

2018 • 2019  
Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen  
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

## Masterthesis

Ontwerp van parametrische tabellen voor seismische controles van gebouwen bestaande uit dragend metselwerk in het kader van Eurocode 8

PROMOTOR :

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

PROMOTOR :

ing. Phil MELARD

Kevin Henckens, Raf Moonen

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

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



2018•2019

Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen  
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

## Masterthesis

Ontwerp van parametrische tabellen voor seismische controles van gebouwen bestaande uit dragend metselwerk in het kader van Eurocode 8

**PROMOTOR :**

Prof. dr. ir. Herve DEGEE

**PROMOTOR :**

ing. Phil MELARD

**Kevin Henckens, Raf Moonen**

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



**KU LEUVEN**



## VOORWOORD

---

Deze masterproef is geschreven door twee studenten van de opleiding Industriële Ingenieurswetenschappen Bouwkunde aan de Universiteit Hasselt. Deze gezamenlijke opleiding is in samenwerking met de Katholieke Universiteit Leuven. De masterproef is uitgevoerd in opdracht van het studiebureau AB Associates gelegen te Hasselt.

Dit onderzoek behandelt de controles waaraan een schoolgebouw, bestaande uit metselwerk, dient te voldoen om weerstand te bieden aan een seismische belasting. De controles op deze belasting, ten gevolge van aardbevingen en trillingen in de ondergrond, worden noodzakelijker in België. Deze noodzaak trekt onze aandacht tot dit onderwerp. Seismische activiteit speelt een rol in het ontwerp en de berekening van gebouwen. In België is de seismische activiteit beperkt maar het is niet gegarandeerd dat deze situatie blijft bestaan. Een zeer interessante materie aangezien hieromtrent vele nieuwe publicaties verschijnen, deze fenomenen zeer plaatsafhankelijk zijn en er in België niet veel instanties actief mee bezig zijn.

De masterproef is uitgevoerd onder toezicht van de externe promotor ing. Phil Melard van het studiebureau AB Associates en de interne promotor Prof. dr. ir. Hervé Degée van de UHasselt. We willen hen van harte bedanken voor hun hulp, expertise en hun meedenken over verschillende methodes om tot een kwalitatieve oplossing te komen voor de probleemstelling. Tenslotte bedanken we graag alle professoren die ons tijdens onze opleiding geleerd hebben om met probleemstellingen en projecten om te gaan. We zijn zeer dankbaar voor de kennis die we hebben mogen vergaren in de verschillende disciplines van de Industriële Ingenieurswetenschappen.



## **ABSTRACT**

---

Het risico op seismische activiteit in België is in opwaartse trend. Ten gevolge van deze risicovolle vooruitzichten wordt er door het studiebureau AB Associates preventief aandacht besteed aan Eurocode 8. De masterproef bestaat eruit om, na analyse van de norm, een parametrische controle op te stellen. Deze geeft maatgevende waarden aan zodat een schoolgebouw voldoet aan de criteria van de seismische controle.

De eerste stap bestaat uit het bepalen van de randvoorwaarden en de daaruit volgende grondversnelling. Enkele randvoorwaarden zijn: de belangrijkheidsklasse, het bodemtype, de locatie en de hoogte van het gebouw. Vervolgens wordt de versnelling bepaald via de factormethode of het niet-lineair responspectrum. Metselwerkwallen die meewerken aan de seismische stabiliteit zijn gedefinieerd als stabiliteitswallen. Eurocode 8 beschrijft drie voorwaarden die afhankelijk zijn van: het gebruikte materiaal, de dikte van de muur, de slankheid van de muur en de reductie ten gevolge van openingen die aanwezig zijn in de muur.

De horizontale kracht wordt volgens de stijfheid verdeeld over alle stabiliteitswallen. Ten slotte wordt de stabiliteitscontrole uitgevoerd. Indien alle wallen voldoen aan de controles wordt het gebouw seismisch stabiel verklaard. Het resultaat bestaat uit grafieken en tabellen. Deze grafieken en tabellen omvatten alle randvoorwaarden en parameters om een controle volgens Eurocode 8 uit te voeren. Hiermee worden maatgevende waarden gegeven om een gebouw seismisch te ontwerpen.

## **ABSTRACT**

---

Seismic activity risks see a steady increase in Belgium. With this knowledge, the engineering bureau AB Associates pre-emptively assigned resources to understanding and using Eurocode 8. Within this masters' thesis, Eurocode 8 is studied and discussed in order to understand it. Afterwards a parametric analysis is set up in order to generalize the safety checks. This gives normative values in order for a school to pass the seismic safety criteria.

Firstly, the conditions are determined. Afterwards the seismic accelerations are calculated. the conditions are: the importance class, the soil type, the location and the height of the building. Next the accelerations are determined using the factor method or the non-linear response spectrum. Masonry walls that contribute to the horizontal seismic stability are referred to as stability walls. Eurocode 8 describes three conditions which are reliant on: the type of material used, the thickness of the wall, the slenderness of the wall and the reduction due to openings in the wall.

The horizontal force is distributed over all the stability walls according to their individual stiffness. Lastly, a stability check is done. As mentioned before this research is set up to generalize the design of buildings in seismic conditions. This research results in multiple graphs and a table. These graphs and the table contain all conditions and parameters in order to do a safety check on a structure according to Eurocode 8. Normative values are given to use in the seismic design of a structure.



# INHOUDSOPGAVE

---

<b>1. INLEIDING</b> .....	1
1.1 Probleemstelling .....	1
1.2 Onderzoeksvraag .....	1
1.3 Doelstelling en onderzoeksmethode .....	2
<b>2. LITERATUURSTUDIE</b> .....	3
2.1 Aardbevingen en seismische krachten.....	3
2.2 Huidige normering.....	5
2.3 Methodes voor nazicht van aardbevingsstabiliteit .....	6
2.3.1 Vereenvoudigde methode met tabellen .....	6
2.3.2 Lineaire analyse .....	6
2.3.3 Niet-lineaire analyse.....	7
2.3.4 Dynamische analyse .....	7
2.4 Bepalen van de grondversnelling volgens eurocode 8 .....	8
2.4.1 Factormethode .....	8
2.4.2 Responspectrum .....	12
2.5 Identificeren van stabiliteitswanden.....	15
2.6 Controle van de dwarswanden.....	17
<b>3. SEISMISCHE CONTROLE SCHOOLGEBOUW</b> .....	19
3.1 Stap I: bepalen van de grondversnelling .....	19
3.2 Stap II: identificeren van de stabiliteitswanden.....	21
3.3 Stap III: verdeling van de belasting over de stabiliteitswanden.....	23
3.4 Stap IV: bepalen van het verticale gewicht op de wanden.....	27
3.5 Stap V: uitvoeren seismische controle .....	29
<b>4. PARAMETRISCHE STUDIE</b> .....	31
4.1 Voorwaarden en aannames modellen.....	31
4.2 Voorstellen.....	32
4.3 Resultaat .....	34
4.3.1 Grafieken voor horizontale kracht - factormethode .....	34
4.3.2 Grafieken voor horizontale kracht – responspectrum methode .....	36
4.3.3 Tabel voor de hoeveelheid stabiliteitswanden .....	37
<b>5. AUTOMATISATIE MET EXCEL</b> .....	39
5.1 Werking Excel document .....	39
5.2 Optimalisaties Excel.....	41
<b>6. CONCLUSIE</b> .....	43
<b>BIBLIOGRAFIE</b> .....	45





## LIJST VAN TABELLEN

---

Tabel 1: belangrijkheidsklassen [14] .....	9
Tabel 2: bodemtypes [15].....	10
Tabel 3: grondcoëfficiënt [16].....	11
Tabel 4: coëfficiënt $\beta$ in functie van het aantal verdiepingen .....	12
Tabel 5: parameterwaarden die het aanbevolen elastisch responspectrum van type 2 beschrijven [17].....	13
Tabel 6: voorwaarden stabiliteitswanden [18].....	15
Tabel 7: afschuifweerstand metselwerk [19].....	18
Tabel 8: identificatie wand 1 tot 5.....	22
Tabel 9: eigenschappen wand 1 tot en met 3.....	23
Tabel 10: bepaling van waarde K [20].....	24
Tabel 11: belastingsverdeling in functie van. stijfheden voor wand 1 tot en met 3.....	26
Tabel 12: permanente-/ mobiele last schoolgebouw .....	27
Tabel 13: $\psi$ -coëfficiënten [21] .....	28
Tabel 14: tabel voor aantal metselwerkwallen bij bepaalde hoeveelheid horizontale kracht .....	38

## LIJST VAN GRAFIEKEN

---

Grafiek 1: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 1.....	34
Grafiek 2: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 2.....	35
Grafiek 3: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 3.....	35
Grafiek 4: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 4.....	35
Grafiek 5: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode .....	36
Grafiek 6: Bepaling horizontale kracht volgens responspectrum methode.....	36

## LIJST VAN FIGUREN

---

Figuur 1: draagbare seismograaf [2] .....	3
Figuur 2: schematische opbouw van horizontale en verticale seismograaf [4] .....	4
Figuur 3: minimale oppervlaktepercentage aan dwarswanden [11] .....	6
Figuur 4: responspectrum [12].....	7
Figuur 5: kaart van grondversnellingen in België [13].....	8
Figuur 6: aanbevolen elastisch responspectrum van type 2 voor grondtype A [12].....	13
Figuur 7: het in rekening brengen van openingen in het metselwerk [18] .....	15
Figuur 8: nummering wanden (lokaal gelijkvloers).....	22
Figuur 9: eerste voorstel tabel.....	32
Figuur 10: tweede voorstel tabel .....	33
Figuur 11: finale voorstel tabel .....	34
Figuur 12: startwaarden Excel controle .....	39
Figuur 13: controle van stabiliteitswand voorwaarde in Excel.....	39
Figuur 14: bepaling van eigenschappen, stijfheid en verdeling van krachten .....	40
Figuur 15: bepaling van moment en verdere controles (1) .....	40
Figuur 16: bepaling van moment en verdere controles (2) .....	40
Figuur 17: dropdown menu van geologische zones .....	41

## LIJST VAN SYMBOLEN

<u>Symbol</u>	<u>Beschrijving</u>	<u>Eenheid</u>
$\alpha$	coëfficiënt die rekenhoud met de zijdelingse steunvoorwaarden	/
$\alpha_{gR}$	referentie grondversnelling	m/s <sup>2</sup>
A	oppervlakte van het gebouw	m <sup>2</sup>
A <sub>ed</sub>	rekenwaarde van de seismische belasting	
A <sub>gevel</sub>	oppervlakte van de gevel loodrecht op de beschouwde windrichting	m <sup>2</sup>
A <sub>w</sub>	het afschuifoppervlak van de muur	mm <sup>2</sup>
b	breedte van het gebouw	m
d	dikte van de wand	mm
E	elasticiteitsmodulus	Mpa=N/mm <sup>2</sup>
e <sub>Ed</sub>	excentriciteit waar de last aangrijpt	m
F <sub>b</sub>	de karakteristieke druksterkte van de metselsteen	N/mm <sup>2</sup>
F <sub>hd</sub>	totale seismische kracht op het gebouw	kN
F <sub>h,i</sub>	horizontale kracht op de individuele wand	kN
F <sub>h,tot</sub>	totale horizontale kracht op het gebouw	kN
f <sub>k</sub>	de karakteristieke druksterkte van het metselwerk	N/mm <sup>2</sup>
F <sub>m</sub>	de karakteristieke druksterkte van de mortel	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vd</sub>	rekenwaarde van de afschuifsterkte	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vd0</sub>	initiële rekenwaarde van de afschuifsterkte	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vk</sub>	karakteristieke afschuifsterkte	N/mm <sup>2</sup>
$\psi_{2,i}$	factor voor de waarde van de belastingscombinatie	/
G	glijdingsmodulus	MPa=N/mm <sup>2</sup>
G <sub>k,i</sub>	karakteristieke waarde van de voornaamste veranderlijke belasting	
G <sub>k,j</sub>	karakteristieke waarde van de blijvende belasting 'j'	
$\gamma_I$	veiligheidsfactor gelinkt aan de belangrijkheidsklasse van een gebouw	/
$\gamma_m$	partiële veiligheidsfactor van het materiaal	/
h	hoogte van het gebouw of de wand	m
I <sub>w</sub>	het traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede van de wand	mm <sup>4</sup>
K <sub>i</sub>	individuele stijfheid van de wand	MPa=N/
K <sub>tot</sub>	totale stijfheid van alle wanden samen	MPa=N/mm <sup>2</sup>
k'	vormfactor (i.f.v. vorm van de horizontale dwarsdoorsnede)	/
L	lengte van de wand	mm of m
L <sub>c</sub>	kritische lengte van de wand	m
$\lambda$	correctiefactor responstrilling	/
L <sub>c</sub>	kritische lengte van de wand	mm
$\Omega$	omvang van het gebouw	m <sup>2</sup>
m	massa van het gebouw	kg
M <sub>ed</sub>	moment aangrijpend aan bovenkant van de wand	N*m
N <sub>bet</sub>	aantal verdiepingen	# verd.
N <sub>ed,tot</sub>	normaalkracht aangrijpend loodrecht op de wand (verticale kracht)	kN
$\eta$	dempingscorrectiefactor	/
P	representatieve waarde van de voorspanbelasting	
$\sigma_d$	rekenwaarde van de gemiddelde normaalspanning op muur	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_d$	rekenwaarde van de drukspanning loodrecht op de afschuifrichting	N/mm <sup>2</sup>
S	grondcoëfficiënt afhankelijk van het bodemtype van de ondergrond	/

$S_d(T_i)$	beschreven responstrilling	s
$S_e(T)$	elastische responspectrum	s
$t$	dikte van de muur	mm
$T$	trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad	s
$T_b$	ondergrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling cte is	s
$T_c$	bovengrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling cte is	s
$T_d$	periode die het begin van de constante verplaatsingsrespons aanduidt	s
$v_{Rd}$	maximale weerstand tegen afschuiving	N
$V_{ed}$	rekenwaarde dwarskracht	N
$V_{rd}$	afschuifweerstand	N
$q_w$	winddruk	N/mm <sup>2</sup>

# 1. INLEIDING

---

## 1.1 PROBLEEMSTELLING

Een gebouw moet gedurende zijn levenscyclus voldoen aan zijn gebruikseisen en verschillende criteria met betrekking tot stabiliteit. Seismische activiteit komt steeds frequenter voor. Hierdoor is het van belang om deze belasting in rekening te brengen gestegen. Het studiebureau AB Associates komt steeds vaker in aanraking met het uitvoeren van seismische controles op structuren. De huidige controleprocedure beschreven volgens Eurocode 8 is zeer tijdrovend. Vandaar de vraag, van het studiebureau AB Associates, om een snellere methode op te stellen zonder dat de volledige controle toegepast dient te worden. Met behulp van tabellen of grafieken kan zo een globaal beeld verkregen worden van de invloed van de seismische activiteit. Vervolgens kunnen de ontwerpeisen opgelegd worden voor de dimensionering van het gebouw. Bij bestaande gebouwen of tijdens renovaties is het van belang om na te gaan of er eventuele verbeteringen of verstijvingen aangebracht dienen te worden.

Het studiebureau AB Associates, dat aanzet heeft gegeven tot een onderzoek naar deze materie, is een studiebureau gelegen te Hasselt. Het werd opgericht in 1999 en bestaat tegenwoordig uit een 15-tal ingenieurs die dagelijks trachten om zowel de bouwheer, de aannemer als de architect bij te staan met de engineering van hun bouwprojecten. Hun voornaamste taken bestaan uit het maken van berekeningen, technische overwegingen en het uitvoeren van controles. Ze staan in voor de stabiliteitsstudies, het uittekenen van de draagstructuren en productieplannen van de elementen. [1]

## 1.2 ONDERZOEKSVRAAG

Het doel van deze masterproef is een antwoord te vinden op de volgende onderzoeksvraag: ‘Hoeveel meter stabiliserende metselwerkwanden zijn er nodig in een schoolgebouw om te voldoen aan de seismische controle van Eurocode 8?’.

