door de werking van het windverband en een verschillende dakstructuur. Indien het gebouw slechts één verdieping bevat, wordt er geopteerd voor een stalen dakstructuur met een oppervlaktelast van 0,14 kN/m² (Formule (3.3.28)). Dit is niet het geval bij meerdere verdiepingen want dan wordt een betonplaat toegepast met een dikte d_d en een eigengewicht van 25 kN/m³ (Formule (3.3.29)). De belastingen worden weergegeven in Tabel 12. Bijgevolg wordt de belasting, exclusief het eigengewicht, berekend met Formule (3.3.30) en de doorsnede met Formule (3.3.31). Daarna wordt het eigengewicht in rekening gebracht en volgen er twee iteratiestappen om de doorsnede te benaderen.

Tabel 12: Algemene berekening van de belasting van een middenkolom bij stalen structuren

Element	Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Permanente belasting				
Vloerplaten	l^2	n_v	7,5	$l^2 * n_v * 7,5 =$
Vloerafwerking	l^2	n_v	0,7	$l^2 * n_v * 0,7 =$
Dakplaat beton (>1verdiep)	l^2	1	5	$l^2 * 1 * 5,0 =$
Dakplaat staal (=1verdiep)	l^2	1	0,14	$l^2 * 1 * 0,14 =$
Dakafwerking	l^2	1	1	$l^2 * 1 * 1 =$
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)				
Belasting gebruiksklasse	l^2	n_v	3	$l^2 * n_v * 3,0 =$
Belasting verplaatsbare wanden	l^2	n_v	0,8	$l^2 * n_v * 0,8 =$
Belasting dak	l^2	1	0,8	$l^2 * 1 * 0,8 =$
Som				$\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$

$$\text{Voor 1 verdiep: } \sum_{j \leq 1} G_{k,j} = l^2 * (7,5 + 0,7 + 0,14 + 1) \quad (3.3.28)$$

$$\text{Voor meer verdiepingen: } \sum_{j \leq 1} G_{k,j} = l^2 * n_v * (7,5 + 0,7) + l^2 * (0,14 + 1) \quad (3.3.29)$$

$$N_{e,ed} = \sum_{j \leq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} + \text{Max}(\Delta N_{we,90,ed}; \Delta N_{we,0,ed}) \quad (3.3.30)$$

$$= 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + 1,5 * \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} + \text{Max}(\Delta N_{we,90,ed}; \Delta N_{we,0,ed})$$

$$A_{s,k} = \frac{E_d}{f_y} \quad (3.3.31)$$

Iteratie 1 en 2:

$$N_{we,ed} = 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + 1,5 * \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k - n_v * d_v - d_d) \quad (3.3.32)$$

$$A_{s,k} = \frac{N_{we,ed}}{f_y}$$

3.3.4 Bepalen van de verticale belasting per kritisch element

Betonnen raamwerk

Bij een betonnen raamwerk zijn de kolommen de kritische elementen. Deze elementen worden belast op buiging en normaalkracht. Aangezien dat de normaalkracht een positief effect heeft op buiging, worden de variabele belastingen niet in rekening gebracht. In geval van wind wordt Formule (3.3.33) gebruikt om de normaalkracht bij buiging te bepalen. Bij een aardbeving wordt de normaalkracht berekend volgens Formule (3.3.34).

Wind

$$N_{we,ed} = 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k) \quad (3.3.33)$$

Aardbeving

$$N_{be,ed} = \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k) \quad (3.3.34)$$

Betonstructuur met stijve wanden

Bij een betonnen raamwerk zijn de stijve wanden de kritische elementen. De kolommen worden enkel belast op druk door de afdracht van de belasting van de platen. Door de hoge drukweerstand is het risico op knik klein en worden er geen problemen verwacht ten gevolge van deze belasting. Alle horizontale belastingen worden afgedragen naar de stijve wanden dus er ontstaat een moment in de voet van de wand. Enkel de wanden moeten worden gecontroleerd op druk en buiging. De buiging wordt veroorzaakt door de horizontale belastingen en de normaalkracht door het eigengewicht van de structuur. Omdat ook in dit geval de variabele lasten een positief effect hebben, worden deze verwaarloosd. De normaalkracht bij wind wordt berekend volgens Formule (3.3.35), bij een aardbeving volgens Formule (3.3.36). De windbelasting kan inwerken in de richting van 0° of 90° en ook het aantal wanden kan verschillen in beide richtingen. Vandaar dat de normaalkrachten per wand zullen verschillen, dus de berekening moet worden uitgevoerd in 0° en 90°.

Wind

$$N_{we,ed} = \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k) \quad (3.3.35)$$

Aardbeving

$$N_{be,ed} = A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k) \quad (3.3.36)$$

Stalen raamwerk

Bij een stalen raamwerk is de normaalkracht in de kolom afhankelijk van de horizontale belasting. De aardbevingsbelasting is nog niet gekend dus enkel de normaalkracht bij wind kan worden berekend met Formule (3.3.37). Ook in dit geval moet de berekening worden uitgevoerd bij een belasting in 0° en 90°.

$$N_{we,ed} = 1,35 * \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + 1,5 * \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} + \Delta N_{we,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k) \quad (3.3.37)$$

3.3.5 Aardbevingsmassa

De aardbevingsmassa voor de drie structuren worden berekend a.d.h.v. de gegevens uit Tabel 13 en Formule (3.3.38). $\sum G_{k,j}$ is de sommatie van alle permanente belastingen, die al dan niet gemeenschappelijk zijn voor alle structuren. De variabele belastingen zijn voor alle structuren gelijk. Alle belastingen van het dak worden verwaarloosd aangezien dat $\psi_{E,i} = 0$. Bij de overige variabele belastingen is $\psi_{E,i} = 0,24$.

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3.3.38)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} \quad (3.3.39)$$

Tabel 13: Gegevens berekening aardbevingsmassa

Element	Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Gemeenschappelijk bij alle structuren				
Permanente belasting				
Vloerplaten	$A = l^2 * n_x * n_y$	$n_p - 1$	7,5	$A * (n_p - 1) * 7,5$
Vloerafwerking	$A = l^2 * n_x * n_y$	$n_p - 1$	0,7	$A * (n_p - 1) * 0,7$
Dakplaten	$A = l^2 * n_x * n_y$	1	5,0	$A * 5,0$
Dakafwerking	$A = l^2 * n_x * n_y$	1	1,0	$A * 1,0$
Belasting gevel	$A = h_p * (n_x + n_y) * l * 2$	$n_p - 1$	2,5	$A * (n_p - 1) * 2,5$
Variabele belasting				
Belasting gebruiksklasse				
Verplaatsbare wanden	$A = l^2 * n_x * n_y$	$n_p - 1$	3,0	$A * (n_p - 1) * 3,0$
Belasting dak	$A = l^2 * n_x * n_y$	1	0,8	$A * (n_p - 1) * 0,8$
Permanente belastingen kenmerken per structuur				
Betonnen raamwerk				
Kolommen	$A = (n_x + 1) * (n_y + 1) * A_c$	$n_p - 1$	$25 * (h_p - d_p)$	$A * (n_p - 1) * 25 * (h_p - d_p)$
Beton structuur met stijve wanden				
Kolommen	$A = (n_x + 1) * (n_y + 1) * A_c$	$n_p - 1$	$25 * (h_p - d_p)$	$A * (n_p - 1) * 25 * (h_p - d_p)$
Wanden	$A = (l_{w,tot,x} + l_{w,tot,y}) * 0,3$	$n_p - 1$	$25 * (h_p - d_p)$	$A * (n_p - 1) * 25 * (h_p - d_p)$
Staalstructuur				
Kolommen	$A = (n_x + 1) * (n_y + 1) * A_s$	$n_p - 1$	$77 * (h_p - d_p)$	$A * (n_p - 1) * 77 * (h_p - d_p)$
Windverbanden	$A = 2 * (n_{w,x} * A_{s,0,w} + n_{w,y} * A_{s,90,w})$	$n_p - 1$	l_{windv}	$A * (n_p - 1) * l_{windv}$

3.3.6 Berekening van de aardbevingsbelasting op de volledige structuur

Om te kunnen controleren of het gebouw aardbevingsbestendig is, moet de mogelijke aardbevingskracht berekend worden. Dit is mogelijk met behulp van vier verschillende berekeningsmethodes. Eén daarvan is de dwarskracht-methode, dit is een lineair-elastische berekening, die volgens Eurocode NBN EN 1998-1+A1 omschreven wordt [2].

Eerst wordt de trillingsperiode T_1 bepaald. Dit is de grootte die aangeeft hoeveel laterale bewegingen in de richting van de belasting, per seconde, plaatsvinden [2]. Zoals Formule (3.3.42) aantoont, is deze waarde afhankelijk van de hoogte van het gebouw H en C_t . De waarde van C_t is afhankelijk van de structuur die verkozen wordt. Momentweerstandbiedende ruimtelijke raamwerken hebben een vaste waarde afhankelijk van het materiaal. Voor staal heeft C_t een waarde van 0,085 en voor beton 0,075. Bij de betonstructuur met stijve wanden moet Formule (3.3.40) gebruikt worden om de berekening uit te voeren. De term A_c is het totale meewerkende oppervlak van de kern en moet worden berekend volgens Formule (3.3.41). De waarde van deze parameter is verschillend in de x- en y-richting. Bijgevolg moet de belasting in twee richtingen worden berekend.

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (3.3.40)$$

$$A_c = \sum \left[A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (3.3.41)$$

$$A_{c,x} = n_{s,x} * \left(A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right)$$

$$A_{c,y} = n_{s,y} * \left(A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right)$$

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} \quad (3.3.42)$$

Daarna wordt de grondpiekversnelling a_g bepaald, die berekend wordt a.d.h.v de rekenwaarde van de grondversnelling a_{gr} voor grondtype A zoals in Formule (3.3.43). De term γ_i is een belangrijkheidsfactor en heeft een waarde van 1,0. a_{gr} is de piekgrondversnelling en is door de Nationale Overheden bepaald per regio, zie Afbeelding 10, hoofdstuk 3.2.2.

$$a_g = \gamma * a_{gr} \quad (3.3.43)$$

Vervolgens worden de voorgaande twee parameters gebruikt om het ordinaat van het ontwerpspectrum $S_d(T_1)$ te bepalen. Zoals vermeld werd in hoofdstuk 3.2.2, worden de formules van het ontwerpspectrum van de elastische berekening van type 2 gebruikt. Deze formules zijn afhankelijk van de gedragsfactor, zie Formule (3.3.44). De gedragsfactor is verschillend voor LDC en MDC en is afhankelijk van het materiaal. Tabel 14 geeft een overzicht van de q-waardes.

Tabel 14: Overzicht gedragsfactoren

	LDC	MDC
Beton	1,5	3
Staal	1,5	4

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.3.44)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{cases}$$

In een laatste stap kan de effectieve aardbevingsbelasting bepaald worden volgens Formule (3.3.45). Het ordinaat van het ontwerpspectrum, alsook de aardbevingsmassa werden reeds bepaald. Er zijn nog twee andere parameters noodzakelijk om de belasting te bepalen: de torsiefactor en de belangrijkheidsklasse van het gebouw. Zoals eerder werd aangehaald, is er aangenomen dat de belangrijkheidsklasse II is met een waarde voor $\lambda = 1$. De torsie-effecten worden in rekening gebracht door een factor 1,3 in rekening te brengen [2].

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 \quad (3.3.45)$$

3.3.7 Berekening van de aardbevingsbelasting per kritisch element

Eerst moet de totale horizontale oppervlaktebelasting ten gevolge van een aardbeving, berekend volgens Formule (3.3.45), worden verdeeld over de structuurelementen. Deze oppervlaktebelasting heeft geen constante waarde, maar neemt lineair toe over de hoogte. De oppervlaktebelasting wordt herberekend tot een lijnlast op verticale structuurelementen in een constructie. In geval van een betonnen raamwerk zullen de vloerplaten steeds een stijf geheel vormen waardoor alle kolommen eenzelfde verplaatsing vertonen. $F_{b,ed}$ wordt bijgevolg evenredig verdeeld over alle kolommen. Dit is niet het geval bij een betonstructuur met stijve wanden. In dit geval zullen de wanden, evenwijdig aan de belasting, de horizontale krachten opnemen. De lijnlast wordt evenredig verdeeld over de doorsnede van alle stijve wanden in de richting van de aardbevingsbelasting. Tot slot wordt bij een staalstructuur de aardbevingslast verdeeld over een van de twee kolommen die verbonden zijn met het windverband. De totale horizontale belasting per verticaal element komt overeen met Formule (3.3.47), zie Tabel 15.

Vervolgens wordt de lineaire lijnlast omgerekend tot een puntlast ter hoogte van iedere plaat. Ter hoogte van de vloerplaat van het eerste verdiep werkt F_{be1} in. Dit is de eenheidsbelasting per verticaal element. De waarde kan worden berekend met Formule (3.3.48). Door de lineaire verdeling van de lijnlast, wordt de vloerplaat van het eerste verdiep belast met $2 * F_{be1}$, de vloerplaat van het tweede verdiep $3 * F_{be1}$...

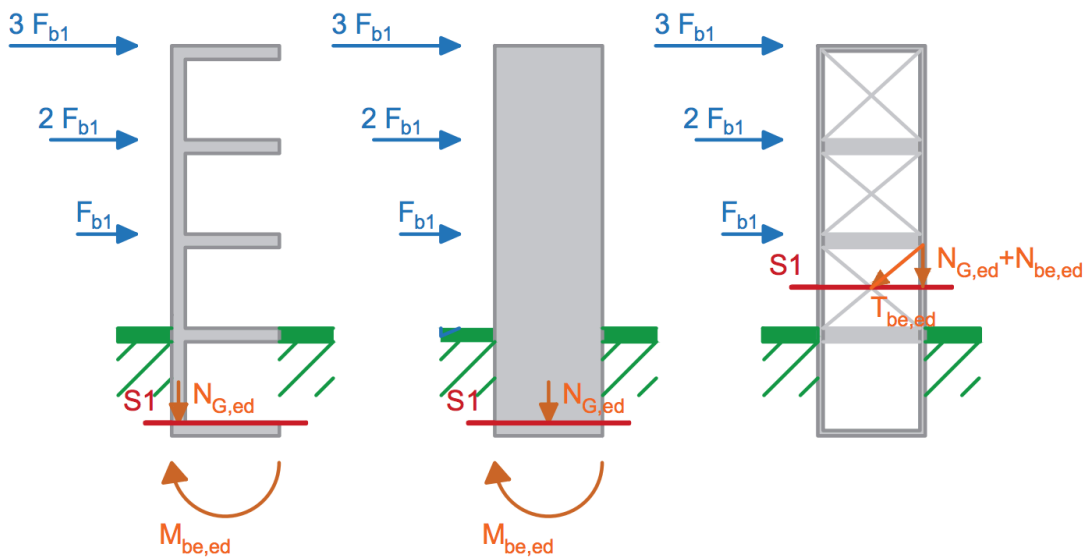
Daarna wordt voor elke structuur de belasting in het kritische element bepaald. Bij de betonnen structuren zal de horizontale kracht resulteren tot een inklemmingsmoment: $F_{be} * \left(\frac{2}{3} * h_{tot} + h_k \right)$, Formule (3.3.51). Er is geen impact op de normaalkracht in de kolom. Dit is wel het geval bij een staalstructuur. De horizontale belasting resulteert in een trekkracht $T_{be,ed}$ Formule (3.3.50) en een bijkomende normaalkracht $\Delta N_{be,ed}$ Formule (3.3.49).

Nu het effect van de aardbevingsbelasting gekend is op de normaalkracht in de kolom, kan de normaalkracht berekend worden met Formule (3.3.52).

$$N_{be,0,ed} = \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \Delta N_{be,0,ed} \quad (3.3.52)$$

Tabel 15: Overzicht formules van de verdeling van de aardbevingsbelasting

	Symbol	Beton		Staal	Formule
		Zonder stijve kern	Met stijve kern		
Totale horizontale belasting	$F_{b,ed}$	$F_{b,ed}$	$F_{b,ed}$	$F_{b,ed}$	(3.3.46)
Horizontale belasting per element	$F_{be,ed}$	$\frac{F_{b,ed}}{(n_x+1)*(n_y+1)}$	$\frac{F_{b,ed}}{n_{w,x \text{ of } y}}$	$\frac{F_{b,ed}}{2*n_{s,x \text{ of } y}}$	(3.3.47)
Eenheidsbelasting per element	$F_{b,1}$	$\frac{F_{be,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v}$	$\frac{F_{be,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v}$	$\frac{F_{be,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v}$	(3.3.48)
Normaalkracht t.h.v. snede 1 (S1)	$\Delta N_{be,ed}$	0	0	$F_{be,ed} * \tan(\alpha)$	(3.3.49)
Trekkraft t.h.v. snede 1 (S1)	$\Delta T_{be,ed}$	0	0	$\frac{F_{be,ed}}{\cos(\alpha)}$	(3.3.50)
Moment t.h.v. snede 1 (S1)	$\Delta M_{be,ed}$	$F_{be,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k\right)$		0	(3.3.51)



Afbeelding 14: De verdeling van de aardbevingsbelasting per element: een kolom (links); een stijve wand (midden); toren windverbanden (rechts)

3.4 REKENVOORBEELDEN

Om de volledige berekeningsmethode te verduidelijken, worden er drie rekenvoorbeelden uitgewerkt. De voorbeelden zijn gebaseerd op een gebouw met steeds dezelfde geometrie, maar het type structuur is verschillend. Rekenvoorbeeld 1 weergeeft de berekening van een betonnen raamwerk, rekenvoorbeeld 2 berekent de belastingen van een betonstructuur met stijve wanden en tot slot wordt een stalen raamwerk geanalyseerd in rekenvoorbeeld 3.

3.4.1 Gegevens

De drie rekenvoorbeelden zijn gebaseerd op een gebouw met eenzelfde geometrie. Alle parameters die door het programma worden opgevraagd staan weergegeven in Tabel 16.

Tabel 16: Gegevens toegepast in de rekenvoorbeelden

Term	Aanvulling	Grootte/type	Eenheid
Omgeving			
Zone		zone 2	
Grondtype		B	
Terreincategorie		categorie II	
Basiswindsnelheid		25	m/s
Belangrijkeklasse		II	
Belasting gebruiksklasse (Eurocode)		3	kN/m ²
Grid-structuur			
Aantal in de x-richting	nx	7	st.
Aantal in de y-richting	ny	4	st.
Lengte	l	6	m
Aantal verdiepingen	nv	6	st.
Hoogte verdiep	hv	3,5	m
Hoogte kelderniveau	hk	3	m
Dikte vloerplaat	dv	0,3	m
Dikte dakplaat	dd	0,2	m
Staal			
Aantal windverbanden per gevel x-richting	=	3	st.
Aantal windverbanden per gevel y-richting	=	2	st.
Beton			
Stijve wanden in de x-richting	=	2	st.
Stijve wanden in de y-richting	=	2	st.
Dikte stijve wand	t	0,3	m

3.4.2 Rekenvoorbeeld 1: Betonnen raamwerk

Berekening van de windkracht

Een eerste stap in de berekening is het bepalen van de windbelasting op het gebouw in de hoofdrichting x (0°) en in richting y (90°). De formules die gedefinieerd staan in hoofdstuk 3.3 Berekeningen, worden ingevuld zoals in Tabel 17.

Tabel 17: Rekenvoorbeeld 1- windbelasting

Formule	Parameters	Resultaat
$v_b = v_{b,0}(z)$	$v_{b,0}(z) = \frac{25m}{s}$	$v_b = v_{b,0}(z) = \frac{25m}{s}$
$k_r = 0,19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0,07}$	$z_0 = 0,05 m$ $z_{0,II} = 0,05 m$	$= 0,19 * (\frac{0,05}{0,05})^{0,07}$ $= 0,19$
$c_r = k_r * \ln(\frac{z}{z_0})$	$z = n_v * h_v = 6 * 3,5m$ $= 21m$ $z_0 = 0,05 m$	$= 0,19 * \ln(\frac{21}{0,05})$ $= 1,15$
$v_m = c_r(z) * c_0(z) * v_b(z)$	$c_r = 1,15$ $c_0 = 1,0$ $v_{b,0}(z) = \frac{25m}{s}$	$= 1,15 * 25$ $= 28,69$
$I_v(z_e) = \frac{K_I}{c_0(z_e) * \ln(\frac{z_e}{z_0})}$	$K_I = 1,0$ $c_0 = 1,0$ $z_n = 21m$ $z_0 = 0,05$	$\frac{1,0}{1 * \ln(\frac{21}{0,05})} = 0,17$
$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * v_m^2(z)$	$I_v = 0,17$ $V_m = 28,69$	$= (1 + 7 * 0,17) * 0,5 * 1,25 * 28,69^2 = 1110,73$
0°		
h/d		$= 21/24 \rightarrow 0,25 < h/d < 1$
$C_{pe,D}$		$= 0,7 + \frac{0,8 - 0,7}{1 - 0,25} * (\frac{21}{24} - 0,25) = 0,78$
$C_{pe,E}$		$= -0,3 + \frac{-0,5 + 0,3}{1 - 0,25} * (\frac{21}{24} - 0,25) = -0,47$
$C_{pe} = C_{pe,D} + C_{pe,E} $		$= 0,78 + 0,47 = 1,25$
$w_e = q_p(z_e) * C_{pe}$	$C_{pe} = 1,25$ $q_p = 1110,73$	$= 1110,73 * 1,25 = 1388,41$
$F_{w,e} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} =$	$c_s * c_d = 1$ $w_e = 1388,41$ $A_{ref} = 21 * 42$	$= 1388,41 * 21 * 42$ $= 1225 \text{ kN}$
$F_{w,ed} = F_{w,ek} * 1,5$	$F_{w,ek} = 1225$	$= 1,5 * 1225 \text{ kN}$ $= 1837 \text{ kN}$

90°		
h/d		=21/42 =0,5
$c_{pe,D}$		= $0,7 + \frac{0,8-0,7}{1-0,25} * \left(\frac{21}{42} - 0,25\right) = 0,73$
$c_{pe,E}$		= $-0,3 + \frac{-0,5+0,3}{1-0,25} * \left(\frac{21}{42} - 0,25\right) = -0,37$
$c_{pe} = c_{pe,D} + c_{pe,E} $		= $0,73 + 0,37 = 1,1$
$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$	$c_{pe}=1,1$ $q_p=1110,73$	= $1110,73 * 1,1 = 1221,80$
$F_{w,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} =$	$c_s * c_d=1$ $w_e=1221,80$ $A_{ref}=21*24$	= $1221,80*21*24$ =616 kN
$F_{w,ed} = F_{w,ek} * 1,5$	$F_{w,ek}=616$	= $1,5*616$ kN = 924 kN

Berekening van de windkracht per kritisch element

Voor 0°

$$F_{w,0,ed} = 1837 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,0,ed} = \frac{F_{w,0,ed}}{(n_x)*(n_y+1)} = \frac{1837}{7*(4+1)} = 52 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,0,1} = \frac{F_{we,0,ed}}{(2*n_v)} = \frac{52 \text{ kN}}{2*6} = 4 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\Delta N_{we,ed} = 0 \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,ed} = 0 \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,0,ed} = F_{we,0,ed} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k\right) = 52 * \left(\frac{1}{2} * 3,5 * 6 + 3\right) = 709 \text{ kNm} \quad (3.3.16)$$

Voor 90°

$$F_{w,90,ed} = 924 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,90,ed} = \frac{F_{w,90,ed}}{(n_y)*(n_x+1)} = \frac{924}{4*(7+1)} = 29 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,90,1} = \frac{F_{we,ed}}{(2*n_v)} = \frac{29 \text{ kN}}{2*6} = 2 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\Delta N_{we,ed} = 0 \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,ed} = 0 \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,90,ed} = F_{we,90,ed} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k\right) = 29 * \left(\frac{1}{2} * 3,5 * 6 + 3\right) = 390 \text{ kNm} \quad (3.3.16)$$

Schattig van de afmetingen van de kolommen

Een middenkolom wordt maximaal belast in vergelijking met de rand- en hoekkolommen. De oppervlaktebelasting werkt in op een oppervlak van l^2 , in dit geval 36m^2 , rond de middenkolom. De totale belasting kan bijgevolg worden berekend zoals in Tabel 18.

Tabel 18: Rekenvoorbeeld 1-belasting kolom

Permanente belasting						
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]	
Vloerplaten	=	36	6	7,5	$36*6*7,5=$	1620
Dakplaten	=	36	1	5	$36*1*5=$	151
Vloerafwerking	=	36	6	0,7	$36*6*0,7=$	180
Dakafwerking	=	36	1	1	$36*1*1=$	36
Som						1987
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)						
Element		Aantal m2 verdiep	Aantal niveaus	Per stuk [kN/m2]	Totaal [kN]	
Belasting gebruiksklasse	=	36	6	3	$36*6*3=$	648
Belasting verplaatsbare wanden	=	36	6	0,8	$36*6*0,8=$	173
Belasting dak	=	36	1	0,8	$36*1*0,8=$	29
Som						850

De totale verticale belasting op een kolom, exclusief het eigengewicht van het element, wordt bepaald in UGT-B. Formule (3.3.17) kan worden aangevuld. Bij de variabele belastingen moet er rekening gehouden worden met de hoofdbelastingsgevallen. Aangezien dat de belasting van de gebruiksklasse wordt gecombineerd met de belasting van de verplaatsbare wanden, behoren alle variabele belastingen tot hoofdbelastingen. Bij een betonstructuur hebben de variabele belastingen een positief effect, waardoor $\gamma_{Q,i} = 0$.

$$\begin{aligned}
 N_{e,ed} &= \sum_{j \leq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} & (3.3.17) \\
 &= 1,35 * 1987 + 1,5 * 850 \\
 &= 3\,957 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

De dikte van een kolom kan worden geschat aan de hand van de maximale betondruksterkte. Het programma neemt aan dat er wordt gewerkt met een beton C30/37. Door deze in te vullen in Formule (3.3.18), wordt de betonsectie bekomen.

$$A_c = \frac{(N_{e,ed} * \gamma_c)}{0,85 * f_{ck}} = \frac{3\,957 \text{ kN} * 1000 * 1,5}{0,85 * 30} = 232\,772 \text{ mm}^2 \quad (3.3.18)$$

Bijgevolg kan de belasting van de kolom worden bereken inclusief het eigengewicht. De betonsectie wordt vermenigvuldigd met de hoogte van de kolom, het aantal verdiepingen van het gebouw en het eigengewicht van de kolom.

$$\begin{aligned}
 N_{we,ed} &= N_{e,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{beton} * (n_v * h_v + h_k - n_v * d_v - d_d) & (3.3.19) \\
 &= 3\,957 + 1,35 * 232\,772 * 10^{-6} \text{ m}^2 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) \text{ m} \\
 &= 4\,130 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Door rekening te houden met het eigengewicht wordt er een betere benadering bekomen van de belasting. In principe is dit een iteratief proces. Een eerste stap van de iteratie zal worden uitgevoerd.

$$A_c = \frac{(N_{we,ed} \cdot \gamma_c)}{0,85 \cdot f_{ck}} = \frac{4\,130\, \text{kN} \cdot 1000 \cdot 1,5}{0,85 \cdot 30} = 242\,938\, \text{mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{we,ed} &= N_{e,ed} + \gamma_{G,j} \cdot A_c \cdot \rho_{beton} \cdot (n_v \cdot h_v + h_k) \\ &= 3\,957 + 1,35 \cdot 242\,938 \cdot 10^{-6} \text{m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 \cdot 3,5 + 3 - 6 \cdot \\ &\quad 0,3 - 0,2) \text{m} \\ &= 4\,139\, \text{kN} \end{aligned}$$

$$A_c = \frac{(N_{we,ed} \cdot \gamma_c)}{0,85 \cdot f_{ck}} = \frac{4\,139\, \text{kN} \cdot 1000 \cdot 1,5}{0,85 \cdot 30} = 243\,479\, \text{mm}^2$$

Bepalen van de verticale belasting van een kolom

Met behulp van deze afmetingen kan de verticale belasting worden bepaald in de juiste belastingscombinatie. Bij wind wordt dezelfde combinatie aangehouden als bovenstaande berekeningen, Formule (3.3.33). Op analoge wijze kan de belasting worden bepaald. Indien een aardbeving optreedt, worden andere belastingscombinaties gebruikt, namelijk (3.3.34).

Wind

$$\begin{aligned} N_{we,ed} &= E_d + \gamma_{G,j} \cdot A_c \cdot \rho_{beton} \cdot (n_v \cdot h_v + h_k) & (3.3.33) \\ &= 3\,957 + \gamma_{G,j} \cdot 243\,479 \cdot 10^{-6} \text{m}^2 \\ &\quad \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 \cdot 3,5 + 3 - 6 \cdot 0,3 - 0,2) \text{m} \\ &= 2\,864\, \text{kN} \end{aligned}$$

Aardbeving

$$\begin{aligned} N_{be,ed} &= \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} & (3.3.34) \\ &= \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + A_c \cdot \rho_{beton} \cdot (n_v \cdot h_v + h_k) \\ &= 1\,987 + 243\,479 \cdot 10^{-6} \text{m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 \cdot 3,5 + 3 - 6 \cdot 0,3 - 0,2) \text{m} \\ &= 2\,121\, \text{kN} \end{aligned}$$

Berekening van de aardbevingsmassa

Bij een aardbeving zal de totale structuur gelegen boven het maaiveld, een impact hebben op het effect van de belasting. Door de oppervlaktebelastingen te berekenen en deze te vermenigvuldigen per verdiep en rekening te houden met het eigengewicht van de structuur, wordt de massa bepaald zoals in Tabel 19. Belangrijk hierbij is om op te merken dat de belastingen die rechtstreeks inwerken op het gelijkvloers geen bijdrage leveren. Deze massa wordt tenslotte rechtstreeks afgedragen op structuur onder het maaiveld. De combinatie van de permanente en de variabele belasting gebeurt a.d.h.v. Formule (3.3.38) en Formule (3.3.39).

Tabel 19: Rekenvoorbeeld 1- berekening aardbevingsmassa

Permanente belasting					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Vloerplaten	=	1008	5	7,5	1008*5*7,7= 37 800
Dakplaten	=	1008	1	5	1008*1*5= 5 040
Vloerafwerking	=	1008	5	0,7	1008*5*0,7= 3 528
Dakafwerking	=	1008	1	1	1008*1*1= 1 008
Belasting gevel	=	462	5	2,5	462*5*2,5= 5 775
Kolommen	=	10	5	80	10*5*80= 3 896
Som					57 047
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Per stuk [kN/m ²]	Totaal [kN]
Belasting gebruiksklasse	=	1008	5	3	1008*5*3= 15 120
Belasting verplaatsbare wanden	=	1008	5	0,8	1008*5*0,8= 4 032
Belasting dak	=	1008	1	0,8	1008*1*0,8= 806

$$\text{Voor vloeren: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0,3 = 0,24 \quad (3.3.39)$$

$$\text{Voor daken: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0 = 0 \quad (3.3.39)$$

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3.3.38)$$

$$= 57\,047 + 0,24 * (15\,120 + 4\,032) + 0 * 806$$

$$= 61\,643 \text{ kN}$$

Berekening van de aardbevingsbelasting

$$C_t = 0,075$$

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = C_t * (h_v * n_v)^{\frac{3}{4}}$$

$$= 0,075 * (3,5 * 6)^{\frac{3}{4}} = 0,74 \quad (3.3.42)$$

$$a_g = \gamma * a_{gr} = 1 * 0,06 = 0,06 \quad (3.3.43)$$

De trillingsperiode wordt vergeleken met de waarden van het trillingspectrum. Voor grondtype B geldt dat $T_b = 0,05$; $T_c = 0,25$ en $T_d = 1,2$. Voor de waarde van T_1 geldt: $T_c \leq T \leq T_d$. Daarbij is $S = 1,35$. Het ordinaat van het ontwerpspectrum wordt bepaald voor lage ductiliteitsklasse ($q=1,5$) en een matige ductiliteitsklasse ($q=3$)

$$\lambda = 0,85 \text{ want } T_1 > 2 * T_c \text{ en } n_v > 2$$

LDC:

$$T_c \leq T \leq T_d: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{1,5} * \left(\frac{0,25}{0,74} \right) = 0,046 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,046$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,046 * 61\,643 * 0,85 * 1,3 = 3\,125 \text{ kN}$$

MDC:

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{3} * \left(\frac{0,25}{0,74} \right) = 0,023 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,023$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,023 * 61\,643 * 0,85 * 1,3 = 1\,562 \text{ kN} \quad (3.3.45)$$

Berekening van de aardbevingsbelasting per kritisch element

LDC:

$$F_{b,ed} = 3\,125 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,ed} = \frac{F_{b,ed}}{(n_x+1)*(n_y+1)} = \frac{3\,125}{(7+1)*(4+1)} = 78 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,1} = \frac{F_{be,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{78 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 3,7 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,ed} = F_{be,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 78 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 1\,328 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

MDC:

$$F_{b,ed} = 1\,562 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,ed} = \frac{F_{b,ed}}{(n_x+1)*(n_y+1)} = \frac{1\,562}{(7+1)*(4+1)} = 39 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,1} = \frac{F_{be,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{39 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 1,9 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,ed} = F_{be,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 39 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 664 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

Overzicht krachten in de kritische elementen

Term	Aardbeving		Wind		Eenheden
	LDC	MDC	0°	90°	
F _b ;F _w	3 125	1 562	1837	924	kN
M _{b,ed} ; M _{w,ed}	1 328	664	709	390	kNm
N _{b,ed} ; N _{w,ed}	2121		2864		kN

3.4.3 Rekenvoorbeeld 2: Betonstructuur met stijve wanden

Berekening van de windkracht

De windbelasting is enkel afhankelijk van de dimensies van het gebouw. Aangezien bij dit rekenvoorbeeld enkel de opbouw van de structuur gewijzigd is, zal de windbelasting identiek zijn aan rekenvoorbeeld 1.

$$\text{Voor } 0^\circ: F_{w,0,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1388,41 * 21 * 42 = 1225 \text{ kN} \quad (3.3.10)$$

$$F_{w,0,ed} = \gamma_Q * c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1,5 * 1388,41 * 21 * 42 = 1837 \text{ kN}$$

$$\text{Voor } 90^\circ: F_{w,90,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1221,80 * 21 * 24 = 616 \text{ kN} \quad (3.3.10)$$

$$F_{w,90,ed} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1,5 * 1221,80 * 21 * 24 = 924 \text{ kN}$$

Berekening van de windkracht per kritisch element

Voor 0°

$$F_{w,0,ed} = 1837 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,0,ed} = \frac{F_{w,0,ed}}{(n_{w,y})} = \frac{1837}{2} = 918 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,0,1} = \frac{F_{we,0,ed}}{(2 * n_v)} = \frac{918 \text{ kN}}{2 * 6} = 77 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\Delta N_{we,ed} = 0 \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,ed} = 0 \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,0,ed} = F_{we,0,ed} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k \right) = 918 * \left(\frac{1}{2} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 12 \text{ 399 kNm} \quad (3.3.16)$$

Voor 90°

$$F_{w,90,ed} = 924 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,90,ed} = \frac{F_{w,90,ed}}{(n_{w,y})} = \frac{924}{2} = 462 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,90,1} = \frac{F_{we,ed}}{(2 * n_v)} = \frac{462 \text{ kN}}{2 * 6} = 38 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\Delta N_{we,ed} = 0 \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,ed} = 0 \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,90,ed} = F_{we,90,ed} * \left(\frac{1}{2} * h_v * n_v + h_k \right) = 462 * \left(\frac{1}{2} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 6 \text{ 237 kNm} \quad (3.3.16)$$

Schattig van de afmetingen van de wanden en kolommen

$$\text{Voor } 0^\circ \quad M_{w,0,ed} = F_{w,ed} * \left(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k \right) = 1837 * \left(3,5 * \frac{6}{2} + 3 \right) = 24 \text{ 800 kNm} \quad (3.3.20)$$

$$M_{we,0,ed} = F_{w,ed} * \frac{\left(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k \right)}{n_{s,y}} = 1837 * \frac{\left(3,5 * \frac{6}{2} + 3 \right)}{2} = 12 \text{ 399 kNm}$$

$$\text{Aanname: } 0,187 = \frac{M_{we,ed}}{b * l^2 * f_{cd}} \rightarrow l = \sqrt{\frac{M_{we,0,ed}}{b * f_{cd} * 0,187}} = \sqrt{\frac{12 \text{ 399} * 10^6}{300 * \frac{25 * 0,85}{1,5} * 0,187}} \quad (3.3.22)$$

$$= 3950 \text{ mm}$$

$$= 3,96 \text{ m}$$

$$\text{Voor } 90^\circ \quad M_{w,90,ed} = F_{w,ed} * \left(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k \right) = 924 * \left(3,5 * \frac{6}{2} + 3 \right) = 12 \text{ 474 kNm} \quad (3.3.20)$$

$$M_{we,90,ed} = F_{w,ed} * \frac{\left(\frac{h_v * n_v}{2} + h_k \right)}{n_{s,x}} = 924 * \frac{\left(3,5 * \frac{6}{2} + 3 \right)}{2} = 6 \text{ 235 kNm}$$

$$\text{Aanname: } 0,187 = \frac{M_{we,ed}}{b * l^2 * f_{cd}} \rightarrow l = \sqrt{\frac{M_{we,90,ed}}{b * f_{cd} * 0,187}} = \sqrt{\frac{6 \text{ 235} * 10^6}{300 * \frac{25 * 0,85}{1,5} * 0,187}} \quad (3.3.22)$$

$$= 2801 \text{ mm}$$

$$= 2,80 \text{ m}$$

De belasting van een kolom is identiek als bij een betonnen raamwerk. Eenzelfde afmetingen worden bijgevolg bekomen.

$$A_c = 165\,066 \text{ mm}^2$$

Bepalen van de verticale belasting van wanden en kolommen

Ten gevolge van dezelfde belasting en dimensies van de kolommen, zal de belasting van de kolom inclusief het eigengewicht, gelijk zijn als bij een betonnen raamwerk.

