

Kostenoptimalisatie van een stabiliserend element in een hoogbouwproject

Eindrapport

Rens van Leijden
0878197



TITELPAGINA

Kostenoptimalisatie van een stabiliserend element in een hoogbouwproject
Eindrapport

Hogeschool Rotterdam, Instituut voor Gebouwde Omgeving, Civiele Techniek
CIVAFS40
Rotterdam, 13 juni '17

Opdrachtgevers

Hogeschool Rotterdam
IMd raadgevende ingenieurs

Begeleiders

Merlijn Kamps
Michiel Niens

Student

Rens van Leijden 0878197

VOORWOORD

Voor u ligt de scriptie ‘Kostenoptimalisatie van een stabiliserend element in een hoogbouwproject’. Het onderzoek voor deze scriptie is uitgevoerd bij IMd Raadgevende Ingenieurs. Deze scriptie is geschreven in het kader van mijn afstuderen aan de opleiding Civiele Techniek aan de Hogeschool Rotterdam, Instituut voor de Gebouwde Omgeving. Vanaf februari 2017 tot en met juni 2017 ben ik bezig geweest met het opstellen, uitvoeren en schrijven van deze scriptie.

Tijdens mijn sollicitatie bij IMd Raadgevende Ingenieurs ben ik samen met Remko Wiltjer een onderwerp voor deze scriptie overeengekomen; het nieuwe hoogbouw project Grotius te Den Haag. Vervolgens heb ik met hulp van mijn stagebegeleiders Merlijn Kamps en Michiel Niens een onderzoek voor dit onderwerp bedacht.

Bij deze wil ik beide begeleiders niet alleen bedanken voor hun begeleiding wanneer ik die nodig had, maar ook voor hun medeleven en het begrip voor de situatie ik mij bevond en welke impact deze had op zowel mijzelf als het afstuderen. Tevens wil ik mijn vrienden bedanken, van wie er een aantal tegelijk met mij aan het afstuderen was, bedanken voor hun mentale steun. Dat is erg belangrijk geweest en we hebben elkaar wijze raad kunnen geven.

In het bijzonder wil ik mijn moeder bedanken, die ondanks de moeilijke tijd zichzelf goed staande heeft gehouden en zelfs de tijd vond om mij te helpen met het redigeren van deze scriptie.

Ten slotte wil ik Jeroen Groot bedanken dat hij mij in contact heeft gebracht met IMd Raadgevende Ingenieurs.

Ik wens u veel leesplezier toe.

Rens van Leijden

Rotterdam, 12 juni 2017

SAMENVATTING

Op de Grotiusplaats gelegen tussen de Utrechtse baan, de Koninklijke Bibliotheek en de trambaan te Den Haag, wordt een nieuw hoogbouw project ontwikkeld, Grotius. Tot dit project behoren twee woontorens, Grotius I en Grotius II met een hoogte van respectievelijk 120 meter en 100 meter. Deze zijn verbonden met elkaar middels een twee-laagse ondergrondse parkeergarage. Deze parkeergarage dient tevens als fundering voor beide torens. De stabiliteit van beide torens wordt verzorgd door betonnen woning scheidende wanden, doorlopend tot in de kelder.

Dit afstudeeronderzoek heeft als doel de stabiliserende elementen (i.e. de woning scheidende wanden) te optimaliseren qua kosten. Hiervoor werd de woontoren Grotius I gekozen. Deze keuze is gemaakt vanwege de grote hoogte en relatief 'slappe' stabiliserende elementen van deze woontoren. De stabiliteit in de maatgevende richting wordt namelijk verzorgd door vijf betonnen wanden met een relatief dunne wanddikte van 250 mm.

Voordat het onderzoek verricht kon worden zijn eerst alle uitgangspunten verzameld. Hierbij waren niet alleen de belastingen en eisen van hoogbouw belangrijk, maar ook het ontwerp zelf. Op het moment dat er begonnen werd met het afstuderen lag er namelijk enkel nog een architectonisch ontwerp. Dit ontwerp is als basis gebruikt waarbij voor de constructieve opbouw verschillende aannames zijn gemaakt. Later in het afstudeerproces werd het constructieve voorlopig ontwerp (VO) van IMd vrijgegeven. Dit VO is vervolgens vergeleken met het eigen ontwerp, waarbij de eerder gemaakte aannames werden gecontroleerd en zo nodig aangepast.

Vervolgens is de opbouw van de vijf stabiliserende momenten bepaald, zodat de stijfheid bepaald kon worden. Na de berekening van de stijfheid werd geconcludeerd dat de gebruikte methode (Coull & Choudhury) voor deze berekening tekort schoot bij wanden met twee rijen sparingen. Om deze reden is er een referentiecasse gemaakt die deze methode onderzocht voor het gebruik bij wanden met twee sparingen. In deze referentiecasse werden de resultaten van verschillende invoergegevens gecontroleerd met een rekenmodel van eenzelfde wand. Hieruit bleek dat de stijfheden van deze wanden met een factor twee tot drie te laag werden berekend door het gebruiken van de verkeerde invoergegevens.

Na het bepalen van de stijfheden van de stabiliserende elementen werd de krachtsverdeling over de elementen bepaald. Tevens werd de maatgevende wand gekozen, waarop het onderzoek zich zou richten. Deze maatgevende wand betrof de 'slapste' wand, oftewel de wand met de laagste stijfheid.

Nu de maatgevende wand en de hoeveelheid belasting die deze opneemt bekend was, werd deze wand opgedeeld in twee bouwdelen; de boven- en onderbouw. Deze deling is zodanig gekozen dat de wanddikte en betonklasse per bouwdeel over de hoogte hetzelfde blijft. Dit was nodig opdat later middels handberekeningen varianten bepaald konden worden. Aangezien de eigenschappen van deze maatgevende wand zijn aangepast voor het onderzoek wordt deze de basisvariant genoemd. Voor deze basisvariant zijn middels het eindige-elementen rekenprogramma SCIA-engineer de bijdragen aan de totale doorbuiging per bouwdeel berekend. Aan de hand van deze doorbuigingen konden de procentuele bijdragen worden bepaald. Deze procentuele bijdragen vormden de basis voor de varianten; per variant werden de procentuele bijdragen van de bouwdelen gevarieerd. Deze bijdrage in doorbuiging kon vervolgens middels handberekeningen gebaseerd op vergeetmijnetjes worden omgezet in een buigstijfheid voor deze bouwdelen.

Vervolgens werden via de aanname dat het beton niet scheurt de benodigde eigenschappen van deze varianten bepaald. Hierbij zorgde deze aanname ervoor dat theoretisch gezien de componenten van de buigstijfheid (i.e. elasticiteitsmodulus en traagheidsmoment) niet zouden veranderen. Dit maakte het mogelijk om per variant het benodigde traagheidsmoment te berekenen aan de hand van de elasticiteitsmodulus per betonklasse. Om de benodigde dikte van de wand te berekenen werd de standaard formule van het traagheidsmoment toegepast:

$$\frac{1}{12} * d_{wand} * h_{equivalent}^3$$

De hoogte die in deze berekening werd gebruikt is berekend middels de in SCIA-engineer berekende buigstijfheid van de basisvariant. Door deze hoogte te gebruiken werd de invloed van de sparingen op het traagheidsmoment in rekening gebracht.

Nu de verschillende varianten met hun eigenschappen bekend waren, konden deze worden vergeleken aan de hand van de totale kosten. In deze kosten werden vier waarden meegenomen; materiaalkosten bovenbouw, kostenderving bovenbouw, materiaalkosten onderbouw en kostenderving onderbouw. Voor de materiaalkosten werd zowel het beton als het betonstaal meegenomen, waarbij de kosten van het betonstaal werden gebaseerd op de indicatiehoeveelheden opgesteld door IMd. Deze hoeveelheden zijn later gecontroleerd of deze juist waren, wat het geval was. Met betrekking tot de kostenderving van de bovenbouw werd er gekeken naar de hoeveelheid vloeroppervlak die de wand in gebruik nam. Hiervoor werd een prijs per m² vloer bepaald welke is gebaseerd op actuele prijzen in Den Haag. Voor de onderbouw werd de kostenderving berekend aan de hand van verloren parkeerplekken. Wanneer een bepaalde dikte werd overschreden zouden er parkeerplekken verloren gaan wat resulteerde in een verloren opbrengst; de kostenderving.

Nadat alle varianten waren vergeleken qua kosten bleek de variant waarbij de onderbouw net iets stijver was dan de basisvariant de goedkoopste. De reden hiervoor was dat bij een investering in materiaal in de onderbouw de bovenbouw slanker kon worden geconstrueerd, wat resulteerde in een lagere kostenderving. Tevens kon de basisvariant ook geoptimaliseerd worden; deze verschilde ongeveer €10.000,- met de goedkoopste variant. Wanneer de onderbouw nog stijver werd gebouwd zouden de materiaalkosten de winst in kostenderving overschrijden. Dit resulteerde in een optimum voor de bijdrage aan de doorbuiging per bouwdeel. Het optimum voor de berekende wand ligt tussen onderstaande waarden:

- Aandeel bovenbouw;
 - 75% - 82,5%;
- Aandeel onderbouw;
 - 25% - 17,5%.

Ten opzichte van de basisvariant was de goedkoopste variant ongeveer €60.000,- goedkoper. Aangezien dit maar één wand betrof zou de totale winst bij vijf wanden maar liefst €300.000,- kunnen zijn. Voor de opdrachtgever van het project Grotius zou het dus lonen om een volledig onderzoek te doen naar de kostenderving van de stabiliserende elementen. Een volledig onderzoek is nodig aangezien er in dit afstudeeronderzoek meerdere aannamen zijn gedaan die van invloed zijn op de krachtsverdeling en vervorming.

Niet alleen voor het project Grotius maar ook voor andere hoogbouw projecten kan een onderzoek naar de kostenderving een vermindering in kosten opleveren. Naarmate het project meer omvang heeft zal de invloed hiervan ook toenemen. Niet voor niets is er voor de bouw van De Rotterdam ook een vergelijkbaar onderzoek gedaan.