Om een kwalitatief antwoord op deze onderzoeksvraag te kunnen geven, is het van belang om enkele sub-vragen te beantwoorden alvorens tot het uiteindelijke resultaat te komen. Zo is het belangrijk om na te gaan hoe de huidige methodes voor het uitvoeren van de seismische controle zijn opgebouwd. Daarnaast wordt er gekeken welke invloedrijke parameters er aan bod komen tijdens deze seismische controle. Ten slotte worden er tabellen en grafieken opgesteld die het studiebureau AB Associates kan gebruiken om een versnelde seismische controle uit te voeren en om een indruk te krijgen van de invloed van de verschillende parameters. Met behulp van tabellen kunnen zij zo de nodige dikte van de wanden bepalen en de lengte die nodig zijn om voldoende seismische weerstand te bieden.

### **1.3 DOELSTELLING EN ONDERZOEKSMETHODE**

Dit onderzoek bestaat uit een parametrische studie. Met behulp van de plannen die ter beschikking worden gesteld door het studiebureau AB Associates, wordt een seismische controle uitgevoerd op een schoolgebouw. Het gaat hier over een schoolgebouw waar enkel rekening gehouden wordt met de wanden die bestaan uit metselwerk. In dit onderzoek wordt geen rekening gehouden met de bijdrage van eventuele andere structuren zoals betonnen kernen of windverbanden.

De onderzoeksmethode bestaat voornamelijk uit het bestuderen van de huidige normering van Eurocode 8. Het is van groot belang deze grondig te begrijpen en de impact van elke parameter te achterhalen. Na de literatuurstudie worden, met behulp van de casestudy en de parametrische studie, de verschillende onderzoeksvragen opgelost.

De casestudy begint met het uitvoeren van een controle op de plannen van het schoolgebouw. De controle kan onderverdeeld worden in enkele stappen. De eerste stap bestaat uit het analyseren van het globale gebouw en het berekenen van de grondversnelling die hierop inwerkt. In de tweede stap worden de stabiliteitswanden bepaald die een bijdrage leveren aan de horizontale stabiliteit van het schoolgebouw. De derde stap omvat het uitvoeren van een lastendaling in het schoolgebouw. Dit is noodzakelijk om rekening te houden met het verticale gewicht op de wanden, dat bijdraagt tot de stabiliteit. In de vierde stap wordt de totale kracht die voortkomt uit de grondversnelling verdeeld over de stabiliteitswanden in functie van de stijfheden van de afzonderlijke wanden. Wanneer elke wand belast is met de bijhorende kracht, kan in de vijfde en laatste stap elke wand gecontroleerd worden op de afschuifweerstand of het kantelevenwicht. Hierna kan er een conclusie getrokken worden over de globale seismische stabiliteit van het gehele gebouw.

Het omzetten van deze casestudy naar resultaten voor de probleemstelling kan op twee manieren. Ten eerste, door het laten variëren van de verschillende parameters in het ontwerp en de berekening, kan hun invloed achterhaald worden. Indien er waarneembare effecten optreden worden deze tendensen omgezet naar tabellen. Vervolgens wordt er gebruik gemaakt van de trial-and-error methode. Een volledige seismische controle wordt uitgevoerd op alle individuele wanden. Dit maakt het mogelijk om te kijken hoeveel meter stabiliteitswand vereist is om aan de controlecriteria te voldoen. Zo kan er tijdens het ontwerp of bij de controle van een ander bestaand gebouw achterhaald worden wat de minimale eisen zijn om aan de controle van de Eurocode 8 te voldoen.

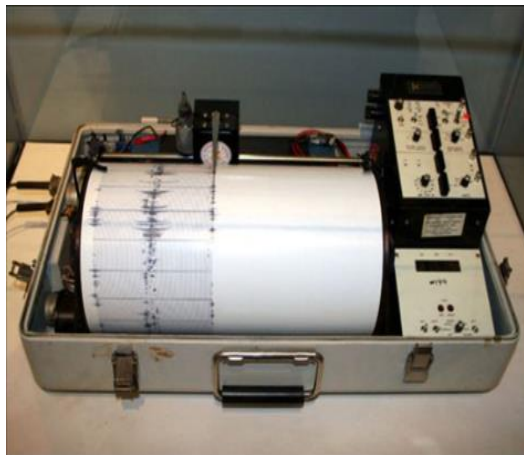
## 2. LITERATUURSTUDIE

---

### 2.1 AARDBEVINGEN EN SEISMISCHE KRACHTEN

Een aardbeving is een irreguliere horizontale beweging van de grond. De bewegingen variëren constant in zowel de snelheid als de richting. Seismische activiteit wordt in kaart gebracht door deze trillingen intensief te monitoren en te meten. Het voorspellen van aardbevingen blijkt echter onmogelijk door het multidimensionale karakter van dit fenomeen. Seismische activiteit kan dus alleen bepaald en ingeschat worden vanuit eerder opgenomen metingen en waarnemingen.

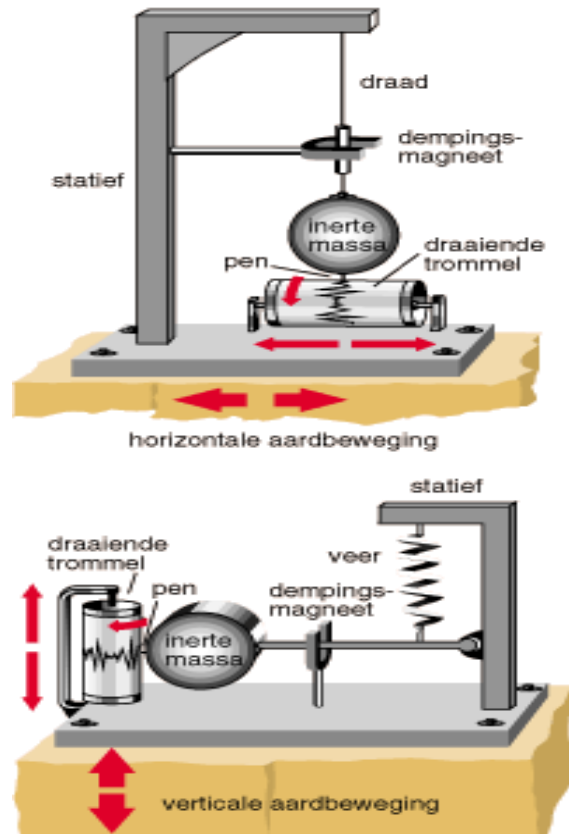
Een aardbeving of seismische activiteit kan gemeten worden met behulp van een seismograaf, een voorbeeld van een seismograaf is weergegeven in Figuur 1. Dit apparaat bestaat uit een zwaar gewicht dat opgehangen is in een behuizing. Het gewicht en de behuizing bewegen onafhankelijk van elkaar. De behuizing wordt bij voorkeur verankerd in hard gesteente. Door de inertie van het zware gewicht blijft dit vrijwel op dezelfde plaats terwijl de behuizing zal bewegen onder invloed van de seismische trillingen. Aan het gewicht wordt een naald bevestigd. Deze naald tekent de bewegingen af op een rol papier. Bij sterke bewegingen zal de naald verder uitdeinen en grote lijnen trekken, bij kleine bewegingen blijft de naald eerder statisch. [2]



*Figuur 1: draagbare seismograaf [2]*

Seismografen kunnen, afhankelijk van hun opbouw, seismische bewegingen in twee richtingen weergeven. Figuur 2 bevat een schematische weergave van een seismograaf die in de horizontale of in de verticale richting kan meten. In België worden deze resultaten van de seismografen gedocumenteerd en later geanalyseerd door de afdeling seismologie-gravimetrie van de Koninklijke Sterrenwacht van België [3]. Aftekeningen gemaakt door een seismograaf worden seismogrammen genoemd. Deze seismogrammen zijn ten alle tijden beschikbaar bij de Koninklijke Sterrenwacht. [4]





Figuur 2: schematische opbouw van horizontale en verticale seismograaf [4]

Seismische activiteit wordt gekenmerkt door de versnellingen van de grond. Deze versnellingen worden uitgedrukt in meter per seconde tot de tweede macht of in G-krachten. G-kracht is de verhouding tussen de beschouwde versnelling en de aardversnelling. In België is deze aardversnelling gemeten en algemeen vastgelegd op  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Een versnelling van  $0,981 \text{ m/s}^2$  is gelijk aan  $0,1 \text{ G}$ .

Volgens de tweede wet van Newton is een kracht gelijk aan een massa vermenigvuldigd met een versnelling. Dit betekent dat de horizontale versnellingen van de grond tijdens een aardbeving horizontale en verticale krachten op de structuur tot gevolg hebben. Deze krachten zijn dynamisch en veranderen voortdurend met de versnelling van de grond. Een dynamische analyse van de krachten en bewegingen is te complex en wordt niet beschouwd in Eurocode 8. Eurocode 8 voorziet wel een vereenvoudigde bepaling van de seismische activiteit aan de hand van enkele parameters. Deze methoden worden in paragraaf 2.3 uitgebreid besproken.

## 2.2 HUIDIGE NORMERING

In de huidige normering zijn drie methodes terug te vinden voor het uitvoeren van een seismische controle. De eerste en tweede methoden zijn in grondslag hetzelfde. Methode één berekent de versnellingen op een lineaire manier. De tweede methode maakt gebruik van het niet-lineaire responspectrum. Tenslotte is er een derde uitgebreide methode waarbij het hele gebouw gemodelleerd dient te worden in een eindige elementen programma. In de uitgave van STS22 wordt er ook een vereenvoudigde methode uiteengezet die gebruik maakt van strenge voorwaarden en tabellen om een inschatting te maken van aardbevingsstabiliteit. De gepubliceerde normen en richtlijnen van waaruit gestart is tijdens dit onderzoek staan hieronder vermeld:

- NBN EN 1991: Eurocode 1 – General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings; [5]
- NBN EN 1996: Eurocode 6 - Design of masonry structures; [6]
- NBN EN 1996 ANB: Eurocode 6 - Design of masonry structures – National annex; [7]
- NBN EN 1998: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance; [8]
- NBN EN 1998 ANB: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – National annex; [9]
- STS22: Metselwerk [10]

## 2.3 METHODES VOOR NAZICHT VAN AARDBEVINGSSTABILITEIT

### 2.3.1 Vereenvoudigde methode met tabellen

De eisen voor de methode beschreven in STS22 voor het nazicht tegen aardbevingen zijn enkel geldig voor simpele, vereenvoudigde constructies. De hoogte wordt beperkt tot maximum twee verdiepingen en ook de grondversnelling wordt gelimiteerd. De onregelmatigheden in de wanden mogen worden verwaarloosd. Met deze voorwaarden kan de benodigde hoeveelheid zijdelingse weerstand eenvoudig bepaald worden in termen van het totale afschuifoppervlak van de wanden. Deze methode kan in de praktijk uitgevoerd worden met behulp van vooropgestelde tabellen. Een voorbeeld van dit soort tabellen is weergegeven in Figuur 3. Het geeft een eerste indruk van de stabiliteit van een constructie maar is een zeer sterke vereenvoudiging en kan daarom niet als accuraat beschouwd worden. [10]

MINIMALE OPPERVLAKTEPERCENTAGE AAN DWARSWANDEN (of AFSCHUIFWANDEN)									
gd = 1000 kg/m <sup>2</sup>		fvko 0,2 N/mm <sup>2</sup>		n = aantal bouwlagen		Hs = 2,70 m		Hs	
Φ = 0,8		ξ =		percentage verticale belastingen in desbetreffende richting		Ls = 3,00 m		Ls	
<b>ξ = 0,75</b>									
fk = 7,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,6		
	2	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	5,4		
	3	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9		
	4	1,0	1,1	1,3	1,4	1,8	2,5		
5	1,5	1,8	2,2	3,0					
<b>ξ = 0,5</b>									
fk = 5,0 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,2	0,2	0,3	0,4	1,4	3,5		
	2	0,5	0,7	1,0	3,6	-2,2			
	3	0,8	1,4	3,7					
	4	1,7							
5	4,5								
<b>ξ = 0,375</b>									
fk = 3,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,2	0,2	0,6	1,4				
	2	0,5	0,9						
	3	1,0	1,1						
	4	1,5							
5	1,5								
fk = 5,0 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,3	0,3	0,4	0,6	1,4	3,5		
	2	0,7	1,0	1,7	4,8				
	3	1,2	2,0	5,6					
	4	2,5							
5	3,6								
fk = 3,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,4	0,5	0,6	0,7	1,0	1,4		
	2	1,2	1,4	1,6	2,2	4,3			
	3	1,9	2,3	3,0	4,3				
	4	3,0	4,2						
5	4,7								
fk = 2,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,5	0,6	0,6	0,7	1,0	1,4		
	2	1,6	1,9	2,5	3,7				
	3	2,6	3,2	4,2					
	4	4,2	5,9						
5	6,6								
fk = 2,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,5	0,8	1,1	1,6	2,6	4,9		
	2	1,4	2,5	4,8					
	3	2,4	4,5						
	4	5,0							
5	5,0								
fk = 2,5 N/mm <sup>2</sup>	λ . ag . S								
	n	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8		
	1	0,6	1,0	1,5	2,4				
	2	1,9	4,8						
	3	3,4							
	4	3,4							
5	3,4								

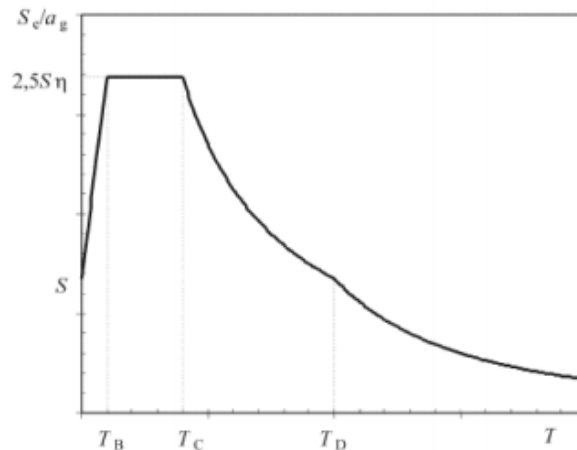
Figuur 3: minimale oppervlaktepercentage aan dwarswanden [11]

### 2.3.2 Lineaire analyse

De lineaire analyse van Eurocode 8 is een vereenvoudigde versie van de niet-lineaire methode die in paragraaf 2.3.3 besproken wordt. De lineaire methode veronderstelt dat de toename van de horizontale kracht evenredig stijgt met enkele vooropgestelde randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden zijn: de belangrijkheidsklasse, de grondsoort en de geolocatie van het gebouw.

### 2.3.3 Niet-lineaire analyse

De niet-lineaire analyse is ook wel omschreven als het responspectrum. Hierbij wordt een niet-lineaire aanpak gehanteerd om de horizontale kracht in te schatten. Het responspectrum bevat vier verschillende zones zoals te zien is in Figuur 4.



Figuur 4: responspectrum [12]

Ten eerste is er een lineair stijgend gebied, gevolgd door een constant gedeelte. Dit constant gedeelte komt overeen met de lineaire methode van de paragraaf 2.3.2. Hieruit is duidelijk dat de lineaire methode niet aangewezen is voor alle situaties. Dit kan leiden tot grote overschattingen van de werkende krachten met een overdimensionering tot gevolg. Ten slotte zijn er twee exponentieel dalende gebieden te onderscheiden. Elk gebied heeft zijn eigen formules om de acties op het gebouw uit te rekenen. Deze methode zal verder gebruikt worden in het onderzoek. Een diepgaande uiteenzetting van deze methode als een toepassing op een casestudy is te lezen in paragrafen 2.4 en 3.