Wind

$$N_{we,ed} = 2\,805 \text{ kN}$$

Aardbeving

$$N_{be,ed} = 2\,078 \text{ kN}$$

De belasting van de wanden is enkel afkomstig van het eigengewicht.

Wind

$$N_{we,0,ed} = l * t * \rho * n_v * h_v * \gamma_Q = 3,95 * 0,3 * 25 * 6 * 3,5 * 1,35 = 840 \text{ kN} \quad (3.3.35)$$

$$N_{we,90,ed} = l * t * \rho * n_v * h_v * \gamma_Q = 2,80 * 0,3 * 25 * 6 * 3,5 * 1,35 = 596 \text{ kN} \quad (3.3.36)$$

Aardbeving

$$N_{be,0,ed} = l * t * \rho * n_v * h_v = 3,95 * 0,3 * 25 * 6 * 3,5 * 1,5 = 622 \text{ kN} \quad (3.3.35)$$

$$N_{be,90,ed} = l * t * \rho * n_v * h_v = 2,80 * 0,3 * 25 * 6 * 3,5 * 1,5 = 441 \text{ kN} \quad (3.3.36)$$

Berekening van de aardbevingsmassa

Bij een aardbeving zal de totale structuur gelegen boven het maaiveld, een impact hebben op het effect van de belasting. Door de oppervlaktebelastingen te berekenen en deze te vermenigvuldigen per verdiep en rekening te houden met het eigengewicht van de structuur, wordt de massa bepaald zoals in Tabel 20. Belangrijk hierbij is om op te merken dat de belastingen die rechtstreeks inwerken op het gelijkvloers geen bijdrage leveren. Deze massa wordt tenslotte rechtstreeks afgedragen op structuur onder het maaiveld. De combinatie van de permanente en de variabele belasting gebeurt a.d.h.v. Formule (3.3.38) en Formule (3.3.39).

Tabel 20: Rekenvoorbeeld 2- berekening aardbevingsmassa

Permanente belasting					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Vloerplaten	=	1008	5	7,5	1008*5*7,7= 37 800
Dakplaten	=	1008	1	5	1008*1*5= 5 040
Vloerafwerking	=	1008	5	0,7	1008*5*0,7= 3 528
Dakafwerking	=	1008	1	1	1008*1*1= 1 008
Belasting gevel	=	462	5	2,5	462*5*2,5= 5 775
Kolommen	=	7	5	80	7*5*80= 2 641
Wanden	=	47	5	7,5	47*5*7,5= 1 772
Som					58 819
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Per stuk [kN/m ²]	Totaal [kN]
Belasting gebruiksklasse	=	1008	5	3	1008*5*3= 15 120
Belasting verplaatsbare wanden	=	1008	5	0,8	1008*5*0,8= 4 032
Belasting dak	=	1008	1	0,8	1008*1*0,8= 806

$$\text{Voor vloeren: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0,3 = 0,24 \quad (3.3.39)$$

$$\text{Voor daken: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0 = 0 \quad (3.3.39)$$

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3.3.38)$$

$$= 58\,819 + 0,24 * (15\,120 + 4\,032) + 0 * 806$$

$$= 63\,415 \text{ kN}$$

Berekening van de aardbevingsbelasting

Belasting in de y-richting

$$A_i = t * l_w = 0,3 * 3,95 = 1,18 \text{ m}^2 \quad (3.3.41)$$

$$\frac{l_w}{H} = \frac{3,95}{3,5 * 6} = 0,19$$

$$A_c = \sum \left[A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]$$

$$= n_{s,y} * \left(A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right)$$

$$= 2 * (1,18 * (0,2 + (0,19)^2))$$

$$= 0,56$$

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} = \frac{0,075}{\sqrt{0,56}} = 0,100 \quad (3.3.40)$$

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = C_t * (h_v * n_v)^{\frac{3}{4}} \quad (3.3.42)$$

$$= 0,100 * (3,5 * 6)^{\frac{3}{4}} = 0,99$$

$$a_g = \gamma * a_{gr} = 1 * 0,06 = 0,06 \quad (3.3.43)$$

De trillingsperiode wordt vergeleken met de waarden van het trillingsspectrum. Voor grondtype B geldt dat $T_b=0,05$; $T_c=0,25$ en $T_d=1,2$. Voor de waarde van T_1 geldt: $T_c \leq T \leq T_D$. Daarbij is $S=1,35$. Het ordinaat van het ontwerpspectrum wordt bepaald voor lage ductiliteitsklasse ($q=1,5$) en een matige ductiliteitsklasse ($q=3$)

$$\lambda = 0,85 \text{ want } T_1 > 2 * T_c \text{ en } n_v > 2$$

LDC:

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{1,5} * \left(\frac{0,25}{0,99} \right) = 0,034 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,034$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,034 * 63\,415 * 0,85 * 1,3 = 2401 \text{ kN} \quad (3.3.45)$$

MDC:

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{3} * \left(\frac{0,25}{0,99} \right) = 0,017 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,017$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,017 * 63\,415 * 0,85 * 1,3 = 1\,200 \text{ kN} \quad (3.3.45)$$

Belasting in de x-richting

$$A_i = t * l_w = 0,3 * 2,80 = 0,84 \text{ m}^2 \quad (3.3.41)$$

$$\frac{l_w}{H} = \frac{2,80}{3,5 * 6} = 0,13$$

$$A_c = \sum \left[A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]$$

$$= n_{s,x} * \left(A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right)$$

$$= 2 * \left(0,84 * \left(0,2 + (0,13)^2 \right) \right)$$

$$= 0,37$$

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} = \frac{0,075}{\sqrt{0,37}} = 0,124 \quad (3.3.40)$$

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = C_t * (h_v * n_v)^{\frac{3}{4}} \quad (3.3.42)$$

$$= 0,124 * (3,5 * 6)^{\frac{3}{4}} = 1,22$$

$$a_g = \gamma * a_{gr} = 1 * 0,06 = 0,06 \quad (3.3.43)$$

De trillingsperiode wordt vergeleken met de waarden van het trillingsspectrum. Voor grondtype B geldt dat $T_b=0,05$; $T_c=0,25$ en $T_D=1,2$. Voor de waarde van T_1 geldt: $T_D \leq T \leq 4s$. Daarbij is $S=1,35$. Het ordinaat van het ontwerpspectrum wordt bepaald voor lage ductiliteitsklasse ($q=1,5$) en een matige ductiliteitsklasse ($q=3$)

$$\lambda = 0,85 \text{ Want } T_1 > 2 * T_c \text{ en } n_v > 2$$

LDC:

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c * T_D}{T^2} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{1,5} * \frac{0,25 * 1,3}{1,22^2} = 0,0274 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$=0,0274$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,0274 * 63\,415 * 0,85 * 1,3 = 1919\,kN \quad (3.3.45)$$

MDC:

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c * T_D}{T^2} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{3} * \frac{0,25 * 1,3}{1,22^2} = 0,014 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{array} \right.$$

$$=0,013$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,014 * 63\,415 * 0,85 * 1,3 = 959\,kN \quad (3.3.45)$$

Berekening van de aardbevingsbelasting per kritisch element

Belasting in de y-richting

LDC:

$$F_{b,0,ed} = 2\,401\,kN \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,0,ed} = \frac{F_{b,0,ed}}{n_{w,y}} = \frac{2\,401}{2} = 1\,200\,kN \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,0,1} = \frac{F_{be,0,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{1\,200\,kN}{1+2+3+4+5+6} = 57\,kN \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,0,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 1\,200 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 20\,406\,kNm \quad (3.3.51)$$

MDC:

$$F_{b,0,ed} = 1\,200\,kN \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,0,ed} = \frac{F_{b,0,ed}}{n_{w,y}} = \frac{1\,200}{2} = 600\,kN \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,0,1} = \frac{F_{be,0,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{600\,kN}{1+2+3+4+5+6} = 29\,kN \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,0,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 600 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 10\,203\,kNm \quad (3.3.51)$$

Belasting in de x-richting

LDC:

$$F_{b,90,ed} = 1\,919\,kN \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,90,ed} = \frac{F_{b,90,ed}}{n_{w,x}} = \frac{1\,919}{2} = 959\,kN \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,90,1} = \frac{F_{be,90,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{959\,kN}{1+2+3+4+5+6} = 46\,kN \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,90,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,90,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,90,ed} = F_{be,90,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 959 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 16\,310\,kNm \quad (3.3.51)$$

MDC:

$$F_{b,90,ed} = 959\,kN \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,90,ed} = \frac{F_{b,90,ed}}{n_{w,x}} = \frac{959}{2} = 480\,kN \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,90,1} = \frac{F_{be,90,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{480\,kN}{1+2+3+4+5+6} = 23\,kN \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,90,ed} = 0 \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,90,ed} = 0 \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,90,ed} = F_{be,90,ed} * \left(\frac{2}{3} * h_v * n_v + h_k \right) = 480 * \left(\frac{2}{3} * 3,5 * 6 + 3 \right) = 8\,155 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

Overzicht krachten in de kritische elementen

0°				
Term	Aardbeving		Wind	Eenheden
	LDC	MDC	0°	
Fb;Fw	2 401	1 200	1837	kN
Mb,ed ; Mw,ed	20 406	10 203	12399	kNm
Nbe,ed; Nwe,ed	622		840	kN
90°				
Term	Aardbeving		Wind	Eenheden
	LDC	MDC	90°	
Fb;Fw	1 919	959	924	kN
Mb,ed ; Mw,ed	16 310	8 155	6235	kNm
Nbe,ed; Nwe,ed	441		596	kN

3.4.4 Rekenvoorbeeld 3: Stalen raamwerk

Berekening van de windkracht

De windbelasting is enkel afhankelijk van de dimensies van het gebouw. Aangezien bij dit rekenvoorbeeld enkel de opbouw van de structuur gewijzigd is, zal de windbelasting identiek zijn aan rekenvoorbeeld 1 en 2.

$$\text{Voor } 0^\circ: F_{w,0,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1388,41 * 21 * 42 = 1225 \text{ kN} \quad (3.3.10)$$

$$F_{w,0,ed} = \gamma_Q * c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1,5 * 1388,41 * 21 * 42 = 1837 \text{ kN}$$

$$\text{Voor } 90^\circ: F_{w,90,ek} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1221,80 * 21 * 24 = 616 \text{ kN} \quad (3.3.10)$$

$$F_{w,90,ed} = c_s * c_d \sum w_e * A_{ref} = 1,5 * 1221,80 * 21 * 24 = 924 \text{ kN}$$

Berekening van de windkracht per kritisch element

Voor 0°

$$F_{w,0,ed} = 1837 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,0,ed} = \frac{F_{w,0,ed}}{2 * n_{w,y}} = \frac{1837}{2 * 2} = 459 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,0,1} = \frac{F_{we,0,ed}}{(2 * n_v)} = \frac{459 \text{ kN}}{2 * 6} = 38 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\alpha = \text{boogtan} \left(\frac{h_v}{l} \right) = \text{boogtan} \left(\frac{3,5}{6} \right) = 0,53 \text{ rad} \quad (3.3.24)$$

$$\Delta N_{we,0,ed} = (F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}) * \tan(\alpha) = (459 - 38) * \tan(0,53) = 256 \text{ kN} \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,0,ed} = \frac{F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}}{\cos(\alpha)} = \frac{459 - 38}{\cos(0,53)} = 487 \text{ kN} \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,0,ed} = 0 \quad (3.3.16)$$

Voor 90°

$$F_{w,90,ed} = 924 \text{ kN} \quad (3.3.11)$$

$$F_{we,90,ed} = \frac{F_{w,90,ed}}{2 * n_{w,y}} = \frac{924}{2 * 3} = 154 \text{ kN} \quad (3.3.12)$$

$$F_{w,90,1} = \frac{F_{we,90,ed}}{(2 * n_v)} = \frac{154 \text{ kN}}{2 * 6} = 13 \text{ kN} \quad (3.3.13)$$

$$\alpha = \text{boogtan} \left(\frac{h_v}{l} \right) = \text{boogtang} \left(\frac{3,5}{6} \right) = 0,53 \text{ rad} \quad (3.3.24)$$

$$\Delta N_{we,0,ed} = (F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}) * \tan(\alpha) = (154 - 13) * \tan(0,53) = 82 \text{ kN} \quad (3.3.14)$$

$$\Delta T_{we,90,ed} = \frac{F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}}{\sin(\alpha)} = \frac{154 - 13}{\cos(0,53)} = 163 \text{ kN} \quad (3.3.15)$$

$$\Delta M_{we,0,ed} = 0 \quad (3.3.16)$$

Schattig van de afmetingen van de windverbanden en kolommen

Windverband

$$\text{Voor } 0^\circ \quad \Delta T_{we,0,ed} = \frac{F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}}{\sin(\alpha)} = \frac{459 - 38}{\cos(0,53)} = 487 \text{ kN} \quad (3.3.26)$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{T_{we,ed}}{f_y} = \frac{487 * 10^3}{355} = 1373 \text{ mm}^2 \quad (3.3.27)$$

$$\text{Voor } 90^\circ \quad \Delta T_{we,90,ed} = \frac{F_{we,0,ed} - F_{w,0,1}}{\sin(\alpha)} = \frac{154 - 13}{\cos(0,53)} = 163 \text{ kN} \quad (3.3.26)$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{T_{we,ed}}{f_y} = \frac{163 * 10^3}{355} = 460 \text{ mm}^2 \quad (3.3.27)$$

Kolom

Bij een staalstructuur is de opbouw verschillend afhankelijk van het aantal verdiepingen. Een structuur met slechts één verdieping heeft staalplaten als dakstructuur, in tegenstelling tot een betonnen plaat bij meerdere verdiepingen. Aangezien in dit voorbeeld de structuur zes verdiepingen bevat, wordt de structuur berekend met een betonnen dakplaat. De belastingen uit Tabel 18 zijn geldig, maar de variabele belasting bij een staalstructuur heeft geen positief effect. Bovendien zorgt de horizontale belasting voor een bijkomende verticale last op de kolom, ook deze moet in rekening worden gebracht.

$$\begin{aligned}
 E_d + \Delta N_{we,ed} &= \sum_{j \leq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \text{Max}(\Delta N_{we,90,ed} ; \Delta N_{we,0,ed}) \\
 &= 1,35 * 1987 + 1,5 * 850 + 246 \\
 &= 4\ 203\ \text{kN}
 \end{aligned}
 \tag{3.3.30}$$

Op basis van deze belasting wordt de doorsnede van een kolom geschat, met behulp van Formule (3.3.31).

$$A_s = \frac{E_d + \Delta N_{we,ed}}{f_y} = \frac{4\ 203\ \text{kN} * 10^3}{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 11\ 839\ \text{mm}^2
 \tag{3.3.31}$$

Bijgevolg kan de belasting van de kolom worden berekend inclusief het eigengewicht. De staalsectie wordt vermenigvuldigd met de hoogte van de kolom, het aantal verdiepingen van het gebouw en het eigengewicht van de kolom.

$$\begin{aligned}
 N_{we,ed} &= E_d + \Delta N_{we,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k - n_v * d_v - d_d) \\
 &= 4\ 203 + 1,35 * 11\ 839 * 10^{-6} \text{m}^2 * 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) \text{m} \\
 &= 4\ 230\ \text{kN}
 \end{aligned}
 \tag{3.3.32}$$

Door rekening te houden met het eigengewicht wordt er een betere benadering bekomen van de belasting. In principe is dit een iteratief proces. Een eerste stap van de iteratie zal worden uitgevoerd.

$$A_s = \frac{E_d + \Delta N_{we,ed}}{f_y} = \frac{4\ 230\ \text{kN} * 10^3}{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 11\ 914\ \text{mm}^2
 \tag{3.3.31}$$

$$\begin{aligned}
 N_{we,ed} &= E_d + \Delta N_{we,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k - n_v * d_v - d_d) \\
 &= 4\ 203 + 1,35 * 12\ 606 * 10^{-6} \text{m}^2 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) \text{m} \\
 &= 4\ 230\ \text{kN}
 \end{aligned}
 \tag{3.3.32}$$

$$A_s = \frac{E_d + \Delta N_{we,ed}}{f_y} = \frac{4\ 230\ \text{kN} * 10^3}{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 11\ 914\ \text{mm}^2
 \tag{3.3.31}$$

Bepalen van de verticale belasting van een kolom

Enkel de verticale belasting bij wind kan reeds worden berekend want de kracht in de kolom wordt bij aardbevingsbelasting beïnvloed door het verticaal element van de kracht. $E_d + \Delta N_{we,ed}$ werd eerder berekend met de maximale waarde van $\Delta N_{we,90,ed}$ en $\Delta N_{we,0,ed}$ om de sectie van de kolom te bepalen. Bij de berekening van de effectieve waarde van de verticale belasting moet de effectieve waarde van $\Delta N_{we,ed}$ worden gekozen.

Voor 0°: (3.3.37)

$$\begin{aligned}
 N_{we,0,ed} &= E_d + \Delta N_{we,0,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k) + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\
 &= 1,35 * 1987 + 1,5 * 850 + 246 + 1,35 * 11\ 914 * 10^{-6} * 77 * (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) \\
 &= 5\ 230\ \text{kN}
 \end{aligned}$$

Voor 90°:

$$\begin{aligned}
 N_{we,90,ed} &= E_d + \Delta N_{we,90,ed} + \gamma_{G,j} * A_c * \rho_{staal} * (n_v * h_v + h_k) + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3.37) \\
 &= 1,35 * 1987 + 1,5 * 850 + 82 + 1,35 * 11\,914 * 10^{-6} * 77 * (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) \\
 &= 4067 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berekening van de aardbevingsmassa

Bij een aardbeving zal de totale structuur gelegen boven het maaiveld, een impact hebben op het effect van de belasting. Door de oppervlaktebelastingen te berekenen en deze te vermenigvuldigen per verdiep en rekening te houden met het eigengewicht van de structuur, wordt de massa bepaald zoals in Tabel 21. Belangrijk hierbij is om op te merken dat de belastingen die rechtstreeks inwerken op het gelijkvloers geen bijdrage leveren. Deze massa wordt tenslotte rechtstreeks afgedragen op structuur onder het maaiveld. De combinatie van de permanente en de variabele belasting gebeurt a.d.h.v. Formule (3.2.1.1) en Formule (3.2.1.2).

Tabel 21: Rekenvoorbeeld 3- berekening aardbevingsmassa

Permanente belasting					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Belasting [kN/m ²]	Totaal [kN]
Vloerplaten	=	1008	5	7,5	1008*5*7,5= 37 800
Dakplaten beton (>1verdiep)	=	1008	1	5	1008*1*5= 5 040
Dakplaat staal (=1 verdiep)	=	0	1	0,14	0
Vloerafwerking	=	1008	5	0,7	1008*5*0,7= 3 528
Dakafwerking	=	1008	1	1	1008*1*1= 1 008
Belasting gevel	=	462	5	2,5	462*5*2,5= 5 775
Kolommen	=	0,48	5	245	0,48*5*245= 583
Windverbanden	=	0,01	5	532	0,01*5*532= 27
Som					57 760
Variabele belasting: (afhankelijk van type gebruiksklasse)					
Element		Opp. per verdiep [m ²]	Aantal niveaus [st.]	Per stuk [kN/m ²]	Totaal [kN]
Belasting gebruiksklasse	=	1008	5	3	1008*5*3= 15 120
Belasting verplaatsbare wanden	=	1008	5	0,8	1008*5*0,8= 4 032
Belasting dak	=	1008	1	0,8	1008*1*0,8= 806

$$\text{Voor vloeren: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0,3 = 0,24$$

$$\text{Voor daken: } \psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i} = 0,8 * 0 = 0$$

$$\begin{aligned}
 m &= \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \\
 &= 57\,760 + 0,24 * (15\,120 + 4\,032) + 0 * 806 \\
 &= 58\,358 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berekening van de aardbevingsbelasting

$$C_t = 0,05$$

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = C_t * (h_v * n_v)^{\frac{3}{4}}$$

$$= 0,05 * (3,5 * 6)^{\frac{3}{4}} = 0,49 \quad (3.3.42)$$

$$a_g = \gamma * a_{gr} = 1 * 0,06 = 0,06 \quad (3.3.43)$$

De trillingsperiode wordt vergeleken met de waarden van het trillingspectrum. Voor grondtype B geldt dat $T_b = 0,05$; $T_c = 0,25$ en $T_D = 1,2$. Voor de waarde van T_1 geldt: $T_c \leq T \leq T_D$. Daarbij is $S = 1,35$. Het ordinaat van het ontwerppectrum wordt bepaald voor lage ductiliteitsklasse ($q=1,5$) en een matige ductiliteitsklasse ($q=3$)

$$\lambda = 1 \text{ Want } T_1 < 2 * T_c$$

LDC:

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{1,5} * \left(\frac{0,25}{0,49} \right) = 0,069 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,069$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,069 * 58\,357 * 1 * 1,3 = 5\,220 \text{ kN} \quad (3.3.45)$$

MDC:

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,06 * 1,35 * \frac{2,5}{4} * \left(\frac{0,25}{0,49} \right) = 0,026 \\ \geq \beta * a_g = 0,2 * 0,06 = 0,012 \end{cases}$$

$$= 0,026$$

$$F_{b,ed} = S_d(T_1) * m * \lambda * 1,3 = 0,026 * 58\,357 * 1 * 1,3 = 1\,958 \text{ kN} \quad (3.3.45)$$

Berekening van de aardbevingsbelasting per kritisch element

Voor 0°

LDC:

$$F_{b,0,ed} = 5\,220 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,0,ed} = \frac{F_{b,0,ed}}{n_{w,y}} = \frac{5\,220}{4} = 1\,305 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,0,1} = \frac{F_{be,0,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{1\,305 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 62 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \tan(\alpha) = 1305 * \tan(0,53) = 761 \text{ kN} \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,0,ed} = \frac{F_{be,0,ed}}{\cos(\alpha)} = \frac{1\,305}{\cos(0,53)} = 1511 \text{ kN} \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,0,ed} = 0 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

$$N_{be,0,ed} = \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \Delta N_{be,0,ed} \quad (3.3.52)$$

$$= 1\,987 + 11\,914 * 10^{-6} m^2 * 77 \frac{\text{kN}}{m^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2) m + 0,3$$

$$* (648 + 173) + 761$$

$$= 3\,023 \text{ kN}$$

MDC:

$$F_{b,0,ed} = 1\,958 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,0,ed} = \frac{F_{b,0,ed}}{n_{w,y}} = \frac{1\,958}{4} = 489 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,0,1} = \frac{F_{be,0,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{489 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 23 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \tan(\alpha) = 489 * \tan(0,53) = 285 \text{ kN} \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,0,ed} = \frac{F_{be,0,ed}}{\cos(\alpha)} = \frac{489}{\cos(0,53)} = 567 \text{ kN} \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,0,ed} = 0 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

$$\begin{aligned} N_{be,0,ed} &= \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \Delta N_{be,0,ed} \quad (3.3.52) \\ &= 1987 + 11914 * 10^{-6} m^2 * 77 \frac{\text{kN}}{m^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2)m + 0,3 \\ &\quad * (648 + 173) + 285 \\ &= 2548 \text{ kN} \end{aligned}$$

Voor 90°

LDC:

$$F_{b,90,ed} = 5220 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,90,ed} = \frac{F_{b,90,ed}}{n_{w,x}} = \frac{5220}{6} = 870 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,90,1} = \frac{F_{be,90,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{870 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 41 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \tan(\alpha) = 870 * \tan(0,53) = 508 \text{ kN} \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,90,ed} = \frac{F_{be,90,ed}}{\cos(\alpha)} = \frac{870}{\cos(0,53)} = 1007 \text{ kN} \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,90,ed} = 0 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

$$\begin{aligned} N_{be,90,ed} &= \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \Delta N_{be,90,ed} \quad (3.3.52) \\ &= 1987 + 11914 * 10^{-6} m^2 * 77 \frac{\text{kN}}{m^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2)m + 0,3 \\ &\quad * (648 + 173) + 508 \\ &= 2770 \text{ kN} \end{aligned}$$

MDC:

$$F_{b,90,ed} = 1958 \text{ kN} \quad (3.3.46)$$

$$F_{be,90,ed} = \frac{F_{b,90,ed}}{n_{w,x}} = \frac{1958}{6} = 326 \text{ kN} \quad (3.3.47)$$

$$F_{b,90,1} = \frac{F_{be,90,ed}}{\sum_{n_v \geq 1} n_v} = \frac{326 \text{ kN}}{1+2+3+4+5+6} = 16 \text{ kN} \quad (3.3.48)$$

$$\Delta N_{be,0,ed} = F_{be,0,ed} * \tan(\alpha) = 326 * \tan(0,53) = 190 \text{ kN} \quad (3.3.49)$$

$$\Delta T_{be,90,ed} = \frac{F_{be,90,ed}}{\cos(\alpha)} = \frac{326}{\cos(0,53)} = 378 \text{ kN} \quad (3.3.50)$$

$$\Delta M_{be,90,ed} = 0 \text{ kNm} \quad (3.3.51)$$

$$\begin{aligned} N_{be,90,ed} &= \sum_{j \leq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \Delta N_{be,90,ed} \quad (3.3.52) \\ &= 1987 + 11914 * 10^{-6} m^2 * 77 \frac{\text{kN}}{m^3} (6 * 3,5 + 3 - 6 * 0,3 - 0,2)m + 0,3 \\ &\quad * (648 + 173) + 190 \\ &= 2452 \text{ kN} \end{aligned}$$

Overzicht krachten in de kritische elementen

0°				
Term	Aardbeving		Wind	Eenheden
	LDC	MDC	0°	
Fb;Fw	5220	1958	1837	kN
Fbe;Fwe	1305	489	459	kN
Tbe,ed;Twe,ed t.h.v. Snede 1	1511	567	487	kN
Nbe,ed; Nwe,ed	3023	2548	4230	kN
90°				
Term	Aardbeving		Wind	Eenheden
	LDC	MDC	90°	
Fb;Fw	5220	1958	924	kN
Fbe;Fwe	870	326	154	kN
Tbe,ed;Twe,ed t.h.v. Snede 1	1007	378	163	kN
Nbe,ed; Nwe,ed	2770	2452	4230	kN

4 PARAMETERSTUDIE

4.1 METHODE

4.1.1 Parameterstudie deel 1: invloed parameters constructie

Indien men een constructie wilt bouwen zijn de omgevingsparameters van het gebouw meestal gekend. Bij een voorontwerp van een constructie moeten de verschillende parameters van een gebouw zelf worden bepaald. Deze zullen een invloed hebben op de windbelasting en aardbevingsbelasting ter hoogte van de kritische elementen. Het is van belang om de invloed van deze parameters te bepalen. Daarom wordt er binnen dit onderzoek gecontroleerd wat de invloed van het aantal verdiepingen, de verdiepingshoogte, de diepte/breedte-verhouding en de tussenafstand van de kolommen is.

Bij reeks A wordt een gebouw beschouwd dat in zone 4, grondtype C gelegen is. De basiswindsnelheid is 24 m/s. Verschillende situaties worden geanalyseerd waarbij de invloed van bovenstaande parameters wordt onderzocht. Eerst zijn er 20 situaties waarbij het aantal verdiepingen en de diepte/breedte-verhouding varieert. Dit is steeds mogelijk bij verschillende verdiepingshoogtes: 3m; 3,5m en 4m. Situatie 1-20 wordt weergegeven in Tabel 22 en is bij een verdiepingshoogte van 3m. Situatie 21-40 is analoog aan de situaties in Tabel 22, maar dan met een verdiepingshoogte van 3,5m. En tot slot zijn situatie 41-60 bij een verdiepingshoogte van 4m.

Vervolgens varieert de lengte van het raster van 3m, 5m en 8m bij eenzelfde verdiepingshoogte ($h_v=3,5m$) bij situatie 61-75. Dit wordt weergegeven in Tabel 23. Omdat de horizontale belastingen van een gebouw ook afhankelijk zijn van de omgevingsparameters, wordt er een bijkomende reeks B opgesteld. De omgevingsfactoren zijn grondtype B in zone 2, waar een basiswindsnelheid van 23m/s heerst. Enkel voor betonnen raamwerken wordt gecontroleerd of het gedrag in beide situaties gelijkaardig is. De situaties bij reeks B zijn gelijk aan deze van reeks A, die in Tabel 22 en Tabel 23 weergegeven worden.

De impact van de verschillende parameters kan worden geanalyseerd als de gegevens van de situaties in Tabel 22 en Tabel 23 worden verzameld. Bij de aardbevingsbelasting zullen enkel de resultaten bij LDC worden berekend omdat deze klasse het vaakst wordt toegepast. Deze gegevens zullen worden weergegeven in verschillende grafieken. Op de x-as staat steeds de parameter waarvan het effect onderzocht wordt en op de y-as wordt het relatieve verschil van het effect van de aardbeving of van wind weergegeven. Tabel 24-Tabel 28 weergegeven de verschillende situaties die in grafieken zullen worden weergegeven.

Tabel 22: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 1-60 voor de parameterstudie reeks A

Situatie	h_v (m)	n_v (st.)	n_x (st.)	n_y (st.)	l (m)	L_{tot} (m)	B_{tot} (m)	Opp (m)
1	3,5	1	6	6	6	36	36	1296
2		2	6	6	6	36	36	1296
3		4	6	6	6	36	36	1296
4		8	6	6	6	36	36	1296
5		1	6	12	6	36	72	2592
6		2	6	12	6	36	72	2592
7		4	6	12	6	36	72	2592
8		8	6	12	6	36	72	2592
9		1	6	24	6	36	144	5184
10		2	6	24	6	36	144	5184
11		4	6	24	6	36	144	5184
12		8	6	24	6	36	144	5184
13		1	4	8	6	25	51	1296
14		2	4	8	6	25	51	1296
15		4	4	8	6	25	51	1296
16		8	4	8	6	25	51	1296
17		1	3	12	6	18	72	1296
18		2	3	12	6	18	72	1296
19		4	3	12	6	18	72	1296
20		8	3	12	6	18	72	1296

Tabel 23: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 61-75 voor de parameterstudie reeks A

Situatie	nv (st.)	hv (m)	nx (st.)	ny (st.)	l (m)	Ltot (m)	Btot (m)	Opp (m)
61	1	3,5	6	6	3	18	18	324
62	1	3,5	6	6	5	30	30	900
63	1	3,5	6	6	8	48	48	2304
64	1	3,5	6	12	3	18	36	648
65	1	3,5	6	12	5	30	60	1800
66	1	3,5	6	12	8	48	96	4608
67	1	3,5	6	24	3	18	72	1296
68	1	3,5	6	24	5	30	120	3600
69	1	3,5	6	24	8	48	192	9216
70	1	3,5	4	8	3	13	25	324
71	1	3,5	4	8	5	21	42	900
72	1	3,5	4	8	8	34	68	2304
73	1	3,5	3	12	3	9	36	324
74	1	3,5	3	12	5	15	60	900
75	1	3,5	3	12	8	24	96	2304

Opmerking met betrekking tot parameterstudie 1

Het is belangrijk om op te merken dat de aardbevingsbelasting en de winbelasting afhankelijk zijn van meerdere externe parameters. In dit onderzoek worden er slechts 2 situaties onderzocht met variërende seismische zone, grondeigenschappen en windbelastingen. Er wordt verwacht dat het effect van de interne parameters voor andere situaties gelijkaardig gaat zijn. Het effectieve besluit over welke horizontale belasting dominant is, is wel afhankelijk van de externe parameters. Er kan bijgevolg geen algemene conclusie getrokken worden over welke belasting dominant is bij een gebouw. Er kunnen positievere resultaten bekomen worden bij andere gunstigere omgevingsfactoren dan die in dit onderdeel getest zijn geweest. Dit kan het besluit m.b.t. dominantie sterk beïnvloeden.

A) Invloed van de verhouding n_y/n_x bij constante breedte

Tabel 24: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constante breedte

n_y/n_x	Nummer van de situatie		
	$n_v=1$	$n_v=4$	$n_v=8$
1	1	3	4
2	5	7	8
4	9	11	12

B) Invloed van de verhouding n_y/n_x bij constant oppervlakte van het grondvlak

Tabel 25: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constant oppervlak van het grondvlak

n_y/n_x	Nummer van de situatie		
	$n_v=1$	$n_v=4$	$n_v=8$
1	1	3	4
2	13	15	16
4	17	19	20

C) Invloed van de toename van het aantal verdiepingen

Tabel 26: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte

n_v	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
1	1	5	9	13	17
2	2	6	10	14	18
4	3	7	11	15	19
8	4	8	12	16	20

D) Invloed van de toename van de verdiepingshoogte

Tabel 27: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte

n_v	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
3,5	1	5	9	13	17
3	21	25	29	33	37
4	41	45	49	53	57

E) Invloed van de lengte van het raster

Tabel 28: Situaties bij onderzoek naar: invloed van de lengte van het raster

l	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
3	61	64	67	70	73
5	62	65	68	71	74
6	1	5	9	13	17
8	63	66	69	72	75

4.1.2 Parameterstudie deel 2: invloed van de omgevingsfactoren

Zowel de horizontale belastingen ten gevolge van wind of ten gevolge van een aardbeving zijn afhankelijk van de omgeving. Bij wind is het enkel de basiswindsnelheid die kan variëren, maar voor een aardbevingskracht zal het grondtype en de seismische zone een invloed hebben op de grootte van de kracht. Daarom wordt ervoor gekozen om vier verschillende situaties te analyseren. De zones in combinatie met het grondtype zijn: zone 4 met grondtype D en zone 2 met een grondtype B. De windsnelheden zijn ofwel 23m/s of 26m/s. Het effect van deze parameters wordt geanalyseerd bij een vierkantig gebouw (36x36m of 82x82m) met variërende aantal verdiepingen. In totaal leidt dit tot de 32 combinaties die in Tabel 29 weergegeven zijn.

Tabel 29: Kenmerkende parameters gekoppeld aan de situaties 1-32 voor de parameterstudie reeks C

Situatie	n_v (st.)	h_v (m)	n_x (st.)	n_y (st.)	l (m)	Zone	Grond- type	Basis- windsnelheid	L_{tot} (m)	B_{tot} (m)	Opp (m)
1	1	3,5	6	6	6	4	D	23	36	36	1296
2	2	3,5	6	6	6	4	D	23	36	36	1296
3	4	3,5	6	6	6	4	D	23	36	36	1296
4	8	3,5	6	6	6	4	D	23	36	36	1296
5	1	3,5	12	12	6	4	D	23	72	72	5184
6	2	3,5	12	12	6	4	D	23	72	72	5184
7	4	3,5	12	12	6	4	D	23	72	72	5184
8	8	3,5	12	12	6	4	D	23	72	72	5184
9	1	3,5	6	6	6	4	D	26	36	36	1296
10	2	3,5	6	6	6	4	D	26	36	36	1296
11	4	3,5	6	6	6	4	D	26	36	36	1296
12	8	3,5	6	6	6	4	D	26	36	36	1296
13	1	3,5	12	12	6	4	D	26	72	72	5184
14	2	3,5	12	12	6	4	D	26	72	72	5184
15	4	3,5	12	12	6	4	D	26	72	72	5184
16	8	3,5	12	12	6	4	D	26	72	72	5184
17	1	3,5	6	6	6	2	B	23	36	36	1296
18	2	3,5	6	6	6	2	B	23	36	36	1296
19	4	3,5	6	6	6	2	B	23	36	36	1296
20	8	3,5	6	6	6	2	B	23	36	36	1296
21	1	3,5	12	12	6	2	B	23	72	72	5184
22	2	3,5	12	12	6	2	B	23	72	72	5184
23	4	3,5	12	12	6	2	B	23	72	72	5184
24	8	3,5	12	12	6	2	B	23	72	72	5184
25	1	3,5	6	6	6	2	B	26	36	36	1296
26	2	3,5	6	6	6	2	B	26	36	36	1296
27	4	3,5	6	6	6	2	B	26	36	36	1296
28	8	3,5	6	6	6	2	B	26	36	36	1296
29	1	3,5	12	12	6	2	B	26	72	72	5184
30	2	3,5	12	12	6	2	B	26	72	72	5184
31	4	3,5	12	12	6	2	B	26	72	72	5184
32	8	3,5	12	12	6	2	B	26	72	72	5184

Deze gegevens zullen worden weergegeven in verschillende grafieken, ook hier zullen bij de aardbevingsbelastingen enkel de resultaten bij LDC worden berekend omdat deze klasse het vaakst wordt toegepast. Op de x-as in de grafiek staat steeds het aantal verdiepingen en op de y-as wordt het relatieve verschil van het effect van de aardbeving of van wind weergegeven. In Tabel 30 en Tabel 31 worden de situaties van Tabel 29 opgesomd zoals ze worden gebruikt in de grafieken. Op die wijze wordt er een link gemaakt tussen de resultaten van het programma in Bijlage F: Resultaten studie en de resultaten in de grafieken.