INHOUD

Titelpagina	i
Voorwoord	ii
Samenvatting.....	iii
Inhoud	1
Lijst van figuren	3
Lijst van tabellen.....	3
Lijst van grafieken.....	4
Inleiding.....	5
1 Uitgangspunten	6
1.1 Algemene uitgangspunten	6
1.2 Gebruikt ontwerp	6
1.2.1 Fundering.....	8
1.3 Belastingen	9
1.3.1 Vloerbelastingen.....	9
1.3.2 Dakbelastingen	11
1.3.3 Gevel.....	11
1.4 Windbelasting.....	11
1.5 Belastingcombinaties	12
1.5.1 Dynamische en statische belastingen	12
1.5.2 Uiterste grenstoestand.....	13
1.5.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand	13
2 Te onderzoeken stabiliserende element.....	14
2.1 Meewerkende elementen	15
2.2 Maatgevende element	15
2.2.1 Vloerbelasting.....	15
2.2.2 Sparingen in wand	16
2.2.3 Keuze	16
2.3 Krachtsverdeling.....	16
2.3.1 Bepaling veerstijfheid	16
2.3.2 Bepaling krachtsverdeling	17
2.3.3 Resultaten.....	17
2.4 Referentiecasse.....	17
2.4.1 Doel van de case.....	17
2.4.2 Aanpak.....	17
2.4.3 Maatgevende wand.....	18

2.4.4	Resultaten referentiecasse	18
2.4.5	Nieuwe krachtsverdeling.....	18
2.4.6	Maatgevende windbelasting.....	18
3	Onderzoeksaanpak.....	19
3.1	Buigstijfheid.....	19
3.2	Bovenbouw - onderbouw.....	19
3.3	Basisvariant	20
3.4	Doorbuiging naar buigstijfheid.....	22
3.5	Buigstijfheid naar kosten.....	22
3.5.1	Equivalente hoogte	23
3.5.2	Betonkwaliteit	23
3.6	Kostenbepaling.....	24
3.6.1	Achterwege gelaten kosten.....	24
3.6.2	Materiaalkwaliteit	25
3.6.3	Materiaalhoeveelheid	25
3.6.4	Kostenderving.....	26
3.7	Geluidsisolatie	27
4	Onderzoek	28
4.1	Onderzoeksvarianten	28
4.1.1	Variant 1	28
4.1.2	Variant 2	29
4.1.3	Variant 3	29
4.1.4	Variant 4	29
4.1.5	Variant 5	29
4.1.6	Variant 6	29
4.1.7	Vergelijking richtwaarden	30
4.2	Optimalisatie onderzoeksvarianten	30
4.2.1	Berekeningsmethode	31
4.2.2	Basisvariant	31
4.2.3	Variant 1	32
4.2.4	Variant 2	32
4.2.5	Variant 3	32
4.2.6	Variant 4	33
4.2.7	Variant 5	33
4.2.8	Variant 6	33
4.2.9	Vergelijking resultaten varianten	34
4.3	Goedkoopste variant.....	34

4.3.1	Keuze goedkoopste variant	35
4.3.2	Controle variant 1	35
5	Conclusie	41
5.1	Optimale ontwerp	41
5.2	Toepassing op andere projecten	41
6	Bibliografie	42

LIJST VAN FIGUREN

Figuur 1: plattegrond B.G. Grotius I (MVRDV, 2017)	6
Figuur 2: plattegrond P.G. Grotius I & II (MVRDV, 2017)	6
Figuur 3: langsdoorsnede Grotius I (MVRDV, 2017)	7
Figuur 4: plaatsing funderingspalen stabiliteitswand	8
Figuur 5: schoorstand funderingspalen	8
Figuur 6: plattegrond B.G.	14
Figuur 7: plattegrond Mezzanine	14
Figuur 8: plattegrond verdieping 26	14
Figuur 9: plattegrond verdieping 34	14
Figuur 10: plattegrond verdieping 38 (bovenste verdieping)	14
Figuur 11: stabiliserende elementen doorlopend tot fundering (VO IMd)	15
Figuur 12: resulterende momenten door zowel windbelasting (rood) als blijvende belastingen (blauw)	21
Figuur 13: invloedslengte wand op kostenderving vloeroppervlak	26
Figuur 14: spanningen wind van links (BGT)	36
Figuur 15: spanningen wind van rechts (BGT)	36
Figuur 16: trekspanningen in kopse wand (wind van rechts).....	37
Figuur 17: trekspanningen in kopse wand (wind van links)	37
Figuur 18: bovenbelasting op kopse wand	37
Figuur 19: vervorming kopse wand (wind van links).....	38
Figuur 20: vervorming kopse wand (wind van rechts)	38
Figuur 21: vervorming wind van links (BGT)	38
Figuur 22: vervorming wind van rechts (BGT).....	38
Figuur 23: maximale drukspanningen variant 1 (UGT).....	39
Figuur 24: maximale trekspanningen variant 1 (UGT)	40

LIJST VAN TABELLEN

Tabel 1: vloerbelastingen 1	9
Tabel 2: vloerbelastingen 2	9
Tabel 3: vloerbelastingen 3	9
Tabel 4: vloerbelastingen 4	10
Tabel 5: vloerbelastingen 5	10
Tabel 6: vloerbelastingen 6	10
Tabel 7: vloerbelastingen 7	10
Tabel 8: vloerbelastingen 8	10
Tabel 9: dakbelastingen	11

Tabel 10: tabel NB.5 volgens de NEN-EN 1991 NB t.b.v. belastingcombinaties CC3	12
Tabel 11: tabel A1.4 volgens de NEN-EN 1990-1-1 t.b.v. belastingcombinaties in de BGT	12
Tabel 12: procentuele krachtsverdeling per wand	17
Tabel 13: resultaten veerstijfheden referentiecasse	18
Tabel 14: vergelijking verdeling windbelasting voor en na referentie case	18
Tabel 15: uitkomsten bijdragen vervorming basisvariant	20
Tabel 16: procentuele bijdragen aan doorbuiging basisvariant	20
Tabel 17: berekende buigstijfheden voor maatgevende situatie	22
Tabel 18: betonklassen (Mebn , 2017))	24
Tabel 19: prijzen betonklassen	25
Tabel 20: onderzoekvarianten a.d.h.v. bijdrage aan totale doorbuiging	28
Tabel 21: goedkoopste varianten en diens betonklassen met dikte	34
Tabel 22: kostenvergelijking twee goedkoopste varianten	35

LIJST VAN GRAFIEKEN

Grafiek 1: bijdrage totale doorbuiging	30
Grafiek 2: vergelijking buigstijfheden boven- en onderbouw	30
Grafiek 3: kosten per betonklasse	31
Grafiek 4: kosten per betonklasse	32
Grafiek 5: kosten per betonklasse	32
Grafiek 6: kosten per betonklasse	32
Grafiek 7: kosten per betonklasse	33
Grafiek 8: kosten per betonklasse	33
Grafiek 9: kosten per betonklasse	33
Grafiek 10: vergelijking goedkoopste varianten	34

INLEIDING

Voor het nieuwbouwproject Grotius worden er twee nieuwe woontorens ontworpen die zijn verbonden door middel van een ondergrondse parkeergarage. Deze twee woontorens zijn respectievelijk 120 meter (Grotius I) en 100 meter (Grotius II) hoog. In beide woontorens zullen woning scheidende wanden doorlopend tot de keldervloer zorgen voor de stabiliteit. Hierbij zijn de vijf woning scheidende wanden in Grotius I kritieke punten. Niet alleen zullen deze wanden veel windbelasting op moeten vangen vanwege de grote hoogte en breedte van het pand, maar zorgt het ontwerp ervoor dat deze 'slapper' zijn dan normaal. Deze woning scheidende wanden hebben namelijk een streefdikte van 250 mm, wat voor deze bouwhoogte redelijk dun is.

In dit onderzoek wordt de stabiliteit van Grotius I onderzocht. Waarbij er wordt ingezoomd op één woning scheidende wand; de 'slapste' wand. Het doel is niet alleen een ontwerp te maken dat voldoet aan de eisen van hoogbouw, maar ook een zo goedkoop mogelijk ontwerp. Hierbij wordt gekeken op welke manier de woning scheidende wand van invloed is op de totale doorbuiging van de woontoren en welke eigenschappen hier mee te maken hebben. Hiervoor zijn een hoofdvraag en drie deelvragen opgesteld, die tot de leidraad van dit onderzoek behoren:

"Wat is het optimale ontwerp t.b.v. de zwaarst belaste stabiliteitswand van Grotius I om deze te kunnen laten voldoen aan de eisen van hoogbouw?"

En de volgende deelvragen:

"Welke wanden/kolommen gaan er meewerken aan de stabiliteit van Grotius I?"

"Wat wordt de maatgevende wand ten behoeve van de stabiliteit van Grotius I?"

"Welke varianten van deze wand zijn er mogelijk en hoe gedragen deze zich met betrekking tot stijfheid, krachtsverdeling en vervorming?"

De beantwoording van deze hoofd- en deelvragen zal zowel via handberekeningen als computermodellen geschieden. Uitgangspunt hiervoor is dat een computermodel leidt tot handberekeningen, die vervolgens weer worden gecontroleerd door een computermodel. Als computermodel wordt het rekenprogramma SCIA-engineer gebruikt.

In hoofdstuk 1 worden de uitgangspunten van het ontwerp zelf en de belastingen beschreven. Deze vormen de basis van het onderzoek. In hoofdstuk 2 worden de eerste twee deelvragen beantwoord; welke woning scheidende wanden werken nu daadwerkelijk mee met de stabiliteit en welke is hierbij maatgevend. De maatgevende wand die hier uit volgt wordt gebruikt voor de beantwoording van zowel de laatste deelvraag als de hoofdvraag. In hoofdstuk 3 wordt de daadwerkelijke onderzoeksaanpak besproken; welke eigenschappen zijn van invloed op de doorbuiging, hoe kunnen middels handberekeningen varianten worden bepaald en welke kosten worden meegenomen in de beoordeling van deze varianten. In hoofdstuk 4 worden de varianten opgesteld die zijn berekend middels de methode uit het voorgaande hoofdstuk. Tevens worden hier de kosten van deze varianten benoemd zodat deze vergeleken kunnen worden. Uiteindelijk volgt hieruit een goedkoopste variant, die via het computermodel wordt getoetst. Deze toetsing is bedoeld als controle van de eerdere handberekeningen. In hoofdstuk 5 zal worden gereflecteerd op de hoofdvraag en wordt er een algemene conclusie gegeven met betrekking tot andere projecten.