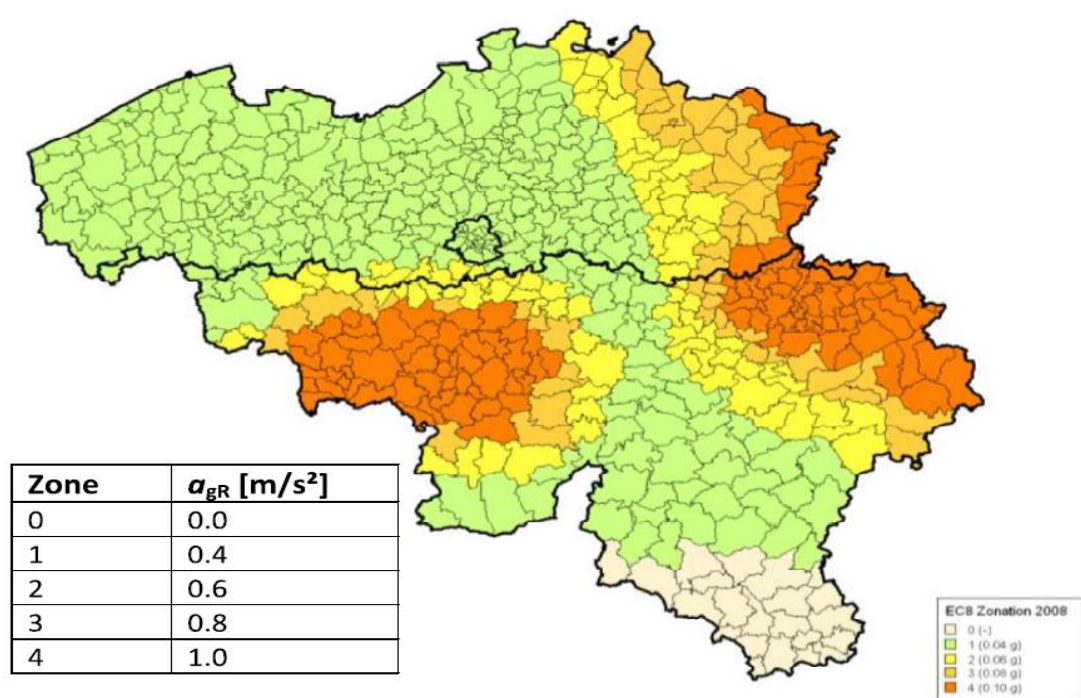
### 2.3.4 Dynamische analyse

De meest uitgebreide en accurate methode is de dynamische analyse. Voor de dynamische analyse worden minstens zeven aardstokperioden op een constructie gesimuleerd. Hieruit wordt de gemiddelde seismische weerstand van het gebouw gehaald. Aangezien deze methode met alle factoren rekening houdt, is de berekening zeer uitgebreid en complex. Hierdoor worden deze simulaties niet regelmatig uitgevoerd omdat ze veel rekentijd vergen. Het is echter mogelijk een simulatie op te stellen voor bepaalde kritische elementen. Op deze manier kunnen deze elementen gecontroleerd worden met een beperkte rekentijd. Deze methode is vrijwel onmogelijk om met de hand uit te voeren.

## 2.4 BEPALEN VAN DE GRONDVERSNELLING VOLGENS EUROCODE 8

### 2.4.1 Factormethode

Eurocode 8 geeft een methode aan om, aan de hand van enkele parameters, de seismische grondversnelling in een bepaalde omgeving in te schatten. Belangrijk hierbij is de locatie waar het gebouw zich bevindt. Met behulp van de kaart weergegeven in Figuur 5 kan de grondversnelling  $\alpha_{gR}$  worden bepaald. De gebieden met de grootste grondversnellingen bevinden zich in het Oosten van België aan de grens met Duitsland en in de regio rondom Bergen en Charleroi. Het merendeel van België heeft relatief lage grondversnellingen. Volgens de stijgende trend van de seismische activiteit wordt er verwacht dat deze waarden in de toekomst verhoogd worden. In het meest zuidelijke gedeelte van Luxemburg is er tot slot geen grondversnelling veronderstelt. Indien de locatie niet duidelijk is of nog bepaald dient te worden, zal er verondersteld worden dat het gebouw zich in de meest kritieke zone bevindt. [8] [10]



Figuur 5: kaart van grondversnellingen in België [13]

Vervolgens wordt er rekening gehouden met de functie en het belang van het gebouw. In

Tabel 1 is er een onderverdeling gemaakt op het vlak van de belangrijkheid van gebouwen en de grootte van de impact voor de populatie en de betrokken gemeenschap. Aan deze belangrijkheid wordt een veiligheidsfactor  $\gamma_1$  gelinkt die evenredig stijgt naarmate het gebouw een belangrijkere functie uitoefent of naarmate er meerdere mensen bij betrokken zijn. [10]

Tabel 1: belangrijkheidsklassen [14]

Belangrijkeids-klasse	Gebouw	belangrijkeids-factor $\gamma_1$
I	Gebouwen van minder belang voor de publieke veiligheid.	0,8
II	Gewone gebouwen die niet thuishoren in de overige categorieën	1,0
III	Gebouwen waarbij de seismische weerstand belangrijk is met het oog op de gevolgen verbonden met het bezwijken.	1,2
IV	Gebouwen waarvoor de integriteit tijdens aardbevingen van levensbelang is voor de civiele bescherming.	1,4

Deze vier belangrijkheidsklassen zijn ingedeeld rekening houdend met de gevolgen voor publieke veiligheid en de civiele bescherming. In klasse I bevinden zich de gebouwen met een laag risico voor de publieke veiligheid. Deze structuren zijn vooral landbouwstructuren met een beperkte menselijke aanwezigheid. Klasse III zijn structuren met grote gevolgen voor de publieke veiligheid bij hun bezwijken. Tot deze categorie behoren scholen, vergaderzalen, culturele instituten, etc. Klasse IV zijn structuren met betrekking tot de civiele bescherming, de hulpdiensten of met grote strategische waarde. Voorbeelden van deze gebouwen zijn: ziekenhuizen, brandweerkazernes, krachtcentrales, ambassades en dergelijke. De overige structuren die zich niet bevinden in een van de vorige drie besproken klassen behoren tot klasse II, zoals residentiële woningen. [8] [10]

De laatste factor die bepaald dient te worden is afhankelijk van de grondsoort waarop de structuur geplaatst is. Het bodemtype kan bepaald worden met behulp van de resultaten van een grondonderzoek of sonderingen van de site waar het gebouw gesitueerd is. De resultaten van het grondonderzoek worden vergeleken met de referentiewaardes zoals weergegeven in Tabel 2 om zo het meest correcte of meest kritische bodemtype te bepalen. Nadat het bodemtype onderzocht is, kan de grondcoëfficiënt  $S$  bepaald worden aan de hand van Tabel 3.

Tabel 2: bodemtypes [15]

Bodem- type	Beschrijving van de ondergrond	Parameters				
		Vs,30 [m/s]	Nspt [slagen/30cm]	Cu [kPa]	Statische penetrometer- weerstand [MPa]	Pressiometer- module/weerstand [MPa]
A	Rots of andere rotsachtige geologische formatie, bedekt met een bodemlaag van ten hoogste 5m zwakker materiaal	>800	-	-		>100/>5
B	Afzettingen van zeer dicht gepakt zand, grind of zeer stijve klei. De laag is tenminste enkele tientallen meter dik en gekenmerkt door een geleidelijke verhoging van de mechanische eigenschappen met de diepte	360-800	>50	>250	Dicht gepakt zand of grind: >15 Samenhangende grond (klei of harde mergel) >5	Dicht gepakt zand of grind: >20/>2 Samenhangende grond (klei of harde mergel) >25/>2
C	Diepe afzettingen van dicht gepakt of middelmatig gepakt zand, grind of stijve klei met een dikte van enkele tientallen tot honderden meter	180-360	15-50	70-250	Dicht gepakt zand of grind: 5-15 Samenhangende grond (klei of harde mergel) 1.5-5	Dicht gepakt zand of grind: >15 Samenhangende grond (klei of harde mergel) >5
D	Afzetting van los tot matig onsamenhangende grond of van voornamelijk zacht tot sterk samenhangende grond	<180	<15	<70	Dicht gepakt zand of grind: <5 Samenhangende grond (klei of harde mergel) <1,5	Dicht gepakt zand of grind: <6/<1 Samenhangende grond (klei of harde mergel) <5/<0,5
E	Een bodemprofiel bestaande uit een vlakke alluviale oppervlaktelaag met Vs waarden van type C of D en een dikte variërend tussen ongeveer 5 en 20 meter, liggend op stijver materiaal met Vs > 800 m/s					

Tabel 3: grondcoëfficiënt [16]

Bodentype	A	B	C	D	E
Grondcoëfficiënt S	1,00	1,35	1,50	1,80	1,60

Eenmaal de referentie grondversnelling  $\alpha_{gR}$ , de belangrijkheidsfactor  $\gamma_l$  en de grondcoëfficiënt S bepaald zijn kan de werkelijk te toetsen grondversnelling berekend worden:

$$\alpha = \alpha_{gR} \times \gamma_l \times S \quad (1) [8] [10]$$

Waarin:  $\alpha_{gR}$  = referentie grondversnelling [m/s<sup>2</sup>]  
 $\gamma_l$  = belangrijkheidsfactor  
 S = grondcoëfficiënt

Aan de hand van de grootte van de bepaalde grondversnelling wordt er een indeling gemaakt naargelang het seismische risico. Zo ontstaan er drie verschillende categorieën:

- Categorie 1:  $\alpha \leq 0,6 \text{ m/s}^2$  Zeer laag seismisch risico;
- Categorie 2:  $0,6 < \alpha \leq 1,0 \text{ m/s}^2$  Laag seismisch risico;
- Categorie 3:  $\alpha > 1,0 \text{ m/s}^2$  Matig seismisch risico.

Indien de grondversnelling tot categorie 1 van zeer laag seismisch risico behoort, is er geen seismische controle nodig. De grootste en meest kritieke versnelling die aan de hand van deze methode kan voorkomen in België is 2,52 m/s<sup>2</sup>. Eenmaal deze drie stappen voltooid zijn is er een inschatting gemaakt van de grondversnellingen die optreden op het gebouw op basis van zijn ligging, belangrijkheid en de aanwezige grondsoort. [8] [10]

Vervolgens wordt de horizontale kracht bepaald op het gebouw ten gevolge van de bepaalde versnelling. Door gebruik te maken van formule 2 wordt de horizontale kracht berekend. Deze inschatting bevat het gewicht uitgedrukt in de factoren  $N_{bet}$ ,  $\Omega$  en  $m$ . De factoren zijn respectievelijk het aantal verdiepingen, de totale oppervlakte van het gelijkvloers van het gebouw en de massa per vierkante meter. Dit geeft samen het totale gewicht van het gebouw. Het gewicht vermenigvuldigt met de versnelling leidt terug naar de tweede wet van Newton besproken in paragraaf 2.1.

$$F_{hd} = 1,3 \times N_{bet} \times \Omega \times a \times m \quad (2) [8] [10]$$

Waarbij:  $F_{hd}$  = totale seismische kracht op het gebouw [kN]  
 $N_{bet}$  = aantal verdiepingen  
 $\Omega$  = omvang gebouw [m<sup>2</sup>]  
 $a$  = grondversnelling [m/s<sup>2</sup>]  
 $m$  = de massa van het gebouw met lasten [kg/m<sup>2</sup>]

Ten slotte is het mogelijk een inschatting te maken van het totale moment werkende op het gebouw. De formule hiervoor is analoog aan het bepalen van een standaard moment zijnde de kracht vermenigvuldigd met een hefboomsarm. In deze context wordt dit de horizontale kracht vermenigvuldigd met de hoogte van het gebouw. De factor  $\beta$  dient de vermindering voor te stellen door de verdeling van de horizontale kracht over meerdere verdiepingen. Deze verdeling heeft tot gevolg dat het moment zal dalen ten opzichte van een situatie waar de totale kracht zou aangrijpen enkel op het bovenste verdiep. De waarden voor factor  $\beta$  worden weergegeven in Tabel 4.



$$M_{hd} = \beta \times F_{hd} \times H_{tot} \quad (3) [8] [10]$$

Waarbij:  $M_{hd}$  = totale kantelmoment van het gebouw [kNm]  
 $\beta$  = coëfficiënt in functie van het aantal verdiepingen  
 $F_{hd}$  = horizontale kracht [kN]  
 $H_{tot}$  = totale hoogte van het gebouw tot onder dakgoot [m]

Tabel 4: coëfficiënt  $\beta$  in functie van het aantal verdiepingen

Aantal verdiepingen, zolderruimten niet meegerekend	$\beta$
1	0,90
2	0,78
3	0,74
4	0,72
5	0,71

### 2.4.2 Responspectrum

Een tweede methode om de seismische krachten te bepalen volgens Eurocode 8, is het responspectrum. Dit is een niet-lineaire methode die een goede inschatting geeft van de daadwerkelijke versnellingen en krachten. De methode bestaat eruit een trillingsrespons in te schatten die teweeg wordt gebracht door de horizontale bewegingen van de aarde.

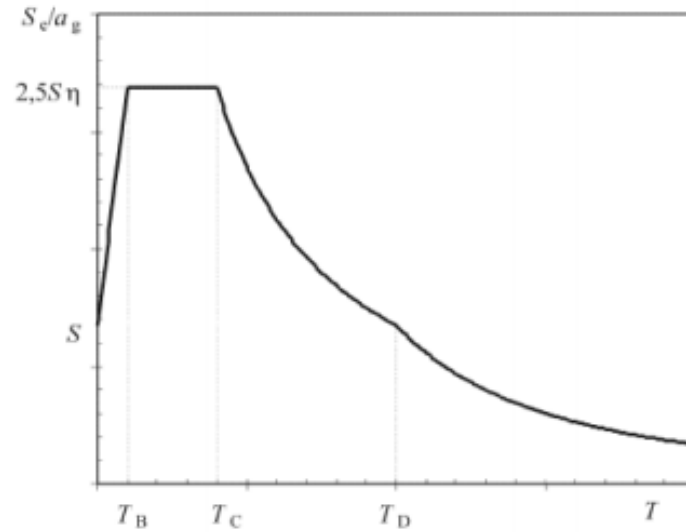
Ten eerste wordt de responstrilling ingeschat van het gebouw door formule 4. Er wordt rekening mee gehouden dat deze formule enkel geldig is voor gebouwen waarvan de hoogte beperkt blijft tot veertig meter. [8]

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}} \quad (4) [8]$$

Waarin:  $T_1$  = responstrillingperiode [s]  
 $C_t$  = factor die rekening houdt met de momentweerstandbiedendheid  
 $H$  = totale hoogte onder dakgoot [m]

De factor  $C_t$  wordt gegeven in Eurocode 8 en is afhankelijk van de soort constructie.  $C_t$  neemt een waarde aan van 0,085 voor momentweerstandbiedende ruimtelijke stalen raamwerken en 0,075 voor momentweerstandbiedende ruimtelijke betonnen raamwerken. In alle andere gevallen wordt  $C_t$  gelijk aan 0,050. De verhoging van  $C_t$  is in verband met de totale stijfheid van een constructie. Constructies met hoge stijfheden vangen meer krachten op dan constructies met lage stijfheden.