Bij een constructie met een grondoppervlakte van 36x36m:

Tabel 30: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 36x36m

n _v	Nummer van de situatie			
	Zone 4, 23m/s	Zone 4, 26m/s	Zone 2, 23m/s	Zone 2, 26m/s
1	1	9	17	25
2	2	10	18	26
4	3	11	19	27
8	4	12	20	28

Bij een constructie met een grondoppervlakte van 82x82m:

Tabel 31: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 82x82m

n _v	Nummer van de situatie			
	Zone 4, 23m/s	Zone 4, 26m/s	Zone 2, 23m/s	Zone 2, 26m/s
1	5	13	21	29
2	6	14	22	30
4	7	15	23	31
8	8	16	24	32

4.2 RESULTATEN

4.2.1 Parameterstudie deel 1

De resultaten van de parameterstudie staan weergegeven in Bijlage A tot Bijlage E. De grafieken worden weergegeven om de impact van de parameters te onderzoeken.

4.2.2 Parameterstudie deel 2

De resultaten van de parameterstudie staan weergegeven in Bijlage F. De grafieken worden weergegeven om de impact van de parameters te onderzoeken.

4.3 DISCUSSIE

De resultaten van de parameterstudie worden steeds weergegeven in grafieken. Daarbij staat $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed}$ in functie van de variërende parameter. Met X het moment, de trekkracht of de normaalkracht in de kolom. De betekenis van deze term wordt verder besproken:

- $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed} = \frac{M_{we,ed} - M_{be,ed}}{M_{we,ed}}$
 - Het moment ten gevolge van windbelasting aan de onderzijde van een kolom of wand wordt verminderd met het moment ten gevolge van een aardbevingsbelasting. Dit wordt weergegeven in functie van het moment ten gevolge van windbelasting.
- $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed} = \frac{T_{we,ed} - T_{be,ed}}{T_{we,ed}}$
 - De trekkracht ten gevolge van windbelasting in een windverband wordt verminderd met de trekkracht ten gevolge van een aardbevingsbelasting. Dit wordt weergegeven in functie van de trekkracht ten gevolge van windbelasting.

Aan de hand van de vorm van de grafiek kan de invloed van de variabele parameter besproken worden. Om de bespreking van de grafieken te vereenvoudigen wordt hier uitgelegd wat het effect is van de belastingen en hoe dit zichtbaar is in de grafieken.

- $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} > 0$ & $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} \uparrow$
 - De belasting ten gevolge van wind is maatgevender dan de belasting ten gevolge van een aardbeving aangezien dat $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} > 0$. Bij de toename van de variabele parameter zal het verschil $X_{we,ed} - X_{be,ed}$ toenemen in verhouding met de ware grootte van de belasting t.g.v. wind. Dit houdt in dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen daalt.
- $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} > 0$ & $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} \downarrow$
 - De belasting ten gevolge van wind is maatgevender dan de belasting ten gevolge van een aardbeving aangezien dat $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} > 0$. Bij de toename van de variabele parameter zal het verschil $X_{we,ed} - X_{be,ed}$ afnemen in verhouding met de ware grootte van de belasting t.g.v. wind. Dit houdt in dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen stijgt.
- $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} < 0$ & $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} \uparrow$
 - De belasting ten gevolge van een aardbeving is maatgevender dan de belasting ten gevolge van een wind aangezien dat $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} < 0$. Er is bijgevolg een noodzaak aan aardbevingsbestendig te bouwen. Bij de toename van de variabele parameter zal het verschil $X_{we,ed} - X_{be,ed}$ afnemen in verhouding met de ware grootte van de belasting t.g.v. wind. De algemene conclusie is dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen daalt bij toenemende waarde van de parameter, maar het is wel nog steeds noodzakelijk.
- $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} < 0$ & $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} \downarrow$
 - De belasting ten gevolge van een aardbeving is maatgevender dan de belasting ten gevolge van een wind aangezien dat $\Delta X_{e,ed}/X_{we,ed} < 0$. Er is bijgevolg een noodzaak aan aardbevingsbestendig te bouwen. Bij de toename van de variabele parameter zal het verschil $X_{we,ed} - X_{be,ed}$ toenemen in verhouding met de ware grootte van de belasting t.g.v. wind. De algemene conclusie is dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen daalt bij toenemende waarde van de parameter en het is steeds noodzakelijk.

4.3.1 Parameterstudie deel 1

In dit onderdeel wordt de invloed van interne parameters besproken. De variatie van het aantal verdiepingen, de verdiepingshoogte en de lengte van het raster wordt steeds weergegeven voor vijf diepte/breedte-configuraties. Daarom wordt de impact van deze parameter als eerst besproken en bijgevolg niet meer bij de variatie van de andere parameters want het effect zal steeds hetzelfde zijn. Algemeen geldt het volgende bij een belasting in 0° :

$$\Delta X_{e,ed} / \Delta X_{we,ed} (4L \times L < 2L \times L < 2L \times 0,5L < 1,4L \times 0,7L < L \times L)$$

Algemeen geldt het volgende bij een belasting in 90° :

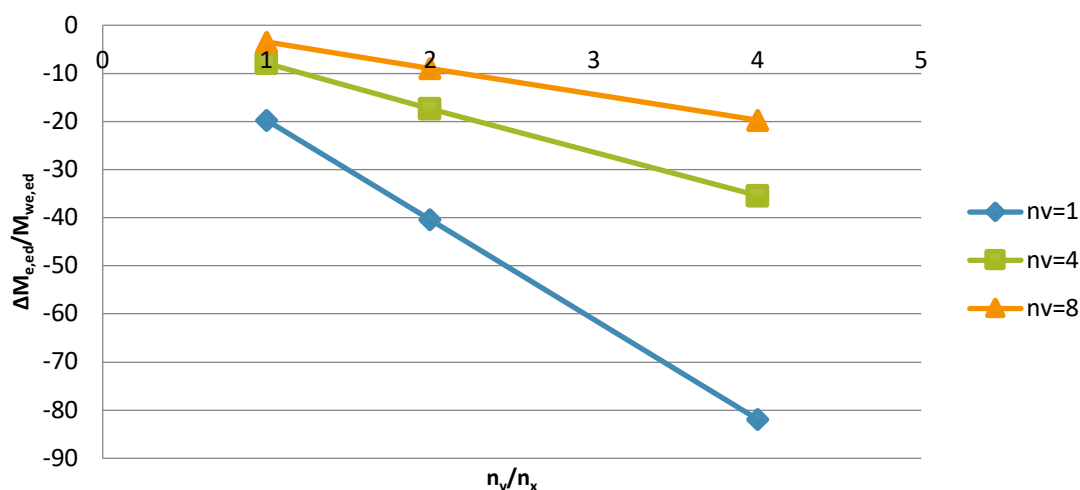
$$\Delta X_{e,ed} / \Delta X_{we,ed} (4L \times L < 2L \times L < L \times L < 1,4L \times 0,7L < 2L \times 0,5L)$$

A) Invloed van de verhouding breedte/diepte-verhouding bij constante breedte

I. Betonnen structuren

Moment

Het relatieve verschil in momenten bij een betonnen raamwerk reeks A en B wordt weergegeven in Grafiek 7, Grafiek 19, Grafiek 20 en Grafiek 21. Zowel in de richting van 0° als in de richting van 90° geldt dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen toeneemt bij toenemende diepte. Het effect bij 0° is wel groter dan bij 90°. Dit is te verklaren door het feit dat de aardbevingsbelasting constant is in beide richtingen en toeneemt als de diepte/breedte-verhouding toeneemt. Het gedrag van de windbelasting is echter wel verschillend. De totale windbelasting in 0° daalt. Door toenemende diepte van het gebouw daalt ook het moment. Dit komt doordat de horizontale belasting evenredig wordt verdeeld over de kolommen in de diepte. Dus als de diepte toeneemt, daalt de kracht per kolom. Bij 90° neemt de totale windlast toe. Deze toename is evenredig met de toename van de breedte van de gevel. Aangezien dat ook het aantal kolommen in de gevel is toegenomen, zal er geen toename zijn van de belasting op de kolom. Het moment ten gevolge van wind in 90° is onafhankelijk van de diepte van het gebouw.



Grafiek 7: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

Bij een betonstructuur met stijve wanden is het gedrag gelijkaardig. Grafiek 22 en Grafiek 23 zijn dalend, dit wil zeggen dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen toeneemt bij toenemende diepte. Dit is te verklaren door het feit dat het moment ten gevolge van een aardbeving toeneemt bij belasting in 0° en 90°. Aangezien dat de totale windbelastingen gelijk zijn als bij betonnen raamwerken, daalt de totale last bij 0° en stijgt de last bij 90°. Omdat het aantal stijve wanden

onafhankelijk is van de diepte, is het effect op het moment in de wand gelijkaardig. Bij 0° daalt het moment, bij 90° stijgt het moment. Uiteindelijk geldt voor beide belastingsrichtingen dat de toename van de aardbevingsbelasting relatief groter is dan de toename van de windbelasting.

Normaalkracht bij buiging

De horizontale krachten hebben geen rechtstreekse impact op de normaalkracht in de kolom of wanden. De normaalkracht in de betonnen kolommen worden enkel bepaald door de afdracht van de belastingen van de platen en het eigengewicht van de kolommen. De verticale belastingen bij een aardbeving of bij wind zijn gelijk, maar door een verschil in combinatiefactoren is de belasting in beide situaties verschillend. Bij wind worden grotere veiligheidsfactoren in rekening gebracht, bijgevolg is wind steeds dominant. Het absolute verschil tussen de normaalkrachten is steeds een factor 1,35 het relatieve verschil is 0,26:

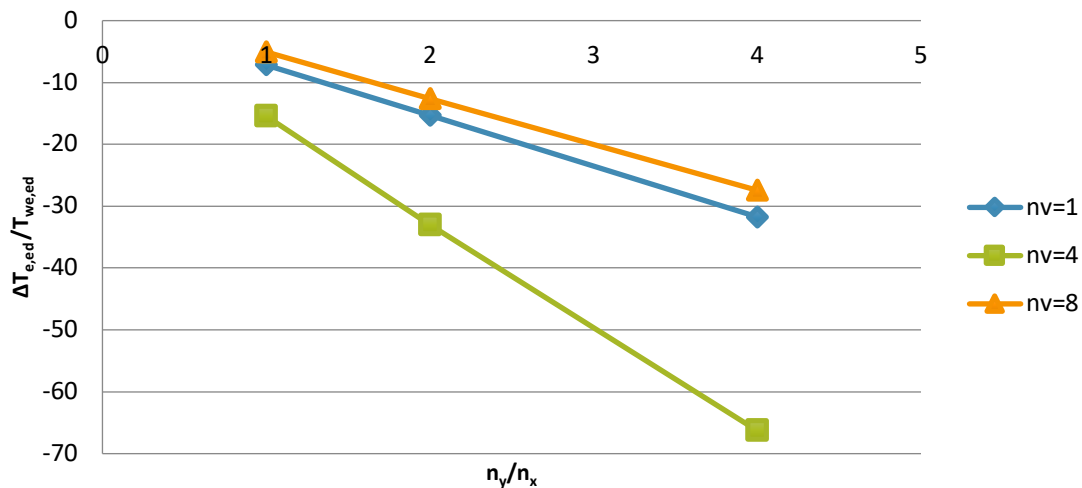
$$\frac{N_{we,ed} - N_{be,ed}}{N_{we,ed}} = \frac{1,35 * N_{be,ed} - N_{be,ed}}{1,35 * N_{be,ed}} = \frac{1,35 - 1}{1,35} = 0,26$$

II. Staalstructuur

Trekkraft

$\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ bij een stalen raamwerk wordt weergegeven in Grafiek 8 en Grafiek 24. De totale windbelasting daalt bij 0°, waardoor ook de trekkracht afneemt. De aardbevingsbelasting neemt toe ten gevolge van een toename in massa. Bijgevolg wordt het verschil tussen beide trekkrachten groter. Er kan besloten worden dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen toeneemt als de diepte toeneemt.

In de richting van 90° zullen de trekkrachten ten gevolge van wind en aardbevingen toenemen aangezien de totale belastingen ook toenemen. De grafiek toont aan dat $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ nagenoeg constant blijft. Er is bijgevolg geen invloed van de diepte op het belang van aardbevingsbestendig bouwen. De krachten ten gevolge van een aardbeving zijn steeds dominant.



Grafiek 8: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

Normaalkracht

De impact van de diepte/breedte-verhouding op de normaalkracht is weergegeven in Grafiek 25 en Grafiek 26. Voor alle gebouwen met een verschillend aantal verdiepingen geldt dat bij een belasting in 0° de grafiek daalt ten gevolge van een daling van de windkracht en toename van de aardbevingsbelasting. Dit betekent dat het relatieve verschil tussen de twee belastingen daalt, het belang van aardbevingsbestendig bouwen stijgt. Bij 90° zullen de windkracht en de aardbevingsbelasting toenemen. Hierdoor nemen ook de normaalkrachten toe, maar de toename ten gevolge van een aardbeving is groter. Het belang van aardbevingsbestendig bouwen neemt toe als de diepte toeneemt.

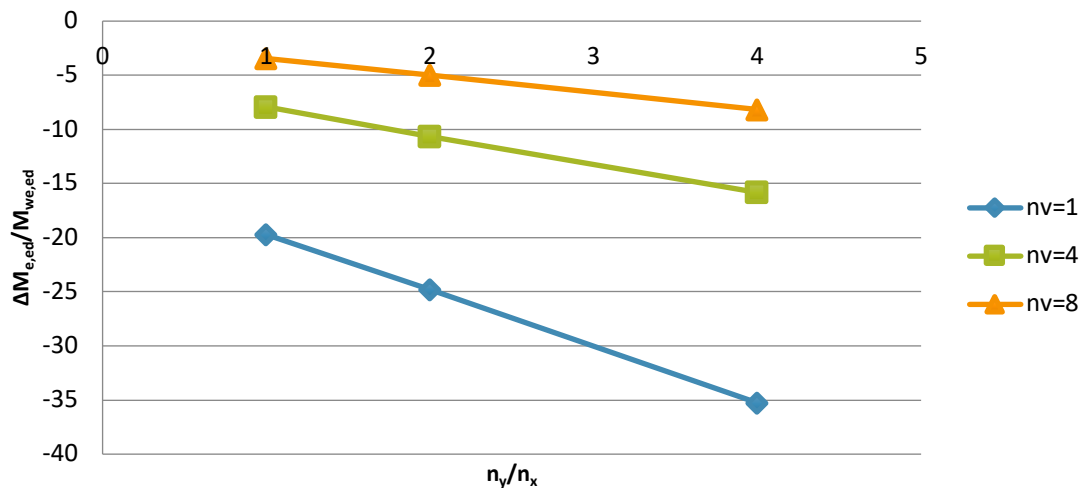
B) Invloed verhouding diepte/breedte-verhouding bij constant oppervlak

III. Betonnen structuren

Moment

Aangezien de oppervlakte van het grondvlak gelijk blijft bij de verschillende diepte/breedte-verhoudingen, zal de aardbevingsmassa gelijk blijven. Hierdoor is er bijna geen impact op de aardbevingsbelasting. Ook $M_{be,ed}$ blijft nagenoeg constant. Het effect van de windbelasting is echter wel verschillend want deze is afhankelijk van het geveloppervlak. Bij 0° daalt de totale windlast en aangezien het aantal kolommen in de diepte toeneemt daalt ook de horizontale belasting per kolom. Het belang van aardbevingsbestendig bouwen neemt toe.

Bij 90° is het gedrag omgekeerd en wordt de windbelasting dominantier als de verhouding diepte/breedte-verhouding toeneemt. Dit is te verklaren door het feit dat het geveloppervlak toeneemt en het aantal kolommen in de diepte daalt. Dit is zichtbaar in overeenkomstige grafieken. De relatieve waarden van het verschil tussen de windbelasting en de aardbevingsbelasting worden weergegeven in Grafiek 9 en Grafiek 27 voor een betonnen raamwerk reeks A en voor een betonnen raamwerk reeks B Grafiek 28 en Grafiek 29.



Grafiek 9: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

Grafiek 30 en Grafiek 31 geven het relatieve verschil van de belastingen weer bij een betonstructuur met stijve wanden. Het gedrag van de totale belasting is gelijkaardig als bij een betonstructuur. Dit betekent dat de windlast bij 0° toeneemt en daalt bij 90° en de aardbevingsbelasting blijft constant. Aangezien het aantal wanden niet wijzigt bij de verschillende configuraties, daalt het moment bij een belasting in 0° en stijgt het moment bij een belasting in 90°.

Normaalkracht bij buiging

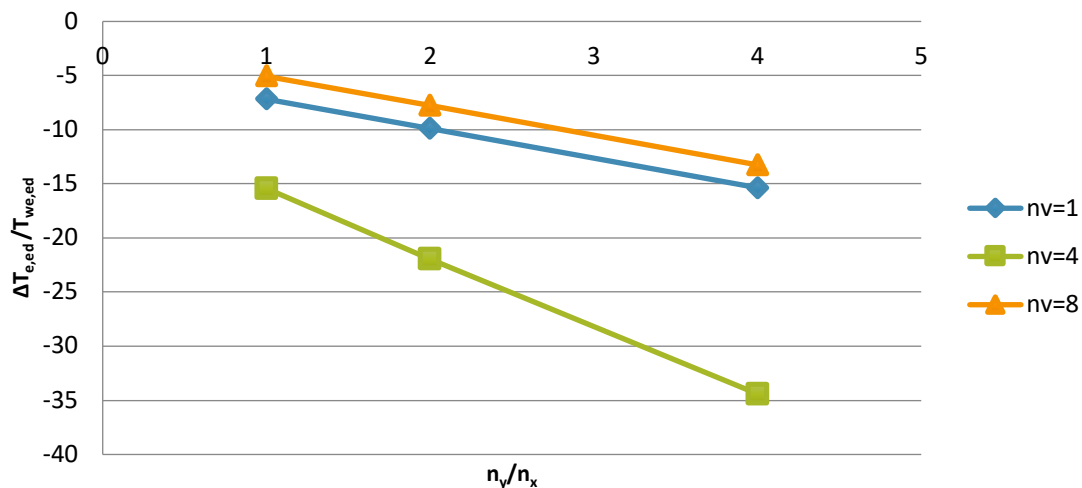
Vervolgens wordt de normaalkracht besproken. De normaalkracht in de kolommen wordt niet beïnvloed door de horizontale krachten, maar enkel door de belasting van de vloerplaat en het eigengewicht. Deze belastingen zijn voor alle configuraties van n_y/n_x gelijk, enkel de veiligheidsfactoren verschillen. Het relatieve verschil is voor alle configuraties 0,26. De windbelasting is dominant.

Bij een betonstructuur met stijve wanden bepaalt de windkracht de lengte van de wand en bijgevolg ook het eigengewicht. Bij 0° daalt de windbelasting bij toenemende breedte dus de normaalkracht daalt. Dit effect is vergroot bij meerdere verdiepingen. Bij 90° stijgt de windkracht waardoor de normaalkracht ook toeneemt. Ook hier wordt het verschil tussen normaalkrachten in geval van wind of aardbeving vergroot door het toepassen van verschillende veiligheidsfactoren. Het relatieve verschil is voor alle configuraties 0,26. De windbelasting is dominant.

I. Staalstructuur

Trekkkracht

Bij stalen raamwerken moeten zowel de trekkrachten in de windverbanden als de normaalkrachten in de kolommen worden vergeleken. $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ bij 0° daalt als de diepte/breedte-verhouding toeneemt, zoals wordt aangetoond in Grafiek 10. Dit wil zeggen dat het belang voor aardbevingsbestendig bouwen toeneemt. De verklaring hiervoor is, zoals ook bij betonstructuren het geval was, dat de aardbevingsbelasting nagenoeg constant blijft en de windbelasting in 0° daalt. Aangezien dat de windbelasting in 90° toeneemt, zal $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ ook toenemen bij constante aardbevingsbelasting, zie Grafiek 32. De windbelasting wordt bijgevolg dominanter als de diepte/breedte-verhouding toeneemt.



Grafiek 10: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

Normaalkracht

De normaalkrachten in de kolommen worden beïnvloed door de horizontale belasting. Aangezien dat het oppervlakte van het grondvlak constant blijft is de aardbevingsbelasting ook constant. Er moet echter wel rekening gehouden worden met een klein verschil in oppervlak, omdat $1,4L \times 0,7L$ moet worden opgebouwd met een natuurlijk aantal rasters. Het effectieve oppervlak is in dit geval kleiner, waardoor ook de aardbevingslast kleiner is. Dit resulteert in een kleine afwijkende waarde. De invloed van de windbelasting is wel zeer duidelijk. Zoals eerder is aangehaald zal in de richting van 0° de belasting afnemen dus ook de normaalkracht daalt. Het effect van een aardbevingskracht wordt steeds dominanter, maar afhankelijk van het aantal verdiepingen zal wind dominant blijven. De

normaalkracht stijgt bij een belasting in 90° aangezien dat de totale windbelasting ook toeneemt. Wind wordt dominant als de diepte/breedte-verhouding toeneemt. Dit wordt getoond in Grafiek 33 en Grafiek 34.

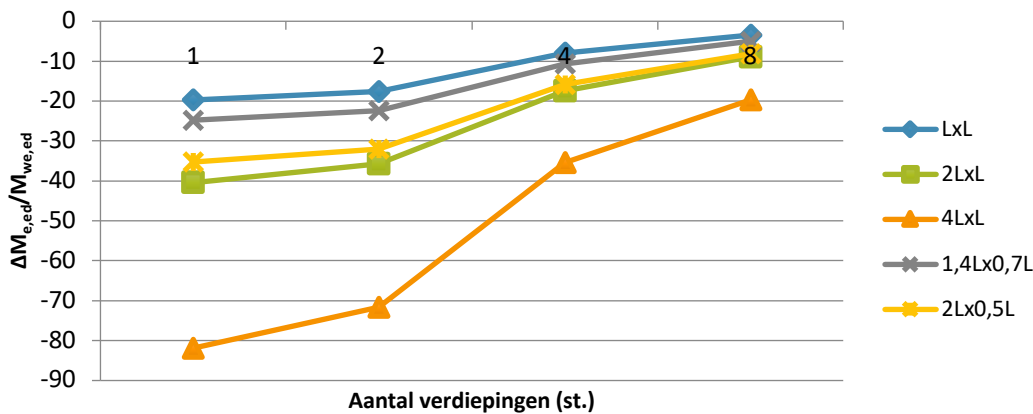
C) Invloed van het aantal verdiepingen

I. Betonnen structuren

Moment

Het gedrag van betonnen structuren bij een toename van het aantal verdiepingen is analoog voor betonnen raamwerken en betonstructuren met stijve wanden. Als het aantal verdiepingen toeneemt dan stijgt zowel de totale aardbevingsbelasting en windbelasting, als de belastingen op lokaal niveau. In Grafiek 11, Grafiek 35-Grafiek 39 is zichtbaar dat de aardbevingsbelasting steeds maatgevend is want de resultaten zijn negatief. Het belang neemt echter wel af indien het aantal verdiepingen vergroot. Dit geldt voor zowel de resultaten bij 0° als bij 90°. De aardbevingsbelastingen zijn in beide richtingen is gelijk, maar het moment ten gevolge van wind is groter bij 90°.

Deze studie is gelijkaardig aan de onderzoeken vermeldt in de literatuur. Het besluit komt overeen met het onderzoek van Khaled M. Heiza en Magdy A. Tayel. Zij toonden ook aan dat het belang van de windbelasting toeneemt als het aantal verdiepingen verhoogt. De aardbevingsbelasting blijft echter wel dominant ten opzichte van het effect van wind. Uit de onderzoeken van K. Shashidhar of Suchita Hirde en Mr. Vinay Magadum bleek dat wind even dominant of zelfs dominant wordt bij een bepaalde gebouwhoogte. Dit komt niet overeen met de Grafiek 11 en Grafiek 35-Grafiek 39. De grafieken zijn wel stijgend dus het is waarschijnlijk dat als de gebouwhoogte nog meer wordt vergroot, dat er positieve resultaten bekomen worden. Dit betekent dat de windkracht maatgevend is.



Grafiek 11: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)

Normaalkracht bij buiging

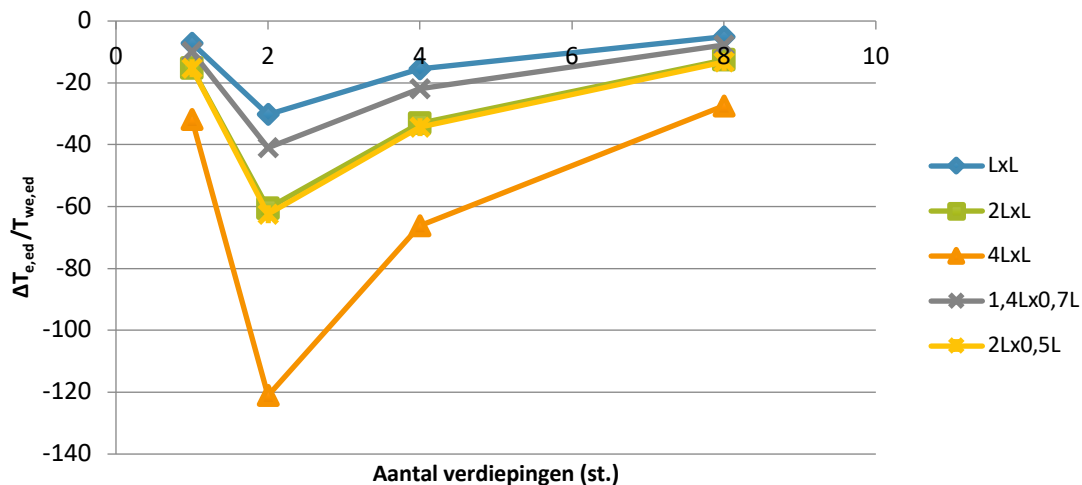
De invloed van een toenemende gebouwhoogte resulteert in een lineaire toename van de normaalkrachten in de kolommen of de wanden. De karakteristieke waarden voor de belasting bij aardbeving of wind zijn uiteraard gelijk, maar door een verschil in combinatiefactoren is de belasting in beide situaties verschillend. Bij wind worden grotere veiligheidsfactoren in rekening gebracht. Het relatieve verschil is voor alle configuraties 0,26. De windbelasting is dominant.

II. Staalstructuur

Trekkraft

Het relatieve verschil in trekkraft $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$, wordt weergegeven Grafiek 12 en Grafiek 40. Beide grafieken zijn stijgend dus het belang van aardbevingsbestandig bouwen daalt. Dit is geldig voor zowel de resultaten bij 0° als bij 90° . De aardbevingsbelastingen zijn in beide richtingen gelijk, maar het moment ten gevolge van wind is groter bij 90° . Dit is te verklaren door het feit dat de totale windbelasting in deze richting is groter, waardoor ook $T_{we,ed}$ groter is.

Bij slechts één niveau is $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ groter dan bij twee niveaus. Dit komt doordat de constructie een stalen dakstructuur bevat bij slechts één verdiep. Dit heeft een reductie van de eigenmassa tot gevolg, waardoor de aardbevingsbelasting daalt.



Grafiek 12: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)

Normaalkracht

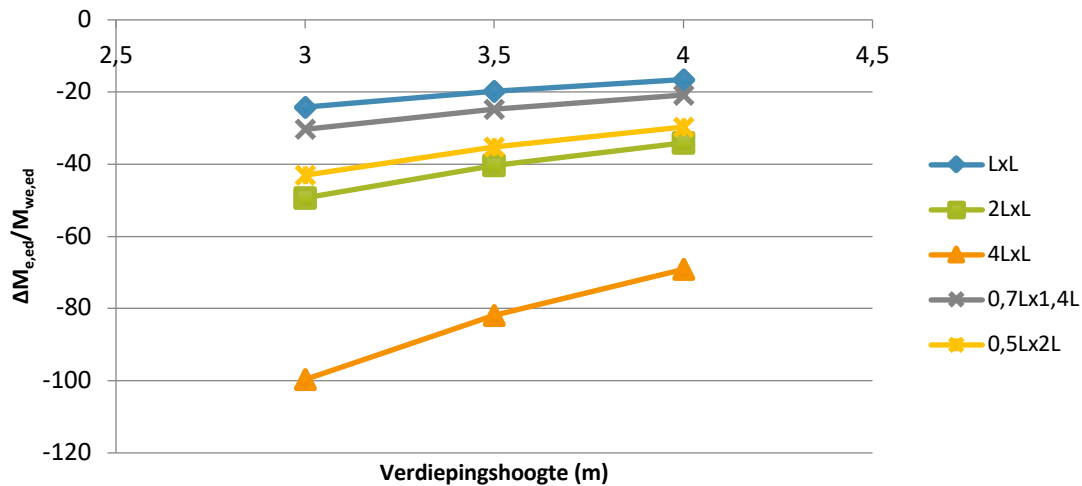
$\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ Voor stalen raamwerken worden weergegeven in Grafiek 41 en Grafiek 42. Hoe groter het aantal verdiepingen, hoe dominanter de windkracht en bij voldoende hoogte zal de windkracht ook maatgevend zijn. Opnieuw is een gebouw met één verdieping uitzonderlijk. Door zijn stalen dakstructuur is de normaalkracht ten gevolge van de aardbevingsbelasting kleiner.

D) Invloed van de verdiepingshoogte

III. Betonnen structuren

Moment

De invloed van de verdiepingshoogte op de momenten bij betonnen raamwerken wordt bepaald bij één en bij acht verdiepingen. De resultaten worden weergegeven in Grafiek 13, Grafiek 43-Grafiek 44 voor reeks A en Grafiek 46-Grafiek 49 voor reeks B. Als de verdiepingshoogte toeneemt zal het belang van aardbevingsbestandig bouwen dalen bij een belasting in 0° en 90° , maar de aardbevingsbelasting blijft maatgevend. Dit kan verklaard worden door het feit dat een toename in verdiepingshoogte resulteert in een kleine toename van de aardbevingsmassa dus de aardbevingsbelasting stijgt gering. De gebouwhoogte stijgt ook en bijgevolg zal de windbelasting in grotere mate toenemen. Bij een betonstructuur met stijve wanden is er geen onderscheid in gedrag bij 0° of 90° zoals Grafiek 50-Grafiek 53 aantonen. Het gedrag is bijgevolg gelijkaardig als bij een betonnen raamwerk.



Grafiek 13: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 0°)

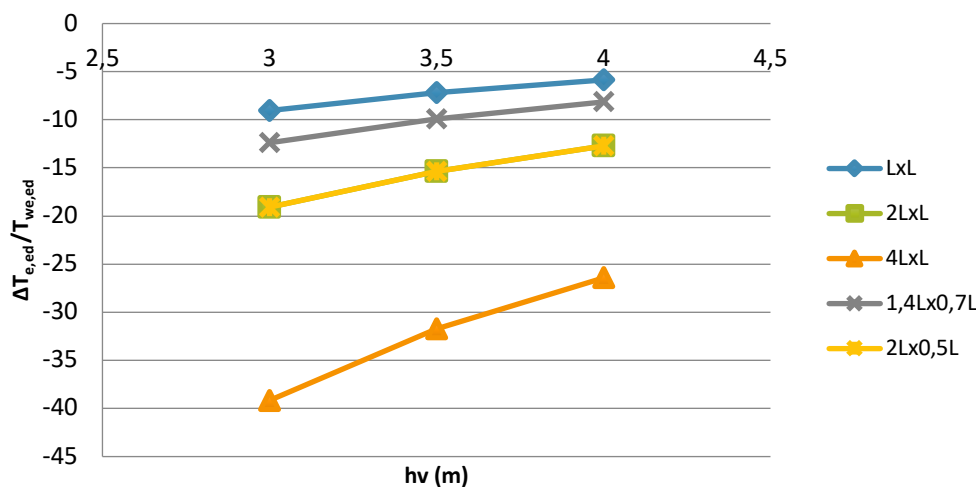
Normaalkracht bij buiging

De invloed van een toenemende verdiepingshoogte resulteert in een lineaire toename van de normaalkrachten in de kolommen of de wanden. De karakteristieke waarden voor de belasting bij aardbeving of wind zijn uiteraard gelijk, maar door een verschil in combinatiefactoren is de belasting in beide situaties verschillend. Bij wind worden grotere veiligheidsfactoren in rekening gebracht. Het relatieve verschil is voor alle configuraties 0,26. De windbelasting is dominant.

I. Staalstructuur

Trekkkracht

Grafiek 14 en Grafiek 54 geven de trekkrachten bij stalen raamwerken weer in functie van de verdiepingshoogte bij één verdiep. Bij acht verdiepingen wordt de relatie getoond in Grafiek 57 en Grafiek 58. Voor beide situaties geldt dat de een stijgende verdiepingshoogte resulteert in een kleiner waarde voor $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$. Ook zijn de resultaten groter bij een belasting in de richting van 90° in vergelijking met bij 0° en bij acht verdiepingen in vergelijking met één verdiep. Algemeen geldt dat de aardbevingsbelasting dominant is maar bij toenemende verdiepingshoogte daalt het belang.



Grafiek 14: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1, 0°)

Normaalkracht

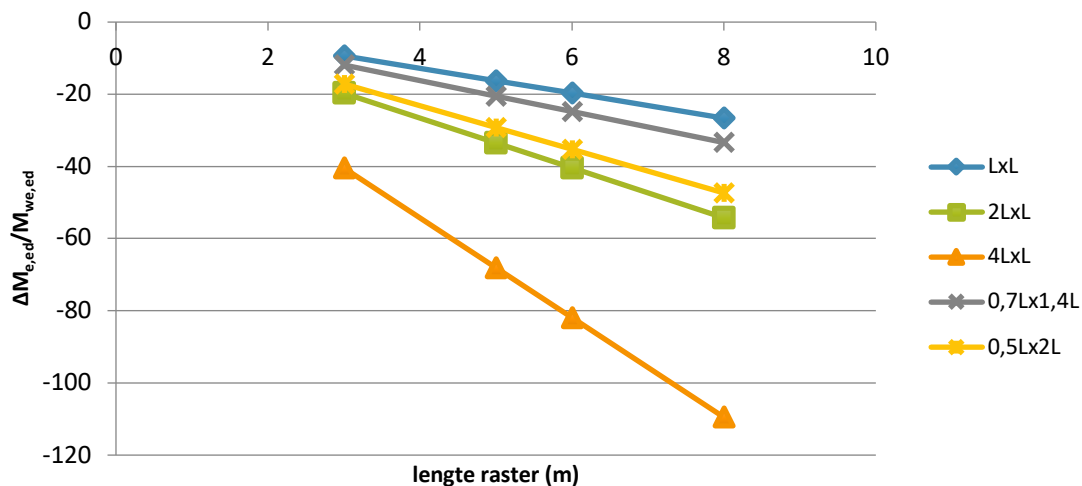
Het relatieve verschil in normaalkracht ten gevolge van wind- of aardbevingsbelasting wordt getoond in Grafiek 55 en Grafiek 56 bij één verdieping en Grafiek 59 en Grafiek 60 bij acht verdiepingen. Bij één verdieping geldt dat bij een toename in verdiepingshoogte $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ daalt. De waarden bij 0° of 90° zijn van dezelfde grootteorde. Bij acht verdiepingen is de grafiek stijgend bij 0° en dalend bij 90°. Het verschil in toename van de normaalkracht bij wind en bij een aardbeving is zeer klein als de verdiepingshoogte toeneemt. Daarom kan de grafiek stijgend of dalend zijn, afhankelijk van de toename van de normaalkracht.