1 UITGANGSPUNTEN

1.1 ALGEMENE UITGANGSPUNTEN

Op basis van de NEN-EN 1990 NB gelden de volgende uitgangspunten:

Woontoren Grotius I:

Betrouwbaarheidsklasse:	RC3
Gevolgsklasse:	CC3
Gebruiksklasse:	A

Parkeergarage Grotius I & II:

Betrouwbaarheidsklasse:	RC3
Gevolgsklasse:	CC3
Gebruiksklasse:	F

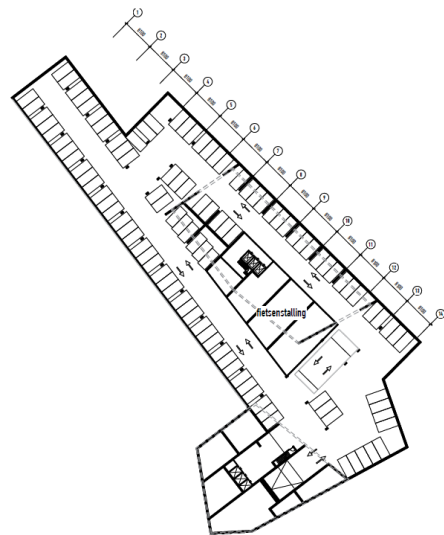
1.2 GEBRUIKT ONTWERP

Aangezien er tijdens het begin van het afstuderen nog geen voorontwerp lag werd er gewerkt met het laatste architectonische ontwerp, waarop de eerste aannames werden gebaseerd. Later kwam het Voorlopig Ontwerp (VO) van IMd vrij, waarna de eigen gemaakte aannames werden vergeleken en waar nodig aangepast. Voor de documentatie hiervan zie Bijlage H1.1.

Op Figuur 1 hieronder valt te zien dat de begane grond voor een uiteenlopende hoeveelheid verschillende doeleinden wordt gebruikt. In Figuur 2 ernaast is de plattegrond van de parkeergarage verdieping -1 te zien. Hier valt te zien dat het gewicht van het bovenliggende gebouw Grotius I zal worden gedragen door grote schijven. Deze schijven lopen door tot in verdieping -2 van de parkeergarage, waar zij rusten op een paalfundering (zie H1.2.1). Alle wanden in onderstaande figuren hebben een streefdikte van 450 mm.



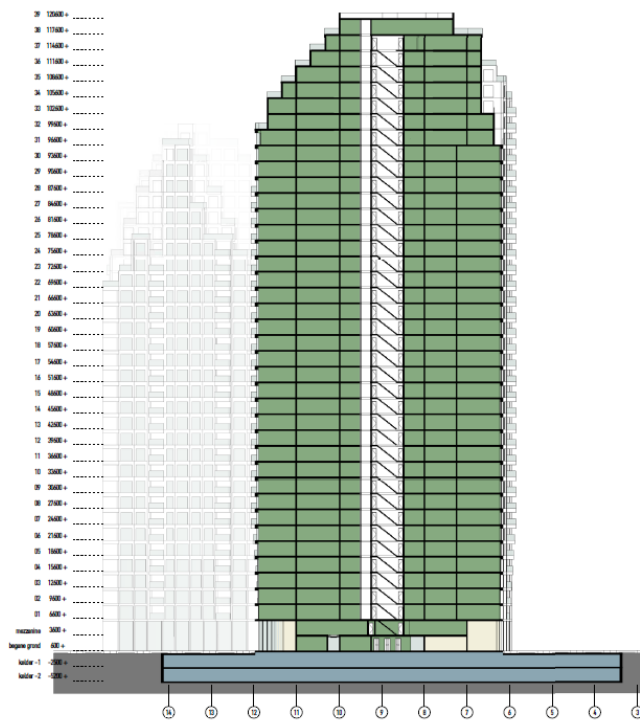
Figuur 1: plattegrond B.G. Grotius I (MVRDV, 2017)



Figuur 2: plattegrond P.G. Grotius I & II (MVRDV, 2017)

Een langsdoorsnede van Grotius I valt hieronder in Figuur 3 te zien. Zoals opvalt lopen de woning scheidende wanden, die voor de stabiliteit moeten zorgen in dwarsrichting (loodrecht op de figuur), niet door tot in de kelder. Dit komt vanwege de variërende functies vanaf de mezzanine. De schijven in

de parkeergarage zijn overigens niet weergegeven. De streefdikte van de wanden in het woongedeelte (vanaf verdieping 01) bedraagt 250 mm.



Figuur 3: langsdoorsnede Grotius I (MVRDV, 2017)

Aangezien de scope van dit onderzoek op de stabiliteit ligt wordt de maatgevende richting hiervoor de stabiliteit in de dwarsrichting. De bijbehorende gegevens die vervolgens gebruikt zullen worden ten behoeve van het bepalen van de windbelasting zijn als volgt:

$b = 51,5 \text{ meter}$;

$d = 22,5 \text{ meter}$;

$h_{\text{boven}} = 120,6 \text{ meter}$.

Tevens is er een kelder aanwezig met de volgende diepte:

$h_{\text{onder}} = 5,2 \text{ meter}$

Waarmee de totale hoogte komt te liggen op:

$h_{\text{totaal}} = 125,8 \text{ meter}$

De gestorte vloeren in het appartementencomplex hebben de volgende dikte:

$d = 260 \text{ mm}$

Voor de garage geldt dat er breedplaatvloeren zullen worden toegepast, hiervoor wordt de volgende dikte in gestort beton aangehouden:

$d = 350 \text{ mm}$

De toegepaste betonklassen zoals bepaald in het VO van IMd zijn als volgt:

- C30/37;
 - Betonwanden verdiepingen bovenste halve hoogte;
- C55/67;
 - Betonwanden kelder;
 - Betonwanden B.G. en Mezzanine;
 - Betonwanden tot halve hoogte.

1.2.1 Fundering

De fundering heeft veel invloed op de totale doorbuiging van hoogbouw. Aangezien er nog geen geotechnisch onderzoek is verricht worden aannamen gemaakt op basis van zowel het VO als een vergelijkbaar project. Aangezien de fundering buiten de scope van het project ligt is het voldoende hier een conservatieve aanname voor te maken.

1.2.1.1 Veerstijfheid

De vervorming door de rotatie van de fundering staat in verband met diens veerconstante. Vanuit het VO is het volgende aangegeven:

- 'Grotius I 270 palen ø530/650 (4500 à 5000 kN)'

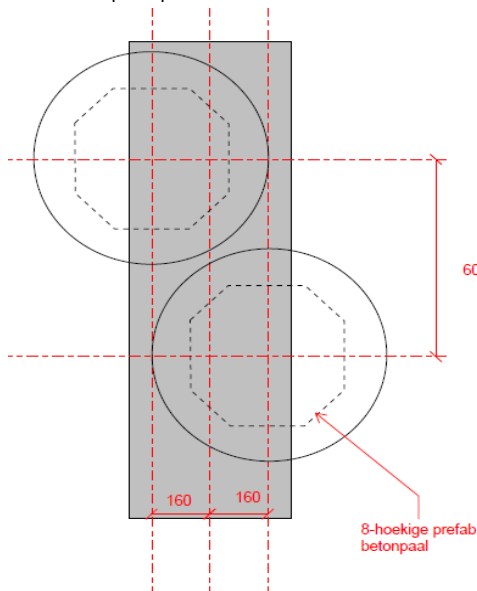
Bij het project 'Amstel Tower' welke eveneens is ontworpen door IMd zijn de volgende vergelijkbare palen met bijbehorende gegevens toegepast:

- Palen ø500 (4300 kN);
 - Statische veerstijfheid: 66.500 kN/m;
 - Dynamische veerstijfheid: 202.600 kN/m.

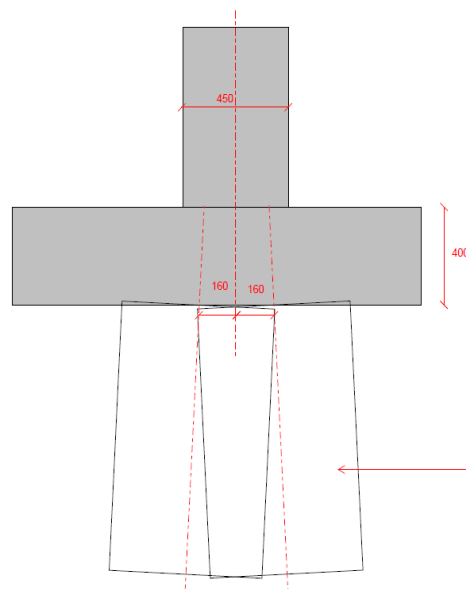
Aangezien de toe te passen palen in Grotius I een grotere diameter zullen hebben zal de veerstijfheid hiervan ook groter uitvallen. Vandaar is het conservatief om de veerstijfheid van de palen van Amstel Tower aan te houden.

1.2.1.2 Lijnondersteuning

Ten behoeve van de latere stabiliteitsberekening wordt de paalfundering omgezet in een lijnondersteuning. Hiervoor worden Figuur 4 en Figuur 5 aangehouden, waarin te zien valt dat deze een hart op hart afstand van 600 mm hebben samen met een excentriciteit van 160 mm. Deze excentriciteit samen met een schoorstand van 1:20 zorgen ervoor dat er wordt voldaan aan de minimale paalpuntafstand.



Figuur 4: plaatsing funderingspalen stabiliteitswand



Figuur 5: schoorstand funderingspalen

Vervolgens worden de volgende waarden voor de lijnondersteuning aangehouden:

$$k_{\text{lijnondersteuning; statisch}} = \frac{66.500}{0,6} = 110.833 \text{ kN/m(/m)}$$

$$k_{\text{lijnondersteuning; dynamisch}} = \frac{202.600}{0,6} = 337.666 \text{ kN/m(/m)}$$

Deze lijnondersteuning wordt in het gehele onderzoek niet meer aangepast, zo worden invloeden vanuit de fundering uitgesloten.