Vervolgens wordt er gecontroleerd in welk gebied de waarde  $T_1$  zich bevindt. Zoals eerder vermeld is de responspectrum methode een niet-lineaire methode. Weergeven in Figuur 6 is het niet-lineaire responspectrum. De grafiek bestaat uit vier gebieden. Een eerste lineair stijgend gebied, gevolgd door een gebied waarin de responsperiode constant blijft. Dit constante gebied komt overeen met de waarden die bekomen worden met de eerder besproken methode in paragraaf 2.4.1. Ten slotte twee gebieden waarin het responspectrum exponentieel daalt. [8]



*Figuur 6: aanbevolen elastisch responspectrum van type 2 voor grondtype A [12]*

Volgens de nationale bijlage van de Eurocode 8 moet enkel een responspectrum van type twee gebruikt worden, dit vermindert de gegevens tot de waarden uit Tabel 5. [7]

*Tabel 5: parameterwaarden die het aanbevolen elastisch responspectrum van type 2 beschrijven [17]*

<b>Grondtype</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>b</sub> (s)</b>	<b>T<sub>c</sub> (s)</b>	<b>T<sub>d</sub> (s)</b>
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,60	0,05	0,25	1,20

De responsperiode kan voor elk gebied bepaald worden aan de hand van de formules gegeven in Eurocode 8, volgende formules zijn van toepassing:

$$0 \leq T \leq T_b: S_e(T) = \alpha_{gR} \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_b} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad (5) [8]$$

$$T_b \leq T \leq T_c: S_e(T) = \alpha_{gR} \times S \times \eta \times 2.5 \quad (6) [8]$$

$$T_c \leq T \leq T_d: S_e(T) = \alpha_{gR} \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (7) [8]$$

$$T_d \leq T \leq 4 * s: S_e(T) = \alpha_{gR} \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[ \frac{T_c * T_d}{T^2} \right] \quad (8) [8]$$

Waarbij:

$S_e(T)$	= elastische responspectrum [m/s <sup>2</sup> ]
$T$	= trillingsperiode van een lineair systeem, één vrijheidsgraad [s]
$\alpha_{gR}$	= grondversnelling [m/s <sup>2</sup> ]
$T_b$	= ondergrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling constant is [s]
$T_c$	= bovengrens van de periodes waarvoor de spectrale versnelling constant is [s]
$T_d$	= periode die het begin van de constante verplaatsingsrespons van het spectrum aanduidt [s]
$S$	= grondfactor
$\eta$	= dempingscorrectiefactor

De dempingscorrectiefactor wordt bepaald aan de hand de formule gegeven in Eurocode 8.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (9) [8]$$

Hierin is de factor  $\xi$  de viskeuze dempingsverhouding van de constructie uitgedrukt in percent. In normale gevallen wordt de viskeuze dempingsverhouding genomen op 5. Dit invullen in de formule van de dempingscorrectiefactor geeft een resultaat van 1. Dit betekent dat in normale gevallen er geen dempingscorrectiefactor van toepassing is. [8]

Ten slotte wordt de werkende horizontale kracht bepaald. Ook deze formule toont een analogie met de tweede wet van Newton door de vermenigvuldiging van de massa met de versnelling. In de formule wordt meteen de totale massa van het gebouw gebruikt, dus geen tussenstap met de oppervlakte en het aantal verdiepingen zoals in de formule van de factormethode. De horizontale kracht wordt bepaald met de formule:

$$F_b = S_d(T_i) \times m \times \lambda \quad (10) [8]$$

Waarbij:

$S_d(T_i)$	= elastische responspectrum [m/s <sup>2</sup> ]
$m$	= massa van het gebouw [kg]
$\lambda$	= correctiefactor responstrilling

## 2.5 IDENTIFICEREN VAN STABILITEITSWANDEN

De stijfheid en de massa van het gebouw zijn bepalend voor de krachten die op het gebouw inwerken tijdens een aardbeving. Dit alles in combinatie met de grondversnelling ten gevolge van de trillingen. Om na te gaan welke wanden in een constructie werkelijk bijdragen aan de seismische weerstand moeten alle wanden individueel benaderd worden. In de controle wordt er enkel rekening gehouden met de dragende muren en niet met de gevelstenen. Daarnaast moeten de wanden voldoen aan de drie criteria weergegeven in Tabel 6 om als stabiliteitswand erkend te worden.

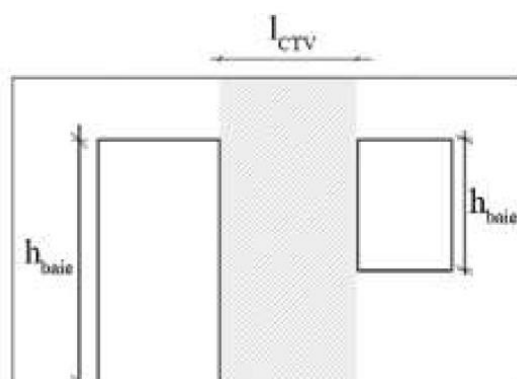
Tabel 6: voorwaarden stabiliteitswanden [18]

Type metselwerk	tef,min (mm)	(hef/tef)max	(lctv/hbaie)min
Ongewapend metselwerk van metselstenen in natuursteen	340	9	0,5
Ongewapend metselwerk van metselstenen die geen metselstenen van natuursteen zijn en gebouwen van maximaal 2 bovengrondse verdiepingen*	138	20	0,4
Ongewapend metselwerk van metselstenen die geen natuurstenen zijn en bij laag seismisch risico**	138	20	0,4
Ongewapend metselwerk van metselstenen die geen metselstene van natuursteen zijn en die niet behoren tot de andere situaties	188	20	0,4

\*De zolderruimte boven de volledige verdiepingen wordt niet mee opgenomen in het aantal verdiepingen

\*\*Laag seismisch risico zoals gedefinieerd in grondversnelling bepalen volgens Eurocode 8

- tef en hef: de effectieve dikte en de effectieve hoogte van de muren
- lctv is de lengte van de muur en hbaie is de hoogte van de aangrenzende opening in het vlak van de muur zoals weergegeven in Figuur 7. De te beschouwen hoogte van de opening is deze die het minst gunstig is.



Figuur 7: het in rekening brengen van openingen in het metselwerk [18]

Het eerste criterium bepaald het limiet voor de minimale effectieve dikte van de muren. Dragende metselwerk wanden hebben in de conventionele bouw in België een gebruikelijke minimum dikte van 14 millimeter. Hieruit volgt dat aan deze voorwaarde in de meeste gevallen wordt voldaan. De slankheid van de muren is het tweede criterium. De wanden dienen een maximale verhouding te hebben tussen de hoogte en de dikte. De wanden zullen een grote gevoeligheid aan knik vertonen wanneer deze te slank zijn.

Ten slotte speelt de minimale effectieve lengte van de muren een belangrijke rol. Zowel de lengte van de wand als de openingen die zich hierin bevinden worden in rekening gebracht. Wanneer er zich grote openingen in de wand bevinden, kan het tussengelegen stuk van de muur zich gaan gedragen zoals het principe van een kolom. Indien aan al de voorgenoemde criteria voldaan zijn, zullen de wanden in staat zijn om de horizontale krachten over te dragen naar de funderingen. De wanden zijn dan gedefinieerd als stabiliteitswanden. [8] [10]

Naast deze eigenschappen van de individuele wanden wordt tijdens het algemeen ontwerp van een constructie duidelijk dat de situering, plaatsing en richting van alle afzonderlijke wanden ten opzichte van elkaar van belang is. De globale structuur zal namelijk de krachten moeten opvangen en afdragen naar de fundering. Wanneer de wanden elk in dezelfde richting georiënteerd staan, zal enkel deze richting de belasting kunnen opvangen. De constructie wordt beschouwd als een samenhang van alle verschillende wanden waarbij de plaatsing ten opzichte van elkaar een belangrijke rol speelt. Er kan gesteld worden dat een groot percentage aan symmetrie een positieve impact heeft op de weerstand van het gebouw.

## 2.6 CONTROLE VAN DE DWARSWANDEN

Om de seismische controle van een element of een constructie uit te voeren zijn een aantal controleberekeningen noodzakelijk. Zo dient de horizontale kracht en het kantelmoment berekend te worden. De sterkte van de wand moet kunnen weerstaan aan de verticale kracht. Daarnaast moeten de afschuifweerstand van de dwarswanden en het kantelevenwicht voldoen aan de voorwaarden om het bezwijken van de wand te voorkomen. Voor deze controles wordt er in Eurocode 8 terug verwezen naar de controles op het kantelevenwicht en de afschuifweerstand zoals beschreven in Eurocode 6.

Wanneer een verticale last en een moment aangrijpen op een wand ontstaat er een excentriciteit in de wand. Indien de excentriciteit niet gecontroleerd wordt, kan een wand opgelicht worden en daarop volgend bezwijken. Om dit te voorkomen zal de optredende excentriciteit kleiner moeten zijn dan de helft van de lengte van de muur.

$$e_{Ed} = \frac{M_{ed}}{N_{ed,tot}} < \frac{L}{2} \quad (11) [6]$$

Waarbij:  $e_{ed}$  = excentriciteit waar de last aangrijpt [m]  
 $M_{ed}$  = moment aangrijpend aan bovenkant wand [Nm]  
 $N_{ed,tot}$  = normaalkracht aangrijpend loodrecht op de wand [N]

De horizontale last op de wand kan de muur laten schuiften over zijn eigen voegen waardoor de stabiliteit van de wand verloren gaat. Hierom moet de rekenwaarde van de optredende afschuifkrachten kleiner zijn dan de waarde van de weerstand van de wand oftewel de opneembare afschuifkrachten.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (12) [6]$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times L_c > V_{Ed} \quad (13) [6]$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (14) [6]$$

$$f_{vk} = f_{vk,0} + 0.4 \times \sigma_d \quad (15) [6]$$

Waarbij:  $V_{ed}$  = rekenwaarde dwarskracht [N]  
 $V_{rd}$  = afschuifweerstand [N]  
 $f_{vd}$  = schuifsterkte metselwerk [N/mm<sup>2</sup>]  
 $t$  = muurdikte [mm]  
 $L_c$  = kritische lengte van de wand [mm]  
 $f_{vk}$  = karakteristieke afschuifsterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\gamma_m$  = partiële materiaalfactor  
 $\sigma_d$  = rekenwaarde gemiddelde normaalspanning op muur [N/mm<sup>2</sup>]

De afschuifsterkte wordt bepaald op basis van het soort materiaal dat gebruikt wordt en de mortel tussen de blokken. Hoe sterker deze samenhang tussen de materialen, hoe groter de afschuifsterkte. Door proefondervindelijk onderzoek, in opdracht van het Bureau voor normalisatie, is Tabel 7 opgesteld.

Tabel 7: afschuifweerstand metselwerk [19]

Metselstenen	$F_{vk0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]				
	Mortel voor algemene toepassing $f_m \geq 10$ N/mm <sup>2</sup>	Mortel voor algemene toepassing $2,5 \leq f_m < 10$ N/mm <sup>2</sup>	Mortel voor algemene toepassing $f_m < 2,5$ N/mm <sup>2</sup>	Lijmmortel (lintvoeg tussen 0,5 mm en 3,0 mm)	Lichtgewichtmortel
Metselbaksteen	0,30	0,20	0,10	0,30	0,15
Metselstenen van kalkzandsteen	0,20	0,15	0,10	0,40	0,15
Betonmetselstenen	0,20	Niet gebruikt	Niet gebruikt	0,30	0,15
Cellenbetonmetselstenen	Niet gebruikt	0,15	Niet gebruikt	0,30	Niet gebruikt
Speciaalbouw en gehouwen natuursteen	Niet gebruikt	Niet gebruikt	0,10	0,30	Niet gebruikt

Bovenstaande waarden zijn vooropgestelde tabelwaarden. Met aanvaarde proeven volgens EN 1052-3 en EN 1052-4 kan de fabrikant hogere waarden verklaren voor de beproefde combinatie van mortel en metselsteen. [6]

### 3. SEISMISCHE CONTROLE SCHOOLGEBOUW

---

Het studie bureau AB Associates stelde een aantal plannen ter beschikking voor de identificatie van stabiliteitswanden en het nazicht van de weerstand van het schoolgebouw tegen seismische activiteit. Dit schoolgebouw wordt uitgewerkt en gecontroleerd als rekenvoorbeeld en casestudy. Op deze manier wordt er diepgaand kennis gemaakt met de verschillende stappen van het controleproces. Eenmaal deze kennis is vergaard, wordt deze gebruikt om tabellen en grafieken op te stellen als antwoord op de onderzoeksvraag.

#### 3.1 STAP I: BEPALEN VAN DE GRONDVERSNELLING

Alvorens de controle uit te voeren, moet eerst de grondversnelling bepaald worden welke op het gebouw aangrijpt. Hieruit wordt vervolgens de totale seismische kracht en het totale kantelmoment bepaald. De grondversnelling is afhankelijk van de referentiegrondversnelling, de belangrijkheidsklasse en de grondcoëfficiënt zoals beschreven in paragraaf 2.4.1. Het beschouwde schoolgebouw is gelegen te Genk. Volgens Figuur 5 in paragraaf 2.4.1 ligt Genk in zone 3 met een referentiegrondversnelling van  $0,80 \text{ m/s}^2$ . Genk is gelegen in de Kempen, waar vooral matig gepakte zandgronden voorkomen. Dit kan geverifieerd worden via de Databank Ondergrond Vlaanderen. Uit Tabel 2 en Tabel 3 wordt afgeleid dat de Genkse ondergrond behoort tot klasse C met een grondcoëfficiënt  $S$  van 1,50. Ten slotte gaat het over een schoolgebouw waarvoor

Tabel 1 stelt dat de belangrijkheidsklasse III een waarde heeft van 1,20. Met deze waarden kan de onderstaande formule aangevuld worden om de werkelijke grondversnelling te berekenen.

$$\alpha = \alpha_{gR} \times \gamma_l \times S \quad (16) [8] [10]$$

$$\alpha = 0,80 \times 1,20 \times 1,50$$

$$\alpha = 1,44 \text{ m/s}^2$$

De totale seismische kracht en het totale kantelmoment kunnen vervolgens berekend worden met behulp van de formules reeds besproken in paragraaf 2.4.1. Het schoolgebouw bestaat uit twee verdiepingen, is 142 meter lang en 17 meter breed, dit geeft een totale oppervlakte van 2414 vierkante meter. Ten slotte is  $m$  de massa per vierkante meter van het gebouw. Volgens Eurocode 8 mag een standaard waarde van  $1000 \text{ kg/m}^2$  aangenomen worden. Deze waarde kan eventueel gecorrigeerd worden indien een meer accuraat getal reeds bekomen is. Voor de casestudy wordt de standaardwaarde aangehouden. [8]

$$F_{hd} = 1,3 \times N_{bet} \times \Omega \times \alpha \times m \quad (17) [8] [10]$$

$$F_{hd} = 1,3 \times 2 \times 2414 \times 1,44 \times 1000$$

$$F_{hd} = 9,040 \times 10^6 \text{ N} = 9040 \text{ kN}$$

Voor het totale kantelmoment wordt eerste de factor  $\beta$  bepaald uit Tabel 4. Zoals eerder vermeldt bestaat het schoolgebouw uit twee verdiepingen,  $\beta$  is aldus gelijk aan 0,78. De horizontale kracht is reeds berekend in de voorgaande berekening. Het schoolgebouw heeft een verdiepingshoogte van 3,20 meter met een vloer en dak van veertig centimeter dik, de totale hoogte van het gebouw die hieruit volgt is 7,60 meter.



$$M_{hd} = \beta \times F_{hd} \times H_{tot} \quad (18) [8]$$

$$M_{hd} = 0,78 \times 9,04 \times 10^6 \times 7,60$$

$$M_{hd} = 5,3589 \times 10^7 \text{ Nm} = 53\,589 \text{ kNm}$$

Zoals beschreven in paragraaf 2.4.2 bestaat er een tweede manier om de horizontale kracht te bepalen, volgens de responspectrum methode. De fundamentele trillingsperiode kan bepaald worden met behulp van volgende formule:

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}} \quad (19) [8]$$

$$T_1 = 0,050 \times (7,60)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_1 = 0,2288 \text{ s}$$

Aan de hand van deze periode wordt in Tabel 5 nagegaan in welk gebied van het elastisch responspectrum deze periode zich bevindt, in dit geval zal de periode  $T_1$  zich bevinden tussen  $T_b$  en  $T_c$ . Volgens de Nationale bijlage op de Eurocode 8 mag het responspectrum van type 2 gebruikt worden voor de berekening.  $a_{gR}$  en  $S$  zijn beiden eerder bepaald in deze paragraaf en kunnen opnieuw gebruikt worden in deze formule. De dempingsfactor  $\eta$  wordt op 1 gekozen aangezien geen informatie over de demping beschikbaar is, de meest ongunstige keuze is dan 1. Hieruit volgt dat:

$$T_b \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_{gR} \times S \times \eta \times 2,5 \quad (20) [8]$$

$$0,10 \leq 0,2288 \leq 0,25 : S_e(T) = 0,8 \times 1,50 \times 1,00 \times 2,5$$

$$0,10 \leq 0,2288 \leq 0,25 : S_e(T) = 3,0 \text{ s}$$

Tenslotte kan de horizontale kracht bepaald worden met de onderstaande formule waarin  $m$  de totale massa van gebouw voorstelt, welke kan berekend worden door de densiteit van  $1000 \text{ kg/m}^3$  te vermenigvuldigen met de totale oppervlakte van het gebouw.  $\lambda$  is de correctiefactor op de responstrilling. Indien  $T$  kleiner is dan  $2 \times T_c$  en het gebouw meer dan twee verdiepingen heeft is  $\lambda$  gelijk aan 0,85. In alle andere gevallen is  $\lambda$  gelijk aan 1, dus ook voor het schoolgebouw.