E) Invloed van de lengte van het raster

II. Betonnen structuren

Moment

Grafiek 15, Grafiek 61- Grafiek 63 geven $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ weer indien de lengte van het raster toeneemt bij betonnen raamwerken reeks A en B. Voor een betonstructuur met stijve wanden wordt deze parameter weergegeven in Grafiek 64, Grafiek 65. Bij toenemende lengte stijgen zowel de aardbevingsbelastingen als de totale windlasten. Het effect op lokaal niveau is gelijkaardig. Bij toenemende lengte van het raster stijgt het belang van aardbevingsbestendig bouwen. Dit geldt zowel voor 0° als bij 90°, maar de grootteordes zijn verschillend.



Grafiek 15: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

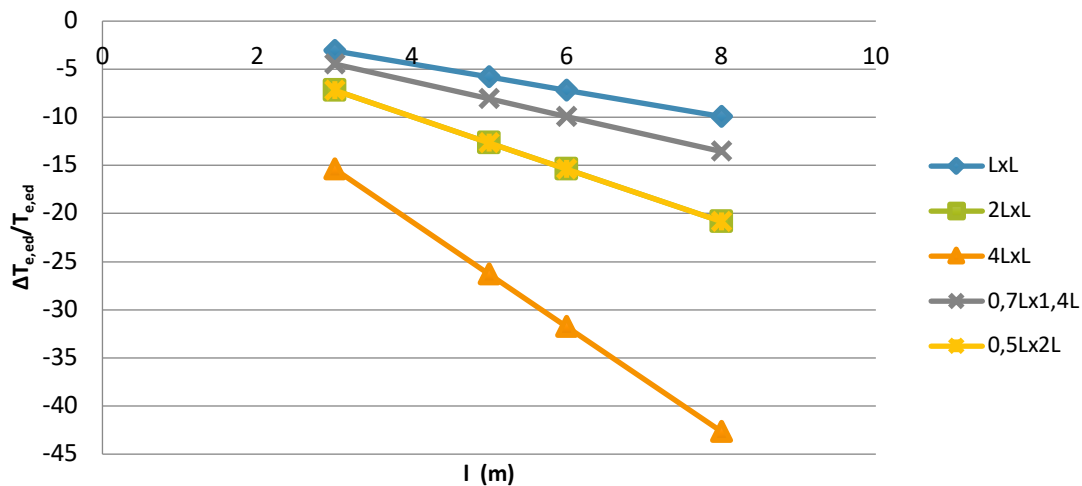
Normaalkracht bij buiging

Vervolgens worden de normaalkrachten in de kolommen of de wanden vergeleken. De belasting op de kolommen is onafhankelijk van de lengte van het raster. Bij wanden geldt dat de windbelasting toeneemt en bijgevolg neemt ook de lengte van de wand toe. De totale belasting stijgt. Maar het relatieve verschil is voor alle configuraties 0,26. Bij wind worden grotere veiligheidsfactoren in rekening gebracht, waardoor de windbelasting dominant is.

I. Staalstructuur

Trekkkracht

In Grafiek 16 en Grafiek 66 wordt $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ weergegeven in functie van de lengte van het raster, zowel voor 0° als voor 90° . Indien de lengte toeneemt, stijgt zowel de totale aardbevingsbelasting als de totale windlast. De effecten op elementniveau zijn gelijkaardig. Voor alle diepte/breedte-configuraties geldt dat bij een toename van de lengte, het belang van aardbevingsbestendig bouwen toeneemt. Bij een belasting in 0° is het effect beduidend groter.



Grafiek 16: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

Normaalkracht

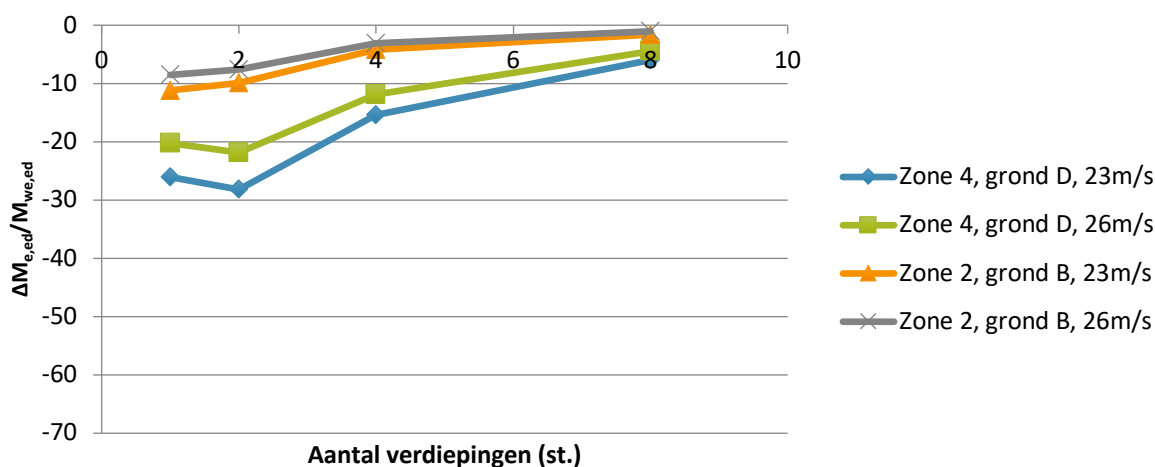
De normaalkrachten in de kolommen zijn afhankelijk van de horizontale belasting. Hoe groter de horizontale kracht, des te groter de normaalkracht in de kolom. Indien $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ wordt weergegeven in grafiek Grafiek 67 en Grafiek 68, dan zijn alle grafieken stijgend. Hoe groter de lengte van het raster, hoe maatgevender de windbelasting. Dit kan verklaard worden aan de hand van de veiligheidsfactoren bij wind.

4.3.2 Parameterstudie deel 2

II. Betonnen structuren

Momenten

De impact van de windsnelheid, het grondtype en de seismische zone op $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ worden weergegeven in Grafiek 17 en Grafiek 69 voor betonnen raamwerken. Het gedrag is gelijkaardig bij betonstructuren met stijve wanden, zie Grafiek 70 en Grafiek 71. De grafieken tonen aan dat de impact van de windsnelheid klein is, maar het is duidelijk zichtbaar dat de aardbevingsbelasting dominant is bij een kleinere windsnelheid aangezien dat het $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ negatiever is. Dit geldt zowel voor zone 4 als voor zone 2. Bij zone 4 is de impact van de windbelasting wel groter aangezien dat de grafieken verder uit elkaar liggen. Het verschil neemt af als het aantal verdiepen toeneemt.

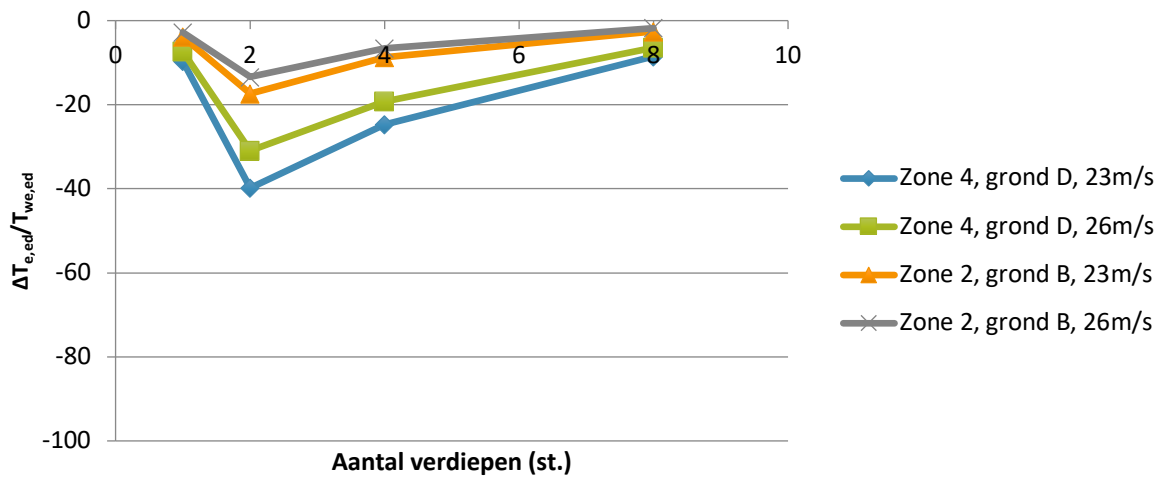


Grafiek 17: (C) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)

III. Staalstructuur

Trekkkracht

Grafiek 18 en Grafiek 72 tonen aan dat de omgevingsklasse en het grondtype het relatieve verschil het meeste beïnvloeden. Zone 4 en grondtype D leveren de grootste verschillen op dus de aardbevingskracht is dominantier dan bij zone 2 en grondtype B. Er is wel een onderscheid o.b.v. de basiswindsnelheden. Hoe groter de windsnelheid, hoe groter het belang van de windbelasting. Opnieuw geldt dat bij een ongunstigere omgeving m.b.t. aardbevingen, de impact van de windsnelheid groter is. Hoe hoger het aantal verdiepen, hoe kleiner echter de impact. Het belang is ook groter bij slechts één verdieping in plaats van twee. In dit geval is de aardbevingsmassa kleiner door het stalen dakstructuur waardoor de belasting daalt.



Grafiek 18: (C) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)

Normaalkracht

Grafiek 73 en Grafiek 74 tonen het relatieve verschil van de normaalkrachten. De normaalkracht in de kolom wordt beïnvloed door de horizontale belastingen. Hoe groter de horizontale last, hoe groter de normaalkracht in de kolom. Bij eenzelfde omgeving is er nagenoeg geen impact van de windsnelheid. Dit komt doordat het verschil in normaalkrachten ten gevolge van wind bij 23 m/s of 26 m/s zeer klein is in verhouding met de normaalkracht ten gevolge de verticale belastingen. De aardbevingsbelasting is in alle situaties dominant, maar het verschil is het grootste bij zone 4 grondtype D.

5 BESLUIT

België is gelegen in een intercontinentale zone van de Euraziatische plaat. Aangezien dat dit een aardbevingsgevoelig gebied is, kunnen er aardbevingskrachten plaatsvinden die een krachtswerking hebben op gebouwen. Voordien werd enkel de windbelasting verrekend in standaard dimensioneringsprocedures. Dit onderzoek heeft aangetoond dat de aardbevingsbelasting wel degelijk in rekening moet worden gebracht bij de dimensionering van constructies beperkt tot acht verdiepingen. Uit resultaten van de parameterstudie is gebleken dat de belasting t.g.v. een aardbeving resulteert in grotere inklemmingsmomenten bij een betonstructuur en grotere trekkrachten in de windverbanden bij stalen structuren in vergelijking met de krachten ten gevolge van windbelasting.

Verder werd ook aan de hand van een parameterstudie aangetoond wat de invloed is van interne en externe parameters. De belangrijkste conclusie is dat het belang van aardbevingsbestendig bouwen afneemt als het aantal verdiepingen toeneemt. Bij een toename in verdiepingshoogte geldt eenzelfde conclusie. Maar als de diepte/breedte-verhouding toeneemt dan neemt het belang van aardbevingsbestendig bouwen minstens in een van de belastingsrichtingen toe. Bij een toename van de lengte van het raster stijgt het belang van de aardbevingsbelasting zowel bij 0° als bij 90°. Vervolgens kon de invloed van externe parameters worden geanalyseerd. De impact van de windsnelheid is kleiner in vergelijking met de impact van de seismische zone en het grondtype, maar algemeen geldt dat een kleinere windsnelheid resulteert in een groter belang van aardbevingsbestendig bouwen. Dit effect vergroot bij ongunstigere aardbevingsomstandigheden.

De berekeningen van de aardbevingsbelastingen en de windbelastingen gebeuren volgens de eurocodes. De meest voorkomende structuren kunnen aan de hand van het berekeningsprogramma worden gecontroleerd. Het is echter mogelijk om dit programma nog verder uit te werken naar meerdere structuren of specifiekere materiaalparameters. Ook de analyse van de belastingen kan nog verder worden aangevuld. Het is namelijk zo dat Eurocode 8 a.d.h.v. de seismische intensiteit beoordeeld of een dimensionering van een gebouw volgens Eurocode 8 noodzakelijk is. Het kan zeer interessant zijn om de beoordeling van de norm te vergelijken met de resultaten van deze studie. Verder kan ook de parameterstudie worden uitgebreid. Het is mogelijk om het effect van alle grondtypes in combinatie met de seismische zones of windbelastingen te combineren of eenzelfde interne parameters te variëren maar andere parameters constant te houden.

LITERATUURLIJST

- [1] Comité Européen de Normalisation, „NBN EN 1991-1-4,” 2015. [Online]. Available: <https://edu.mynbn.be/nbnframework/index.php/pdfMeta/readonly/545874?l=N>. [Geopend 3 oktober 2017].
- [2] E. Commissie, „NBN EN 1998-1+A1 NL: Geregistreerde Belgische norm,” 2015.
- [3] Buildsoft nv, „Deel 5: seismisch ontwerp,” in *PowerFrame Handleiding*.
- [4] Bouwkundig Tekening- en Adviesbureau Y. Haitsma, „Aardbevingsbestendig ontwerpen,” 2014. [Online]. Available: http://www.bouwmethaitsma.nl/?page_id=1818. [Geopend 2017 oktober 3].
- [5] A. Skowron en B. Parmentier, „Rekening houden met seismische risico's in België,” [Online]. Available: <http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact51&art=761>. [Geopend 15 oktober 2017].
- [6] Koninklijke Sterrenwacht van België, „Seismotektoniek van België,” 2016. [Online]. Available: <http://seismologie.be/nl/onderzoek/seismologie/seismische-gevarenkans-en-risico/seismotektoniek-van-belgie>. [Geopend 2017 oktober 3].
- [7] Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf, „De Eurocodes en de Nationale Bijlagen,” december 2017. [Online]. Available: http://www.wtcb.be/homepage/index.cfm?cat=services&sub=standards_regulations&pag=fire&art=news&niv01=eurocodes_and_national_annexes. [Geopend 5 oktober 2017].
- [8] T. Molkens en H. Degée, „Aardbevingsbestendig ontwerpen van prefab betonconstructies,” 2015.
- [9] Tractebel engie, „Facts & Figures,” 5 Oktober 2017. [Online]. Available: <https://tractebel-engie.com/en/fact-figures>.
- [10] Tractebel Engie, „Solutions,” [Online]. Available: <https://tractebel-engie.com/en/locations/europe>. [Geopend 5 Oktober 2017].
- [11] Y. Ishiyama, „Introduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World,” 2011.
- [12] WTA Nederland-Vlaanderen, „Schade aan bouwkundig erfgoed door bewegingen in de ondergrond,” 2015.
- [13] S. OTANI, „Japanese seismic design of high-rise reinforced concrete buildings - an example of performance-based design code and state of practices-,” Vancouver, 2004.
- [14] A. Singh en H. Ghulyani, „Seismic analysis of multi-storey RCC building and steel building using ETABS,” 2017.
- [15] E. Commissie, „NBN EN 1998-1+A1 NL: Geregistreerde Belgische norm,” 2015.
- [16] T. Molkens en H. Degée, „Beton 232,” 2016.
- [17] R. R. e. R. Bruins, „Rekenmethodes voor aardbevingsberekeningen,” 2015.
- [18] V. Preetha en S. B. Raja, „Studies on Effect of Structural Irregularities on Seismic Performance of Reinforced Concrete Building,” 2017.

- [19] BuildSoft nv, „PowerFrame handleiding”.
- [20] Y. M. A. B. S. O. J.C. Vielma, „The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings,” 2014.
- [21] [Online]. Available: <http://timber.ce.wsu.edu/supplements/seismic/baseshearcalcs2.htm>. [Geopend 22 oktober 2017].
- [22] M. Midorikawa, I. Okawa, M. Iiba en M. Teshigawara, „Performance-Based Seismic Design Code for Buildings in Japan”.
- [23] H. Giuliani, „ Seismic resistant architecture: a theory for the architectural design of buildings in seismic zones”.
- [24] Afdeling Seismologie Koninklijke Sterrenwacht van België, „Eurocode 8 en de seismische gevarenkans in België”.
- [25] Koninklijke Sterrenwacht van België, „Seismische Gevarenkans en Risico,” 2016. [Online]. Available: <http://seismologie.be/nl/onderzoek/seismologie/seismische-gevarenkans-en-risico>. [Geopend 24 oktober 2017].
- [26] H. X.-j. e. G. Ming, „Probability model and solution on earthquake effects combination in along wind resistant design of tall-flexible buildings,” 2006.
- [27] L.Bányai, „Technophysics,” Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1992.
- [28] S. S. Pawar, S. Bhadke en P. Kamble, „Seismic Analysis of Vertically Irregular RC Building,” 2016.
- [29] R. P. K. R. J. S. Reeti Sarkar, „Influence of wind and earthquake on a single modification high rise structure in four metro cities of India,” 2016.
- [30] P. Martinez-Vazquez, „Strength Reduction Factors for the Combined Effect of Wind and Earthquakes,” Birmingham.
- [31] K. M. Heiza en M. A. Tayel, „Comparative Study of The Effects of Wind and Earthquake Loads on High-rise Buildings,” Menoufiya University, Egypte, 2012.
- [32] B. Kvgd, „Comparison of the influence of wind and earthquake forces on low-rise and high-rise multy story structures,” GITAM University, India, 2015.
- [33] M. V. M. Dr. Suchita Hirde, „Severity of Earthquake Forces against Wind Forces for Multistorey RCC Building,” *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, 2014.
- [34] K. Vanneste, „Project VLA07-4.2 Compilatiestudie betreffende de seismiciteit in Vlaanderen,” 2009.
- [35] J. B. M. T. H. v. Andel, „Plate tectonics,” 12 januari 2018. [Online]. Available: <https://www.britannica.com/science/plate-tectonics>. [Geopend 25 februari 2018].
- [36] S. M. Briggs, „Earthquakes,” Boston, 2006.
- [37] The Editors of Encyclopædia Britannica, „Seismic waves,” 6 februari 2018. [Online]. Available: <https://www.britannica.com/science/seismic-wave>. [Geopend 26 februari 2018].
- [38] W. d. Vries, „Aardbevingen,” 2001.
- [39] Koninklijke Sterrenwacht van België, „Zonering,” [Online]. Available: <http://seismologie.be/nl/onderzoek/seismologie/seismische-gevarenkans-en-risico/zonering>. [Geopend 11 Mei 2018].

- [40] Koninklijke Sterrenwacht van België, „Lijst van aardbevingen voor de laatste 6 maanden,” [Online]. Available: <http://seismologie.be/nl/seismologie/seismiciteit-in-belgie/aardbevingen-voor-de-laatste-6-maanden>. [Geopend 11 Mei 2018].
- [41] H. Degée, „Toepassing van Eurocode 8 in België – Seismisch Ontwerp van Gebouwen met dragende structuur in beton,” U Hasselt, 2018.
- [42] Comité Européen de Normalisation, „NBN EN 1991-1-4+A1,” 2015.
- [43] „NBN EN 1991-1-4 ANB,” België, 2010.
- [44] „gewicht baksteen gevelsteen,” 10 november 2015. [Online]. Available: <https://www.bouwbestel.nl/blog/gewicht-baksteen-gevelsteen-per-m2.html>. [Geopend 8 oktober 2017].
- [45] Wienerberger, „Desimpel: snelbouw,” Kortrijk, 2010.
- [46] Comité Européen de Normalisation, 2005. [Online]. Available: <https://edu.mynbn.be/nbnframework/index.php/pdfMeta/ro/261904?l=N>. [Geopend 12 Februari 2018].
- [47] Comité Européen de Normalisation, „NBN EN 1993-1-1,” 2005.

LIJST VAN BIJLAGES




Bijlage A: Resultaten studie over variatie n_y/n_x (breedte constant)	98
Bijlage B: Resultaten studie over verhouding n_y/n_x (constant oppervlak)	105
Bijlage C: Resultaten studie over invloed aantal verdiepingen.....	111
Bijlage D: Resultaten studie over invloed verdiepingshoogte	117
Bijlage E: Resultaten studie over invloed lengte raster	129
Bijlage F: Resultaten studie naar omgevingsparameters	135

BIJLAGE A: RESULTATEN STUDIE OVER VARIATIE N_y/N_x (BREEDTE CONSTANT)

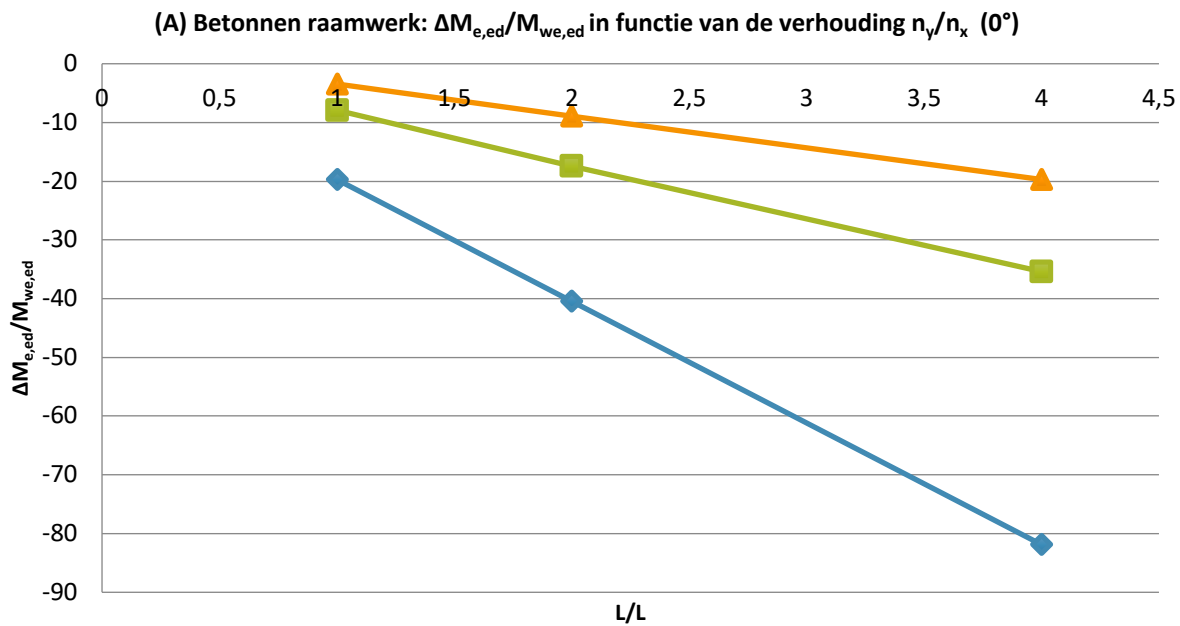
Tabel 24: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constante breedte

n_y/n_x	Nummer van de situatie		
	$n_v=1$	$n_v=4$	$n_v=8$
1	1	3	4
2	5	7	8
4	9	11	12

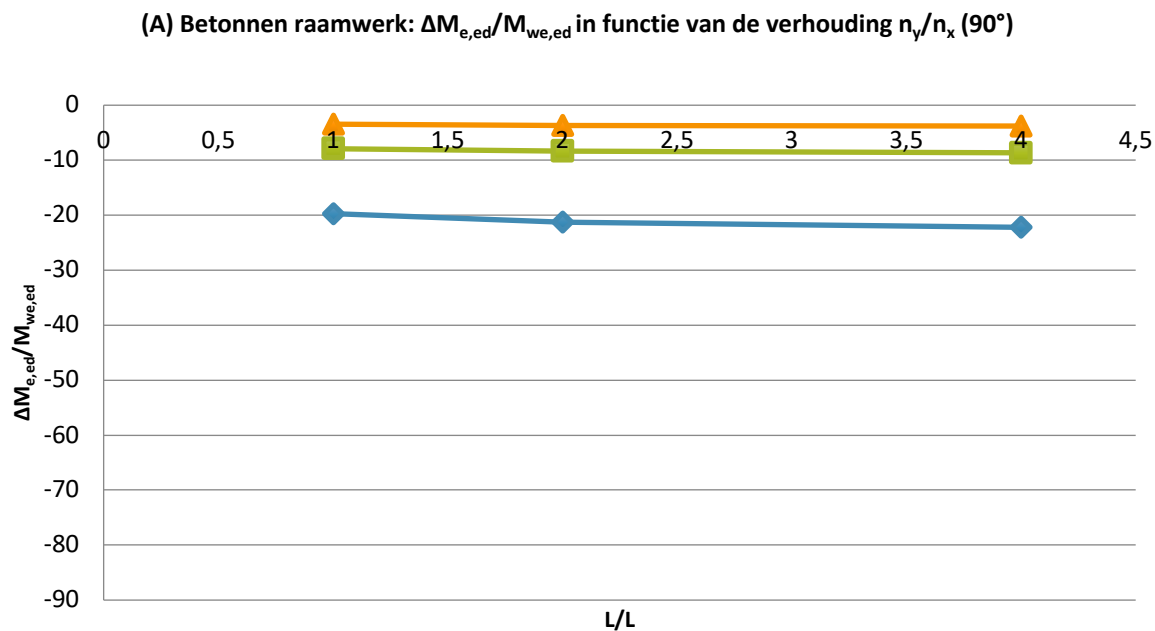
Legende:

-  $n_v = 1$
-  $n_v = 2$
-  $n_v = 4$

Betonnen raamwerk reeks A

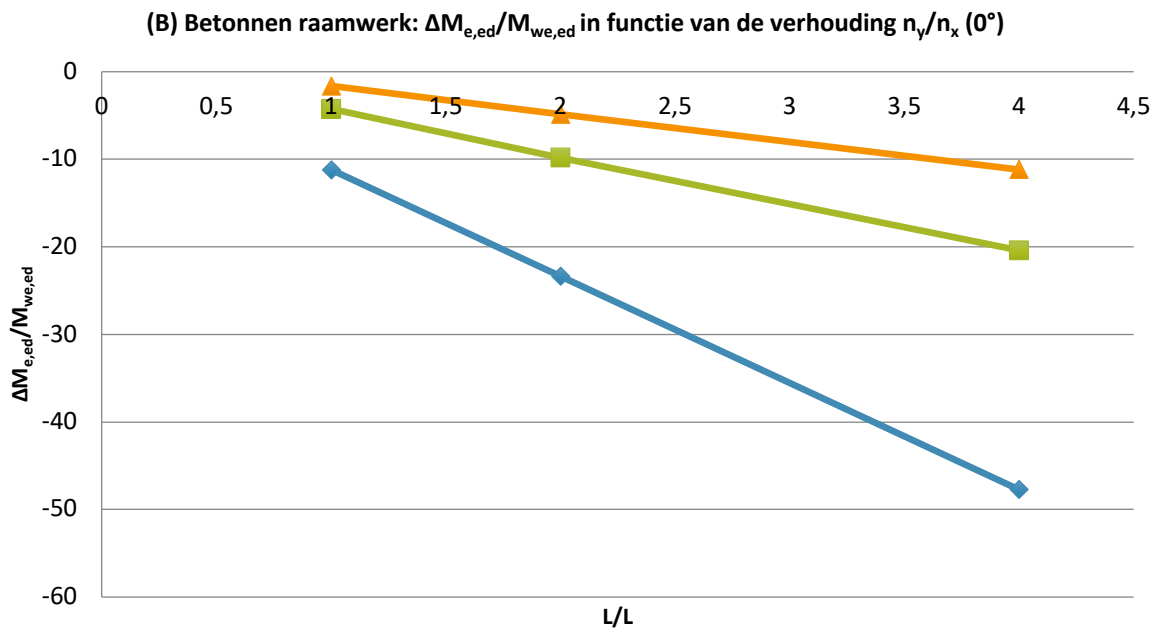


Grafiek 7: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

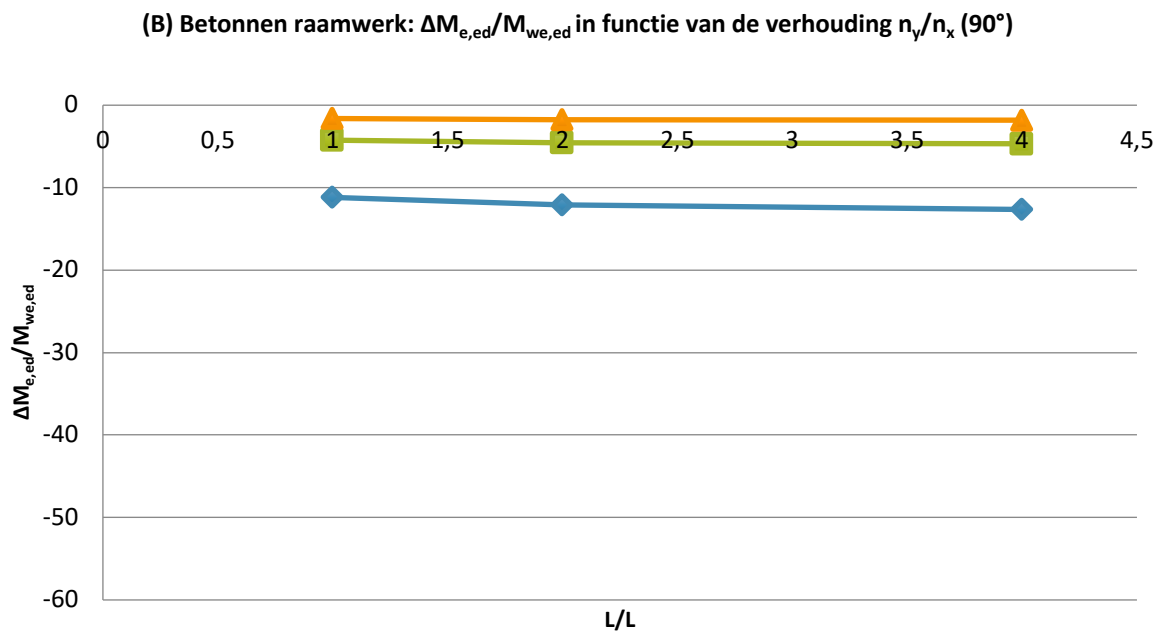


Grafiek 19: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

Betonnen raamwerk reeks B

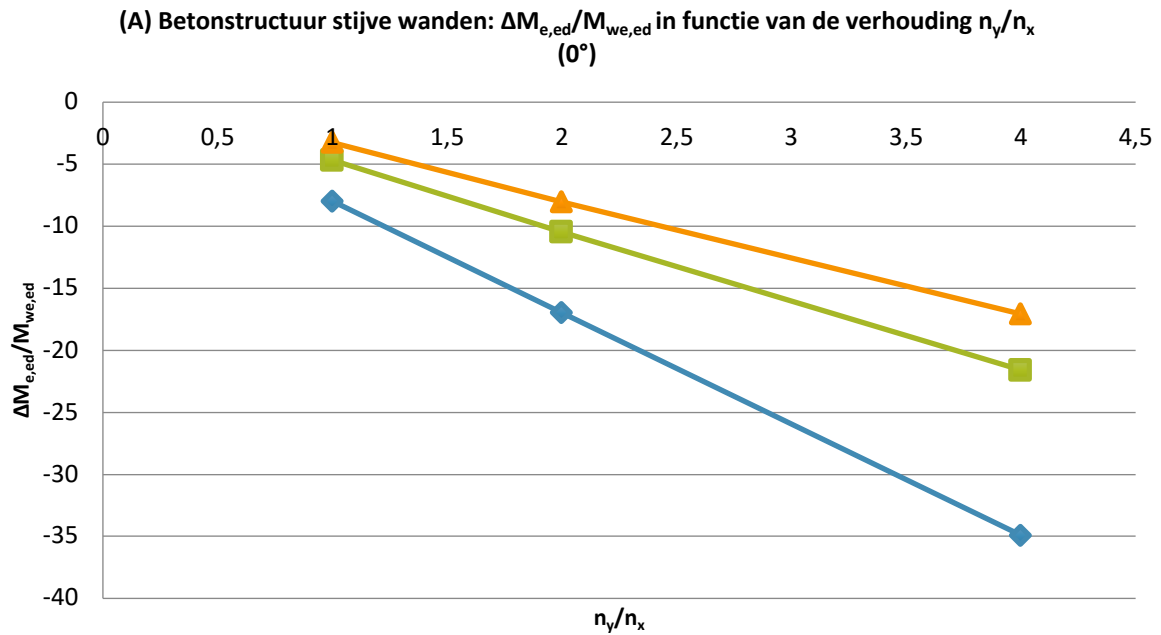


Grafiek 20: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

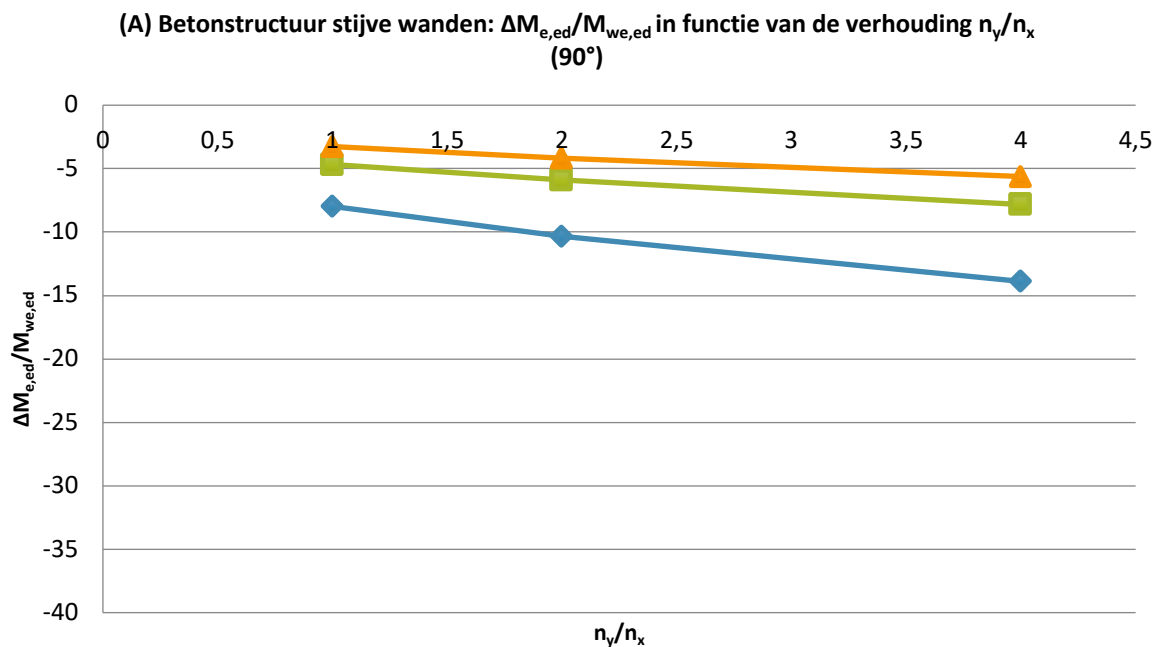


Grafiek 21: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

Betonstructuur met stijve wanden reeks A

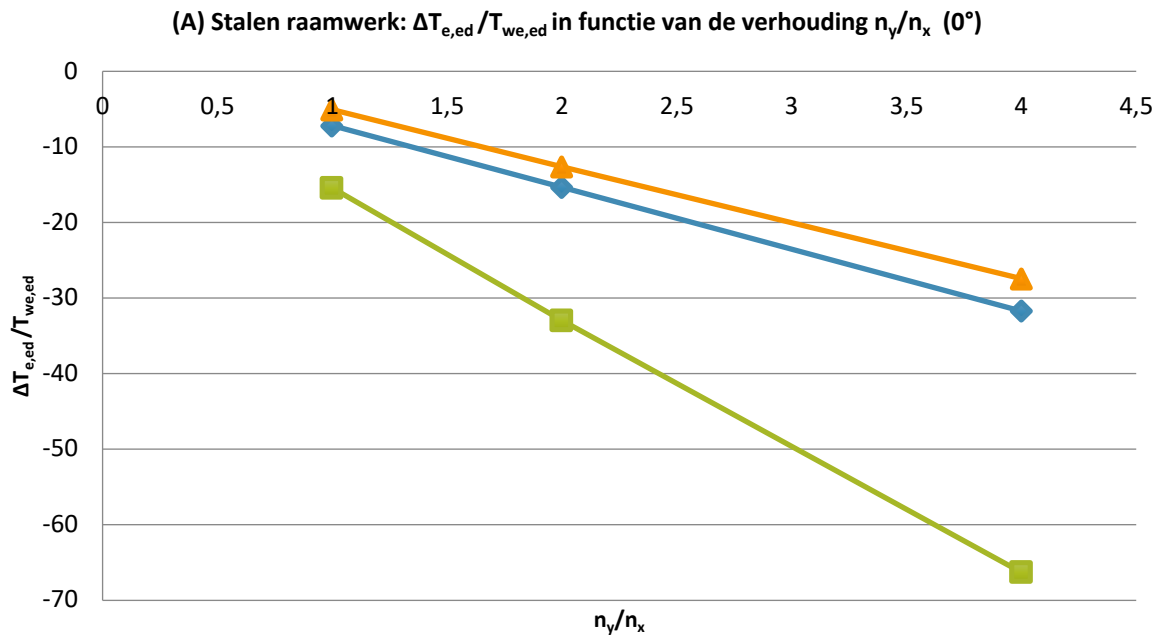


Grafiek 22: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

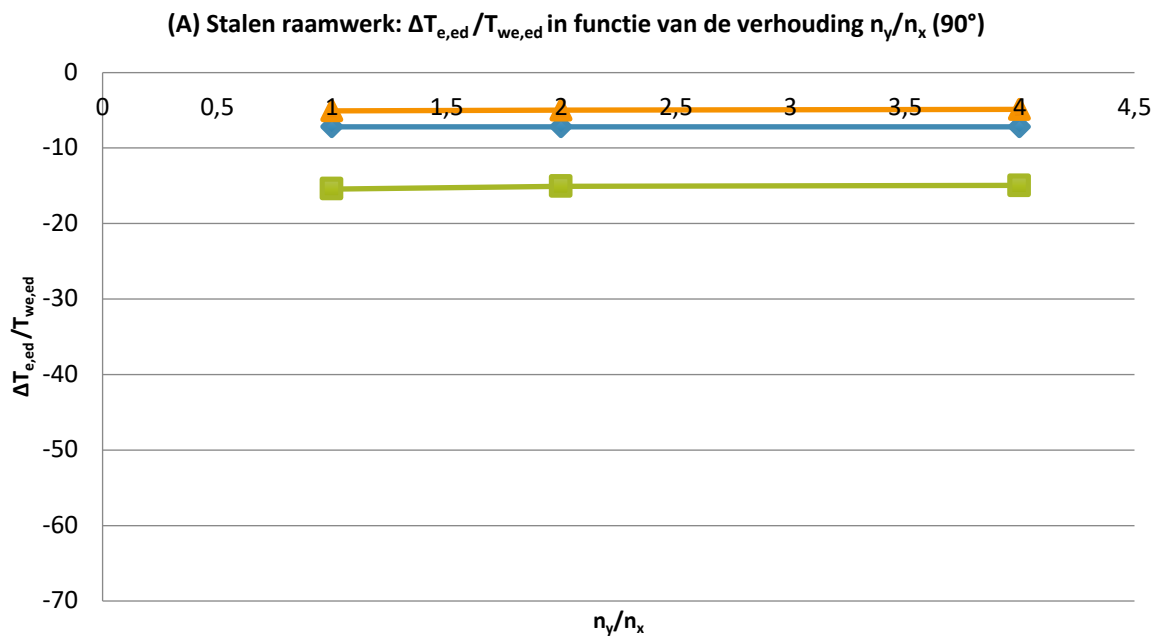


Grafiek 23: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

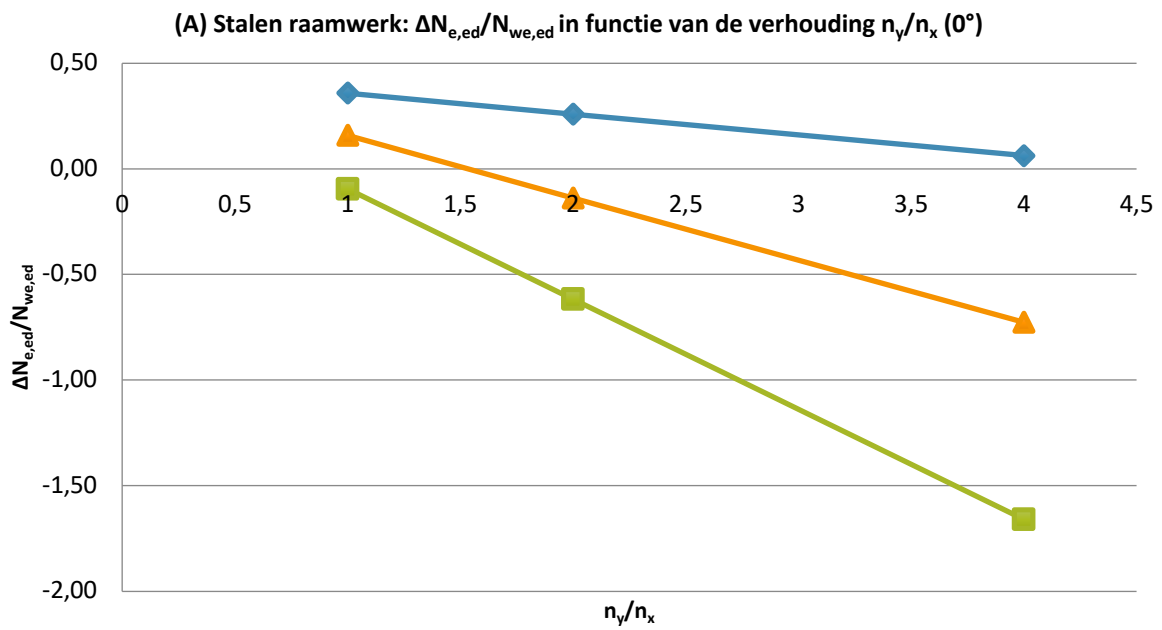
Stalen raamwerk reeks A



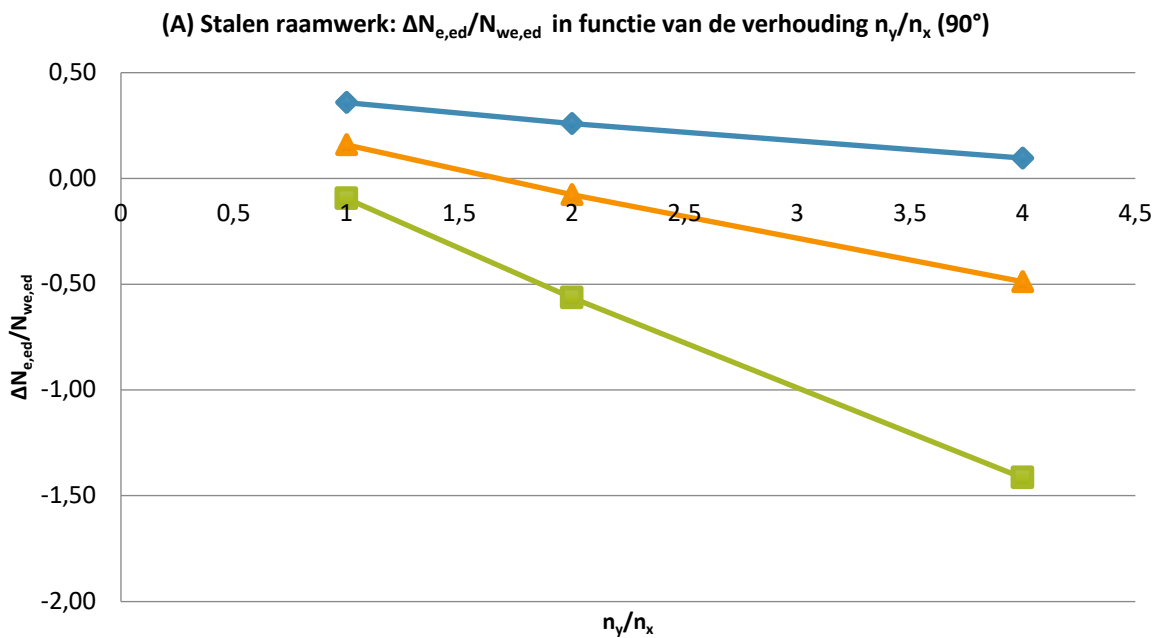
Grafiek 8: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)



Grafiek 24: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)



Grafiek 25: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)






Grafiek 26: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

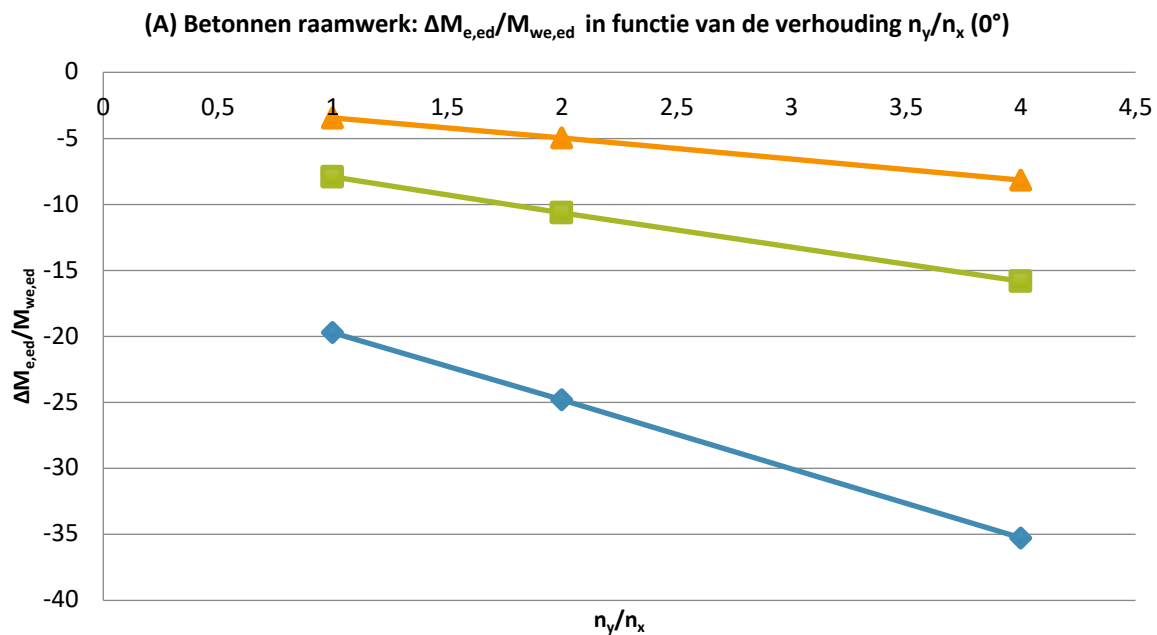
BIJLAGE B: RESULTATEN STUDIE OVER VERHOUDING N_y/N_x (CONSTANT OPPERVLAKE)

Tabel 25: Situaties bij onderzoek naar: invloed diepte/breedte-verhouding bij constant oppervlak van het grondvlak

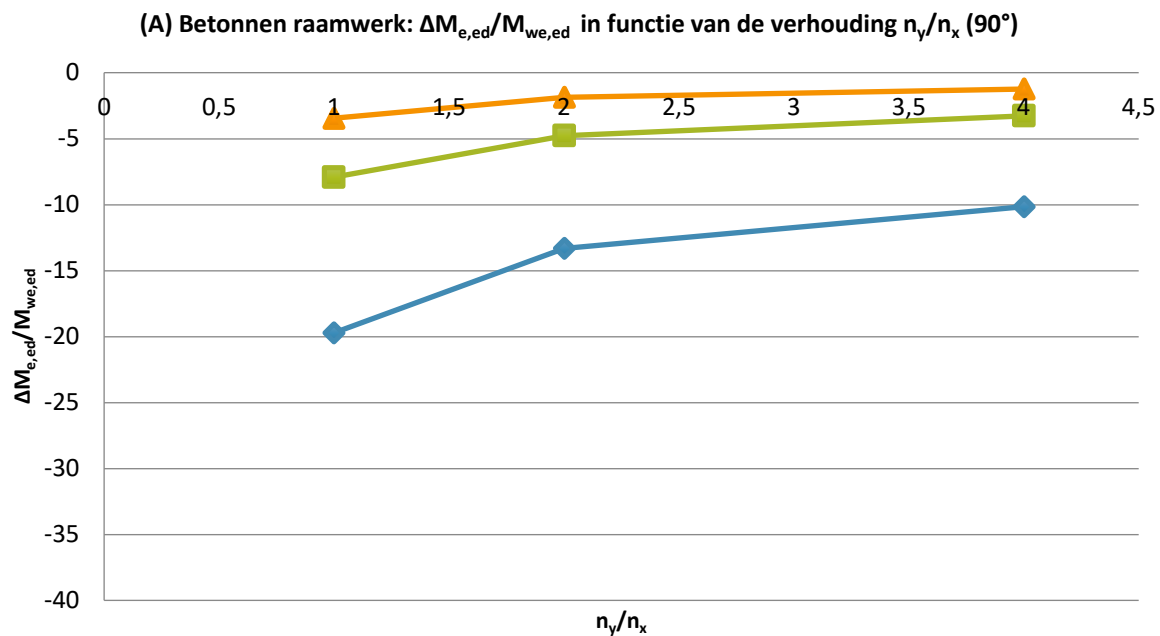
n_y/n_x	Nummer van de situatie		
	$n_v=1$	$n_v=4$	$n_v=8$
1	1	3	4
2	13	15	16
4	17	19	20

-  $n_v = 1$
-  $n_v = 2$
-  $n_v = 4$

Betonnen raamwerk reeks A

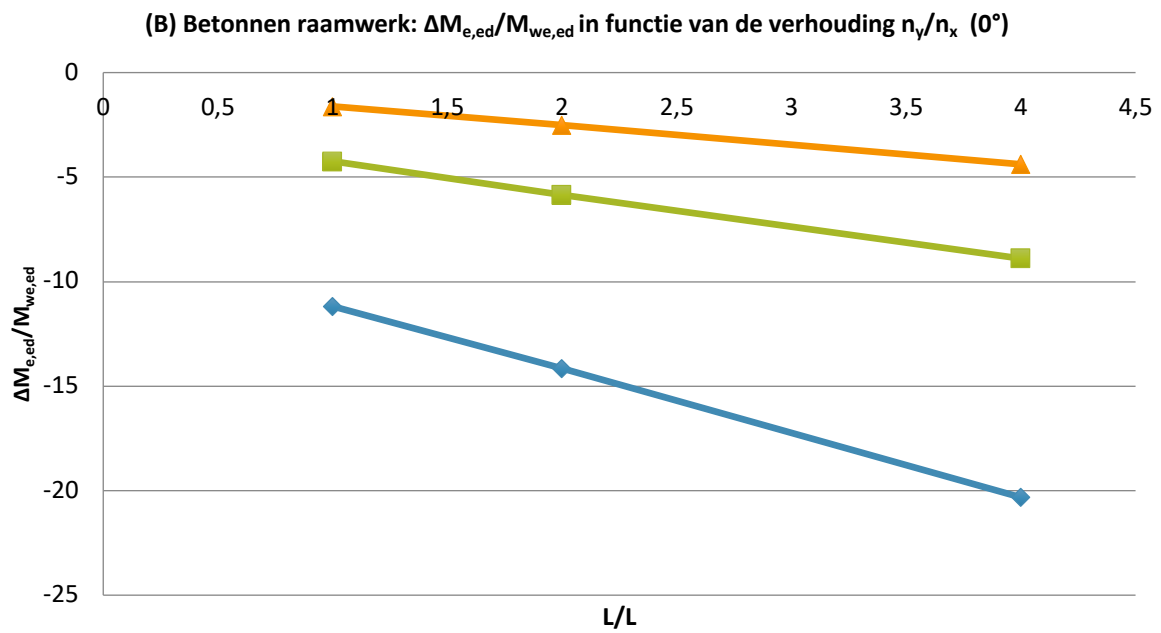


Grafiek 9: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

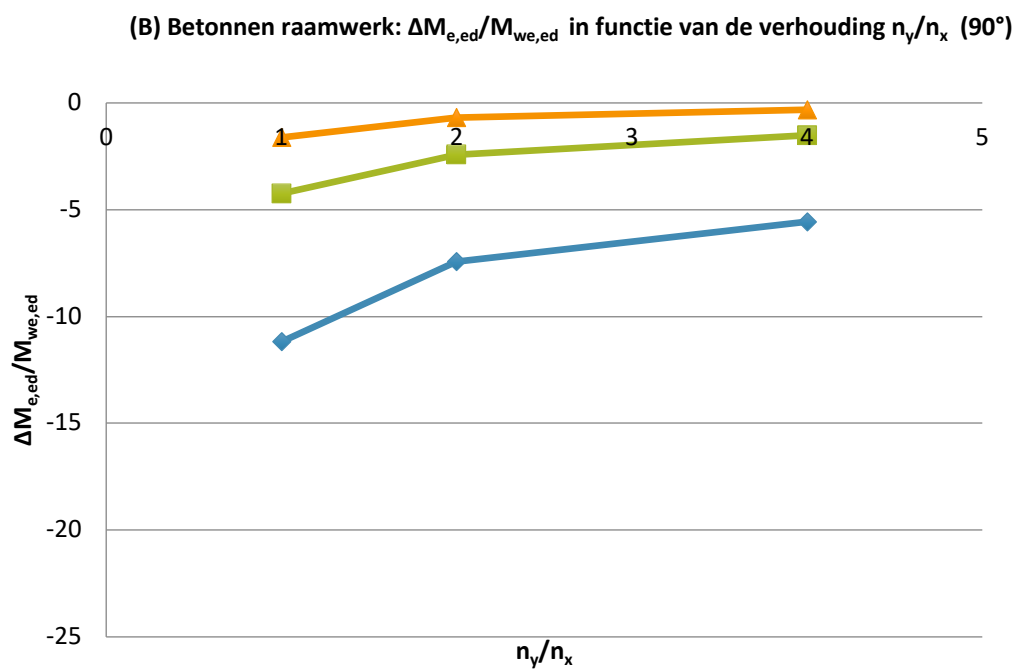


Grafiek 27: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

Betonnen raamwerk reeks B

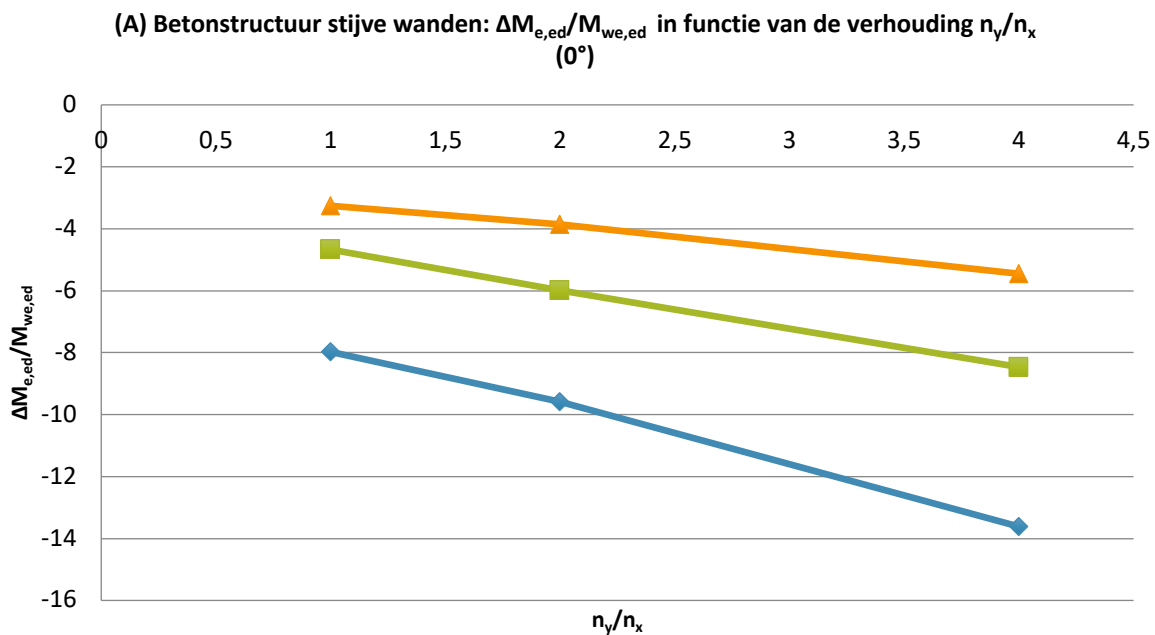


Grafiek 28: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

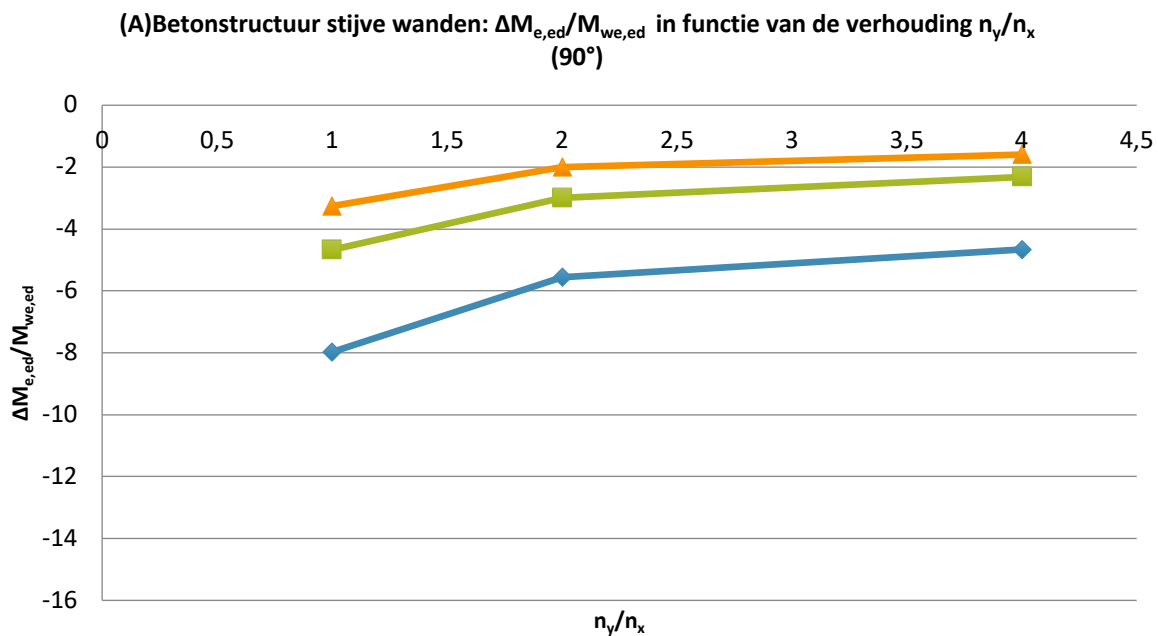


Grafiek 29: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

Betonstructuur met stijve wanden reeks A

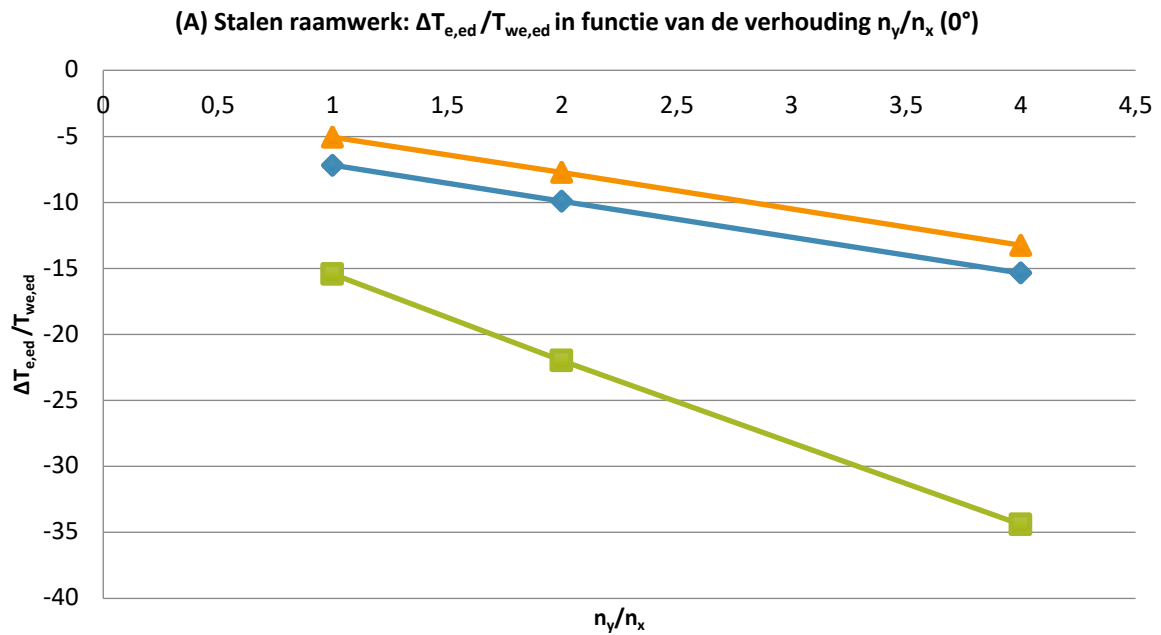


Grafiek 30: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)

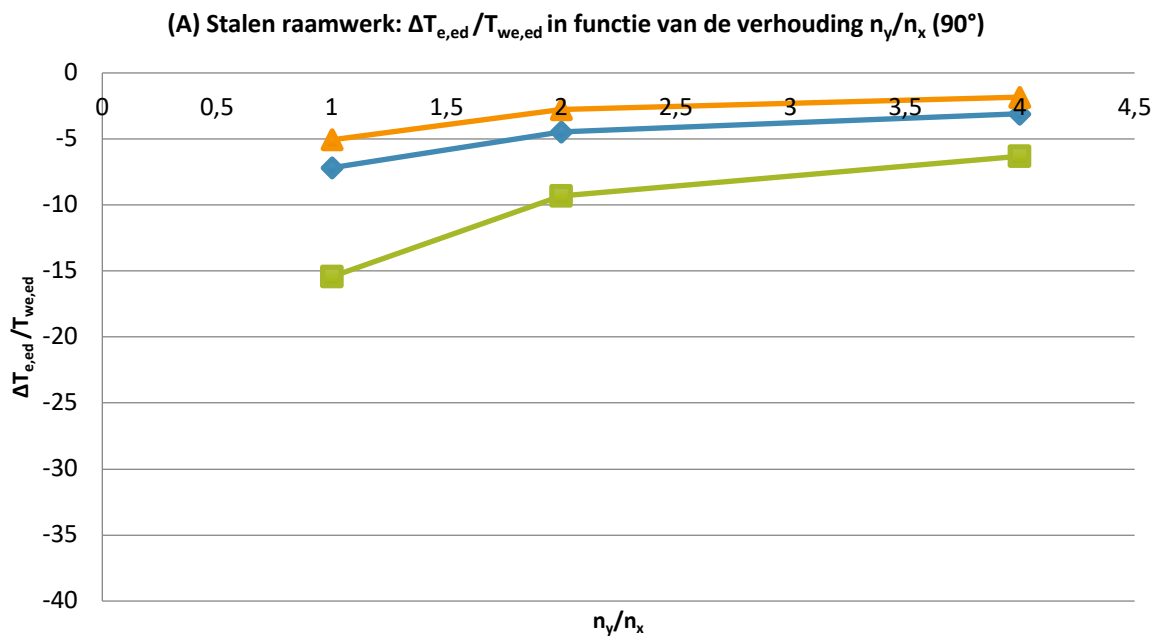


Grafiek 31: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

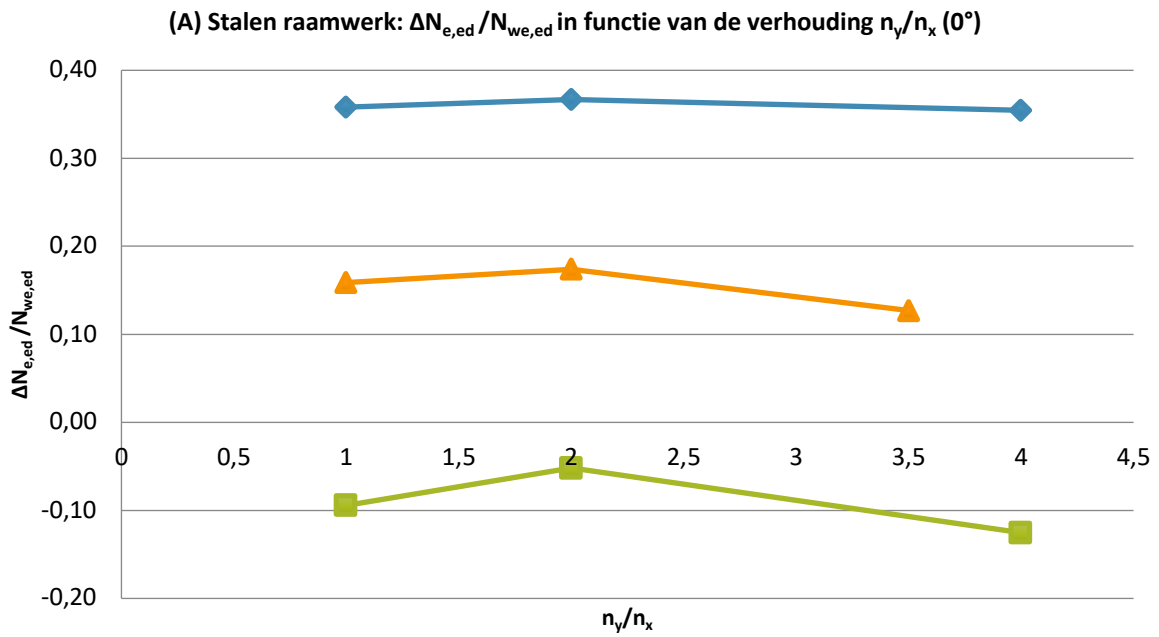
Staalstructuur reeks A



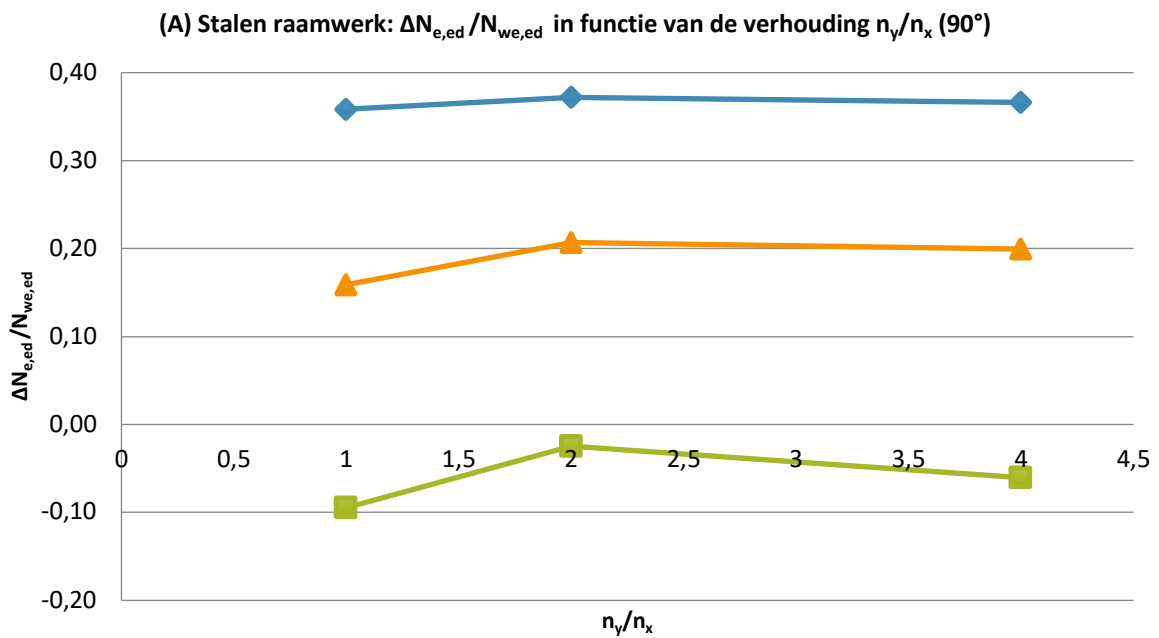
Grafiek 10: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)



Grafiek 32: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)



Grafiek 33: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (0°)







Grafiek 34: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verhouding n_y/n_x (90°)

BIJLAGE C: RESULTATEN STUDIE OVER INVLOED AANTAL VERDIEPINGEN

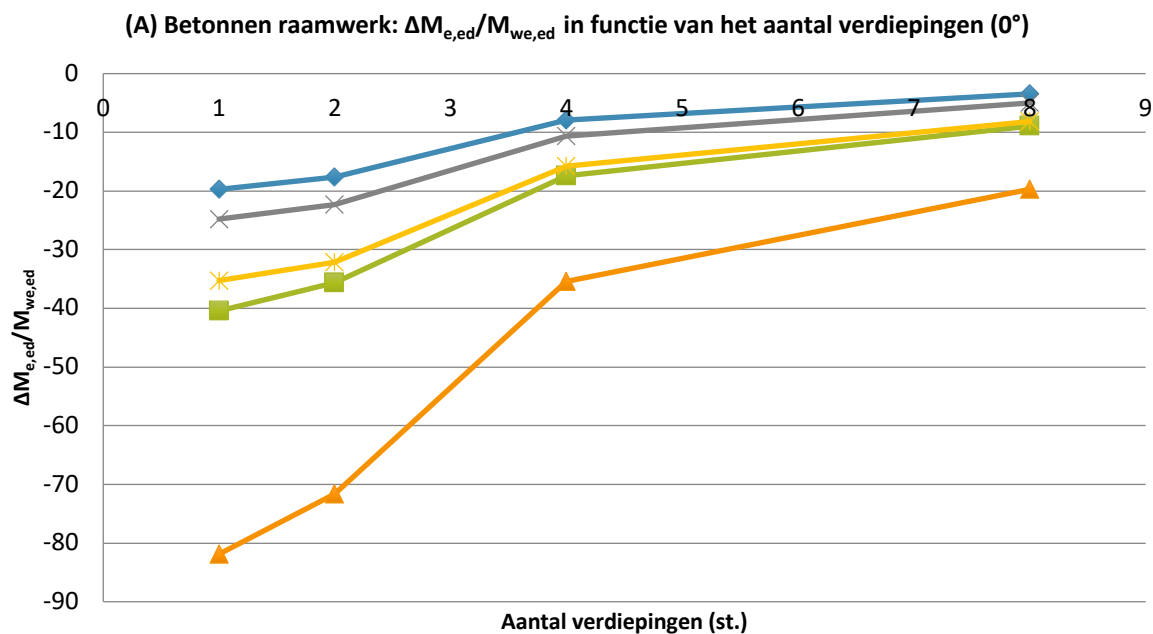
Tabel 26: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte

n _v	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
1	1	5	9	13	17
2	2	6	10	14	18
4	3	7	11	15	19
8	4	8	12	16	20

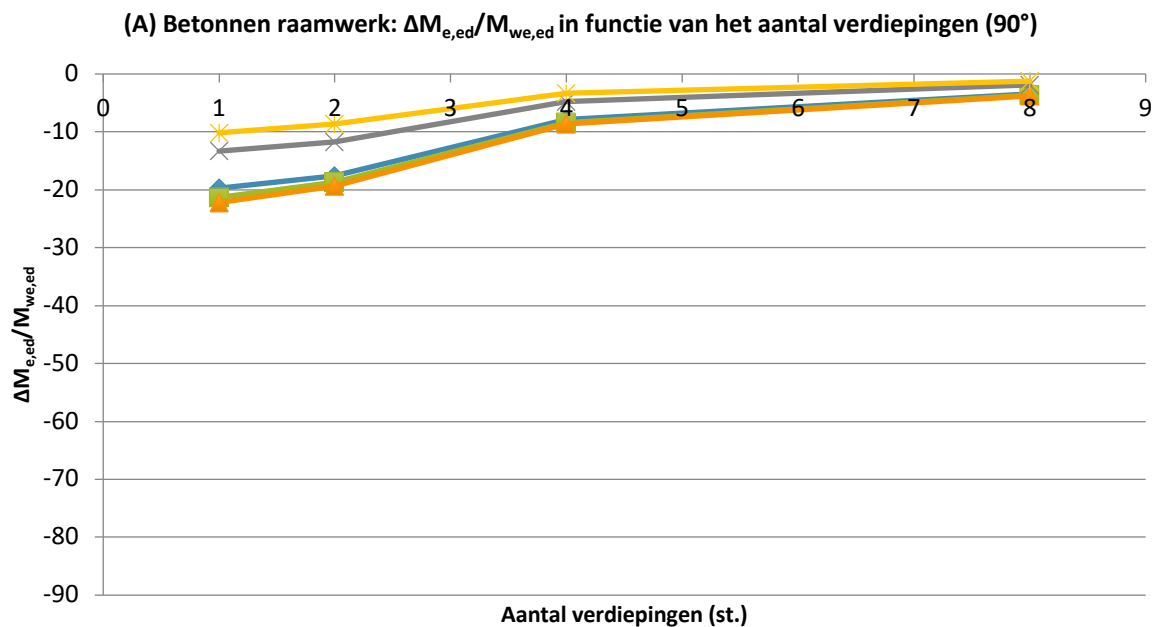
Legende:

-  LxL
-  2LxL
-  4LxL
-  1,4Lx0,7L
-  2Lx0,5L

Betonnen raamwerk reeks A

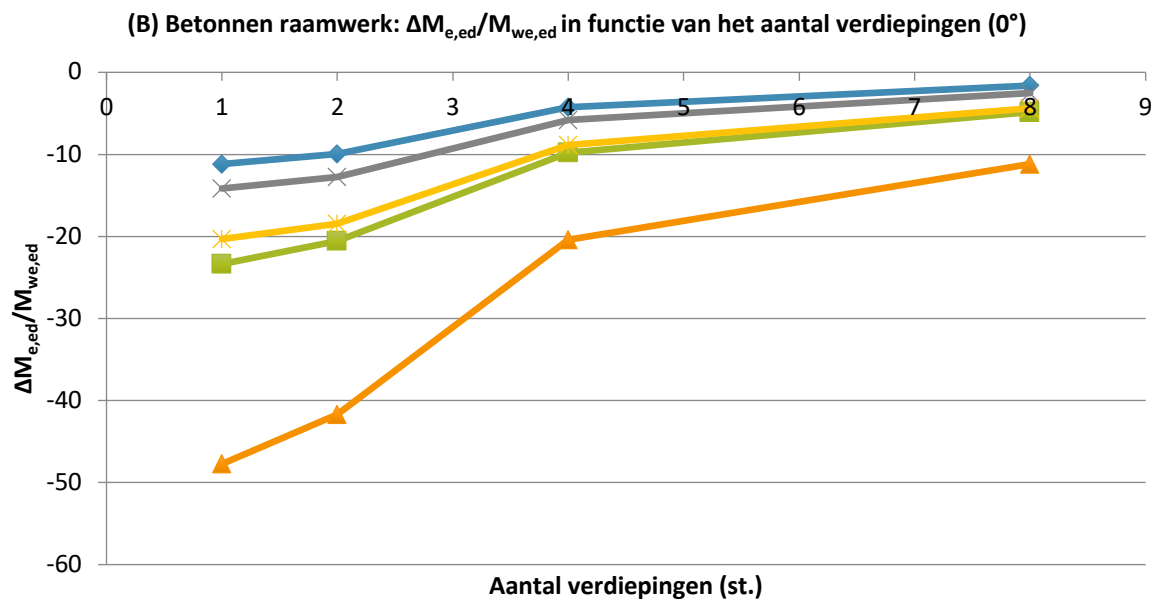


Grafiek 11: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)

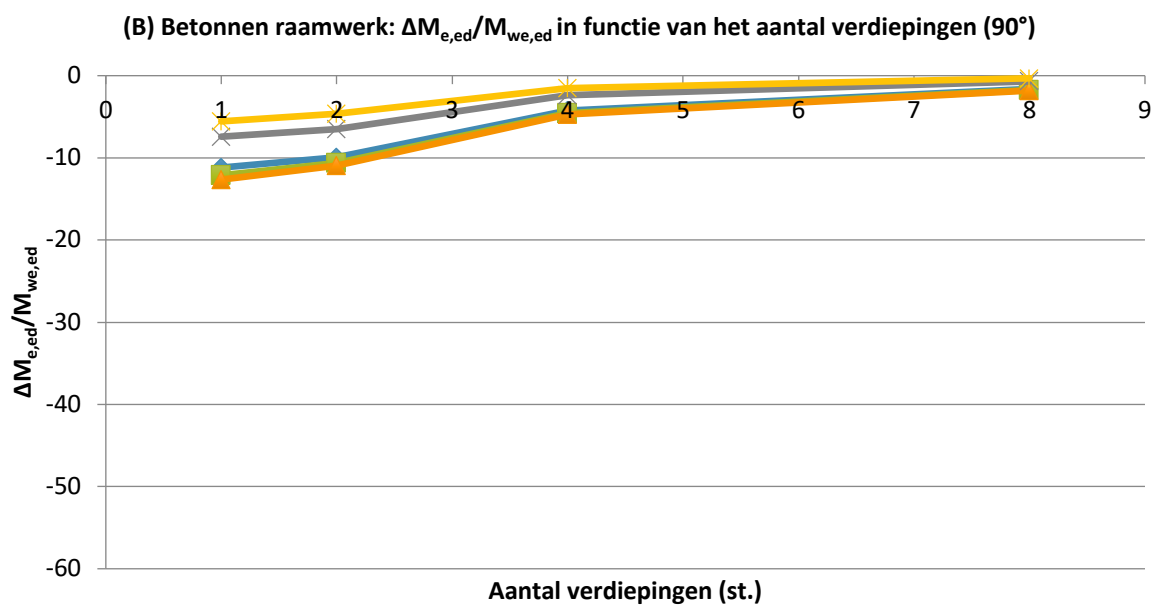


Grafiek 35: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)

Betonnen raamwerk reeks B

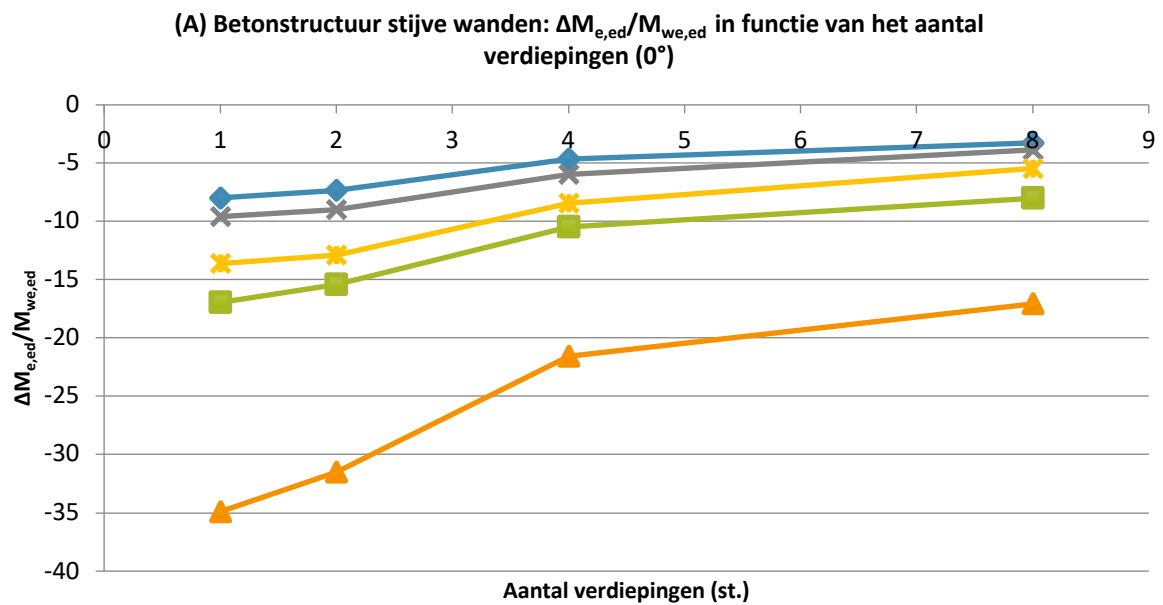


Grafiek 36: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)

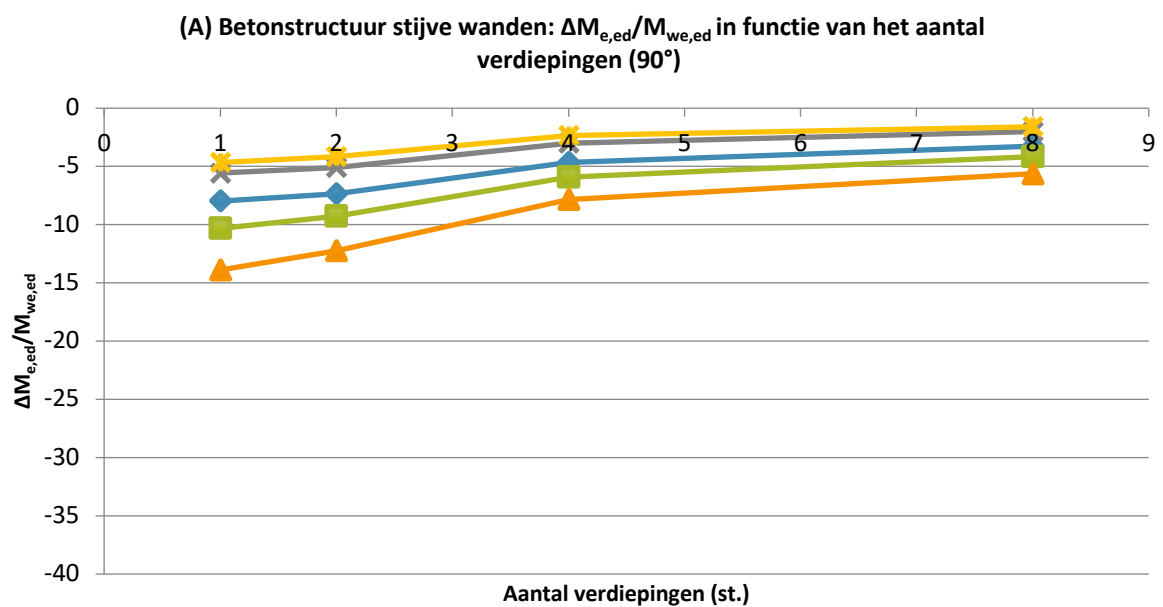


Grafiek 37: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)

Betonstructuur met stijve wanden reeks A

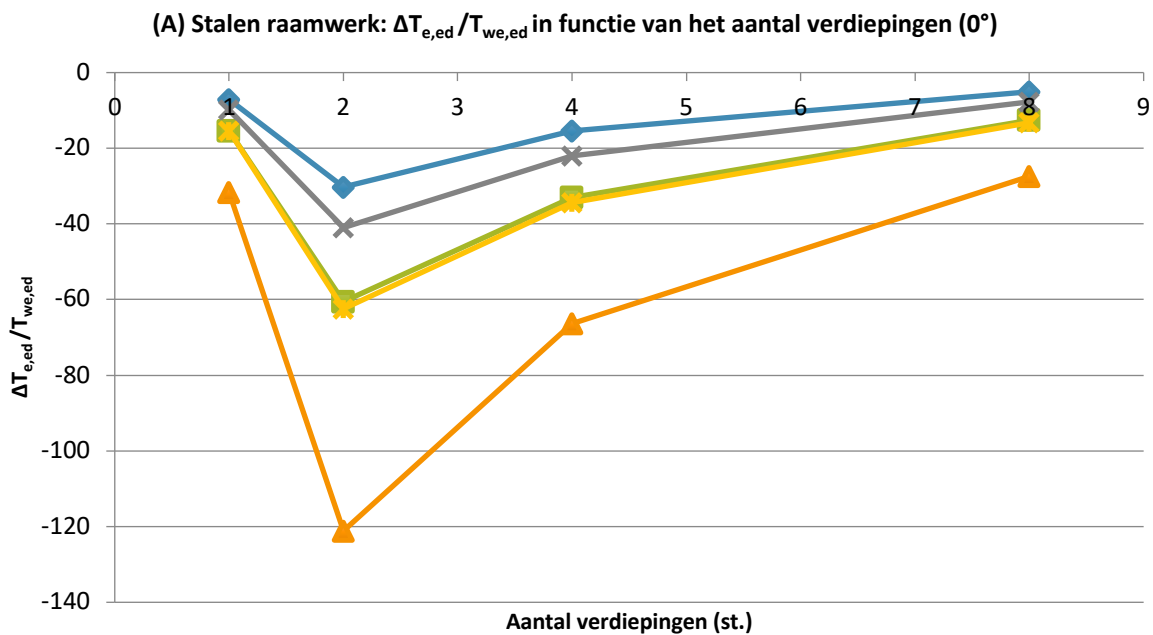


Grafiek 39: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)

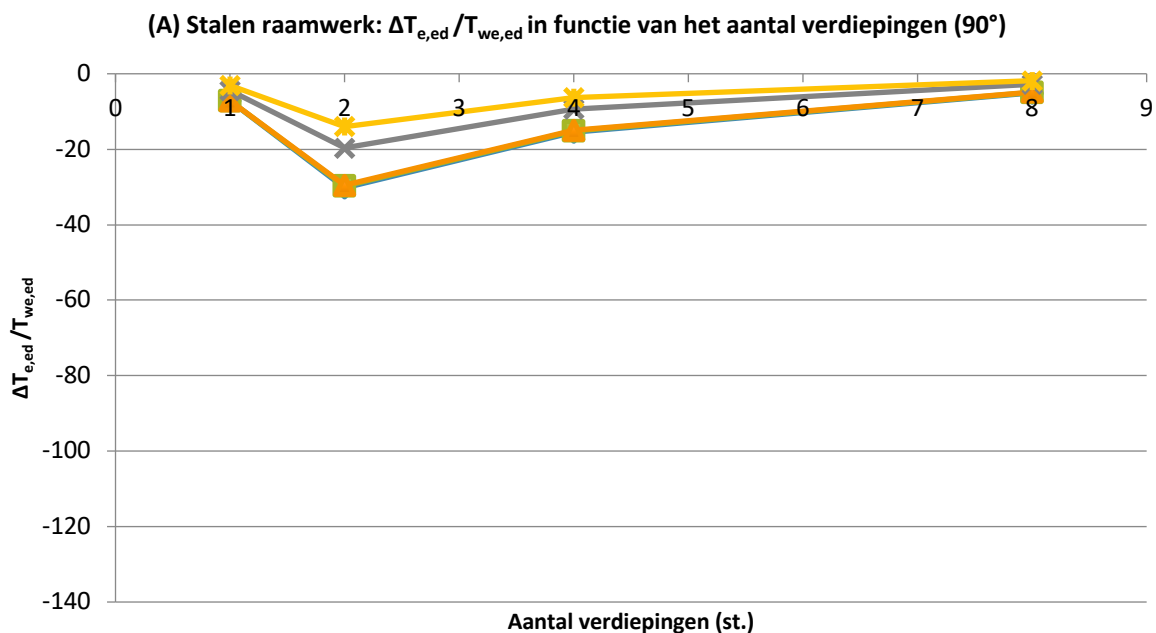


Grafiek 38: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)

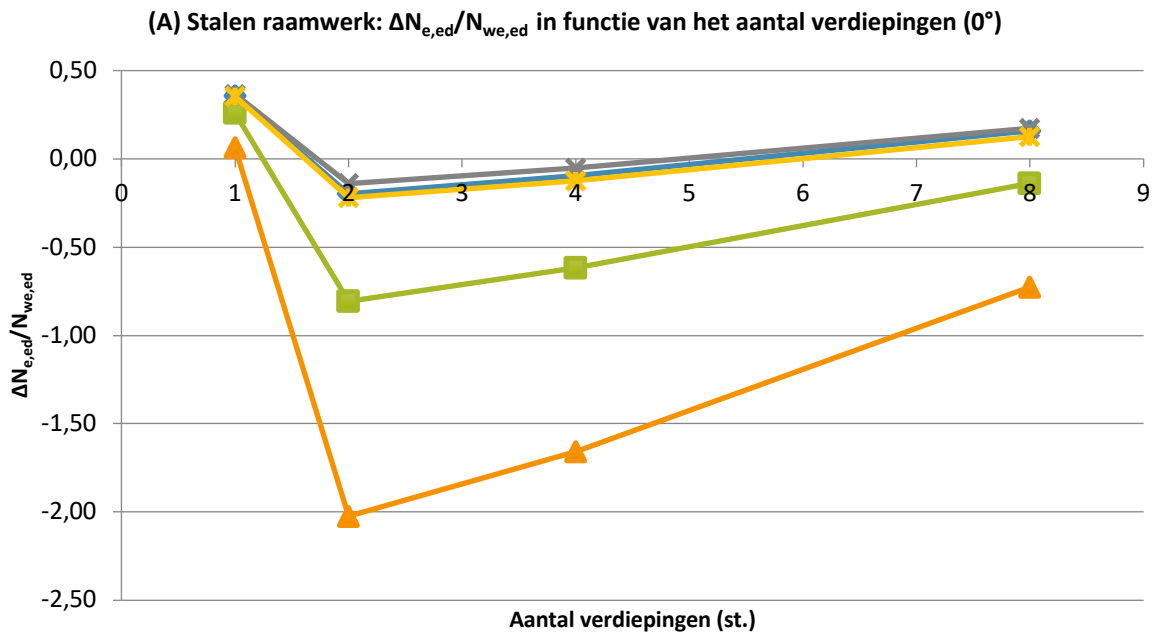
Stalen raamwerk reeks A



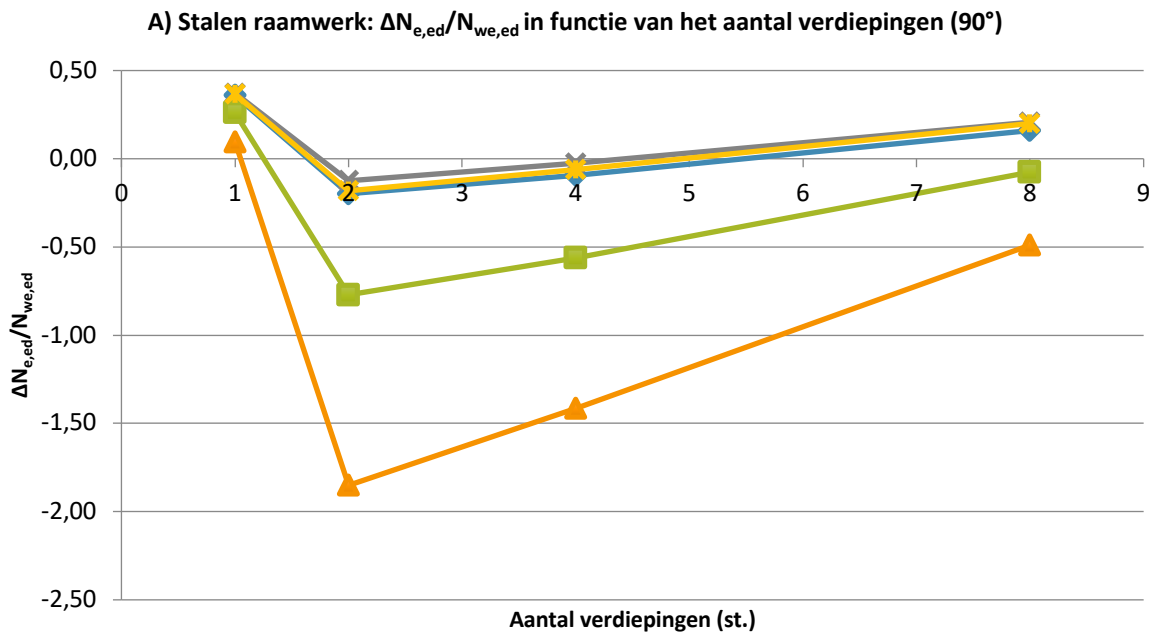
Grafiek 12: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed} / T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)



Grafiek 40: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed} / T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)



Grafiek 41: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (0°)








Grafiek 42: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (90°)

BIJLAGE D: RESULTATEN STUDIE OVER INVLOED VERDIEPINGSHOOGTE

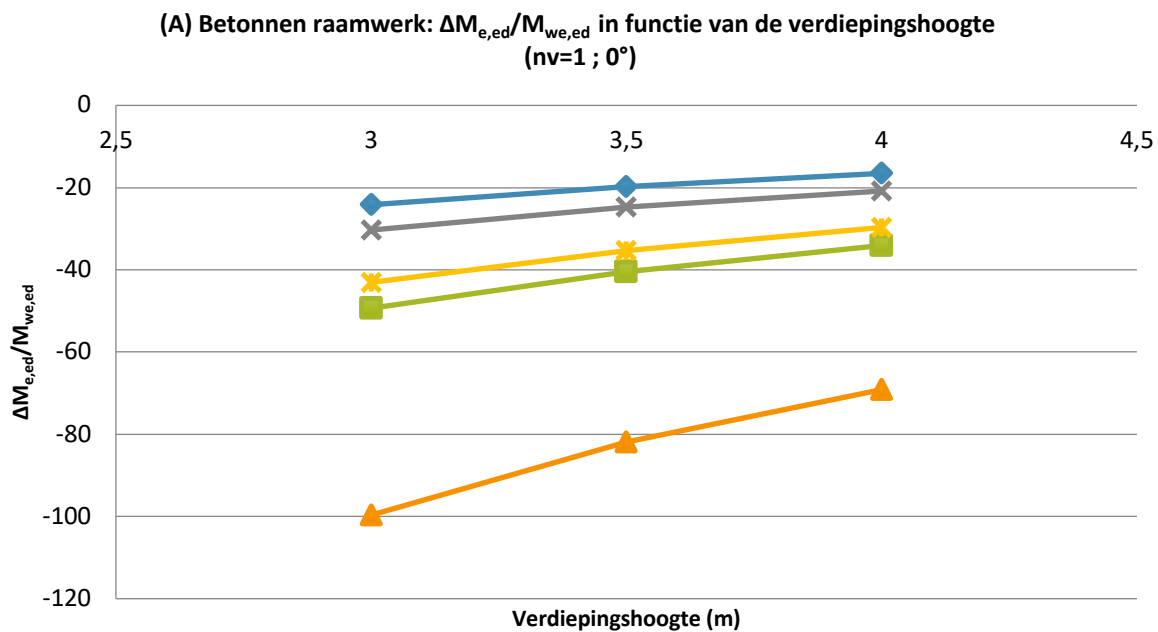
Tabel 27: Situaties bij onderzoek naar: invloed verdiepingshoogte

nv	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
3,5	1	5	9	13	17
3	21	25	29	33	37
4	41	45	49	53	57

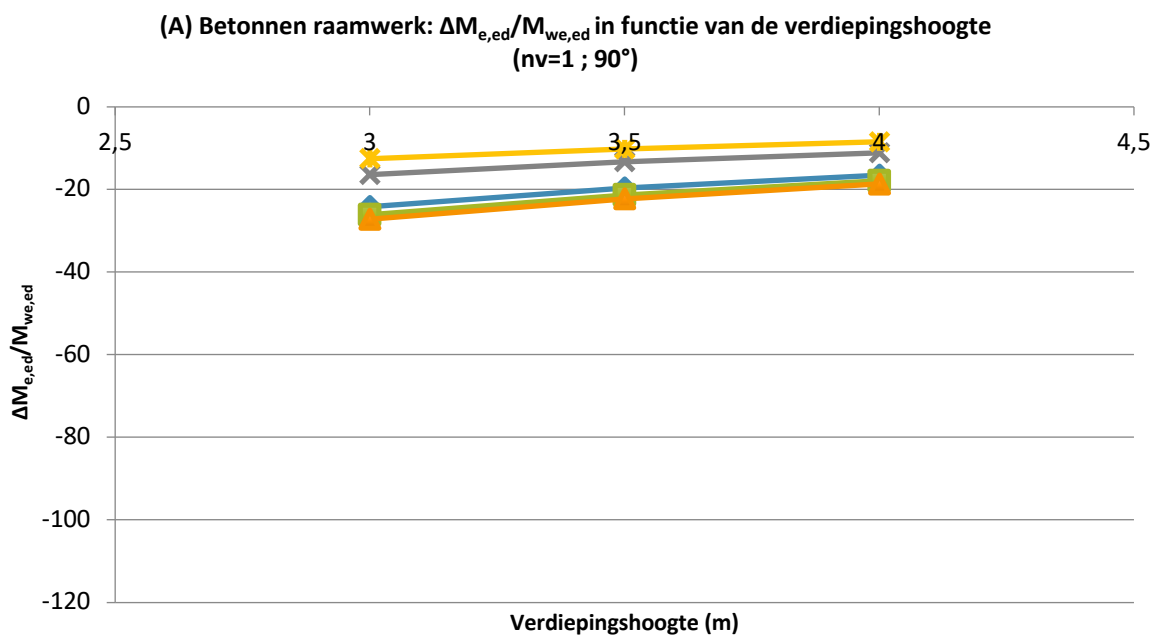
Legende:

-  LxL
-  2LxL
-  4LxL
-  1,4Lx0,7L
-  2Lx0,5L

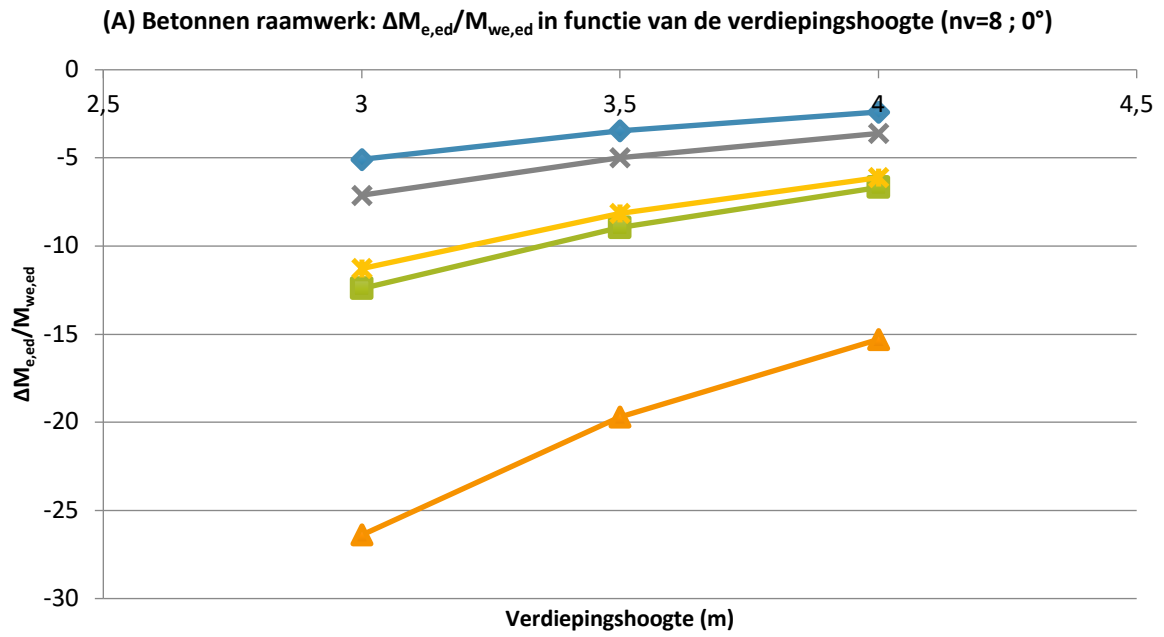
Betonnen raamwerk reeks A



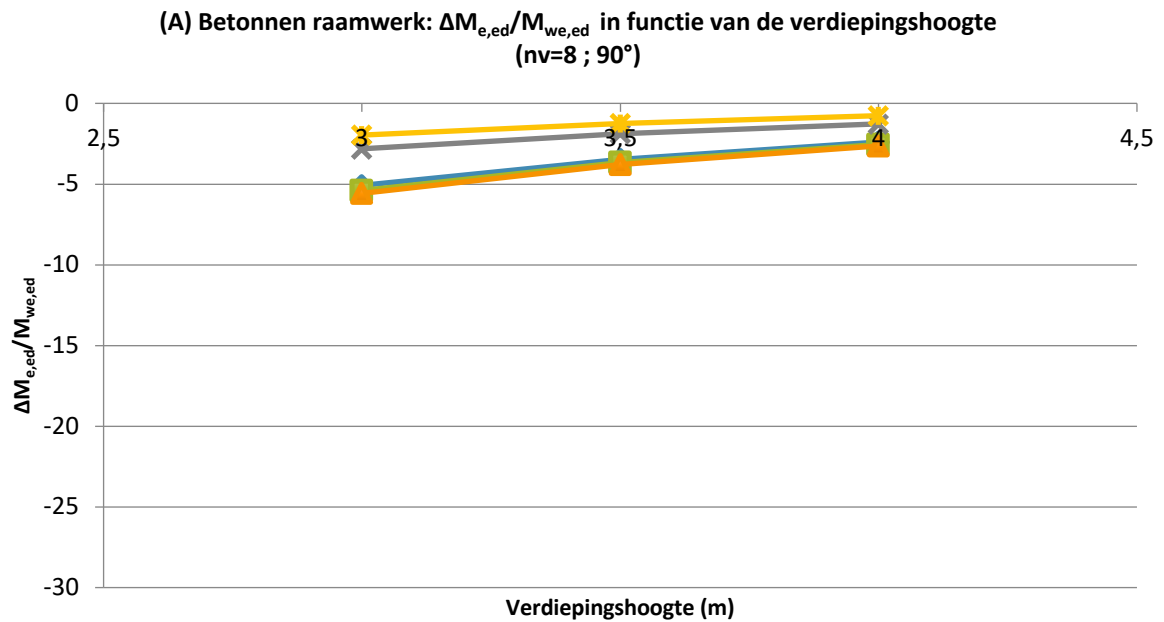
Grafiek 13: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 0°)



Grafiek 43: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 90°)



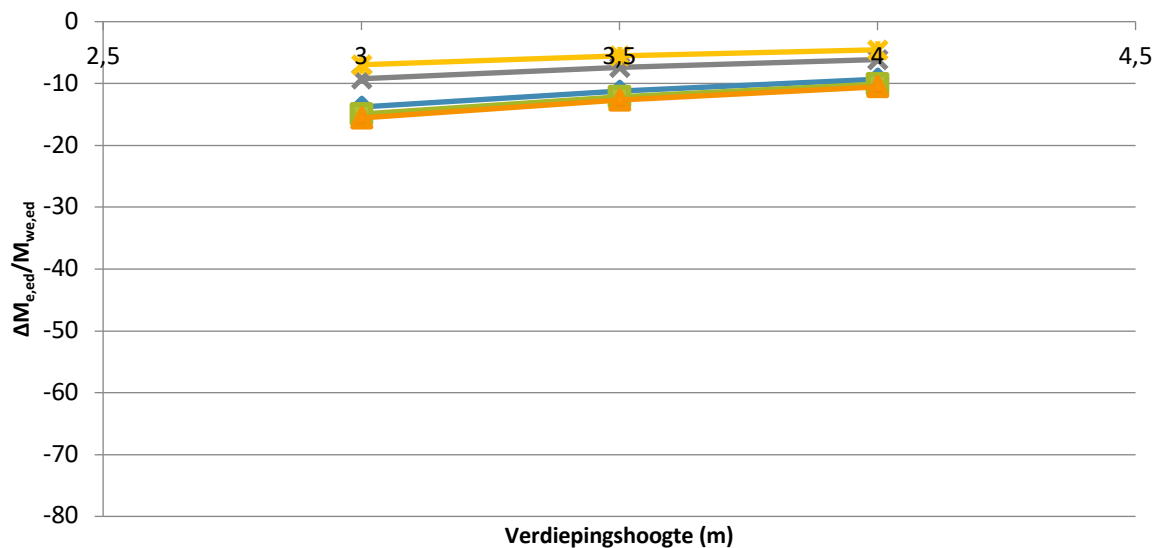
Grafiek 44: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8 ; 0°)



Grafiek 45: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8 ; 90°)

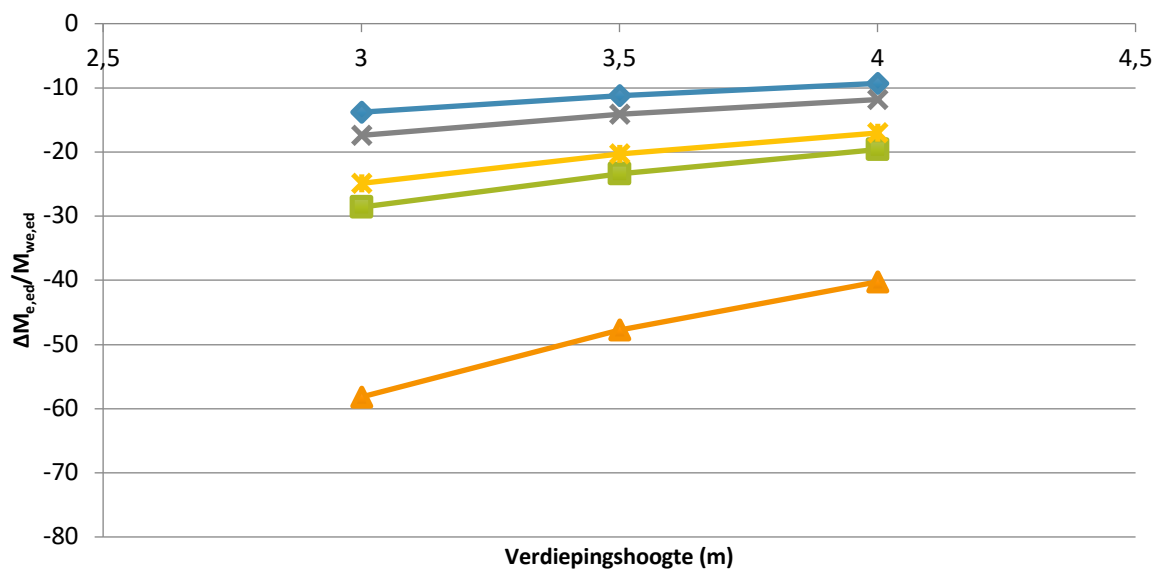
Betonnen raamwerk reeks B

(B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 90°)

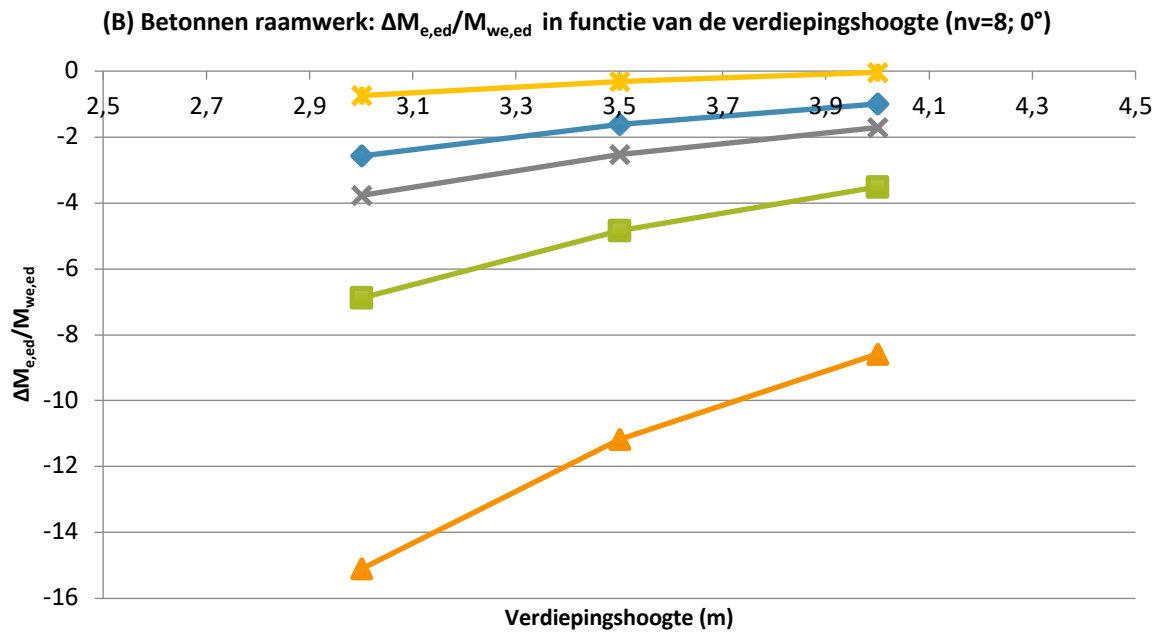


Grafiek 46: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 90°)

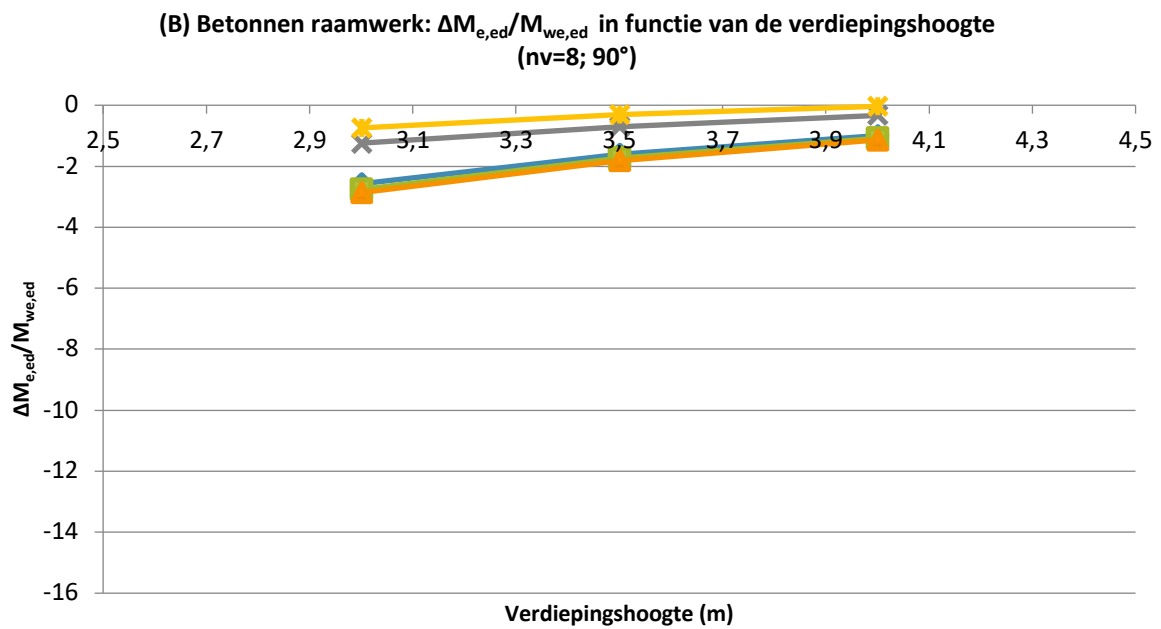
(B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 0°)