1.3 BELASTINGEN

In dit hoofdstuk worden de verticale belastingen op de woontoren Grotius I vastgelegd. Hiervoor wordt de laatste NEN-EN 1991 belastingen op constructies gehanteerd. De verschillende soorten ruimten die worden belast zijn als volgt:

- Appartementen
 - Betonnen gedeelte
 - Kroon;
- Ontsluiting & algemeen;
- Balkons;
- Terrassen;
- Bergingen & technische ruimten;
- Begane grond → commerciële ruimte;
- Parkeergarage vloer;
- Parkeergarage dak;
- Woontoren dak (terras).

Voor de belastinggevallen zoals deze in het rekenmodel worden toegepast worden zie Bijlage H1.2. Deze belastinggevallen zijn gebaseerd op de belastingen zoals in dit hoofdstuk aangegeven.

1.3.1 Vloerbelastingen

Tabel 1: vloerbelastingen 1

Appartementen (kroon) <i>Wonen en huishoudelijk gebruik</i>	dikte (mm)	permanent q_p (kN/m ²)	opgelegd q_k (kN/m ²)	mom. factor		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
Lewisvloer		1				
Afwerking	60	1,2				
Plafond		0,2				
Lichte scheidingswanden			0,8			
Opgelegde belasting			1,75			
Totaal		2,4	2,55	0,4	0,5	0,3

Tabel 2: vloerbelastingen 2

Appartementen <i>Wonen en huishoudelijk gebruik</i>	dikte (mm)	permanent q_p (kN/m ²)	opgelegd q_k (kN/m ²)	mom. factor		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	260	6,5				
Afwerking	50	1				
Lichte scheidingswanden			0,8			
Opgelegde belasting			1,75			
Totaal		7,5	2,55	0,4	0,5	0,3

Tabel 3: vloerbelastingen 3

Appartementen <i>Ontsluiting & algemeen</i>	dikte (mm)	permanent q_p (kN/m ²)	opgelegd q_k (kN/m ²)	mom. factor		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	260	6,5				
Afwerking	50	1				
Opgelegde belasting			2			
Totaal		7,5	2	0,4	0,5	0,3

Tabel 4: vloerbelastingen 4

Appartementen	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
<i>Balkons</i>	(mm)	<i>qp (kN/m²)</i>	<i>qk (kN/m²)</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	250	6,25				
Opgelegde belasting			2,5			
Totaal		6,25	2,5	0,4	0,5	0,3

Tabel 5: vloerbelastingen 5

Appartementen	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
<i>Terrassen (dak)</i>	(mm)	<i>qp (kN/m²)</i>	<i>qk (kN/m²)</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	260	6,5				
Aafwerking en isolatie		2				
Opgelegde belasting			2,5			
Totaal		8,5	2,5	0,4	0,5	0,3

Tabel 6: vloerbelastingen 6

Appartementen	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
<i>Bergingen & technische ruimten</i>	(mm)	<i>qp (kN/m²)</i>	<i>qk (kN/m²)</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	350	8,75				
Opgelegde belasting			5			
Totaal		8,75	5	1	0,9	0,8

Tabel 7: vloerbelastingen 7

Begane grond	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
<i>commercieel</i>	(mm)	<i>qp (kN/m²)</i>	<i>qk (kN/m²)</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>ontsluiting & algemeen</i>						
Betonvloer	350	8,75				
Afwerking	50	1				
Opgelegde belasting			4			
Totaal		9,75	4	0,4	0,7	0,6

Tabel 8: vloerbelastingen 8

Parkeergarage	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
	(mm)	<i>qp (kN/m²)</i>	<i>qk (kN/m²)</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	350	8,75				
Opgelegde belasting			5			
Totaal		8,75	5	0,7	0,5	0,3

1.3.2 Dakbelastingen

Voor de belastingen die op het dak aangrijpen gelden er twee situaties. De eerste situatie is die van het dak van het gebouw zelf, hiervoor wordt dezelfde belasting als op de terrassen toegepast (Tabel 5). De tweede situatie is voor het dak van de parkeergarage:

Tabel 9: dakbelastingen

Parkeergarage	dikte	permanent	opgelegd	mom. factor		
Dak onder maaiveld	(mm)	q_p (kN/m ²)	q_k (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Betonvloer	350	8,75				
Grond en bestrating	600	12				
Installaties		0,3				
Opgelegde belasting			4			
Totaal		21,05	4	0,7	0,5	0,3

1.3.3 Gevel

De gevel zal dragend zijn, dit in de vorm van rechthoekige kolommen. Deze kolommen zullen stapsgewijs naar boven toe steeds dikker worden. Er wordt overigens geen belasting aangehouden voor de gevel, dit vergroot de kans op trekspanningen en is daarom ook een conservatieve aanname. Voor de gevelpenanten wordt de volgende betonklasse gebruikt:

- Betonklasse C55/67 ($E = 38200 \text{ N/mm}^2$).

Er moet rekening mee worden gehouden dat de gevel alleen de verticale krachswerking regelt, ten behoeve van de stabiliteit werken deze kolommen niet mee. Tenzij deze ter hoogte van een stabiliteitswand zijn geplaatst, door koppeling zullen deze als 'flenzen' mee gaan werken.

1.4 WINDBELASTING

Voor de windbelasting gelden de volgende uitgangspunten:

- Windgebied II, bebouwd
- Maximale hoogte boven maaiveld: $z_e = 120.6 \text{ meter}$;
- Breedte constructie (loodrecht op wind): $b = 51.5 \text{ meter}$;
- Diepte constructie (parallel aan wind): $d = 22.5 \text{ meter}$.

Met de volgende berekende stuwdrukken:

$$pw_{max} = 2,908 \text{ kN/m}^2$$

$$pw_{min} = 2,346 \text{ kN/m}^2$$

Bovenstaande stuwdrukken zijn berekend a.d.h.v. NEN-EN 1991-1-4+A1+C2 samen met de Nationale Bijlage, deze berekening is te vinden in Bijlage H1.3.

1.5 BELASTINGCOMBINATIES

Voor de belastingcombinaties van de uiterste grenstoestand (UGT) wordt onderstaande aangehouden volgens de NEN-EN 1990-1-1 NB.

Woontoren Grotius I & Parkeergarage Grotius I & II:

Tabel 10: tabel NB.5 volgens de NEN-EN 1991 NB t.b.v. belastingcombinaties CC3

Tabel NB.5 — Partiële factoren voor gevolgklassen 1 en 3 voor belastingen (STR/GEO) (groep B)

CC	Blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
		Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
1	(Vgl. 6.10a)	$1,2 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,35 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
	(Vgl. 6.10b)	$1,1 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,35 Q_{k,1}$		$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
3	(Vgl. 6.10a)	$1,5 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,65 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
	(Vgl. 6.10b)	$1,3 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,65 Q_{k,1}$		$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) behoren de partiële belastingfactoren gelijk aan 1,0 te zijn genomen, dit geldt voor onderstaande gevallen:

Tabel 11: tabel A1.4 volgens de NEN-EN 1990-1-1 t.b.v. belastingcombinaties in de BGT

Tabel A1.4 — Rekenwaarden van belastingen voor gebruik in belastingcombinaties

Combinatie	Blijvende belastingen G_d		Veranderlijke belastingen Q_d	
	Ongunstig	Gunstig	Overheersende	Andere
Karakteristiek	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-blijvend	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

1.5.1 Dynamische en statische belastingen

Er valt onderscheid te maken in zowel dynamische als statische belastingen, zodanig ook dynamische en statische vervormingen. Dit onderzoek richt zich op deze dynamische (wind) belastingen en de vervorming die hierbij optreedt. Er wordt aangenomen dat de statische vervorming vanuit het eigen gewicht en de blijvende belasting tijdens de bouw worden gecorrigeerd ofwel niet mee zullen tellen bij de totale vervorming waaraan de constructie moet voldoen. Deze aanname is gerechtvaardigd omdat tijdens de bouw met een laser de verticaal wordt uitgezet. Aangezien de afwerking behorend bij de blijvende belasting pas na de ruwbouw wordt aangebracht, zal hiervoor een percentage van de totale blijvende belasting worden toegepast die wél van invloed is op de totale vervorming. Zoals in Tabel 2 staat aangegeven bedraagt de afwerking 1 kN/m², wat ongeveer 15% van de totale blijvende belasting is. Tevens wordt dit vermenigvuldigd met het quotiënt van de paalstijfheid dynamisch en statisch. Hiermee komt het totaal te liggen op:

$$\frac{\text{dynamische paalstijfheid}}{\text{statische paalstijfheid}} = \frac{202.600}{66.500} \approx 3 * 15\% = 45\%.$$

1.5.2 Uiterste grenstoestand

De uiterste grenstoestand is van belang voor de controle op sterkte. Alhoewel het onderzoek zich richt op de vervorming zal ook gecontroleerd moeten worden of de doorsnede de optredende spanning wel aankan.

Zodanig zijn de volgende belastingcombinaties gemaakt die de wand op sterkte controleren:

- 6.10a;
 - $1,5 * G + 1,65 * \psi_0 * Q_{cat\ A,catF}$;
 - $1,5 * G$;
- 6.10b;
 - $1,3 * G + 1,65 * Q_{cat\ A} + 1,65 * \psi_0 * Q_{cat\ F}$;
 - $1,3 * G + 1,65 * Q_{cat\ F} + 1,65 * \psi_0 * Q_{cat\ A}$;
 - $1,3 * G + 1,65 * W$;
 - $1,3 * G - 1,65 * W$;
 - $0,9 * G + 1,65 * W$;
 - $0,9 * G - 1,65 * W$.

Waarin:

G = blijvende belastingen;

W = windbelasting.

Q_i = opgelegde belasting.

1.5.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand

In de BGT geldt voor alle waarden een factor 1,0. Echter worden de belastinggevallen met de blijvende belastingen als gunstig aangenomen, oftewel met een factor 0,9 vermenigvuldigd. Ook worden de opgelegde belastingen niet meegenomen aangezien dat conservatiever is (meer kans op trekkrachten). Tevens wordt er onderscheid gemaakt tussen belastingcombinaties t.b.v. de maximale doorbuiging als voor de maximale spanningen (trek). Voor de maximale doorbuiging wordt uitgegaan van de karakteristieke belastingcombinatie zoals voorgeschreven in Tabel 11.