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (21) [8]$$

$$F_b = 3,0 \times 1000 \times 2414 \times 1,00$$

$$F_b = 7,242 \times 10^6 \text{ N} = 7242 \text{ kN}$$

De totale horizontale kracht bedraagt in het schoolgebouw 9040 kN volgens de factormethode en 7242 kN volgens het responspectrum. Hieruit wordt afgeleid dat de factormethode een overschatting geeft van de werkende krachten op het schoolgebouw van ongeveer 25 percent. Het loont daarom een grafiek op te stellen volgens de responspectrum methode om deze overschattingen te vermijden om op deze manier een meer correcte en efficiënte dimensionering te verkrijgen. Merk op dat er in het responspectrum geen factor toegepast wordt voor de belangrijkheidsklasse van het gebouw. Verder wordt er een factor 1,3 toegepast op de factormethode om de onzekerheden op te vangen. Deze twee redenen kunnen de verschillen op de waarden voor een gedeelte verklaren.

### 3.2 STAP II: IDENTIFICEREN VAN DE STABILITEITSWANDEN

In Tabel 6 staan de voorwaarden opgesomd waaraan de metselwerkwallen moeten voldoen om als stabiliteitswand te functioneren. In de eerste voorwaarde moet de minimale effectieve dikte van de wand 138 millimeter bedragen. De wallen van het schoolgebouw zijn uitgevoerd met metselstenen met een minimale dikte van 140 millimeter en sommige met metselstenen van 190 millimeter. Hieruit kan gesteld worden dat alle wallen voldoen aan deze eerste voorwaarde.

De tweede voorwaarde heeft betrekking op de slankheid van de wallen. Wanneer de wallen te slank zijn zullen deze gevoelig worden aan knik. De hoogte van de wallen over één verdiep bedraagt 3,20 meter. In de trappenhal bedraagt de hoogte 6,80 meter aangezien hier de wallen tot aan het dak doorlopen zonder tussenvloer. Om de effectieve hoogte te bekomen, dient de verdiepingshoogte vermenigvuldigd te worden met een reductiefactor  $\rho$  van 0,75. Deze factor wordt toegepast omdat de wallen zowel boven als onder ondersteund zijn door stijve vloerplaten. Uit de berekening wordt geconcludeerd dat standaard verdiepingswallen voldoen aan het slankheids criterium. De wallen die de volledige hoogte van het gebouw overstrekken echter niet.

$$\left(\frac{hef}{tef}\right)_{max} = \left(\frac{3200 \times 0.75}{140}\right) = 17,14 \leq 20 \quad (22)$$

$$\left(\frac{hef}{tef}\right)_{max} = \left(\frac{6800 \times 0.75}{140}\right) = 36,43 > 20 \quad (23)$$

De derde voorwaarde houdt rekening met de openingen in de wallen. De minst gunstige opening wordt in rekening gebracht. De totale lengte van de wand  $l_{ctv}$  gedeeld door de hoogte van de grootste opening  $H_{baie}$  in deze wand dient groter te zijn dan 0,4.

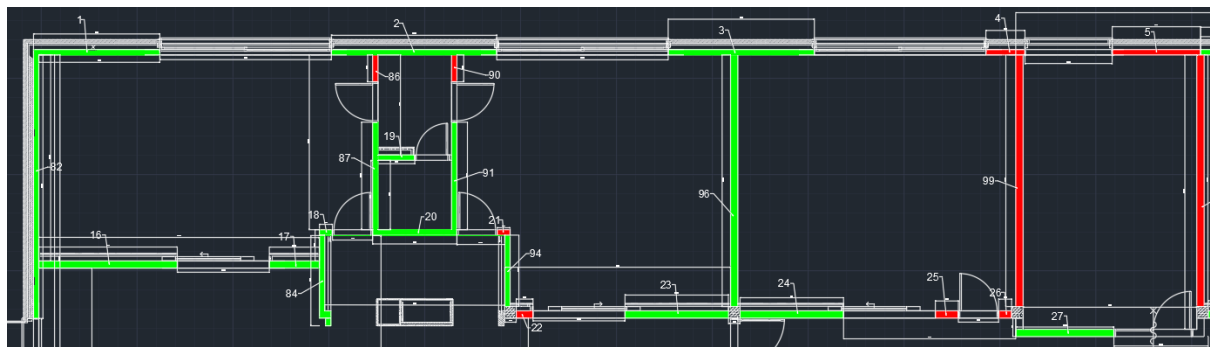
Wanneer de beschouwde wand aan deze drie voorwaarden voldoet, kan deze meegerekend worden in de controle van het metselwerk. Deze stabiliteitswand zal in staat zijn een deel van de horizontale krachten te dragen. De totale kracht die op het gebouw werkt zal zo verdeeld worden over al de meewerkende stabiliteitswallen in functie van de stijfheid van elke stabiliteitswand afzonderlijk.

In Tabel 8 zijn de resultaten weergegeven van de identificatie van wand 1 tot en met wand 5. Er wordt geconcludeerd dat 3 wanden aan alle criteria van stabiliteitswanden voldoen. Voor wand 4 is de verhouding van  $l_{ctv}/h_{baie}$  gelijk aan 0,38 wat kleiner is dan de grenswaarde van 0,40. Dit betekent dat de opening in de muur te groot is of de lengte van de wand te kort om te voldoen aan de minimale verhouding. Wand 5 daarentegen stelt als probleem dat deze te slank is door zijn grote hoogte.

Tabel 8: identificatie wand 1 tot 5

Nr.	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l_{ctv}/h_{baie})_{min}$	Check stabiliteitswand?
1	140 > 138	17,14 < 20	1,27 > 0,40	Alles in orde
2	140 > 138	17,14 < 20	1,66 > 0,40	Alles in orde
3	140 > 138	17,14 < 20	1,47 > 0,40	Alles in orde
4	140 > 138	17,14 < 20	0,38 < 0,40	Opening te groot of muur te kort
5	140 > 138	36,43 > 20	0,88 > 0,40	Wand te slank

De stabiliteitswanden werden genummerd zoals weergegeven in Figuur 8. Op deze manier zijn de wanden makkelijk terug te vinden en worden ze benoemd bij het toekennen van de individuele eigenschappen en de seismische controle. Wandnummers 1 tot en met 240 bevinden zich op het gelijkvloers. Op het eerste verdiep zijn de wanden genummerd van nummer 241 tot en met nummer 392.



Figuur 8: nummering wanden (lokaal gelijkvloers)

### 3.3 STAP III: VERDELING VAN DE BELASTING OVER DE STABILITEITSWANDEN

Na het identificeren van de stabiliteitswanden worden voor al deze wanden de stijfheid bepaald. De wanden zijn reeds in een Excel lijst geplaatst met hun kenmerkende eigenschappen zoals dikte, lengte en hoogte. De dimensies en parameters van de eerste drie stabiliteitswanden zijn weergegeven in Tabel 9.

Tabel 9: eigenschappen wand 1 tot en met 3

Nr.	l (m)	h (m)	d (mm)
1	3,30	3,20	140
2	4,30	3,20	140
3	3,80	3,20	140

Om de elastische eigenschappen te bepalen van de metselwerkwallen moet er eerst een zijsprong gemaakt worden naar Eurocode 6. In Eurocode 6 zijn alle procedures voor de bepaling van de eigenschappen van een metselwerkwand uitgeschreven. Ten eerste wordt de karakteristieke druksterkte bepaald welke afhankelijk is van de soort steen en de mortel. In het schoolgebouw wordt er gebruik gemaakt van standaard snelbouwstenen met diktes van 140 millimeter en 190 millimeter. De druksterkte voor beide formaten bedraagt 25 N/mm<sup>2</sup> en de mortel is een standaardmortel voor normale toepassingen. De algemene formule voor de karakteristieke druksterkte van stenen is:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (24) [6]$$

Waarbij:  $f_k$  = de karakteristieke druksterkte van het metselwerk [N/mm<sup>2</sup>]  
 $K, \alpha, \beta$  = zijn c<sup>le</sup> waarvan de waarden gegeven worden in Eurocode 6  
 $F_b$  = de karakteristieke druksterkte van de metselsteen [N/mm<sup>2</sup>]  
 $F_m$  = de karakteristieke druksterkte van de mortel [N/mm<sup>2</sup>]

Aangezien het gaat over een standaard situatie van een snelbouwsteen met normale mortel stelt Eurocode 6 een vereenvoudigde formule voor zoals hieronder weergegeven. De grootheden blijven hetzelfde als in de algemene formule. Voor het bekomen van de karakteristieke druksterkte is enkel nog  $K$  nodig die bepaald kan worden aan de hand van Tabel 10. Een normale snelbouwsteen behoort tot groep 2. Er wordt gebruik gemaakt van een mortel voor algemene toepassingen. Uit deze gegevens wordt  $K$  gelijk aan 0,45. [6]

$$f_k = K \times f_b^{0,85} \quad (25) [6]$$

$$f_k = 0,45 \times 25^{0,85} = 6,94 \text{ N/mm}^2$$

Tabel 10: bepaling van waarde K [20]

Metselstenen		Mortel voor algemene toepassingen	Lijmmortel (lintvoeg $\geq 0,5$ mm en $\leq 3$ mm)	Lichtgewicht mortel met volumieke massa	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m <sup>3</sup>	$800 < \rho_d \leq 1300$ kg/m <sup>3</sup>
Baksteen	Groep 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Groep 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Groep 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Groep 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalkzandsteen	Groep 1	0,55	0,80	*	*
	Groep 2	0,45	0,65	*	*
Betonsteen	Groep 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Groep 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Groep 3	0,40	0,50	*	*
	Groep 4	0,35	*	*	*
Cellenbeton	Groep 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Speciaalbeton	Groep 1	0,45	0,75	*	*
Gebouwen natuursteen	Groep 1	0,45	*	*	*

\* Combinatie van mortel en steen die niet gebruikelijk is.

Enmaal de karakteristieke sterkte van het metselwerk bepaald is, worden de elasticiteitsmodulus en de glijmodulus bepaald. Deze twee moduli zijn rechtstreeks afhankelijk van de karakteristieke druksterkte. De elasticiteitsmodulus wordt berekend volgens de formule van Eurocode 6, mits een extra veiligheidsfactor die opgelegd wordt in Eurocode 8. De formule wordt dan:

$$E = \frac{1000 \times f_k}{\gamma} = \frac{1000 \times 6.94}{2} = 3470 \text{ N/mm}^2 \quad (26) [6] [8]$$

De glijmodulus G wordt berekend aan de hand van de E modulus. Aangezien de veiligheidsfactor reeds bij de berekening van de E modulus is toegepast dient dit niet nogmaals gebeuren. De G modulus wordt berekend door:

$$G = 0,40 \times E = 0,4 \times 3470 = 1388 \text{ N/mm}^2 \quad (27) [6]$$

Om op een correcte manier de horizontale seismische last te kunnen verdelen moeten zowel de buigstijfheid als de afschuifstijfheid in beschouwing worden genomen. De stijfheid van de wand is omgekeerd evenredig aan de som van de volgende factoren:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{\alpha \times E \times I_w} + \frac{h}{k' \times G \times A_w}} \quad (28) [8] [10]$$

Waarbij:	K	= totale stijfheid van de muur [MPa = N/mm <sup>2</sup> ]
	h	= de hoogte van de muur [mm]
	E	= elasticiteitsmodulus [Mpa = N/mm <sup>2</sup> ]
	$\alpha$	= een coëfficiënt die rekenhoud met de zijdelingse steunvoorwaarden
	$I_w$	= het traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede van de wand [mm <sup>4</sup> ]
	G	= glijdingsmodulus [MPa = N/mm <sup>2</sup> ]
	$k'$	= vormfactor die rekening houdt met de vorm van de horizontale dwarsdoorsnede
	$A_w$	= het afschuifoppervlak van de muur [mm <sup>2</sup> ] = oppervlak van de dwarsdoorsnede van de muur

In het schoolgebouw wordt er verondersteld dat alle muren volgens de meest ongunstige situatie ondersteund worden. Hieruit volgt dat alle muren als scharnierend ondersteund worden beschouwd. De factor die overeenstemt met deze steunvoorwaarde is  $\alpha$  gelijk aan 3. Alle muren van het gebouw hebben een rechthoekige doorsnede waaruit volgt dat  $k'$  gelijk is aan  $\frac{5}{6}$  voor alle stabiliteitswanden. Ten slotte wordt het traagheidsmoment berekend van de dwarsdoorsnede van de wand. Dit kan met behulp van de standaardformule voor rechthoekige doorsnedes.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ of } I_w = \frac{d \times L^3}{12} \quad (29)$$

Waarbij:	d	= de dikte van de wand [mm]
	L	= de lengte van de wand [mm]

Het afschuifoppervlak van de muur tenslotte is gelijk aan het oppervlak van de dwarsdoorsnede van de muur:

$$A_w = d \times L \quad (30)$$

Waarbij:	d	= de dikte van de wand [mm]
	L	= de lengte van de wand [mm]

De totale stijfheid K voor elke muur kan nu afzonderlijk bepaald worden. Door middel van sommatie wordt het totaal genomen van alle stijfheden van de stabiliteitswanden. Zo kan de bijdrage van elke wand bepaald worden. De verhouding van de individuele stijfheid  $K_i$  van de stabiliteitswand en de totale stijfheid  $K_{tot}$  is gelijk aan de verhouding van de opgevangen horizontale kracht van de stabiliteitswand en de totale horizontale kracht op het gebouw. Anders verwoord zal de horizontale kracht zich verdelen over de wanden volgens de verhouding:

$$\frac{K_i}{K_{tot}} = \frac{F_{hi}}{F_{h,tot}} \quad (31)$$

Waarbij:  $K_i$  = individuele stijfheid van de wand [N/mm<sup>2</sup>]  
 $K_{tot}$  = totale stijfheid van alle wanden samen [N/mm<sup>2</sup>]  
 $F_{h,i}$  = horizontale kracht op de individuele wand [kN]  
 $F_{h,tot}$  = totale horizontale kracht op het gebouw [kN]

Hieruit wordt geconcludeerd dat de kracht op elke wand gelijk is aan:

$$F_{hi} = \frac{k(i)}{\sum k(i)} \times F_{h,tot} \quad (32)$$

In Tabel 11 zijn alle voorgenoemde stappen uitgeschreven en opgesomd om zo tot de verdeling van krachten te komen. Tabel 11 bevat enkel stabiliteitswanden 1 tot en met 3. Om een volledige som en verdeling te verkrijgen, moeten alle stabiliteitswanden gesommeerd worden.

Tabel 11: belastingsverdeling in functie van. stijfheden voor wand 1 tot en met 3

Nr.	E (N/m <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Iw (mm <sup>4</sup> )	k' (N/mm <sup>2</sup> )	Aw (mm <sup>2</sup> )	K (N/mm <sup>2</sup> )	K/Ktot	Fhi (kN)
1	3470	1388	3	4,19 E+11	0,833	462 000	74 095,96	0,0116	84,36
2	3470	1388	3	9,34 E+11	0,833	603 400	125 708,70	0,0198	143,12
3	3470	1388	3	6,45 E+11	0,833	533 400	99 353,48	0,0156	113,11
...	...								
Tot.							6 361 114	1	7242,00

### 3.4 STAP IV: BEPALEN VAN HET VERTICALE GEWICHT OP DE WANDEN

Om het verticale gewicht te bepalen wordt er gebruik gemaakt van Eurocode 1. Eurocode 1 bevat alle gestandaardiseerde permanente- en mobiele lasten die op het schoolgebouw zullen aangrijpen. De relevante lasten voor het schoolgebouw zijn weergegeven in Tabel 12. Hierna wordt een manuele lastendaling uitgevoerd op het volledige gebouw.