Grafiek 47: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 0°)

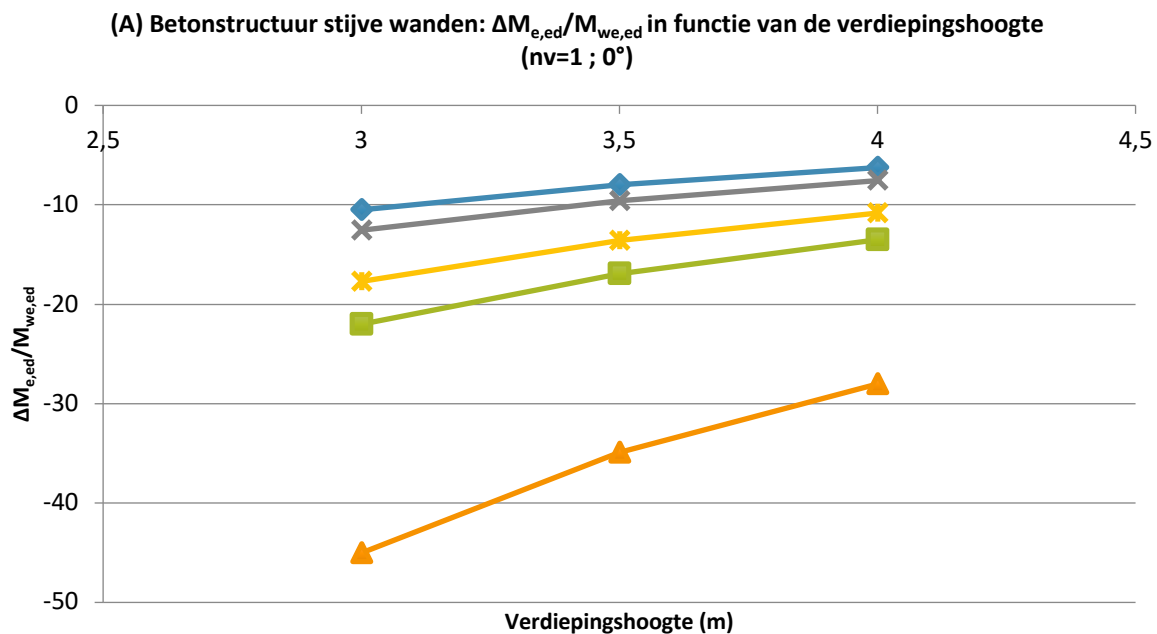


Grafiek 48: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8; 0°)

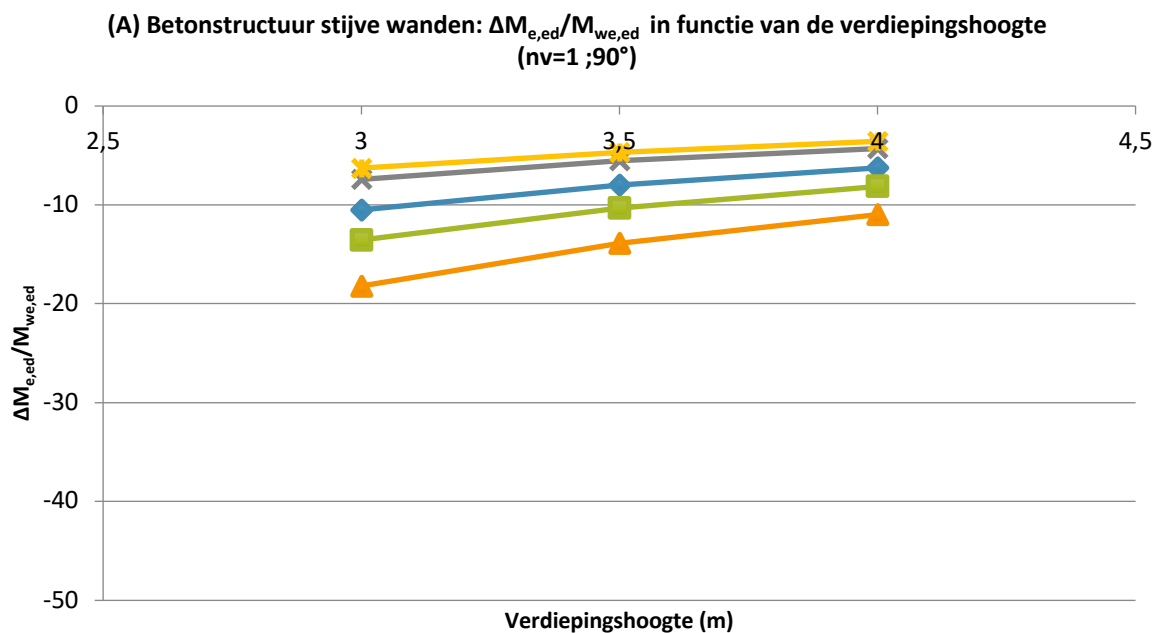


Grafiek 49: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8; 90°)

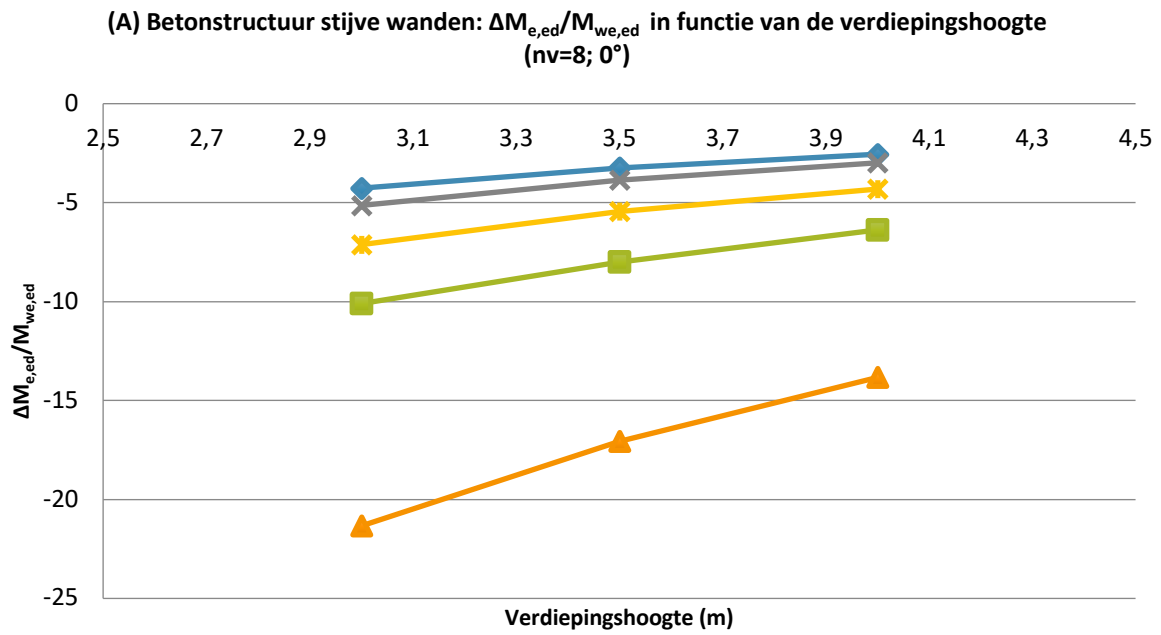
Betonstructuur met stijve wanden reeks A



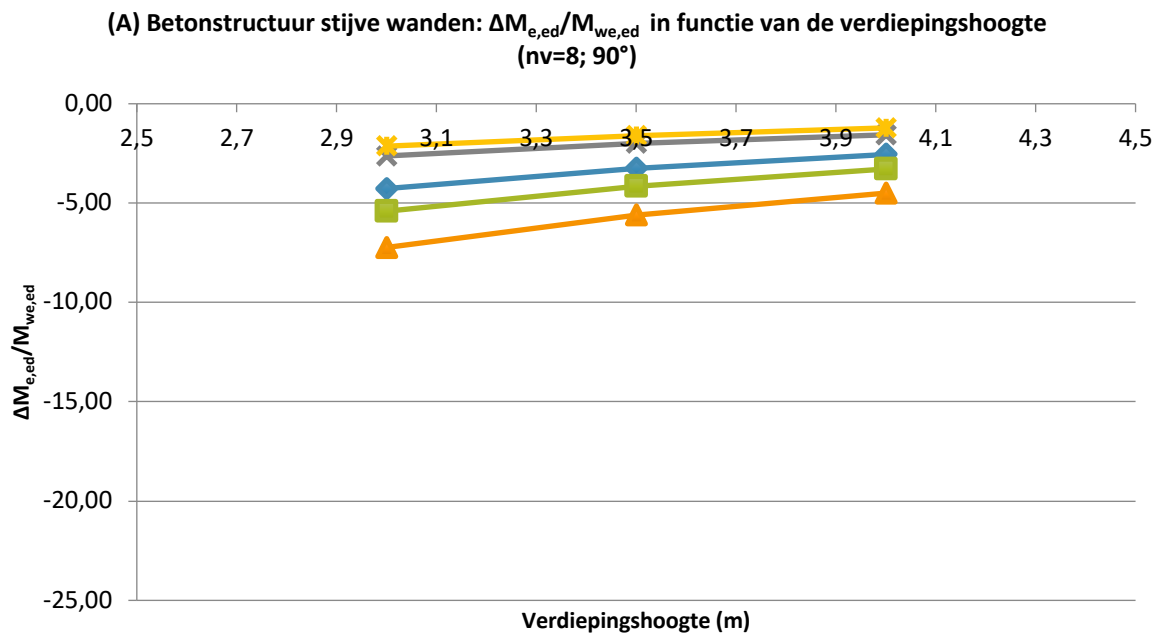
Grafiek 50: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 0°)



Grafiek 51: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=1 ; 90°)

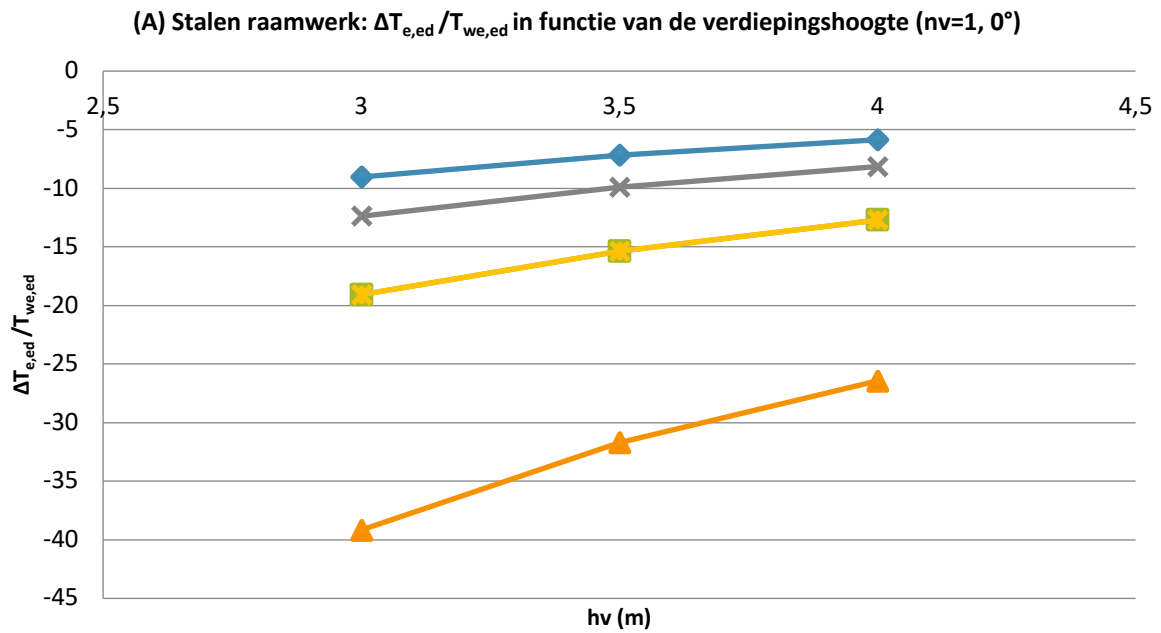


Grafiek 52: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8; 0°)

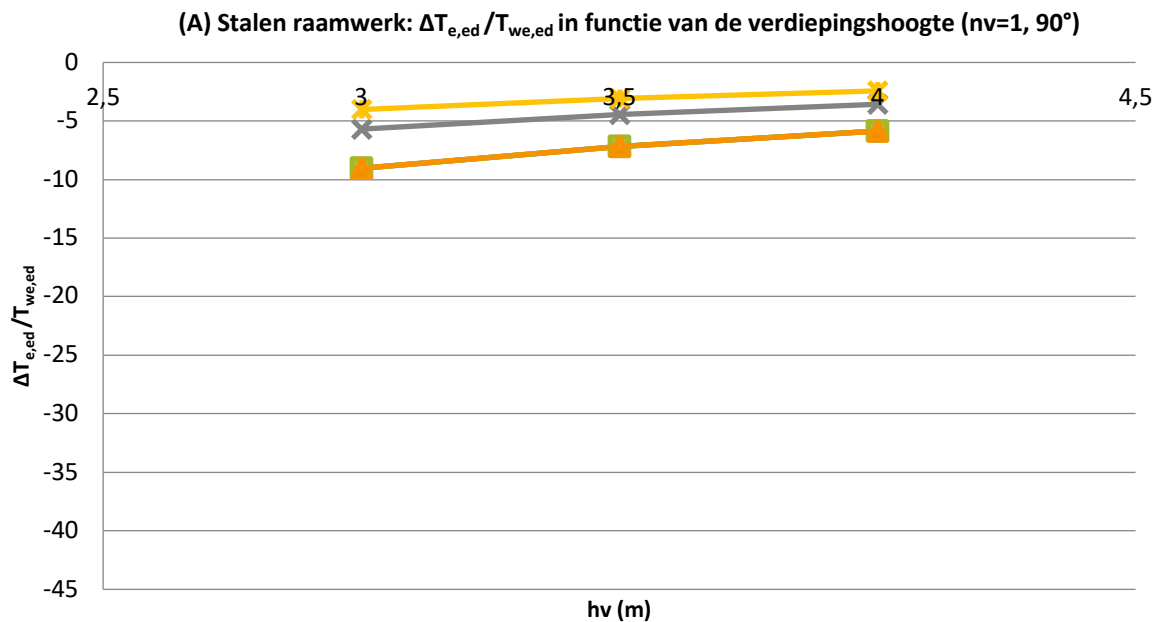


Grafiek 53: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8; 90°)

Stalen raamwerk reeks A

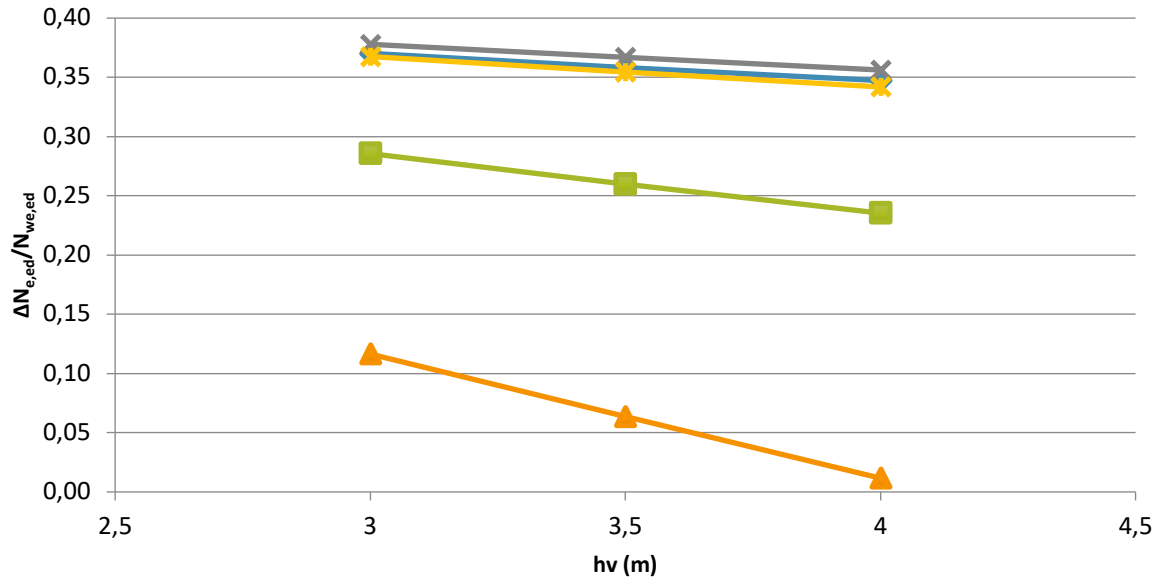


Grafiek 14: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 0^\circ$)



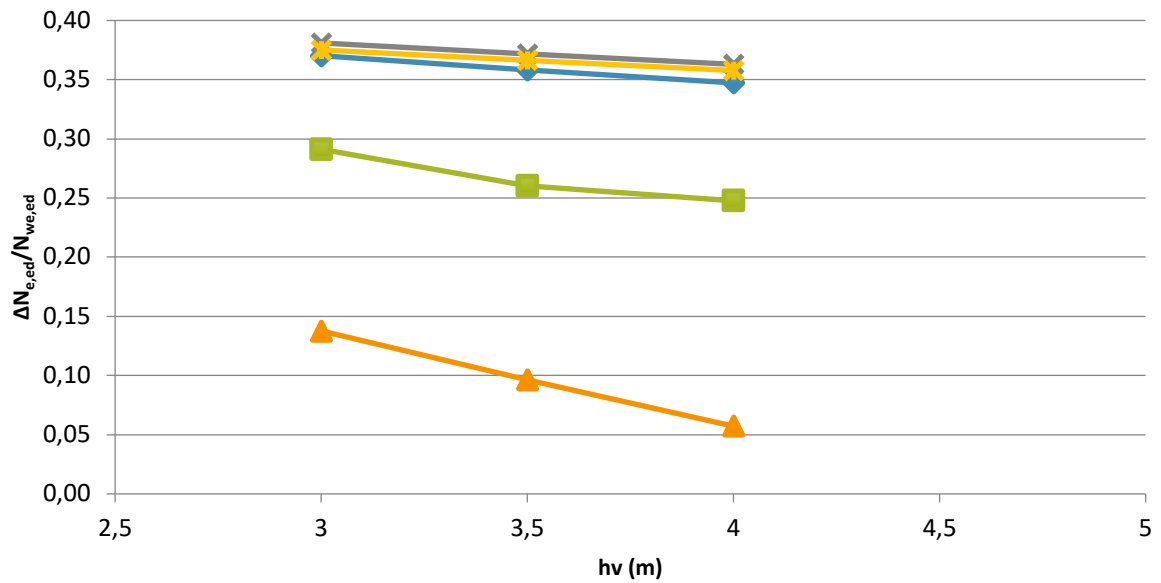
Grafiek 54: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 90^\circ$)

(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 0^\circ$)

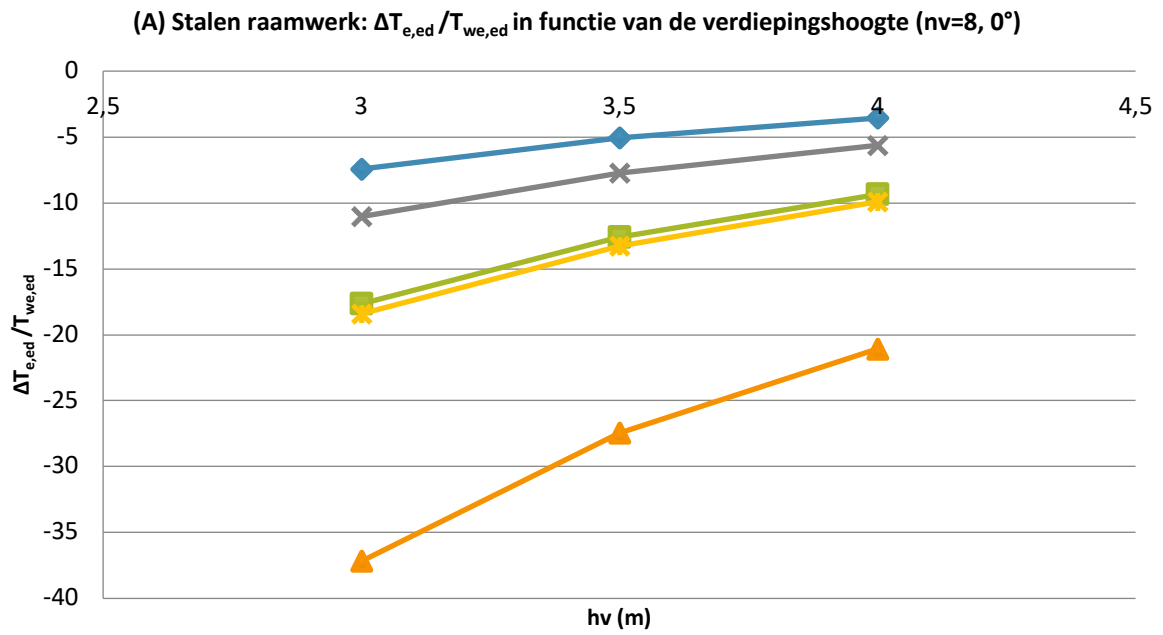


Grafiek 55: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 0^\circ$)

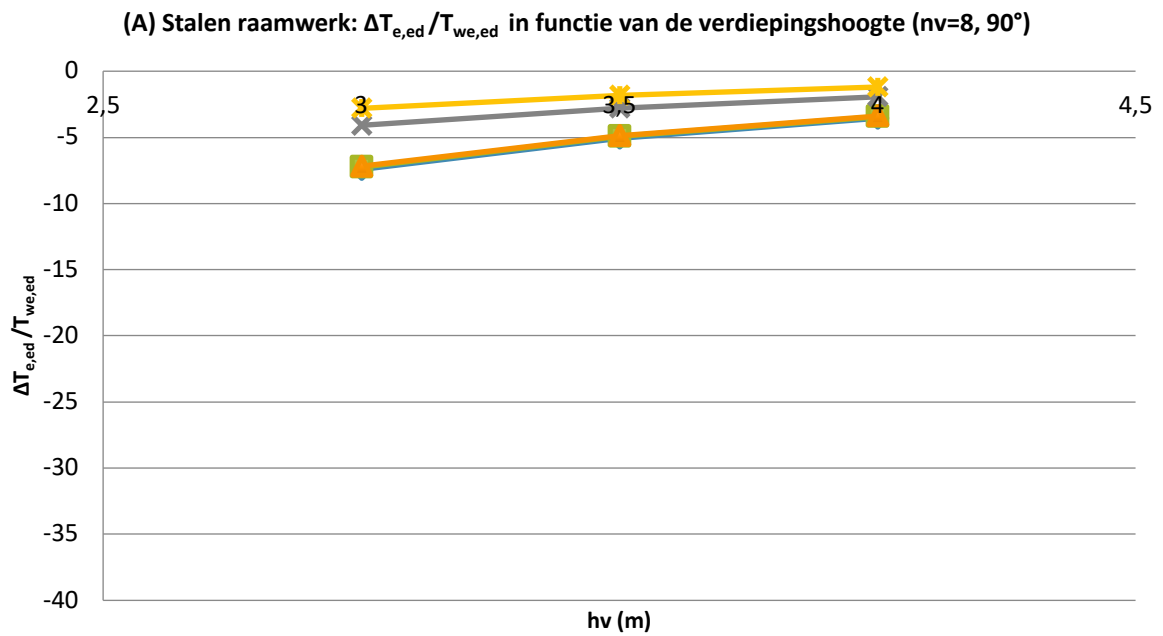
(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 90^\circ$)



Grafiek 56: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte ($nv=1, 90^\circ$)

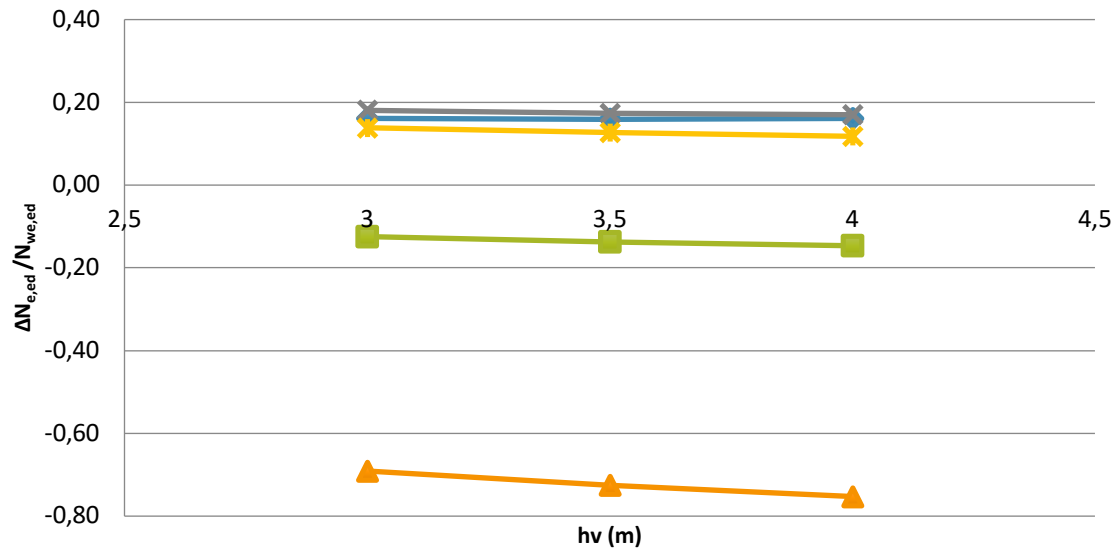


Grafiek 57: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 0°)



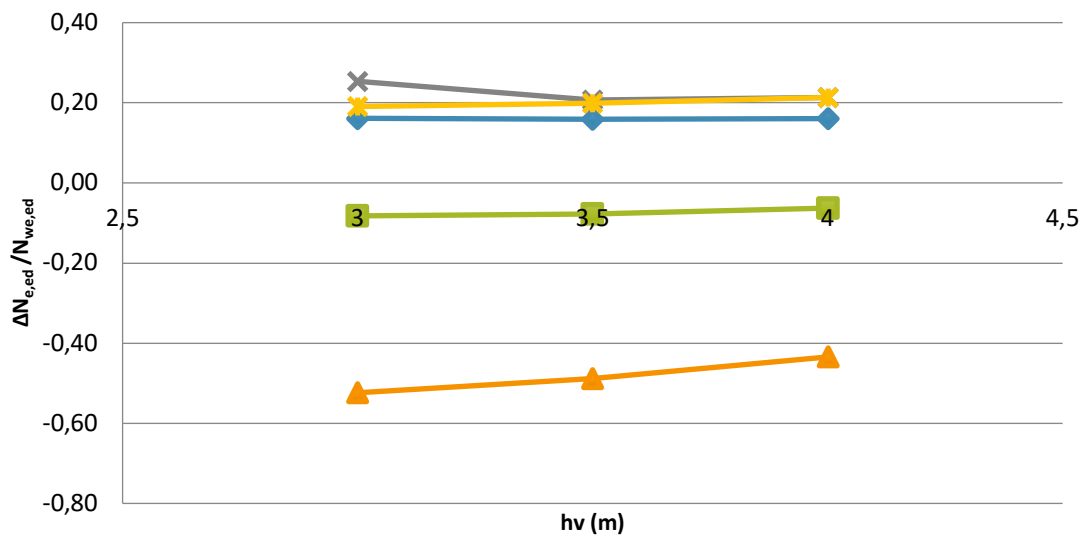
Grafiek 58: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 90°)

(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 0°)



Grafiek 59: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 0°)

(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 90°)








Grafiek 60: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{we,ed}$ in functie van de verdiepingshoogte (nv=8, 90°)

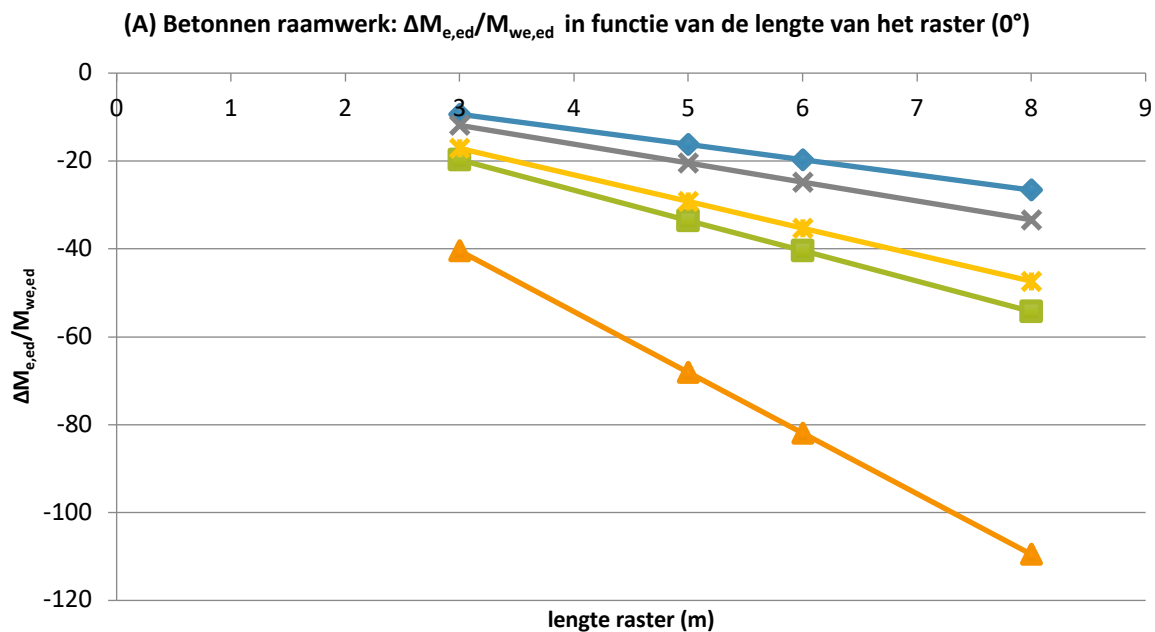
BIJLAGE E: RESULTATEN STUDIE OVER INVLOED LENGTE RASTER

Tabel 28: Situaties bij onderzoek naar: invloed van de lengte van het raster

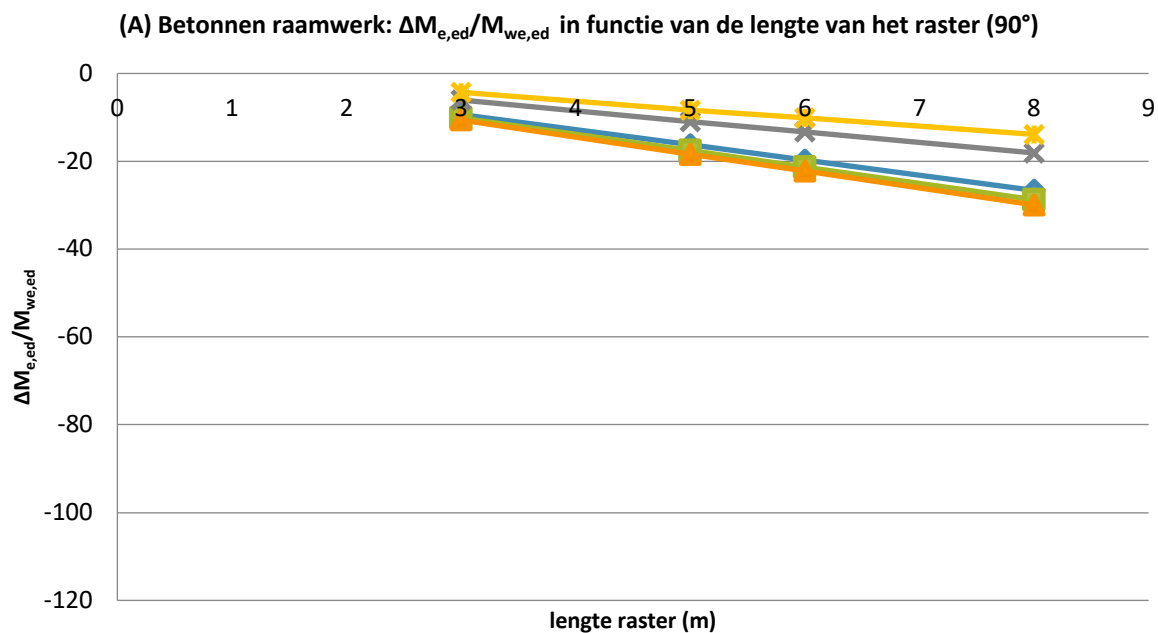
I	Nummer van de situatie				
	LxL	2LxL	4LxL	1,4Lx0,7L	2Lx0,5L
3	61	64	67	70	73
5	62	65	68	71	74
6	1	5	9	13	17
8	63	66	69	72	75

-  LxL
-  2LxL
-  4LxL
-  1,4Lx0,7L
-  2Lx0,5L

Betonnen raamwerk reeks A

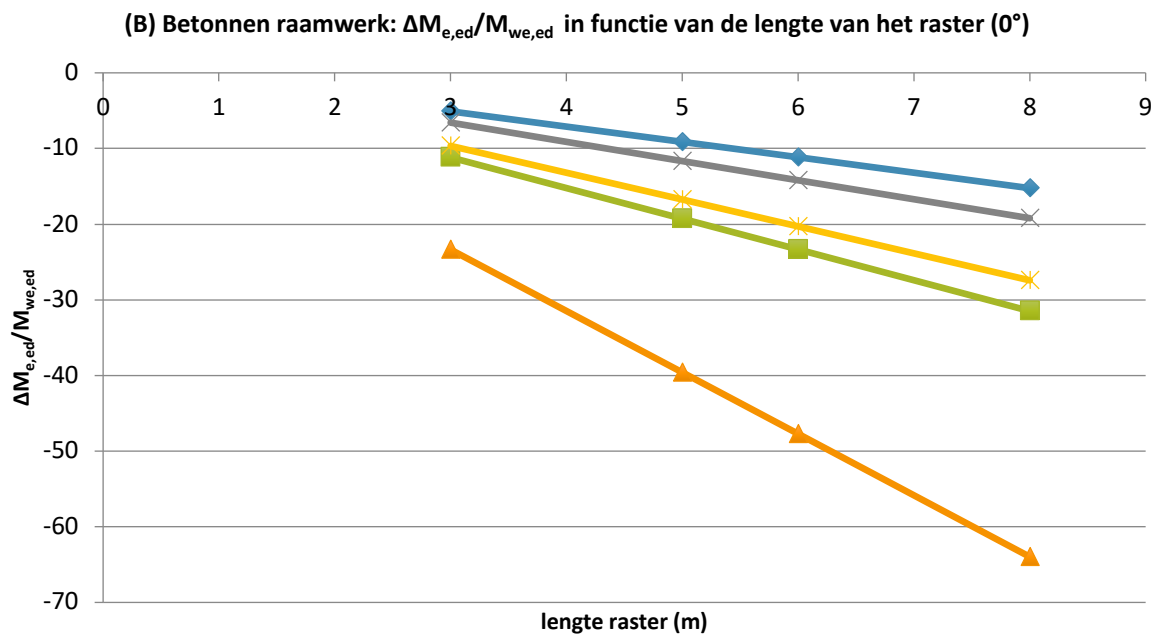


Grafiek 15: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

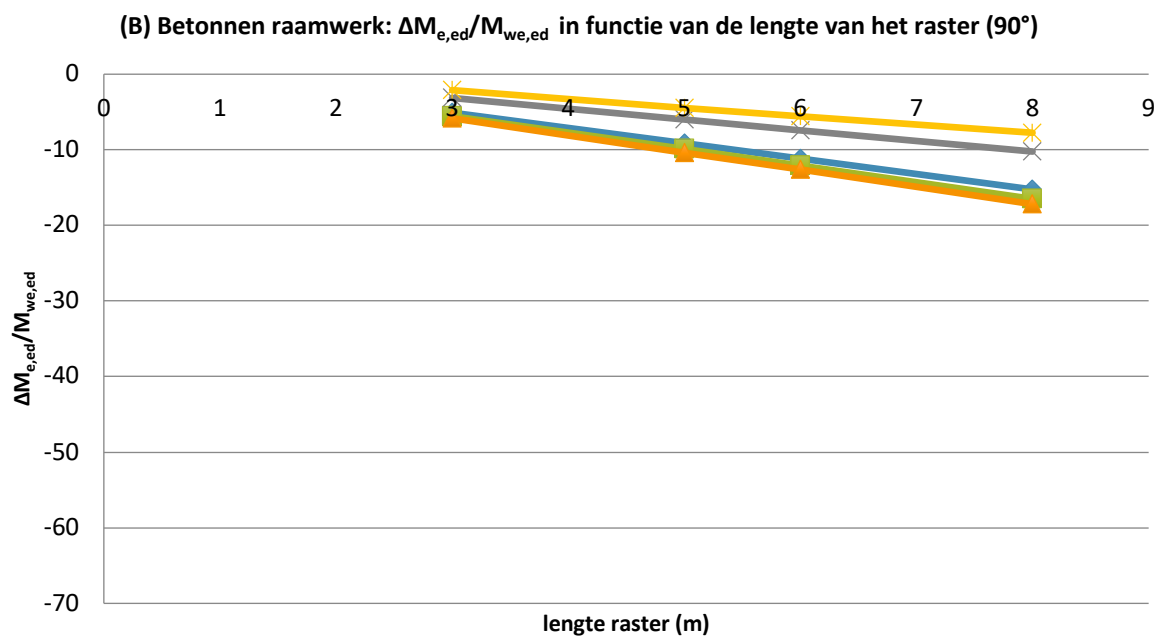


Grafiek 61: (A) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)