Zodanig zijn de volgende vier belastingcombinaties voor de BGT gebruikt:

- Maximale trekspanning;
 - $0,9 * G_{eigen\ gewicht\ wand+blijvend} + 1,0 * W$;
 - $0,9 * G_{eigen\ gewicht\ wand+blijvend} - 1,0 * W$;
- Maximale doorbuiging;
 - $0,45 * G_{blijvend} + 1,0 * \psi_0 * Q_{cat\ A,catF} + 1,0 * W$;
 - $0,45 * G_{blijvend} + 1,0 * \psi_0 * Q_{cat\ A,catF} - 1,0 * W$.

2 TE ONDERZOEKEN STABILISERENDE ELEMENT

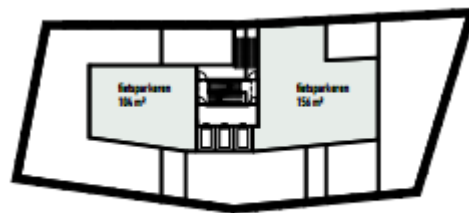
Voor het onderzoek wordt er één stabiliteitswand gekozen. Dit is gedaan ten behoeve van de afbakening van dit onderzoek. Wanneer er aanpassingen worden gedaan aan één wand heeft dit invloed op alle andere wanden. Er wordt namelijk aangenomen dat de betonnen vloeren als een oneindig stijve schijf zullen werken, waardoor alle wanden dezelfde uitbuiging krijgen en de afzonderlijke stijfheden van invloed zullen zijn op hoeveel belasting elke wand naar zich toe trekt. Hiervoor wordt aangenomen dat de verhoudingen in veerstijfheid gelijk zullen blijven, ook als de te onderzoeken wand in de latere berekeningen een andere doorsnede krijgt.

Zoals te zien is op figuren 1, 2 en 5 t/m 9 variëren de vloerplattegronden in zowel het onderste als bovenste gedeelte, wat ook invloed heeft op de stabiliserende elementen. De wanden lopen namelijk niet volledig door tot in de parkeergarage, wat te zien is door het verschil tussen de begane grond (Figuur 6) en de Mezzanine (Figuur 7). Wanneer de kroon van de toren wordt bereikt 'brokkelt' deze als het ware af. Dit is te zien in de verschillen in de plattegrond van bijvoorbeeld verdiepingen 26 (Figuur 8), 34 (Figuur 9) en 38 (Figuur 10).



Begane grond

Figuur 6: plattegrond B.G.



Mezzanine

Figuur 7: plattegrond Mezzanine



Verdieping 26

Figuur 8: plattegrond verdieping 26



Verdieping 34

Figuur 9: plattegrond verdieping 34

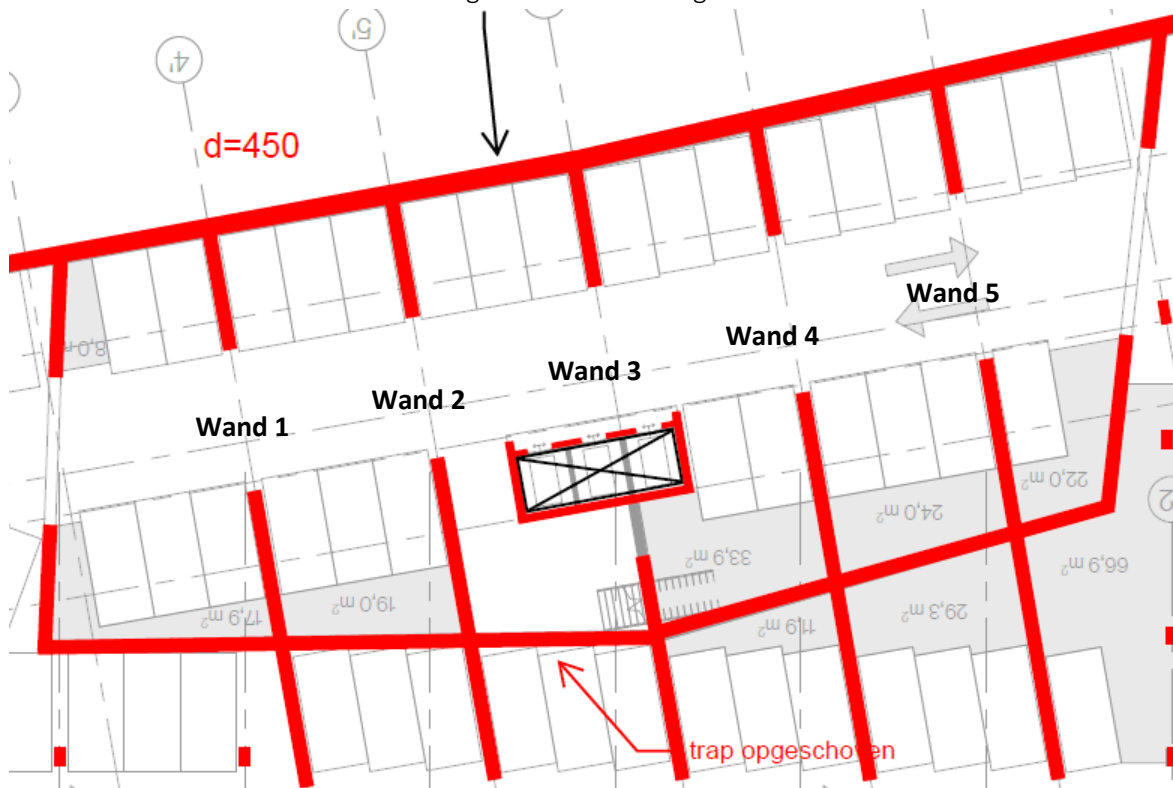


Verdieping 38

Figuur 10: plattegrond verdieping 38 (bovenste verdieping)

2.1 MEEWERKENDE ELEMENTEN

Om te bepalen welke elementen meewerken aan de stabiliteit is er gekeken naar het ontwerp van de kelder. Hier zijn verschillende schijven en wanden aanwezig (zie Figuur 11) die doorlopen tot de onderste verdieping, waardoor deze elementen in staat zijn een krachtsafdracht naar de fundering te hebben. Deze elementen zullen zodanig ook mee worden genomen.



Figuur 11: stabiliserende elementen doorlopend tot fundering (VO IMd)

Alvorens het VO van IMd beschikbaar was, zijn de vijf stabiliserende wanden opeenvolgend in Autocad en Revit getekend. Deze tekeningen zijn na de aanpassingen op de eigen aannames (zie Bijlage H1.1) ook weer aangepast. Voor de tekeningen hiervan zie Bijlage I.

2.2 MAATGEVENDE ELEMENT

Zoals in H2.1 wordt aangegeven zal er maar één stabiliserend element worden uitgekozen ter onderzoek. Om die keuze te maken is het nodig om meer te weten te komen over de afzonderlijke elementen. Om te kunnen bepalen welk element het zogenoemde 'maatgevende' element is, moeten er afwegingen worden gemaakt. In dit hoofdstuk worden deze afwegingen beschreven.

2.2.1 Vloerbelasting

De wand met de meeste vloerbelasting heeft ook de grootste drukspanning, iets wat positief is ten behoeve van het opnemen van de windbelasting. Immers zal de reeds aanwezige drukspanning ervoor zorgen dat er minder snel trekspanningen zullen optreden en die willen juist worden voorkomen.

Daar tegenover staat een wand met een zo klein mogelijke vloerbelasting, waardoor de kans groot zal zijn dat er trekspanningen optreden. Wanneer dit het geval is kan het zo zijn dat deze de treksterkte van beton overschrijden en zodanig ervoor zorgen dat het beton scheurt.

2.2.2 Sparingen in wand

Wanneer er meer dan twee stabiliserende elementen aanwezig zijn is het systeem statisch onbepaald, wat in dit onderzoek ook het geval is. Dit betekent dat de afzonderlijke stijfheden bepalen hoeveel horizontale belasting elk element naar zich toe zal trekken. Sparingen in de wand zorgen ervoor dat de stijfheid van een afzonderlijke wand afneemt, wat dus invloed heeft op de krachtsverdeling. De grootte van deze sparingen beïnvloedt de schuifwerking tussen de gekoppelde delen, wat weer van invloed is op de stijfheid.

2.2.3 Keuze

Voor de keuze van het maatgevende element kan dus worden gekeken naar zowel de totale aanwezige vloerbelasting als ook naar de stijfheid van de wand. Als wordt gekeken a.d.h.v. het aantal sparingen is de verwachting dat wanden 1 en 5 de laagste stijfheid zullen hebben. Daartegenover staat dat wand 3 uit twee afzonderlijke delen bestaat, deze wordt namelijk onderbroken en zal dus niet samenwerken.

Aangezien het doel is om de 'slapste' wand te onderzoeken zal de wand die de laagste veerstijfheid heeft als maatgevende wand worden gekozen. Hierbij wordt er dus niet meer gekeken naar de aanwezige vloerbelasting.

2.3 KRACHTSVERDELING

Zoals in H2.2.2 aangegeven hebben de afzonderlijke stijfheden van de stabiliserende elementen invloed op de krachtsverdeling. Wanneer deze wordt berekend door simpelweg het traagheidsmoment van een gehele wand te nemen, dus zonder openingen, wordt de stijfheid flink overschat. Dit is ook het geval wanneer er wel rekening wordt gehouden met de openingen. De verbindende lateien zijn namelijk niet oneindig stijf; er is een bepaalde schuifwerking die de stijfheid negatief beïnvloed.

Vandaar dat het dictaat 'Stabiliteit – gekoppelde wanden' van de Betonvereniging (Betonvereniging) wordt toegepast ten behoeve van het benaderen van de stijfheid van elke wand. Dit dictaat is geschreven a.d.h.v. de rekenmethodiek van Coull en Choudhury, welke wordt uitgelegd in Bijlage H1.4.2.

Echter is er één wand (i.e. wand 3) die niet met behulp van deze methode berekend kan worden. De twee helften van deze wand zijn namelijk grotendeels niet gekoppeld, waardoor deze zich als twee afzonderlijke wanden zal gedragen waarbij ook de liftschacht meewerkt. Deze wand zal worden berekend a.d.h.v. de methode van Steiner (zie Bijlage H1.4.3).