Tabel 12: permanente-/ mobiele last schoolgebouw

<i>Permanente belasting</i>	
Beton	24 kN/m <sup>3</sup>
Metselwerk	1500-1800 kg/m <sup>3</sup>
Mortel is 10% van het metselwerk	23 kN/m <sup>3</sup>
<i>Mobiele belasting</i>	
Vloer klaslokaal (klasse C2)	4 kN/m <sup>2</sup>
Dak (klasse H)	0,4 kN/m <sup>2</sup>

Deze verticale gewichten hebben een stabiliserend effect op de metselwerkwallen en zijn noodzakelijk in rekening te brengen om grote onderschatting van de stabiliteit te voorkomen. De verdiepingswallen worden belast door het dak. Het combinatiegeval voor het dak heeft een waarde van 9,6 kN/m<sup>2</sup>. Vervolgens wordt de belasting van de vloer, in combinatie met het gewicht van de wallen op het verdiep, afgedragen naar de wallen op het gelijkvloers.



Voor de combinatie voor seismische projectsituaties wordt de volgende formule beschouwd:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times G_{k,i} \quad (33) [5]$$

Waarbij:

- $A_{Ed}$  = rekenwaarde van de seismische belasting
- $G_{k,j}$  = de karakteristieke waarde van de blijvende belasting
- $P$  = de representatieve waarde van de voorspanbelasting
- $\psi_{2,i}$  = factor voor de waarde van de combinatie
- $G_{k,i}$  = karakteristieke waarde van de voornaamste veranderlijke belasting
- $A_{Ed}$  = rekenwaarde van de seismische belasting

De belastingscombinaties voor het dak en de verdieping worden respectievelijk gelijk aan:

$$1,00 \times 0,40 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1,00 \times 0 \times 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 9,6 \text{ kN/m}^2$$

$$1,00 \times 0,40 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1,00 \times 0,6 \times 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 13:  $\psi$  -coëfficiënten [21]

BELASTINGEN	$\psi_0$	$\psi_0$	$\psi_0$
Belastingen bij gebruik van het gebouw (zie EN 1991-1-1)			
- Categorie A : woningen, residentiële zones	0,7	0,5	0,3
- Categorie B : kantoren	0,7	0,5	0,3
- Categorie C : vergaderzalen	0,7	0,7	0,6
- Categorie D : winkels	0,7	0,7	0,6
- Categorie E : opslagruimten	1	0,9	0,8
- Categorie F : verkeerszone, voertuigen met een gewicht $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
- Categorie G : verkeerszone, voertuigen met een gewicht $> 30$ kN en $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
- Categorie H : daken	0	0	0
Sneeuwbelastingen op gebouwen (zie EN 1991-1-3)	0,5 <sup>(1)</sup>	0	0
Windbelastingen op gebouwen (zie EN 1991-1-4)	0,6 <sup>(1)</sup>	0,2	0
Temperatuur (niet bij brand) in de gebouwen (zie EN 1991-1-5)	0,6 <sup>(1)</sup>	0,5	0
Bijzondere belastingen tijdens de uitvoering <sup>(2)</sup>	1	-	0,2
<sup>(1)</sup> $\psi_0 = 0,3$ voor een veranderlijke belasting van korte duur ( $< 1$ maand) die gepaard gaat met een andere veranderlijke belasting van korte duur (ANB).			
<sup>(2)</sup> De $\psi$ -factoren moeten, indien nodig, geval per geval bepaald worden (zie EN 1991-1-6)			

### 3.5 STAP V: UITVOEREN SEISMISCHE CONTROLE

Ten slotte worden de twee acties op de muur gecontroleerd. De eerste actie is de verticale kracht op de muur. Deze krachten zijn reeds bepaald door middel van de lastendaling in paragraaf 3.4. Daarnaast wordt het moment ten gevolge van de horizontale kracht bepaald op elke individuele wand. Hierbij wordt de horizontale kracht lineair verdeeld over de twee verdiepen. Het verdiep zal een derde van de horizontale kracht opnemen en het dak krijgt de resterende twee derde. Het moment wordt vervolgens berekend met de formule:

$$M_{Ed} = \frac{1}{3} \times F_{hi} \times h + \frac{2}{3} \times F_{hi} \times 2 \times h \quad (34)$$

Waarbij:  $M_{Ed}$  = moment ten gevolge van de horizontale kracht [kNm]  
 $F_{hi}$  = de individuele horizontale kracht werkende op de wand [kN]  
 $h$  = verdiepingshoogte [m]

Om na te gaan of de wanden individueel voldoen aan de seismische stabiliteit, worden er twee controles uitgevoerd. In de eerste controle wordt er nagegaan of de excentriciteit niet groter wordt dan de helft van de lengte van de wand. De excentriciteit is de verhouding van het moment en de verticale kracht. Indien deze groter is zal de wand oplichten en bestaat het risico dat deze zal kantelen.

$$e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed,tot}} < \frac{L}{2} \quad (35)$$

Waarbij:  $e_{Ed}$  = excentriciteit [m]  
 $M_{Ed}$  = moment ten gevolge van de horizontale kracht [kNm]  
 $N_{Ed,tot}$  = verticale kracht op de wand [kN]  
 $L$  = lengte van de wand [m]

Indien de controle wel voldoet en de wand niet opgelicht wordt, moet er nagegaan worden of de wand voldoende horizontale weerstand kan bieden. Deze controle is conform met de controle op dwarskracht uit Eurocode 6. Ten eerste wordt de karakteristieke afschuifsterkte uit Eurocode 6 gehaald. Deze waarde voor  $f_{vk0}$  is gelijk aan 0,20 N/mm<sup>2</sup>. Aangezien dit een karakteristieke waarde is, wordt er een veiligheidsfactor op toegepast die gelijk is aan 2,50. Tenslotte wordt een rekenwaarde van de afschuifsterkte bekomen van  $f_{vd0} = 0,80$  N/mm<sup>2</sup>.

De verticale kracht op de muur heeft een stabiliserend effect en zal de afschuiving van de wand tegen gaan. Dit stabiliserend effect kan in rekening gebracht worden door de verticale spanning  $\sigma_d$  te bepalen op de muur. De verticale spanning kan bepaald worden door de verticale kracht te delen door het oppervlak van de horizontale dwarsdoorsnede van de muur. De totale afschuifweerstand wordt bepaald door:

$$f_{vd} = f_{vd0} + 0,4 \times \sigma_d \quad (36) [6]$$

Waarbij:  $f_{vd}$  = rekenwaarde van de afschuifsterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd0}$  = initiële rekenwaarde van de afschuifsterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_d$  = rekenwaarde van de drukspanning loodrecht op de afschuifrichting [N/mm<sup>2</sup>]

De muur zal niet volledig statisch blijven staan maar wel gedeeltelijk opgelicht worden. Hiervoor wordt de kritische lengte  $L_c$  bepaald:

$$L_c = L - 2 \times e \quad (37)$$

Waarbij:  $L_c$  = kritische lengte van de wand [m]  
 $L$  = lengte van de wand [m]  
 $e$  = excentriciteit van de wand [m]

Ten slotte kan de totale weerstandskracht tegen afschuiving  $V_{Rd}$  bepaald worden door:

$$v_{Rd} = L_c \times f_{vd} \times d \quad (38) [6]$$

Waarbij:  $v_{Rd}$  = maximale weerstand tegen afschuiving [N]  
 $L_c$  = kritische lengte van de wand [m]  
 $f_{vd}$  = rekenwaarde van de afschuifsterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $d$  = dikte van de wand [m]

$V_{Rd}$  is de maximale kracht die de wand kan opbrengen tegen afschuiving. Deze weerstand moet groter zijn dan de horizontale kracht die erop werkt. Voor elke muur moet deze afschuiving worden gecontroleerd. Muren die niet voldoen worden geschrapt waarna, in een nieuwe iteratie, de kracht opnieuw verdeelt wordt over de overgebleven wanden en daarna de controle op de individuele wanden die geldig zijn herhaald wordt. Dit kan leiden tot twee scenario's. Enerzijds kunnen, na één of meerdere iteraties, alle wanden voldoen en zal het gebouw voldoen aan de seismische controle. Anderzijds kan, na één of meerdere iteraties, de wanden nog steeds niet voldoen en zal het gebouw niet aan de seismische controle voldoen. Dit heeft tot gevolg dat er speciale maatregelen getroffen moeten worden en het ontwerp van het gebouw moet worden aangepast.

## 4. PARAMETRISCHE STUDIE

---

### 4.1 VOORWAARDEN EN AANNAMES MODELLEN

Er zijn verschillende uitgangspunten mogelijk voor de resultaten en de voorstelling hiervan. De doelstelling is een praktische tabel op te stellen voor het studiebureau. Er zijn verschillende afwegingen gemaakt over de parameters die het meeste invloed hebben en dewelke het meest interessant zijn om te gebruiken. Vooraleer deze parametrische studie kan plaatsvinden, moet er zorgvuldig nagedacht worden over de randvoorwaarden en de aannames. Tijdens de studie worden nog een aantal extra aannames gemaakt om betrouwbare en kwalitatieve resultaten te bekomen. Deze aannames worden hieronder besproken om een basis te vormen voor de berekeningen.

Aanname één heeft betrekking op de soort constructie. De berekeningen zijn allemaal gericht op de controle van een schoolgebouw. Deze gebouwen hebben een relatief gelijkaardige indeling. Er moeten namelijk grote ruimtes gecreëerd worden die kunnen functioneren als klaslokalen. Deze klaslokalen zijn gesitueerd naast een gang voor een goede bereikbaarheid. Schoolgebouwen zijn constructies die behoren tot belangrijkheidsklasse III.

De volgende aanname heeft betrekking op de verdiepingshoogte. De dimensies van het globale gebouw hebben een grote invloed op de berekening van de horizontale kracht. De verdiepingshoogte van de muren speelt een grote rol in de bepaling van het moment op de wanden en de excentriciteit. De verdiepingshoogte ligt meestal tussen de 2,80 meter en 3,20 meter. Voor deze berekeningen wordt gebruik gemaakt van een hoogte van 3,20 meter.

Het aantal verdiepingen is de derde aanname. De constructie wordt gecontroleerd op niveau van het gelijkvloers. Wanneer dit niveau voldoet aan de controle, voldoen de bovenliggende verdiepingen ook aan de seismische capaciteit indien ze dezelfde indeling hebben. De horizontale kracht op de verdiepingen wordt namelijk kleiner alsook het moment op de bovenkant van de wand.

Aanname vier beschouwt wanden die bestaan uit vol metselwerk. Het gaat uitsluitend over wanden opgebouwd uit blokken. Indien de wand niet vol wordt beschouwd tot op de fundering, moet er rekening gehouden worden met andere elementen. Bijvoorbeeld de kimlaag die functioneert om onregelmatigheden van de ondergrond op te vangen en koudebruggen te vermijden of de waterkerende laag om het indringen van optrekkend vocht te vermijden. Deze elementen hebben beiden een negatieve invloed op de afschuifweerstand en bijgevolg een negatieve impact op de seismische stabiliteit.

Ten slotte wordt er aangenomen dat niet alle bodemtypes berekend dienen te worden. Zowel bodemtype A als bodemtype E komen zelden voor in België en zijn niet relevant om te beschouwen. In zone 1 wordt ook bodemtype B uitgesloten. De zone valt onder categorie 1 van zeer laag seismisch risico besproken in paragraaf 2.4.1. Voor deze zone met een grondversnelling kleiner dan  $0,6 \text{ m/s}^2$  worden geen seismische controles opgelegd.

## 4.2 VOORSTELLEN

Met behulp van de trial-and-error-methode wordt het aantal lopende meter stabiliteitswand bepaald dat minimaal nodig is om aan de seismische stabiliteit te voldoen. Ten gevolge van de vele verschillende variabelen kunnen er tal van strategieën worden opgesteld om tot de resultaten te komen. Een korte opsomming van de verschillende mogelijke variabelen zijn:

- de grondversnelling:
  - aardbevingszones 1, 2, 3 of 4,
  - bodemtypes B, C of D.
- de geometrie:
  - totale lengte,
  - totale breedte,
  - aantal verdiepingen,
  - draagrichting van de vloeren in één of twee richtingen.
- de metselwerkwallen:
  - materiaalkeuze kalkzandsteen, holle betonblokken of snelbouwsteen,
  - mortelkeuze standaard mortel of gelijkmd,
  - dikte 140 of 190 millimeter voor snelbouwstenen en betonblokken of 150 of 200 millimeter voor kalkzandsteen,
  - verticale belasting zwaar- of licht belast.

Aangezien voor elk van deze parameters verschillende keuzemogelijkheden zijn, is het moeilijk om een overzichtelijke tabel op te stellen waar deze allemaal aan bod komen. Er worden verschillende voorstellen gedaan waarna telkens de haalbaarheid, voor- en nadelen, kwaliteit en toepasbaarheid in de praktijk worden beoordeeld.

Het eerste voorstel geeft de intensiteit van de aardbeving weer op de horizontale as. Met behulp van de aardbevingszone en het bodemtype kan de intensiteit benadert worden van minst kritische situatie tot meest kritische situatie. Op de verticale as worden eerst de drie gebruikte materialen verdeeld. Elk materiaal wordt respectievelijk onderverdeeld in de dikte van het metselwerk en het aantal verdiepingen. Uiteindelijk wordt het totaal aantal lopende meter stabiliteitswand bekomen dat het gebouw moet bevatten om aan de seismische stabiliteit te voldoen.

			zone	1				
			bodemtype	A	B	C	D	E
			grondcoëfficiënt	1	1,35	1,5	1,8	1,6
Steensoort	dikte metselwerk	#verd.						
kalkzandsteen	d = 15 cm	+0						
		+1						
		+2						
	d = 20 cm	+0						
		+1						
		+2						

Figuur 9: eerste voorstel tabel

Deze benadering is in de praktijk niet relevant. Het totaal aantal lopende meter geeft een moeilijk in te schatten beeld van de verdeling van de wanden. Eén doorlopende wand zorgt voor een grotere stabiliteit dan meerdere korte wanden. Er moet een verhouding opgesteld worden van de lengte van de wanden en het aantal wanden om ervoor te zorgen dat de lopende meters stabiliteitswand correct verdeeld worden.

Het tweede voorstel gaat uit van gestandaardiseerde modellen. De horizontale as is hetzelfde als deze van het eerste voorstel. In de eerste kolom worden het aantal verdiepingen weergegeven. Vervolgens is er een onderverdeling in de configuratie van het gebouw. Configuratie 1 vertegenwoordigt een gebouw met een gang waar aan één kant lokalen naast gelegen zijn. Configuratie 2 bestaat uit een centrale gang waar aan beide kanten lokalen naast gelegen zijn. Tenslotte is er een onderverdeling van het aantal lokalen.

			zone	1				
			bodemtype	A	B	C	D	E
			grondcoëfficiënt	1	1,35	1,5	1,8	1,6
#verd.	configuratie	#lokalen						
+ 0	1	5						
		7						
		10						
	2	6 (2x3)						
		10 (2x5)						
		14 (2x7)						
		20 (2x10)						

*Figuur 10: tweede voorstel tabel*

Het nadeel van dit voorstel is dat er opnieuw een totaal aantal lopende meter stabiliteitswand weergegeven wordt. Verder wordt geconcludeerd dat de grondversnelling lineair afhankelijk is met de omvang van het gebouw. De globale dimensies van het gebouw bepalen de horizontale kracht. Figuur 10 is enkel geldig wanneer het gebouw overeenstemt met de oppervlakte die wordt gebruikt bij het opstellen van de tabel. Een andere omvang zorgt voor een andere kracht waardoor deze tabel niet meer van toepassing is.

Uiteindelijk worden al deze bevindingen gereviseerd. Om het vraagstuk van de vele parameters op te lossen is beslist het probleem onder te verdelen in twee stappen. Er worden grafieken opgesteld waardoor de gebruiker snel de horizontale kracht op een gebouw kan aflezen voor elke zone, bodemtype en omvang. Vervolgens wordt de tabel opgesteld aan de hand van gemiddelde lengte stabiliteitswand. Als resultaat wordt dan een aantal stabiliteitswanden bekomen met een minimaal opgelegde gemiddelde lengte.