Betonnen raamwerk reeks B

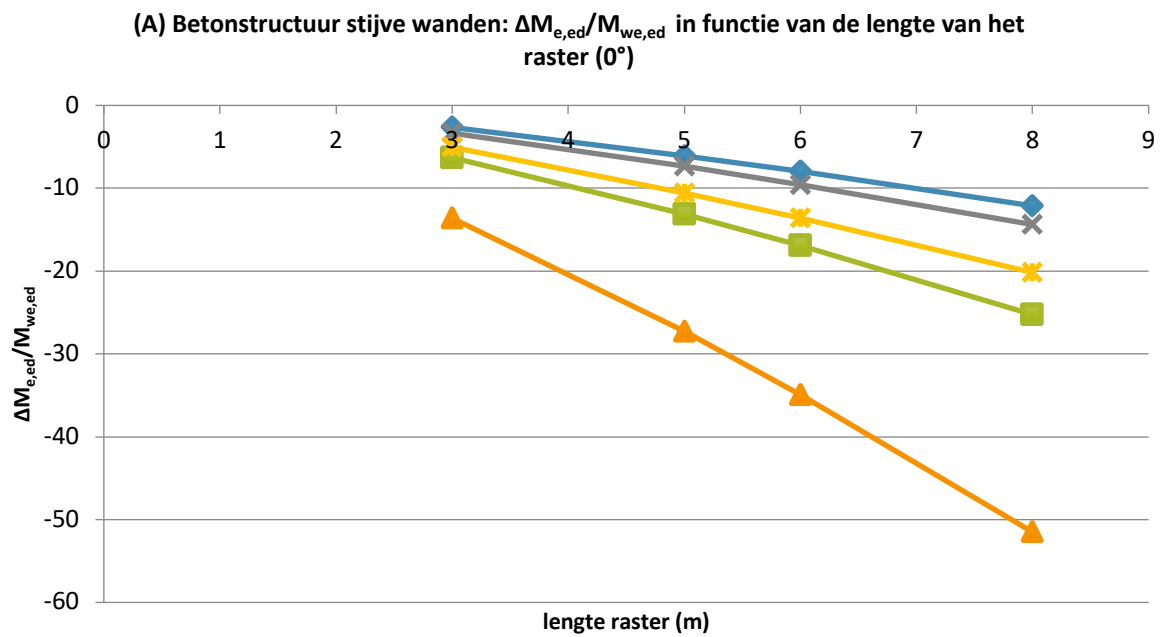


Grafiek 62: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

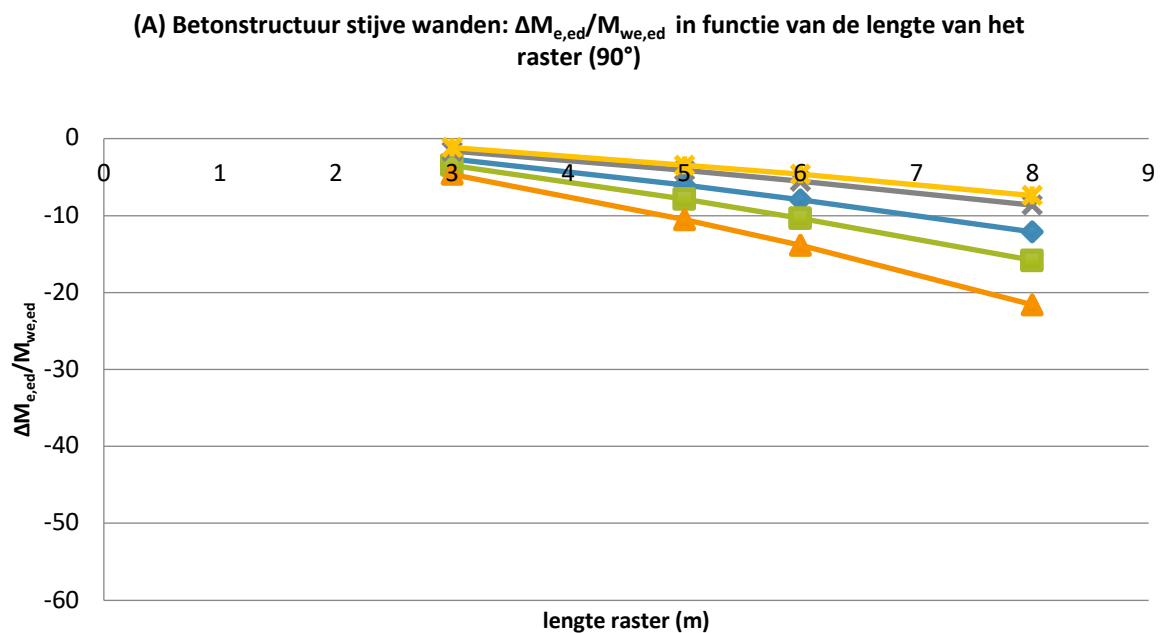


Grafiek 63: (B) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)

Betonstructuur met stijve wanden reeks A

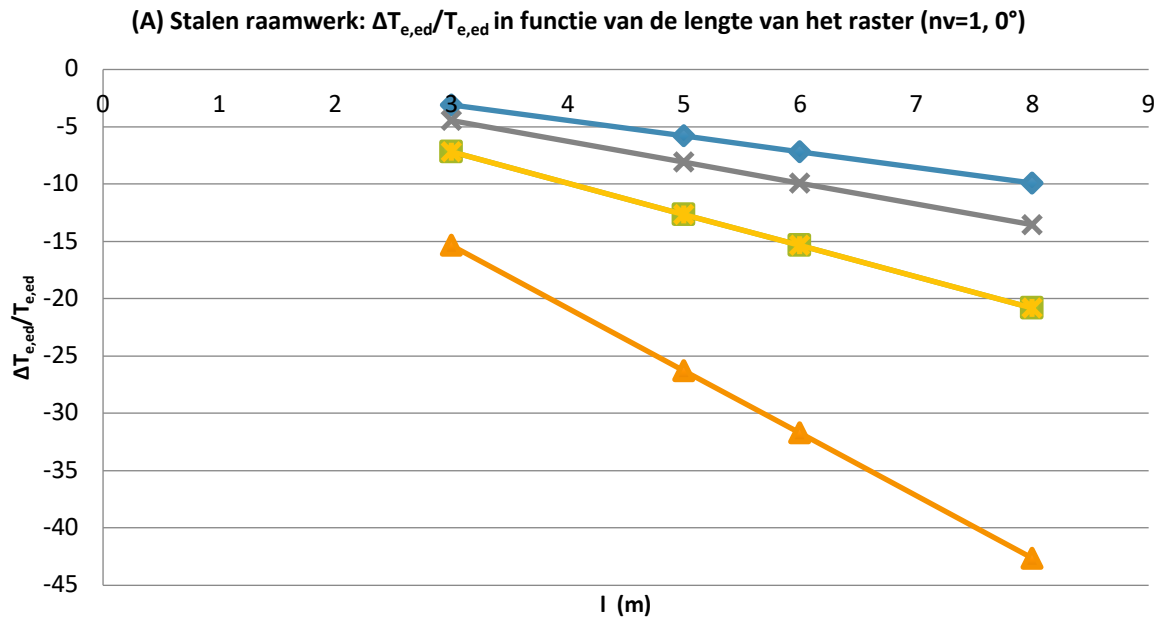


Grafiek 64: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

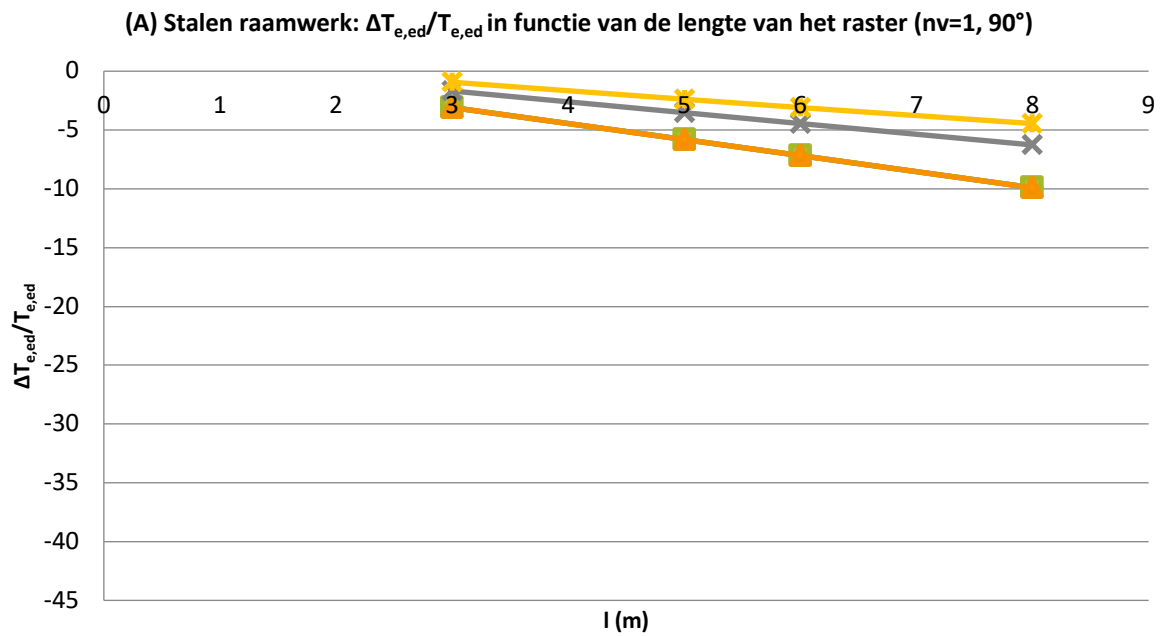


Grafiek 65: (A) Betonstructuur stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)

Stalen raamwerk reeks A

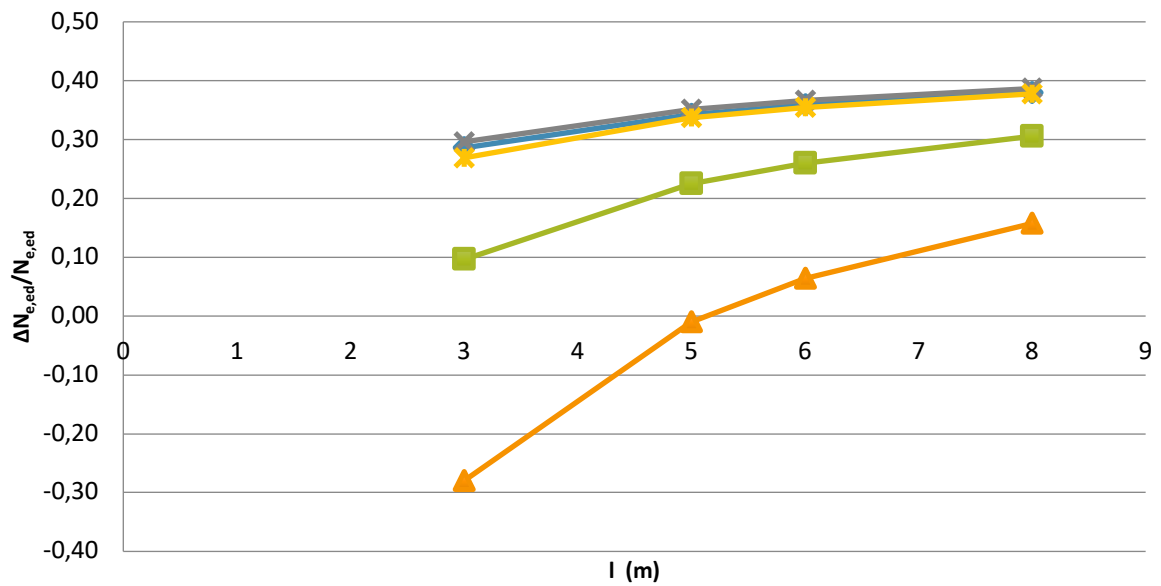


Grafiek 16: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster ($nv=1, 0^\circ$)



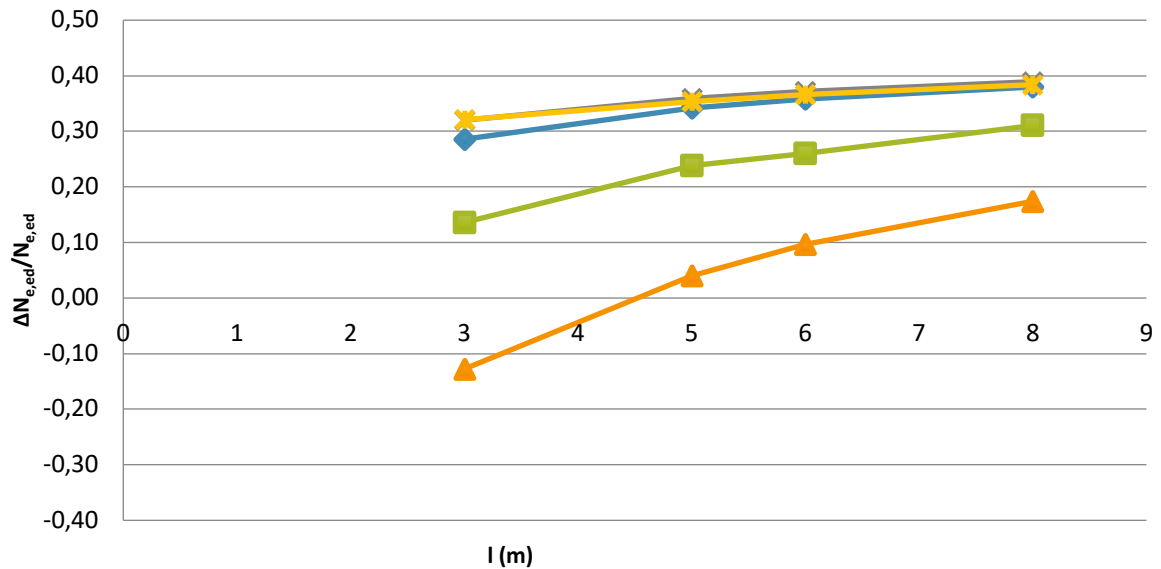
Grafiek 66: (A) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster ($nv=1, 90^\circ$)

(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)



Grafiek 67: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (0°)

(A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)



Grafiek 68: (A) Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{e,ed}$ in functie van de lengte van het raster (90°)

BIJLAGE F: RESULTATEN STUDIE NAAR OMGEVINGSPARAMETERS

Bij een constructie met een grondoppervlakte van 36x36m:

Tabel 30: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 36x36m





	Nummer van de situatie			
nv	Zone 4, 23m/s	Zone 4, 26m/s	Zone 2, 23m/s	Zone 2, 26m/s
1	1	9	17	25
2	2	10	18	26
4	3	11	19	27
8	4	12	20	28

Bij een constructie met een grondoppervlakte van 82x82m:

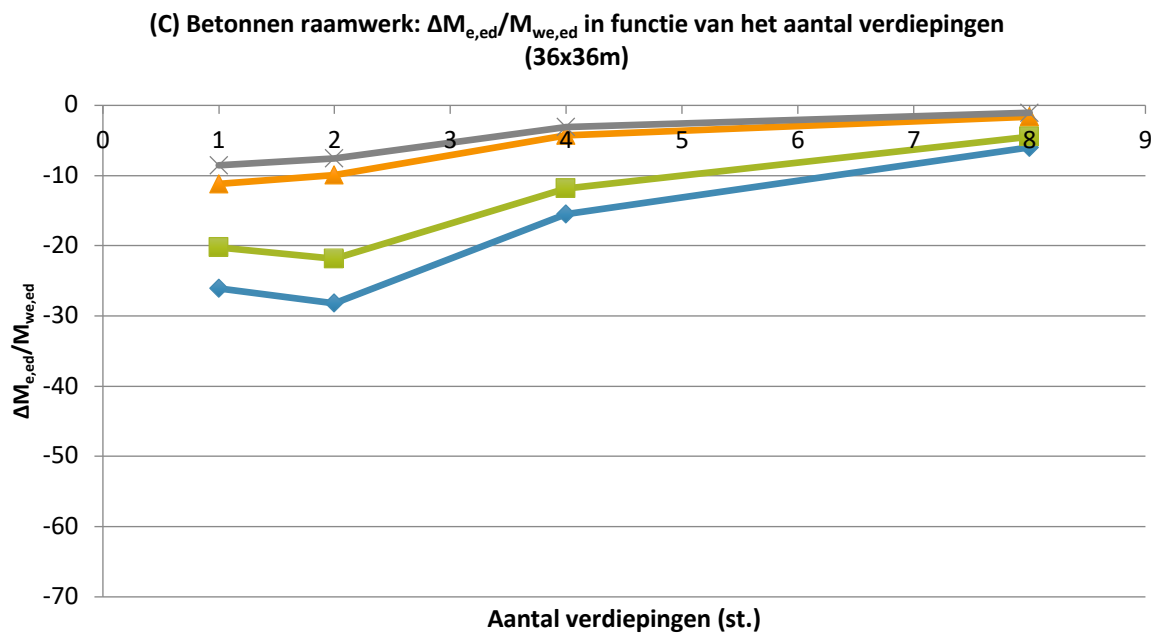
Tabel 31: Situaties bij onderzoek naar: invloed van omgevingsfactoren bij structuur van 82x82m

	Nummer van de situatie			
nv	Zone 4, 23m/s	Zone 4, 26m/s	Zone 2, 23m/s	Zone 2, 26m/s
1	5	13	21	29
2	6	14	22	30
4	7	15	23	31
8	8	16	24	32

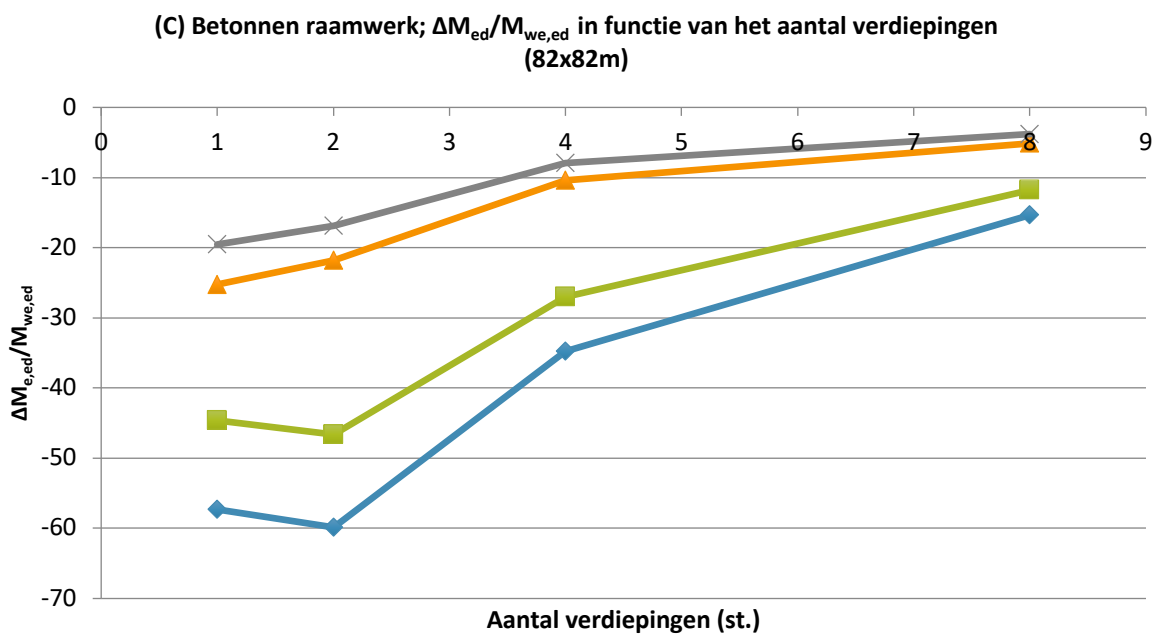
Legende grafieken:

-  Zone 4, grond D, 23m/s
-  Zone 4, grond D, 26m/s
-  Zone 2, grond B, 23m/s
-  Zone 2, grond B, 26m/s

Betonnen raamwerk reeks C

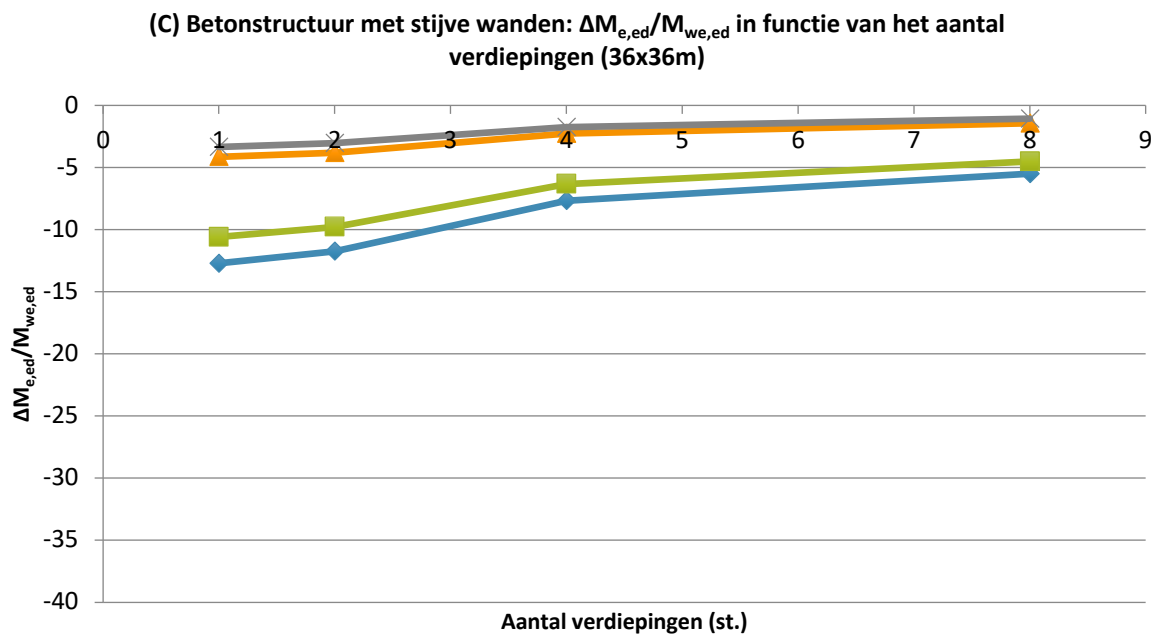


Grafiek 17: (C) Betonnen raamwerk: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)

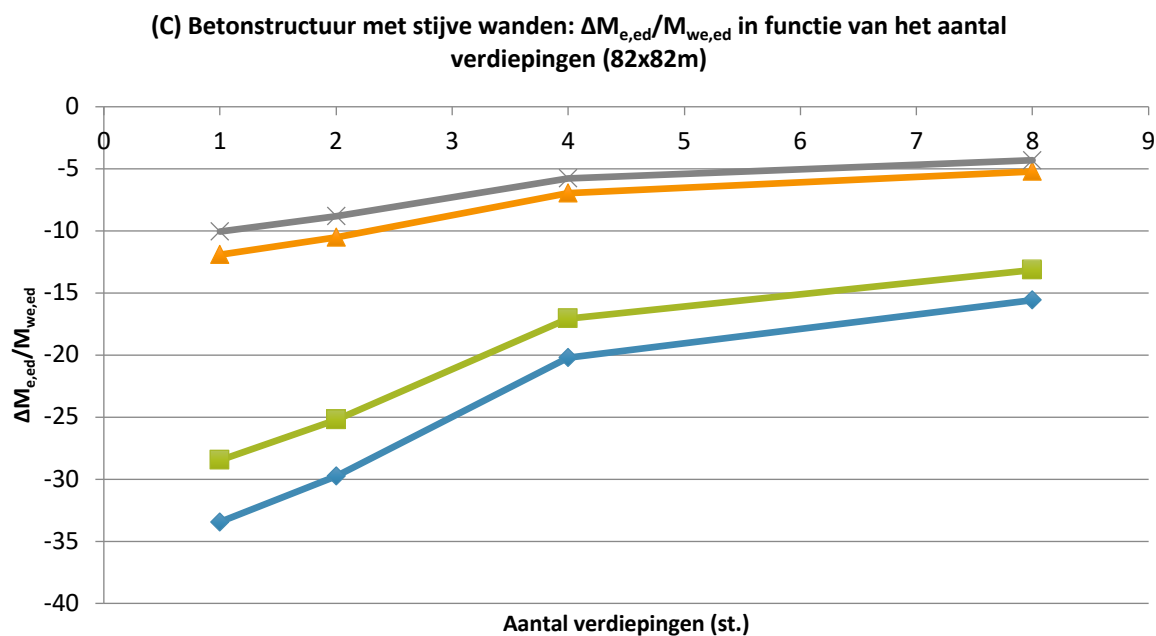


Grafiek 69: (C) Betonnen raamwerk; $\Delta M_{ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82m)

Betonstructuur met stijve wanden reeks C`

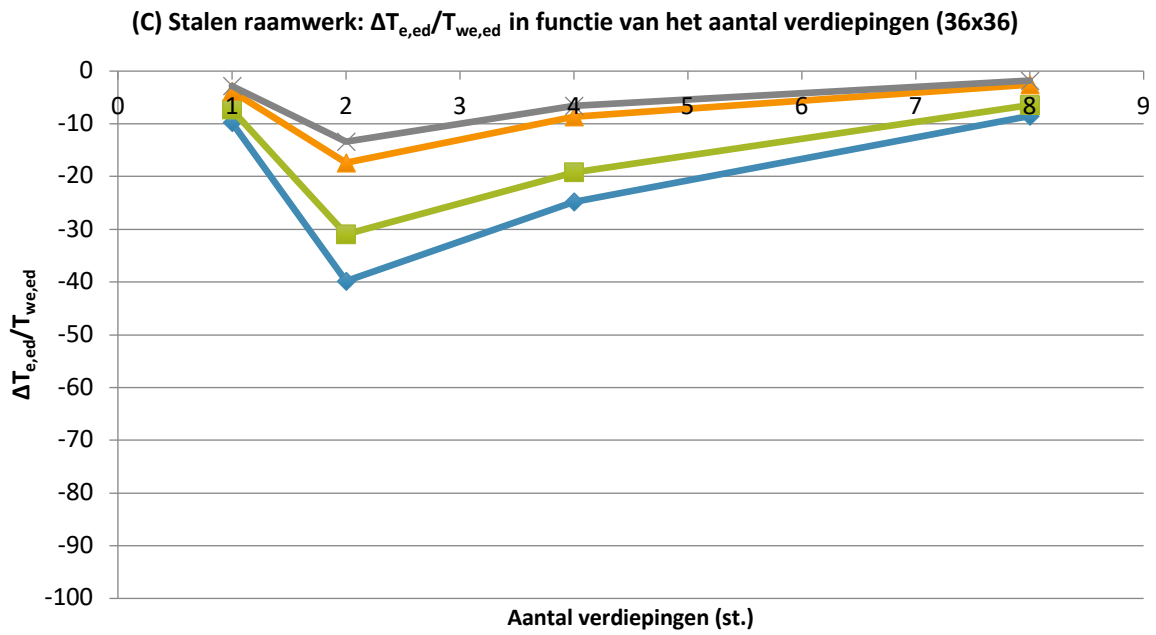


Grafiek 70: (C) Betonstructuur met stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36m)

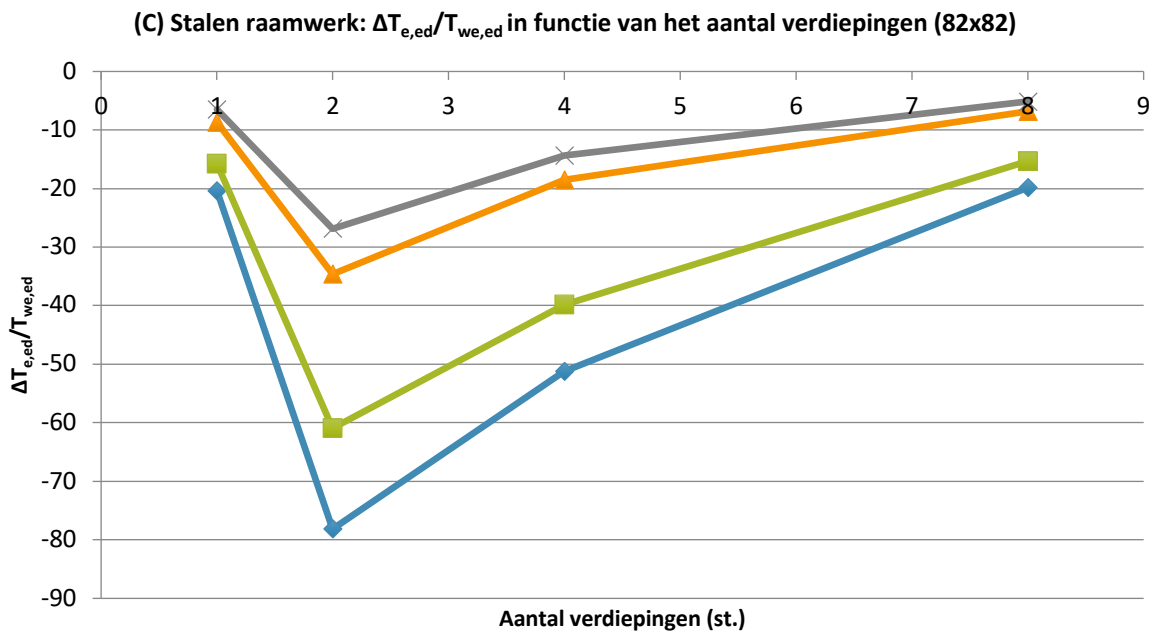


Grafiek 71: (C) Betonstructuur met stijve wanden: $\Delta M_{e,ed}/M_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82m)

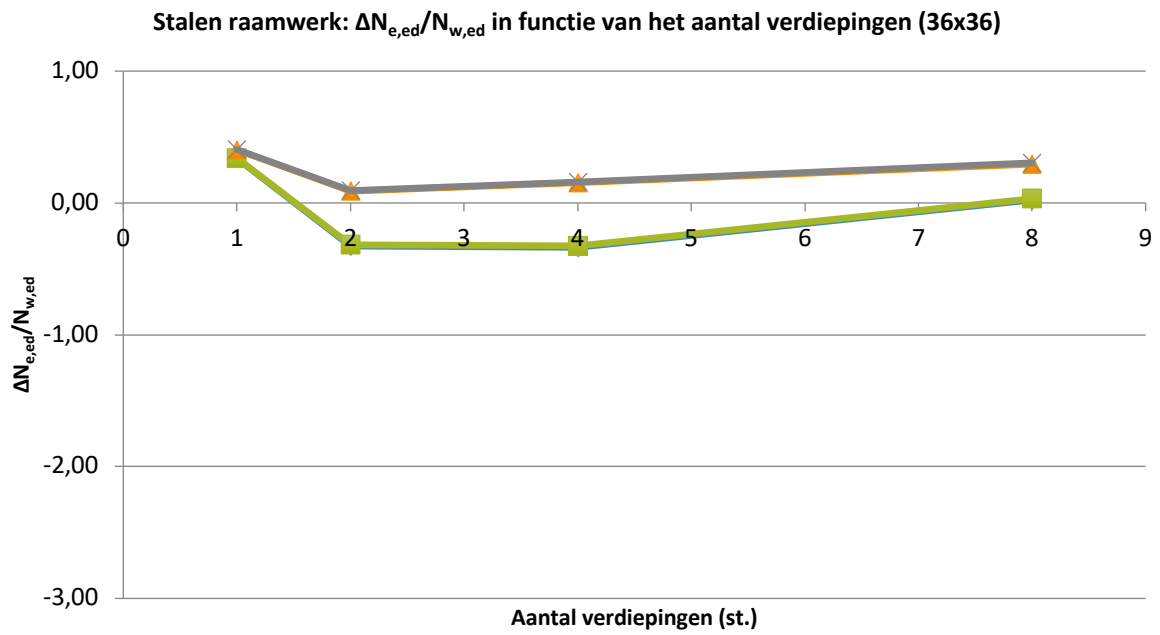
Stalen raamwerk reeks C



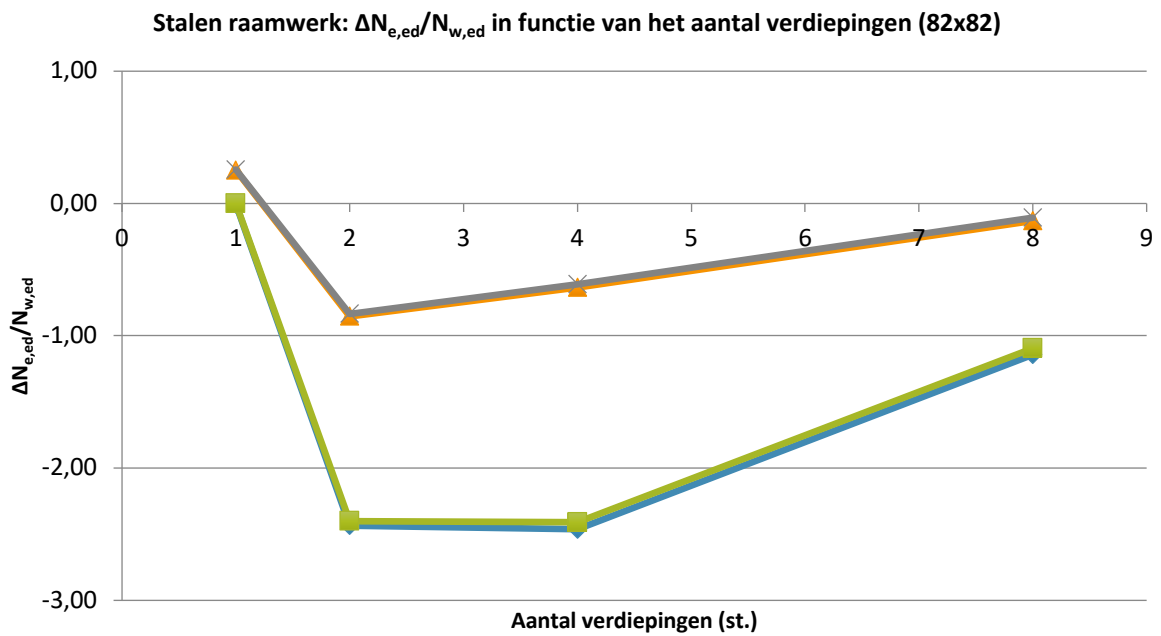
Grafiek 18: (C) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36)



Grafiek 72: (C) Stalen raamwerk: $\Delta T_{e,ed}/T_{we,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82)



Grafiek 73: Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{w,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (36x36)



Grafiek 74: Stalen raamwerk: $\Delta N_{e,ed}/N_{w,ed}$ in functie van het aantal verdiepingen (82x82)

Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:
Vergelijkende studie tussen de krachten ten gevolge van wind en aardbevingen op gebouwen in België

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Jaar: **2018**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

Berben, Ine

Datum: **4/06/2018**