2.3.1 Bepaling veerstijfheid

Om de veerstijfheid van de wanden te bepalen wordt onderstaande methode gebruikt:

$$k_{wand\ n} = \frac{F_{eenheid}}{\delta_{wand\ n}} \quad 2-1$$

Waarin:

$F_{eenheid}$ = eenheidskracht t. b. v. de vervorming;

$\delta_{wand\ n}$ = vervorming van wand n onder invloed van $F_{eenheid}$.

De vervorming van de afzonderlijke wanden zal worden bepaald aan de hand van eenzelfde gelijkmatige verdeelde last, deze is als volgt:

$$q_{h;eenheid} = 20\text{ kN/m}$$

Dit levert een eenheidskracht per wand op van:

$$F_{eenheid} = q_{h;eenheid} * h \quad 2-2$$

Waarin:

h = de gebouwhoogte zoals gebruikt bij de berekening t. b. v. de wandstijfheid.

2.3.2 Bepaling krachtsverdeling

De krachtsverdeling wordt bepaald middels een statisch onbepaalde ligger met vijf verende steunpunten. Deze vijf verende steunpunten zijn de vijf stabiliserende elementen met elk hun eigen berekende veerstijfheid. Voor de berekening van deze krachtsverdeling zie Bijlage H1.4.4.

2.3.3 Resultaten

Zie Tabel 12 hieronder voor de uitkomsten van de krachtsverdeling:

Tabel 12: procentuele krachtsverdeling per wand

Wand (n)	Veerstijfheid (kN/m)	Opname belasting (%)
1	6257	6.8
2	18736	22.3
3	23441	30.2
4	19985	27.7
5	8724	13

Wat opvalt is dat de stijfheid van wand 1 en 5 vele malen lager is dan die van de overige wanden. Dit valt te verklaren door het feit dat de methode van Coull en Choudhury gebaseerd is op een gekoppelde wand met één sparring. Om de validiteit van deze handberekende veerstijfheden te controleren is er een referentiecasse gemaakt.

2.4 REFERENTIECASE

2.4.1 Doel van de case

Zoals eerder aangegeven in H2.3 vallen de veerstijfheden van de buitenste wanden (met twee sparringen) zeer laag uit, wat sterk van invloed is op de krachtsverdeling. Om deze reden is er voor gekozen om een referentiecasse te maken waarbij de methode van Coull en Choudhury onderzocht wordt op juistheid van de resultaten bij een doorsnede met twee sparringen. Doel hierbij is de invoergegevens te vinden waarbij een zo realistisch mogelijk resultaat wordt behaald.

2.4.2 Aanpak

Om te kunnen onderzoeken welke gegevens invloed hebben op de uitkomst zullen er verschillende situaties worden berekend. Deze verschillende situaties zullen worden opgesteld naar kennis en verwachting van welke gegevens de meeste invloed zullen hebben. Vervolgens worden alle situaties berekend zodat deze naderhand vergeleken kunnen worden. Aan de hand van deze vergelijking kunnen de eerdere verwachtingen naar eigen kennis worden beoordeeld.

Nadat de handberekening onder de loep is genomen wordt er een SCIA-engineer model opgesteld en worden de resultaten gecontroleerd. Wanneer deze resultaten te verklaren zijn kan worden doorgegaan met het bepalen van de stijfheid. Zo niet, dan zal het model moeten worden gecontroleerd op fouten en zodanig worden aangepast totdat deze wel klopt.

Als laatste worden de resultaten van de handberekening en het rekenmodel naast elkaar gelegd om de beste invoergegevens te bepalen.

2.4.3 Maatgevende wand

Bij deze referentiecasse wordt gebruik gemaakt van SCIA engineer, hiervoor wordt één wand gemodelleerd om deze vervolgens door te rekenen. Aangezien wand 1 en 5 naar verwachting de laagste stijfheid zullen hebben, ook na de referentiecasse, wordt één van deze als maatgevende wand gekozen.

Uit de eerste berekeningen van de krachtsverdeling (zie H2.3.3) blijkt dat wand 1 de 'slapste' is. Dit betekent dat deze over de laagste veerstijfheid beschikt. Alhoewel de berekening die hiervoor is gemaakt geen realistisch resultaat gaf, zal de stijfheid van wand 1 altijd lager blijven dan die van wand 2. Beide wanden hebben namelijk een verschillende lengte:

wand 1 = 19,15 m;

wand 5 = 20,75 m.

Aangezien een grotere lengte een groter traagheidsmoment en dus stijfheid levert zal wand 5 zich stijver blijven gedragen, ook na de referentiecasse. Vandaar dat wand 1 als maatgevende wand wordt gekozen.

2.4.4 Resultaten referentiecasse

De opzet, resultaten en conclusies van de referentiecasse zijn te vinden in Bijlage H2. In Tabel 13 zijn de veerstijfheden aangegeven van zowel het SCIA model als de handberekening die deze het beste benadert.

Tabel 13: resultaten veerstijfheden referentiecasse

	sit 6	SCIA
<i>k</i>	15652	16216

De veerstijfheid die via de methode van Coull & Choudhury is berekend a.d.h.v. de beste invoergegevens benadert de veerstijfheid volgens SCIA dus zeer goed. Wanneer deze ook voor wand 5 zal worden gebruikt kan er worden aangenomen dat de waarde die hierbij gevonden wordt gebruikt kan worden voor de krachtsverdeling.

2.4.5 Nieuwe krachtsverdeling

Nadat de nieuwe veerstijfheid van wand 5 ook is bepaald (zie Bijlage H2.4.1) kan de krachtsverdeling opnieuw worden berekend. De berekening hiervan is terug te vinden in Bijlage H2.4.2. De resultaten zijn samengevat in onderstaande Tabel 14:

Tabel 14: vergelijking verdeling windbelasting voor en na referentie case

Wand (n)	Veerstijfheid (kN/m)	Opname belasting (%)	Voor referentiecasse (kN/m)	Voor referentiecasse(%)
1	16216	14.4	6257	6.8
2	18736	18	18736	22.3
3	23441	24.2	23441	30.2
4	19985	22.2	19985	27.7
5	18004	21.2	8724	13

Zoals verwacht is de belastingopname van wand 1 en 5 vergroot ten opzichte van voor de referentiecasse. Tevens is wand 1 nog steeds de 'slapste' wand, vandaar dat het onderzoek zal worden gericht op deze wand.

2.4.6 Maatgevende windbelasting

Nu de krachtsverdeling van de windbelasting is bepaald, kan de maatgevende windbelasting worden bepaald. Hierbij wordt de breedte waarover deze werkt bepaald a.d.h.v. het percentage zoals in Tabel 14 weergegeven, waarbij deze overigens wordt afgerond naar 15%:

$$b_{windbelasting} = 0,15 * 51,5 = 7,725 \text{ m.}$$

Voor de berekening van de maatgevende krachten zie Bijlage II.

3 ONDERZOEKSAANPAK

3.1 BUIGSTIJFHEID

Aangezien het doel van het onderzoek ligt op een zo goedkoop mogelijk ontwerp van de stabiliteitswand terwijl deze wel nog steeds voldoet aan de eisen van hoogbouw zullen de kosten van het grootste belang zijn. Zowel de kosten als deze eisen zijn gerelateerd aan een variabele die bestaat uit twee componenten: de buigstijfheid. Deze buigstijfheid bestaat uit twee afzonderlijke componenten:

- De elasticiteitsmodulus (materiaalkwaliteit);
- Het traagheidsmoment (materiaalhoeveelheid).

Zoals hierboven aangegeven gaat het om materiaaleigenschappen en zogenoemde dimensie-eigenschappen. Verschillende factoren zijn van invloed op deze eigenschappen:

- Elasticiteitsmodulus;
 - Betonkwaliteit;
 - Wapeningshoeveelheid;
 - Normaalkracht;
- Traagheidsmoment;
 - Betondikte.

Wanneer de betonkwaliteit toeneemt zal de doorbuiging afnemen, terwijl de kosten ook toenemen. Hetzelfde geldt voor de betondikte. Het traagheidsmoment neemt toe waardoor de doorbuiging zal afnemen, maar de kosten liggen hoger vanwege materiaalverbruik en door het afnemen van het verhuurbare oppervlak. Om de juiste, en goedkoopste, keuze qua ontwerp te kunnen maken zullen de afzonderlijke invloeden van deze eigenschappen moeten worden onderzocht. Er zal dus een onderlinge koppeling gemaakt moeten worden tussen de doorbuiging, buigstijfheid en de kosten.

3.2 BOVENBOUW - ONDERBOUW

Om in beeld te brengen welke keuzen hiervoor het belangrijkste zijn, wordt het ontwerp van de stabiliteitswand in twee delen opgedeeld:

- Bovenbouw;
 - Alles vanaf de 1e verdieping tot het dak;
- Onderbouw;
 - Begane grond en Mezzanine;
 - Kelderverdiepingen -1 en -2.

De keuze voor deze opdeling komt voort uit de ontwerpeisen. Er is namelijk een streefdikte voor de wanden in het appartementsgedeelte, oftewel de bovenbouw. Deze streefdikte ligt op 250 mm. De onderliggende verdiepingen kunnen een dikte hebben van 450 mm.

3.3 BASISVARIANT

Om in kaart te brengen wat de bijdragen aan de totale vervorming van de boven- en onderbouw zijn, worden voor de basisvariant de volgende berekeningen uitgevoerd:

- Berekening in normale situatie: totale doorbuiging;
- Onderbouw 103 stijver en fundering vast: bijdrage doorbuiging bovenbouw;
- Bovenbouw 103 stijver: bijdrage doorbuiging onderbouw + fundering;
- Boven- en onderbouw 103 stijver: bijdrage doorbuiging fundering.

Deze basisvariant is gebaseerd op het ontwerp zoals besproken in H1.2. Echter is t.b.v. de opdeling in boven- en onderbouw er voor gekozen per bouwdeel één betonklasse aan te houden. Zodanig worden de volgende eigenschappen toegepast:

- Bovenbouw;
 - C30/37 ($E = 32800 \text{ N/mm}^2$);
 - $d = 250 \text{ mm}$;
- Onderbouw;
 - C55/67 ($E = 38200 \text{ N/mm}^2$);
 - $d = 450 \text{ mm}$.