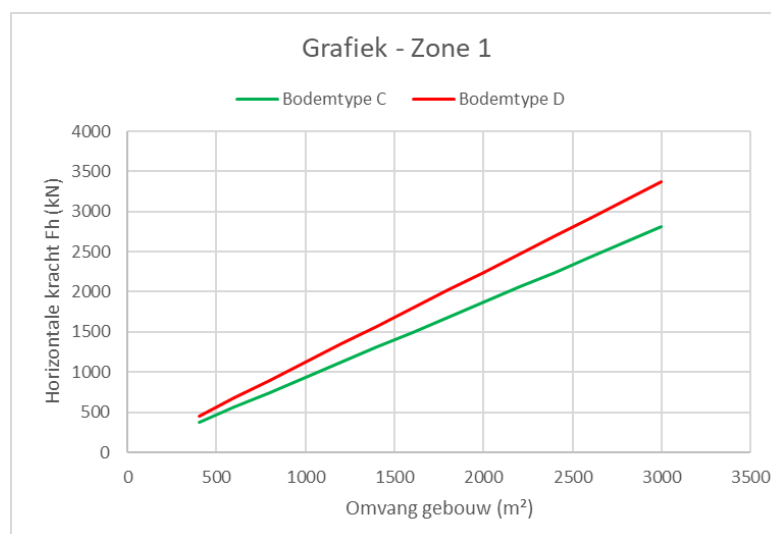
			Horizontale kracht F <sub>h</sub> (kN)	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
Materiaal-soort	Dikte wand (mm)	Belasting (kN/m <sup>2</sup> )	Gemiddelde lengte stabiliteitswanden (m)							
Holle betonblokken (standaard mortel)	d = 14 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3							
			5							
			7							
		Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )	9							
			3							
			5							
	d = 19 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	7							
			9							
			3							
		Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )	5							
			7							
			9							

Figuur 11: finale voorstel tabel

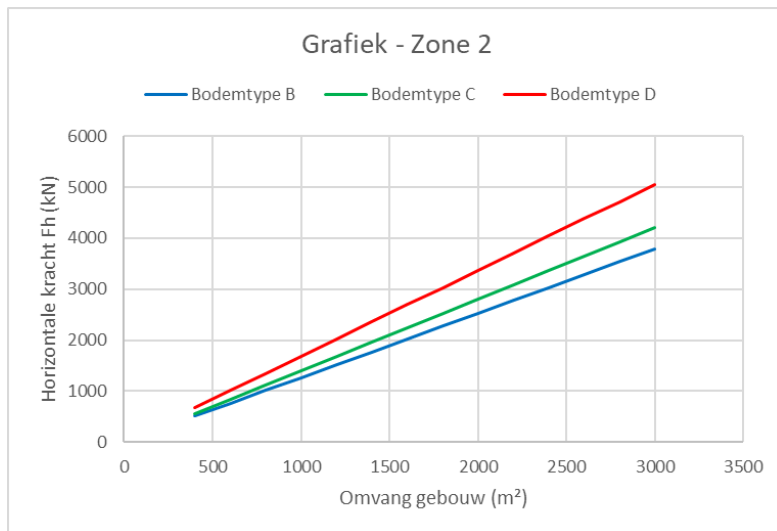
## 4.3 RESULTAAT

### 4.3.1 Grafieken voor horizontale kracht - factormethode

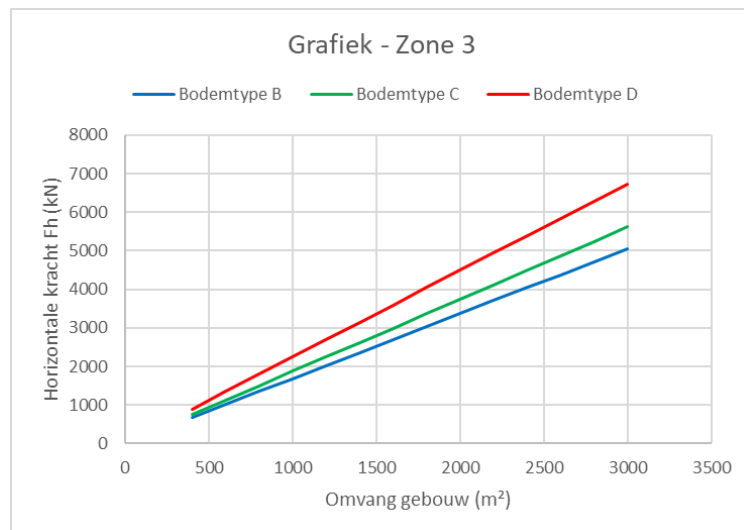
De grafieken voor het bepalen van de horizontale kracht worden volgens zowel de factormethode als het responspectrum opgesteld. Zo kan de horizontale kracht eenvoudig afgelezen worden bij een bepaalde omvang van een gebouw, en dit voor de verschillende zones en bodemtypes. Voor de factormethode geeft dit voor elke zone afzonderlijk Grafiek 1 tot en met Grafiek 4.



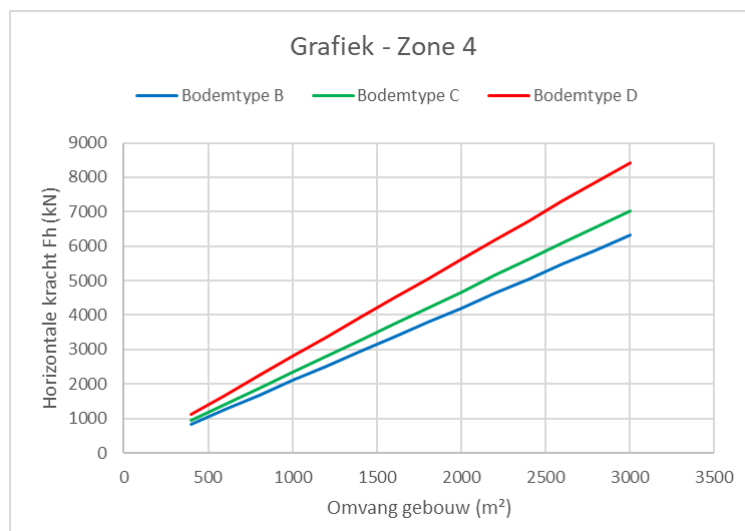
Grafiek 1: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 1



Grafiek 2: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 2



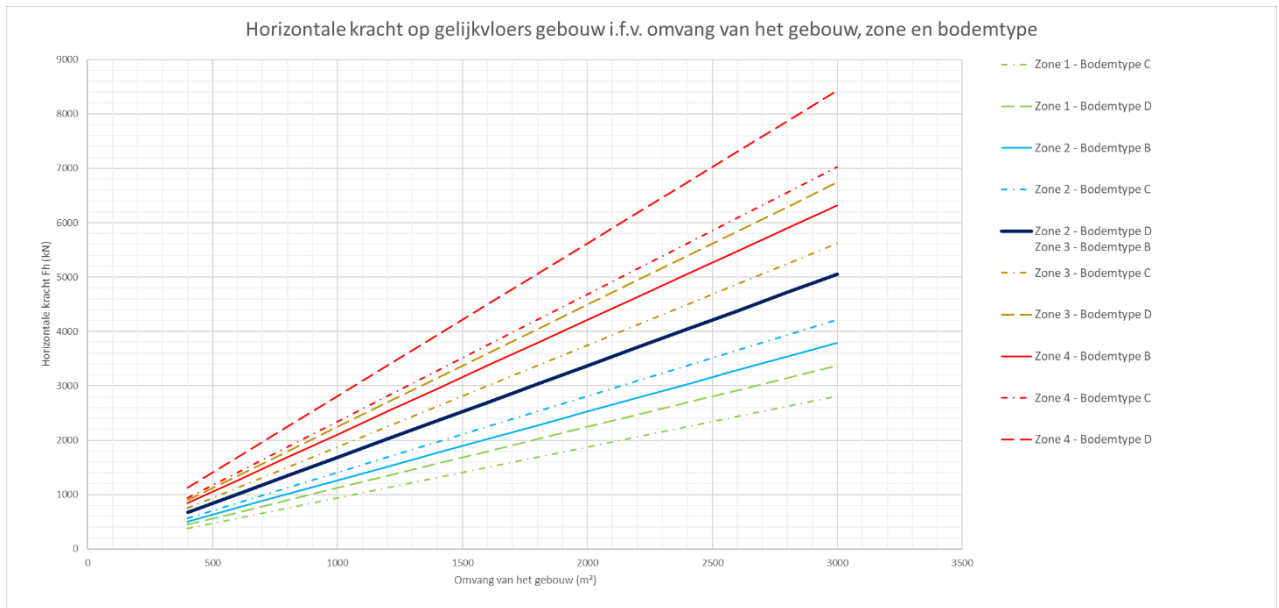
Grafiek 3: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 3



Grafiek 4: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode voor zone 4



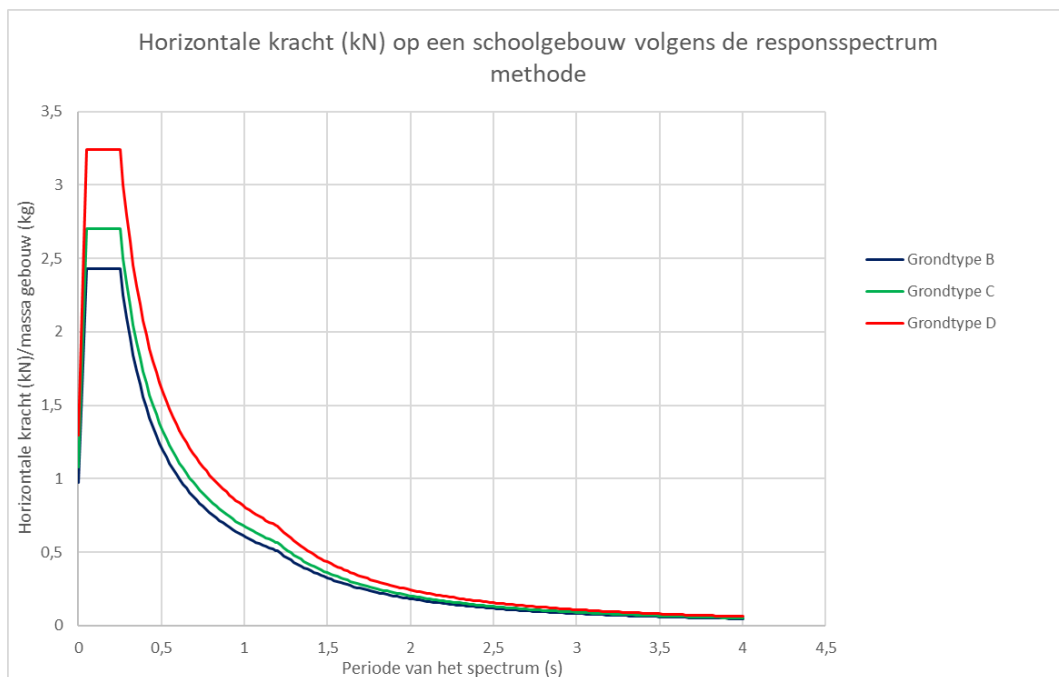
In Grafiek 5 staan al de zones gepresenteerd. Hierin valt op dat de grondversnelling voor zone 2, bodemtype D en de grondversnelling voor zone 3, bodemtype B hetzelfde zijn. Deze lijn valt samen in de grafiek. De vier zones zijn onderverdeeld per kleur en de drie bodemtypes zijn af te lezen aan de hand van het lijntype.



Grafiek 5: Bepaling horizontale kracht volgens factormethode

### 4.3.2 Grafieken voor horizontale kracht – responspectrum methode

De grafiek voor het aflezen van de horizontale kracht op een schoolgebouw wordt ook volgens de responspectrum methode opgesteld. Op de horizontale as staat de trillingsresponsperiode die berekent kan worden zoals beschreven in paragraaf 2.4.2. Op de verticale as staat de horizontale kracht gedeeld door de massa van het gebouw. De horizontale kracht kan eenvoudig afgeleid worden met behulp van Grafiek 6 door de af te lezen waarde te vermenigvuldigen met de totale massa van het gebouw.



Grafiek 6: Bepaling horizontale kracht volgens responspectrum methode

### **4.3.3 Tabel voor de hoeveelheid stabiliteitswanden**

Wanneer de horizontale kracht is berekend of afgelezen uit de grafieken wordt het aantal muren bepaald die noodzakelijk zijn om de seismische stabiliteit van het gebouw te garanderen. De wanden krijgen een gemiddelde lengte opgelegd zodat de verdeling van het aantal lopende meters metselwerk wand en het aantal wanden verhoudingsgewijs vastgelegd wordt. Tabel 14 is tot stand gekomen door een iteratief proces waar het minimaal aantal stabiliteitswanden wordt berekend. Dit bij opgegeven randvoorwaarden van de wanden, een gemiddelde lengte en de horizontale kracht die op het gebouw aangrijpt. Wanneer de waarden niet exact in de tabel staan vermeld kan de waarde geïnterpoleerd of de meest benaderende waarde gebruikt worden.

- Voorbeeld 1: ontwerp van een gebouw

Stel een gebouw met enkel een gelijkvloers en een oppervlakte van 1500 m<sup>2</sup> gesitueerd in zone 2 en bodemtype C. Het gekozen materiaal bestaat uit gelijmde holle betonblokken met een dikte 190 millimeter. De vloeren dragen af op de wanden in de beschouwde en zijn daarom zwaar belast.

Volgens Grafiek 2 zal de horizontale kracht die aangrijpt op het gebouw gelijk zijn aan 2100 kN. Met deze gegevens kan in Tabel 14 bepaald worden dat er zich dan 10 wanden met een gemiddelde lengte van 9 meter of 27 wanden met een gemiddelde lengte van 5 meter in het gebouw moeten bevinden. Voor de eerste optie zal er in het totaal 90 meter stabiliteitswand in het gebouw aanwezig zijn, voor optie twee is dit 135 meter.

- Voorbeeld 2: controle van een bestaand gebouw

Stel het schoolgebouw dat is gebruikt in de casestudy. Het gaat hier over een gebouw dat zich bevindt in zone 3 met bodemtype C. De horizontale kracht werd reeds berekend in paragraaf 3.1 en is gelijk aan 7242 kN.

Na de identificatie van de stabiliteitswanden wordt nagegaan wat de gemiddelde lengte van de stabiliteitswanden is en hoeveel wanden er zich in het gebouw bevinden. Dit gebouw bevat 66 stabiliteitswanden op het gelijkvloers met een gemiddelde lengte van 3,66 meter in de lengterichting. Wanneer dit wordt gecontroleerd in Tabel 14, wordt er geconcludeerd dat het gebouw niet zal voldoen aangezien er minstens 95 wanden moeten zijn die zwaar belast worden met een gemiddelde lengte van 5 meter.