Aangezien het de doorbuiging betreft wordt gebruik gemaakt van de belastingcombinaties t.b.v. doorbuiging zoals aangegeven in H1.5.3. Tevens wordt de spanning gecontroleerd aan de hand van de andere belastingcombinaties. De resultaten hiervan zijn te vinden in Bijlagen III, IV, V en VI en zijn hieronder samengevat in Tabel 15:

Tabel 15: uitkomsten bijdragen vervorming basisvariant

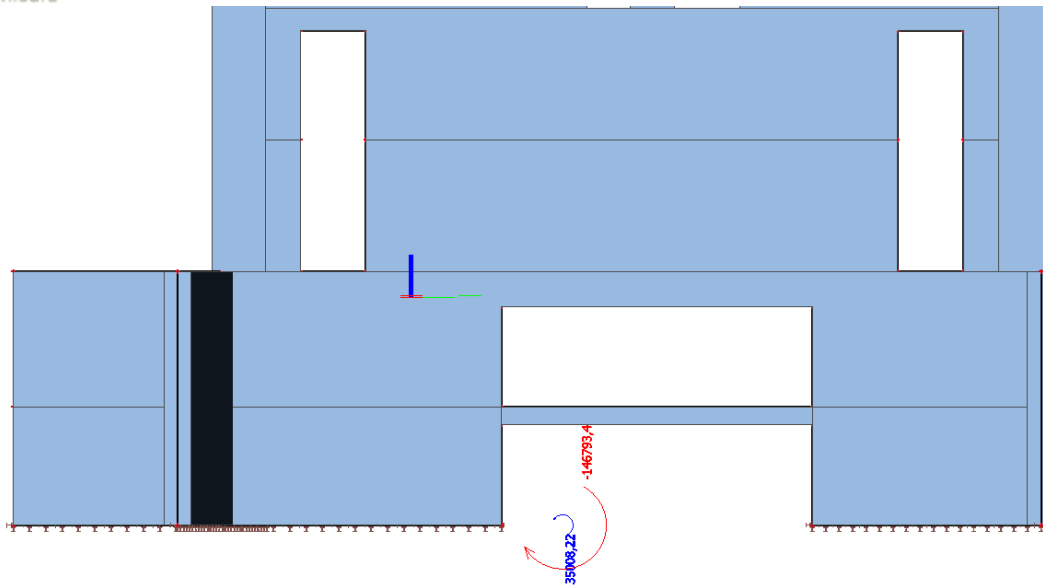
	Wind van links (mm)	Wind van rechts (mm)
<i>utotaal</i>	204,1	182,4
<i>utotaal,opgeteld</i>	204,6	182,9
<i>ubovenbouw</i>	138	129,5
<i>uonderbouw,</i>	66,6	53,4
<i>fundering</i>		
<i>ufundering</i>	6,9	5,0

Procentueel gezien zijn de bijdragen van de boven en onderbouw als volgt (Tabel 16):

Tabel 16: procentuele bijdragen aan doorbuiging basisvariant

	Wind van links (%)	Wind van rechts (%)
<i>Bovenbouw</i>	67	70
<i>Onderbouw +</i>	33	30
<i>fundering</i>		

De juistheid van de berekeningen van SCIA is te zien aan het kleine verschil tussen u_{totaal} en de afzonderlijke doorbuigingen bij elkaar opgeteld onder $u_{\text{totaal,opgeteld}}$. Wat opvalt is dat er een verschil zit tussen de vervorming links en rechts. Dit valt te verklaren door de blijvende belasting. Het middelpunt van deze belasting ligt namelijk uit het middelpunt van de fundering, wat een moment veroorzaakt dat rechtsonder werkt. Dit valt te zien in Figuur 12, waarbij er in de situatie met wind van rechts en de blijvende belastingen er naast een resulterend moment rechtsonder (voor de wind) ook een moment linksom optreedt (blijvende belastingen).



Figuur 12: resulterende momenten door zowel windbelasting (rood) als blijvende belastingen (blauw)

Tevens wordt gecontroleerd of de vervorming door enkel de fundering juist is, deze is namelijk erg laag. Hiervoor is de rotatieveerconstante berekend, welke is terug te vinden in Bijlage H3.1.1. De berekende veerconstante heeft de volgende waarde:

$$C_{fundering} = 2.621.880.889 \text{ kNm/rad}$$

Om de bijbehorende vervorming te berekenen wordt eerst de hoekverdraaiing berekend. Vervolgens kan hiermee de vervorming door het kwispeleffect worden berekend:

$$hoekverdraaiing = \phi = \frac{M}{C_{fundering}} \rightarrow u_{kwispel} = \phi * h_{totaal}$$

Waarbij de volgende resulterende momenten worden gebruikt (Bijlage VI):

$$M_{fundering,wind \text{ links}} = 204.341,1 \text{ kNm}$$

$$M_{fundering,wind \text{ rechts}} = 146.788,9 \text{ kNm}$$

Deze leveren de volgende doorbuigingen aan de top op:

$$u_{kwispel,wind \text{ links}} = \frac{204.341,1}{2.621.880.889} * 125,6 = 9,8 \text{ mm}$$

$$u_{kwispel,wind \text{ rechts}} = \frac{146.788,9}{2.621.880.889} * 125,6 = 7,04 \text{ mm}$$

Zoals opvalt, verschillen de doorbuigingen met maximaal 3 mm. Dit valt te verklaren a.d.h.v. het verschil tussen de handberekening en de gegevens ingevoerd in SCIA-engineer. De handberekening gaat uit van enkele palen met hun eigen veerstijfheid terwijl voor het SCIA-engineer model deze losse palen zijn omgerekend tot een lijnondersteuning.

De vervorming zoals berekend in SCIA-engineer klopt dus. Tevens is de belastingcombinatie bij wind van links maatgevend, dit wordt ook als uitgangspunt gebruikt voor de bepaling van de buigstijfheden per variant in H4.1.

3.4 DOORBUIGING NAAR BUIGSTIJFHEID

Om kosten te kunnen koppelen aan het onderzoek, en hiervoor een optimum te vinden (een zo goedkoop mogelijk ontwerp), zal de buigstijfheid ook berekend moeten worden. Deze buigstijfheid is vervolgens een richtwaarde voor het variantenonderzoek. Deze waarde zal via vergeetmijnetjes berekend worden, waarbij voor de boven- en onderbouw verschillende formules gelden. Deze berekeningen zijn terug te vinden in Bijlage H3.1.2.

Beide bouwdelen hebben hun eigen invloed op de doorbuiging, simpelweg gezegd is dit het volgende:

- Bovenbouw;
 - Buigligger;
 - Afschuifligger;
- Onderbouw;
 - Buigligger;
 - Afschuifligger;
 - Kwispeleffect door hoekverdraaiing wand;
 - Rotatie door fundering.

Bij het bepalen van de buigstijfheid met de vergeetmijnetjes wordt de doorbuiging door afschuiving verwaarloosd. Hier valt namelijk niet zonder een computerprogramma makkelijk aan te rekenen.

Om een indruk te krijgen van de huidige buigstijfheden van de boven- en onderbouw in de basisvariant en het mogelijk te maken om later bij de varianten de benodigde materiaaleigenschappen te bepalen, worden deze ook berekend. De uitkomsten van de basisvariant in de maatgevende situatie (wind van links) zijn hieronder in Tabel 17 weergegeven:

Tabel 17: berekende buigstijfheden voor maatgevende situatie

	Bovenbouw	Onderbouw
h (m)	114	11,8
u (m)	0,138	0,0597
EI (kNm ²)	3,569E+09	3,816E+09

Wat opvalt is dat de buigstijfheden min of meer gelijk zijn, terwijl beide delen een totaal verschillende hoogte hebben waarover deze buigstijfheid van toepassing is. De bijdrage aan de doorbuiging voor de onderbouw is in verhouding met de bovenbouw dus groot. Dit valt te verklaren door het kwispeleffect van de onderbouw; een kleine doorbuiging en daarmee een hoekverdraaiing zorgt op de top voor een grote horizontale doorbuiging.

3.5 BUIGSTIJFHEID NAAR KOSTEN

Vervolgens zal de buigstijfheid gekoppeld moeten worden aan kosten. Om deze kosten te kunnen bepalen, moet het mogelijk zijn met materiaalklassen en -hoeveelheden te rekenen. Waarbij er met de materiaalklasse gevarieerd kan worden zodat de materiaalhoeveelheid kan worden berekend. Om dit theoretisch mogelijk te maken worden de volgende aannames gedaan:

- De trekcapaciteit van het beton wordt in de BGT niet overschreden;
 - Het traagheidsmoment blijft hetzelfde;
 - De elasticiteitsmodulus blijft per betonklasse hetzelfde;

Door deze aannames te maken kunnen de materiaaleigenschappen per variant worden bepaald. De elasticiteitsmodulus staat namelijk per betonsoort vast. Ook zal het traagheidsmoment niet veranderen waardoor de dikte van de wand kan worden bepaald.

3.5.1 Equivalente hoogte

Om de dikte van de wand te isoleren en variabel te maken wordt de volgende formule voor het traagheidsmoment gebruikt:

$$I_{wand} = \frac{1}{12} * d_{wand} * h_{wand}^3 \quad 3-1$$

Echter mag het traagheidsmoment van de wand niet volgens bovenstaande formule worden berekend. De aanwezige openingen en de schuifwerking tussen de lateien zorgen ervoor dat het traagheidsmoment lager is dan bij een massieve wand. Vandaar dat eerst een equivalente hoogte voor het traagheidsmoment van zowel de boven- als onderbouw wordt bepaald, welke is gebaseerd op de basisvariant. Deze equivalente hoogte brengt deze schuifwerking in rekening bij de berekening van het traagheidsmoment van de varianten; deze zal immers niet meer veranderen.