Tabel 14: tabel voor aantal metselwerkwallen bij bepaalde hoeveelheid horizontale kracht

				Horizontale kracht Fh (kN)																					
				500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000		
Materiaalsoort	Dikte wand (mm)	Belasting (kN/m <sup>2</sup> )	Gemiddelde lengte stabiliteitswallen (m)																						
Holle betonblokken (standaard mortel)	d = 14 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	63	126	189																			
			5	24	48	71	95	118																	
			7	13	25	38	50	63	75																
			9	8	16	24	32	40	47	55	63														
		Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )	3	17	34	51	68	85	102	119	135	152	169												
			5	7	14	20	27	33	40	46	53	60	66	73	79	86	92	99	105						
	7		4	8	11	15	18	22	26	29	33	36	40	44	47	51	54	58	62	65	69	72			
	9		3	5	7	10	12	14	17	19	21	24	26	28	31	33	35	38	40	42	45	47			
	d = 19 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	63	125	187																			
			5	24	47	70	93	116																	
			7	13	25	37	49	61	73																
			9	8	16	23	31	38	46	53	61														
Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )		3	17	34	50	67	83	100	117	133	150	166													
		5	7	13	20	26	33	39	45	52	58	65	71	77	84	90	97	103							
	7	4	7	11	14	18	21	25	28	32	35	39	42	46	49	53	56	60	63	67	70				
	9	3	5	7	9	12	14	16	18	21	23	25	27	30	32	34	36	39	41	43	45				
Kalkzandsteen (lijmmortel)	d = 15 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	62	123	184																			
			5	23	46	68	91	113																	
			7	12	24	36	47	59	71																
			9	8	15	22	29	37	44	51	58														
		Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )	3	17	33	49	65	82	98	114	130	146	163	179											
			5	7	13	19	25	31	38	44	50	56	62	68	74	81	87	93	99	105					
	7		4	7	10	14	17	20	24	27	30	34	37	40	44	47	50	54	57	60	64	67			
	9		3	5	7	9	11	13	15	17	19	22	24	26	28	30	32	34	36	38	41	43	45		
	d = 20 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	61	122	183																			
			5	23	45	67	90	112																	
			7	12	24	35	47	58	70	81															
			9	8	15	22	29	36	43	50	57														
Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )		3	16	32	48	64	80	96	112	128	144	160	176												
		5	7	13	19	25	31	37	43	49	55	61	67	73	79	85	91	97	103						
	7	4	7	10	13	17	20	23	26	29	33	36	39	42	46	49	52	55	58	62	65				
	9	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35	37	39	41				
Snelbouwsteen (lijmmortel)	d = 14 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	62	124	186																			
			5	23	46	69	92	115																	
			7	13	25	37	49	61	73																
			9	8	15	23	30	38	45	53	60														
		Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )	3	17	34	50	67	83	100	116	133	149	166												
			5	7	13	20	26	32	39	45	51	58	64	70	77	83	89	96	102						
	7		4	7	11	14	18	21	25	28	32	35	38	42	45	49	52	56	59	63	66	69			
	9		3	5	7	9	12	14	16	18	20	23	25	27	29	31	34	36	38	40	43	45			
	d = 19 mm	Licht belast (10 kN/m <sup>2</sup> )	3	62	123	184																			
			5	23	46	68	91	113																	
			7	12	24	36	48	59	71																
			9	8	15	22	30	37	44	51	59														
Zwaar belast (40 kN/m <sup>2</sup> )		3	17	33	49	65	82	98	114	130	147	163	179												
		5	7	13	19	25	31	38	44	50	56	62	69	75	81	87	93	100							
	7	4	7	11	14	17	21	24	27	31	34	37	41	44	47	51	54	57	61	64	67				
	9	3	5	7	9	11	13	15	17	20	22	24	26	28	30	32	34	37	39	41	43	45			

## 5. AUTOMATISATIE MET EXCEL

### 5.1 WERKING EXCEL DOCUMENT

Doorheen het maken van de casestudy heeft er een interessante ontwikkeling plaatsgevonden. In het proces om de casestudy uit paragraaf 3 te maken, is er gekozen om gebruik te maken van Excel voor het uitvoeren van de controle. De Excel file toont reeds een grote mogelijkheid tot automatisatie van de controle. De gebruikte Excel file kan op dit moment aan de hand van enkele beginwaarden en de wandinfo een volledige controle doorvoeren.

Alvorens de controle gestart wordt, moeten enkele vaste waardes ingegeven worden. Ten eerste de horizontale kracht volgens de gekozen methode, zijnde de factormethode uit paragraaf 2.4.1 of het responspectrum uit paragraaf 2.4.2. Vervolgens worden de karakteristieke sterktes ingegeven van de gebruikte soorten stenen berekend volgens de formules van Eurocode 6 beschreven in paragraaf 3.3. Ten slotte wordt de waarde van de initiële afschuifweerstand  $f_{vk0}$  opgegeven. Deze startwaarden worden weergegeven in Figuur 12. De gekleurde cellen dienen handmatig ingevoerd te worden.

	A	B	C	D	E
1		<b>Fh =</b>	<b>7242</b>	<b>kN</b>	
2		<b>fk140 =</b>	<b>6.94</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
3		<b>fk190 =</b>	<b>6.94</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
4		<b>fvk0 =</b>	<b>0.2</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	

Figuur 12: startwaarden Excel controle

Vervolgens worden de geometrische gegevens van de wanden ingegeven. Dit wilt zeggen de lengte, de hoogte, de dikte van de wand en de grootte van de meest ongunstige opening die aanwezig is. Hierna wordt de controle op de voorwaarden van een stabiliteitswand uitgevoerd.

Deze controles zijn eenvoudig te programmeren met enkele ALS voorwaarden in Excel. Bijvoorbeeld ALS( $d < 138$ , "niet ok", "ok"). Deze formule gaat de eerste voorwaarde van de stabiliteitswand na. Als de dikte van de wand kleiner is dan 138 millimeter dan is de wand "niet ok", anders is de wand "ok". De andere voorwaarden kunnen op dezelfde manier nagegaan worden. Tenslotte volgt er een gelijkaardige controle om na te gaan of alle drie de voorwaarden "ok" zijn waarna de wand een stabiliteitswand is. Deze stappen van de Excel zijn weergegeven in Figuur 13. Via code in Visual Basic wordt er aangegeven aan welk van de voorwaarden niet voldaan is.

6	Nr	L (m)	H (m)	d (mm)	Hopen (m)	tef > 134	hef/tef < 20	L/Hopen > 0.4	Full check
7	82	6.85	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde
8	83	6.85	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde
9	84	2.35	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde
10	85	2.35	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde
11	86	0.7	3.2	140	2.15	Ok	Ok	niet ok	Opening is te groot of muur is te kort, wand voldoet niet
12	87	2.8	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde
13	88	2.85	3.2	140	3.2	Ok	Ok	Ok	Alles in orde

Figuur 13: controle van stabiliteitswand voorwaarde in Excel

Vervolgens dient de chronologie van de formules uit paragraaf 3 volledig gevolgd te worden voor het bepalen van de stijfheid van de wand. Na de sommatie van de stijfheden wordt de horizontale kracht verhoudingsgewijs verdeeld. Deze bepaling van de eigenschappen, stijfheid en verdeling van krachten zijn weergegeven in Figuur 14.

6	E	G	$\alpha$	lw	k'	Aw	K	K/Ktot	Fhi
7	3470	1388	3	3.7E+12	0.83333	959000	268508.844	0.00717	51.9347
8	3470	1388	3	3.7E+12	0.83333	959000	268508.844	0.00717	51.9347
9	3470	1388	3	1.5E+11	0.83333	329000	34248.0318	0.00091	6.62422
10	3470	1388	3	1.5E+11	0.83333	329000	34248.0318	0.00091	6.62422
11									
12	3470	1388	3	2.6E+11	0.83333	392000	51684.0571	0.00138	9.99668
13	3470	1388	3	2.7E+11	0.83333	399000	53795.5155	0.00144	10.4051

Figuur 14: bepaling van eigenschappen, stijfheid en verdeling van krachten

Na de bepaling van de horizontale kracht wordt het moment berekend volgens de formules uit paragraaf 3. Vervolgens worden de verticale krachten ingegeven die volgen uit een lastendaling. Dit dient als laatste handmatig ingegeven te worden. Vanuit deze waarden worden de verdere controles uitgevoerd waarna in de laatste kolom een "ok" of een "niet ok" zal verschijnen. Deze stappen zijn weergegeven in Figuur 15 en Figuur 16. Voor de Excel is er nog geen tweede iteratie opgemaakt. Dit is een mogelijk verbeterpunt samen met enkele optimalisaties. Deze worden verder toegelicht in paragraaf 0.

6	1/3*fhi	2/3*fhi	Med	L/2	Nedi (kN/m)	Ned (kN)	Med
7	17.31157254	34.62314507	276.9851606	3.425	43.60	298.66	276.9851606
8	17.31157254	34.62314507	276.9851606	3.425	43.60	298.66	276.9851606
9	2.208073589	4.416147178	35.32917743	1.175	60.05	141.1175	35.32917743
10	2.208073589	4.416147178	35.32917743	1.175	60.05	141.1175	35.32917743
11				geen stabiliteitswand	53.20	37.24	
12	3.332226568	6.664453135	53.31562508	1.4	53.20	148.96	53.31562508
13	3.468358642	6.936717283	55.49373827	1.425	53.20	151.62	55.49373827

Figuur 15: bepaling van moment en verdere controles (1)

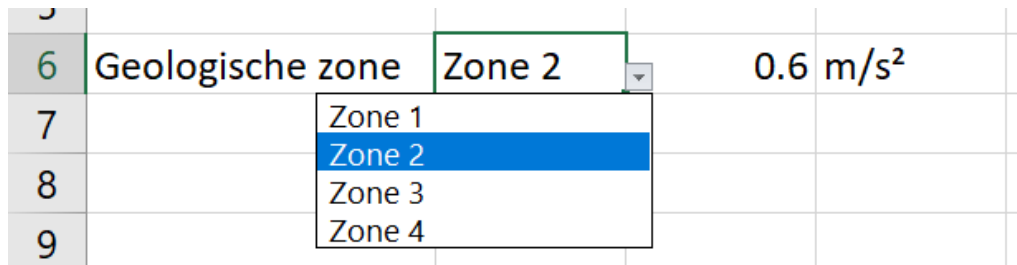
e	controle	fvr	sigmad	fvd	Lc	Vrd	Controle
0.927426373	Ok	0.08	0.311428571	0.204571429	4.995147254	143.0610173	Ok
0.927426373	Ok	0.08	0.311428571	0.204571429	4.995147254	143.0610173	Ok
0.250352915	Ok	0.08	0.428928571	0.251571429	1.849294171	65.1321407	Ok
0.250352915	Ok	0.08	0.428928571	0.251571429	1.849294171	65.1321407	Ok
0.357919073	Ok	0.08	0.38	0.232	2.084161854	67.69357703	Ok
0.366005397	Ok	0.08	0.38	0.232	2.117989206	68.79228942	Ok

Figuur 16: bepaling van moment en verdere controles (2)

## 5.2 OPTIMALISATIES EXCEL

De onderzoeksvraag houdt in tabellen op te stellen voor de controles op de Eurocode 8 normen. Het Excel document dat ontstaan is tijdens de casestudy is geen antwoord op de onderzoeksvraag, maar is een interessant gegeven voor het uitvoeren van Eurocode 8 controles. Om binnen de grenzen van ons onderzoek te blijven en met het gegeven tijdsbestek is op deze materie niet verder ingegaan. Er zijn wel verbeterpunten aan te geven voor toekomstig onderzoek of uitwerking binnen het bureau van AB Associates.

Eén van deze verbeterpunten is het toevoegen van een module voor de berekening van de totale horizontale kracht voor beide methodes. Op deze manier vergt dit geen apart rekenwerk en wordt het meteen geïmplementeerd in de berekeningen. De factormethode kan toegepast worden aan de hand van keuzevakken waar de grondsoort, belangrijkheidsklasse en zone worden aangegeven. Verder worden de geometrische gegevens van het gebouw en het gewicht ingegeven. Alle gegevens waar een keuze gemaakt moet worden uit meerdere opties kan met een dropdown menu uitgevoerd worden zoals weergegeven in Figuur 17.



Figuur 17: dropdown menu van geologische zones

Het handmatig invoeren van de muren neemt het meeste tijd beslag in de controle met het Excel document. Hier kan een oplossing voor gevonden worden door een opgeleide informaticus. Deze persoon kan in staat zijn de gegevens automatisch te laten overnemen uit bijvoorbeeld AutoCAD of andere modelleringsprogramma's. Ten slotte kunnen alle niet relevante tussenstappen in de achtergrond verwerkt worden, zodat het Excel document minder druk en meer overzichtelijk wordt.

Het Excel document in zijn huidige vorm is bruikbaar om controles te doen op de stabiliteit van het gebouw volgens Eurocode 8. Door het handmatig invoeren van de gegevens neemt dit echter veel tijd in beslag. Het gebruiken van de Excel is enkel aan te raden als een zeer precieze controle nodig is of als het zich loont de tijd te voorzien om het in te vullen. Mits enige optimalisatie en verbetering is het een interessant gegeven. Een controle uitvoeren op een digitale manier biedt meer flexibiliteit en aanpassingsmogelijkheden. De controle verloopt vlot en de resultaten uit deze controle zijn accurater.



## 6. CONCLUSIE

---

Het gebruiken van gestandaardiseerde tabellen biedt voordelen door het verkorten van de controletijd. Dit gaat echter ten koste van de accuraatheid van de resultaten. Uit de tabellen wordt afgeleid dat muren welke niet zwaar belast worden weinig toepassingsmogelijkheden hebben voor de seismische stabiliteit van een gebouw. In deze gevallen wordt er geopteerd voor andere verstijvingselementen zoals betonwanden, stijve kernen of windverbanden.

Door de aanwezigheid van de vele parameters is de controle opgedeeld in twee stappen om voldoende overzicht te bewaren. De grafieken worden gebruikt voor het bepalen van de horizontale kracht. Uit de tabel volgt het aantal wanden nodig aan de hand van een gemiddelde lengte.

De casestudy was noodzakelijk voor het uitvoeren van het onderzoek en het kennismaken met de controles volgens Eurocode 8. Het schoolgebouw voldoet uiteindelijk niet aan de controles nodig voor de seismische weerstand. De bijdrage van de andere verstijvingselementen zijn niet in rekening gebracht en kunnen leiden tot een positief resultaat van de seismische weerstand.

Het onderzoek biedt vervolgens mogelijkheden naar verdere uitbreiding van de materie. Zo kunnen verschillende gebouwtypologieën benadert worden, het gebruik van andere materialen, een uitbreiding met grondtypes A en E voor andere landen en het in rekening brengen van de bijdrage van andere stabiliserende elementen. Ten slotte kan de automatisatie van de controle verder geoptimaliseerd worden om een efficiënt programma te bekomen.





## BIBLIOGRAFIE

---

- [1] «Over AB Associates,» ABAssociates, [En ligne]. Available: <https://www.abassociates.be/over-ons/>.
- [2] «De seismograaf,» Naruurrampen, [En ligne]. Available: <https://leerjaar1-natuurrampen.jouwweb.nl/onderwerp-2-aardbevingen/opdracht-4a-de-seismograaf>.
- [3] Koninklijke sternwacht van België, «Seismologie en gravimetrie,» Koninklijke sterrenwacht van België, [En ligne]. Available: <http://seismologie.be/nl>. [Accès le 12 08 2019].
- [4] «Seismometer,» Natuurinformatie, [En ligne]. Available: <http://www.natuurinformatie.nl/ndb.mcp/natuurdatabase.nl/i000645.html>.
- [5] NBN EN 1991: Eurocode 1: General actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings, Brussel: Bureau van normalisatie, 2015.
- [6] NBN EN 1996: Eurocode 6 - Design of masonry structures, Brussel: Bureau van normalisatie, 2015.
- [7] NBN EN 1996 ANB: Eurocode 6 - Design of masonry structures - National annex, Brussel: Bureau van normalisatie, 2016.
- [8] NBN EN 1998: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Brussel: Bureau van normalisatie, 2015.
- [9] NBN EN 1998 ANB: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - National annex, Brussel: Bureau van normalisatie, 2011.
- [10] «Stabiliteitswanden,» chez *STS22-2: metselwerk voor laagbouw - stabiliteit*, FOD economie, n.t.b..
- [11] *Minimale oppervlaktepercentage aan dwarswanden*. [Art]. FOD economie, n.t.b..
- [12] *Responspectrum*. [Art]. Bureau van normalisatie, 2015.
- [13] *Kaart aardbevingsgebieden*. [Art]. FOD economie, n.t.b..
- [14] *categorieën van belangrijkheid van gebouwen*. [Art]. FOD economie, n.t.b..
- [15] *Indeling in bodemsoorten*. [Art]. FOD economie, n.t.b..
- [16] *Coëfficiënt S in functie van bodemsoort*. [Art]. FOD economie, n.t.b..
- [17] *Parameterwaarden die het aanbevolen elastisch responspectrum beschrijven van type 2*. [Art]. Bureau van normalisatie, 2015.
- [18] *Voorwaarden voor weerstand tegen aardbevingen*. [Art]. Bureau van normalisatie, n.t.b..
- [19] *Waarden van de initiële schuifsterkte  $f_{vk0}$* . [Art]. Bureau van normalisatie, 2015.
- [20] *Waarden voor K bij gebruik van mortel voor algemene toepassingen, lijm mortel of licht gewicht mortel*. [Art]. Bureau voor normalisatie, 2015.
- [21]  *$\psi$ -coëfficiënten, overgenomen uit de norm NBN EN 1990 en uit het ontwerp van*. [Art]. WTCB, 2003.