Om de equivalente hoogte te berekenen wordt formule 3-1 omgebouwd naar onderstaande formule:

$$h_{eq;boven/onder} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{boven/onder}}{d_{boven,onder}}} \quad 3-2$$

Waarin :

$$I_{boven/onder} = \frac{EI_{boven/onder}}{E_{boven/onder}} \quad 3-3$$

Vervolgens kan de benodigde dikte van de wand worden geïsoleerd:

$$d_{boven,onder} = \frac{12 * I_{boven/onder}}{h_{eq;boven/onder}^3} \quad 3-4$$

Voor het bepalen van de equivalente hoogte wordt de basisvariant als uitgangspunt gebruikt (zie 0 en Tabel 17), de volgende waarden worden gevonden:

$$I_{boven} = \frac{3,569E+09}{3,280E+07} = 108,816 \text{ m}^4$$

$$I_{onder} = \frac{3,816E+09}{3,820E+07} = 99,889 \text{ m}^4$$

En:

$$h_{eq;boven} = \sqrt[3]{\frac{12 * 108,816}{0.25}} = 17,350 \text{ m}$$

$$h_{eq;onder} = \sqrt[3]{\frac{12 * 99,889}{0.45}} = 13,862 \text{ m}$$

Bovenstaande waarden zullen gebruikt worden bij de verdere bepaling van de benodigde wanddikte bij de varianten.

3.5.2 Betonkwaliteit

De elasticiteitsmodulus wordt bepaald door de betonsoort. Omdat er ook kosten worden gekoppeld is hiervoor Mebin benaderd. Deze kosten worden later gegeven. De volgende betonsoorten met bijbehorende elasticiteitsmodulus worden gebruikt voor het variantenonderzoek (Tabel 18):

<i>klasse</i>	E (kNm ²)
C20/25	30000
C25/30	31500
C28/35	32300
C30/37	32800
C35/45	34100
C45/55	36300
C55/67	38200
C60/75	39100
C70/85	40700
C80/95	42200

Nu kan er per variant worden gevarieerd in de betonklasse waarna door het toepassen van de formule zoals bepaald in 3.5.1 de benodigde betondikte theoretisch kan worden benaderd. Deze aanpak wordt in H4.2 uitgelegd en toegepast.

3.6 KOSTENBEPALING

Om de kosten te bepalen wordt er gebruik gemaakt van 4 verschillende waarden:

- Betonkosten;
- Betonstaalkosten;
- Kostenderving vloeroppervlak (bovenbouw);
- Kostenderving parkeerplekken (onderbouw).

Waarbij de bovenste twee directe kosten zijn en de kostenderving indirecte kosten. In de uiteindelijke vergelijking worden alle waarden bij elkaar opgeteld voor de totale kosten. De kostenderving zal namelijk uitgaan van het vloeroppervlak dat in gebruik is door de stabiliteitswand.

3.6.1 Achterwege gelaten kosten

Er zijn ook kosten achterwege gelaten bij het bepalen van het totaal. Tot deze kosten behoren de uitvoeringskosten en de funderingskosten. Er wordt aangenomen dat de uitvoeringskosten min of meer gelijk blijven. Tevens is er t.b.v. de fundering in het VO met een range in de paalpuntcapaciteit rekening gehouden. Wat deze range inhoudt wordt in H3.6.1.1 uitgelegd.

3.6.1.1 Funderingskosten

De funderingskosten zijn ook van belang. Wanneer de wand dikker wordt zal de fundering namelijk meer eigen gewicht moeten dragen. Bij het VO van IMd is uitgegaan van palen met een paalpuntcapaciteit met een range van 4500 kN tot 5000 kN (H1.2.1.1). Echter is later gebleken dat maximaal 4500 kN per paal gehaald kan worden. Per meter zorgt deze maximale paalpuntcapaciteit voor een capaciteit per meter van:

$$\text{paalcapaciteit per meter} = \frac{\text{paalpuntcapaciteit}}{\text{h.o.h. palen}} = \frac{4500}{0.6} = 7500 \text{ kN/m}$$

Deze capaciteit wordt groot genoeg geacht om de funderingskosten terzijde te laten. Bovendien zou de dynamische veerstijfheid veranderen wanneer er een andere fundering toegepast zou moeten worden, iets wat buiten de scope van dit onderzoek valt (zie H1.2.1). Wel zal er bij de goedkoopste variant worden gecontroleerd of hieraan wordt voldaan.

3.6.2 Materiaalkwaliteit

De eerste variabele van de buigstijfheid, de elasticiteitsmodulus, is een materiaaleigenschap. Per betonsoort zal deze variëren waarmee ook de prijs zal stijgen of dalen.

Niet alleen de betonsoort maar ook de milieuklasse heeft invloed op deze prijs. De volgende milieuklasse-eisen zijn aangehouden (IMd):

- Bovenbouw;
 - XC1;
- Onderbouw;
 - XC4.

De volgende prijzen horen bij de betonsoorten zoals aangegeven in H3.5.2 (Tabel 19):

Tabel 19: prijzen betonklassen

prijs/m³ (€)

klasse	XC1	XC4
C20/25	90	95,9
C25/30	93,5	96,85
C28/35	97	97,8
C30/37	98	98,5
C35/45	107,9	107,9
C45/55	119	119
C55/67	140	140
C60/75	172	172
C70/85	236	236
C80/95	257	257

De prijzen die hierboven worden vermeld zijn bepaald a.d.h.v. de prijslijst van Mebin (Mebin , 2017) en een toegestuurde mail van Mebin (zie bijlage VII).

3.6.3 Materiaalhoeveelheid

De tweede variabele, het traagheidsmoment, is gekoppeld aan de hoeveelheid van het materiaal. Wat hierin kan verschillen is de dikte van de wand, waardoor deze ook minder maatgevend is dan de materiaalkwaliteit. In de formule voor het bepalen van het traagheidsmoment werkt deze immers ook het minste mee ($\frac{1}{12} * d * h^3$).

Wat hier wel in meetelt is de wapeningshoeveelheid. Hiervoor zijn indicatiehoeveelheden bepaald die per bouwdeel verschillen (IMd):

- Bovenbouw;
 - 100 kg/m³;
- Onderbouw;
 - 150 kg/m³.

Bovenstaande wapeningshoeveelheden zijn gebaseerd op basis van inschatting en ervaring. Waarbij de opgegeven afmetingen in het VO werden gehanteerd. Tevens is bovenstaande wapeningshoeveelheid enkel de constructief benodigde wapening.

Uitgaande van de eerdere aanname dat het beton in de BGT niet zal scheuren, zal de benodigde wapening bij een andere dikte van de wand ook niet mee veranderen. Vandaar dat met bovenstaande wapeningshoeveelheden en de afmetingen van het VO de kosten voor betonstaal worden berekend.

De prijs per kg betonstaal die is aangehouden voor deze kosten bedraagt €1,30-. Deze waarde is van 'www.bouwkosten.nl' gehaald (Bouwkosten, sd). De kosten per bouwdeel komen nu te liggen op:

$$Kosten_{staal;bovenbouw} = €57.453,-$$

$$Kosten_{staal;onderbouw} = €25.706,-$$

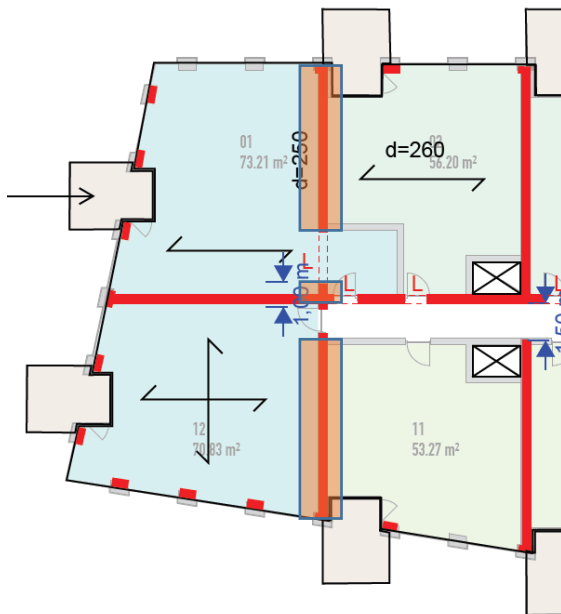
Bij het controleren van de goedkoopste variant zal ook worden gekeken naar hoeveel trekwapening benodigd is. Hiermee kan vervolgens gevalideerd worden of de aanname t.b.v. de kosten van wapeningsstaal juist was.

3.6.4 Kostenderving

Ten behoeve van de kostenderving zal een prijs per vierkante meter vloeroppervlak worden bepaald. Dit zijn in principe kosten die hoger worden wanneer er meer vloeroppervlak verloren gaat aan de stabiliteitswand. Wanneer er geen stabiliteitswand aanwezig zou zijn zouden deze kosten dan ook op €0,- liggen.

3.6.4.1 Vierkante meters

Om de vierkante meters te bepalen die ingenomen worden door de stabiliteitswand, zal de dikte worden vermenigvuldigd met de lengte van de wand die invloed heeft op de totale oppervlakte. Zie Figuur 13 hieronder:



Figuur 13: invloedslengte wand op kostenderving vloeroppervlak

De lengte die hierbij wordt aangehouden is de totale lengte van de wand minus de sparing van 1500 mm en de deursparing van 1000 mm:

$$l_{wand} = 18,65 - 1,5 - 1,0 = 16,15 \text{ m}$$

Deze lengte zal over alle verdiepingen van de bovenbouw worden gehanteerd. Alhoewel ter plaatse van de kroon deze lengte afneemt wordt dit verwaarloosbaar gesteld. Het aantal verdiepingen waarmee zal worden vermenigvuldigd is dus het aantal verdiepingen dat bij de bovenbouw hoort:

$$aantal \text{ verdiepingen bovenbouw} = 38$$

Vervolgens kan de kostenderving worden bepaald door de volgende formule:

$$Kosten_{derving} = l_{wand} * verd. \text{ bovenbouw} * d_{wand,variant} * kosten_{p/m^2}$$

3.6.4.2 Bovenbouw

Om de juiste afweging te kunnen maken is het nodig een prijs per m² gebruikt vloeroppervlak toe te passen. Deze prijs is gebaseerd op zowel de gemiddelde huizenprijs in Bezuidenhout per m² in maart 2016 volgens het Kadaster (Elsevier, 2016) als de toename in prijs in Den Haag in het eerste kwartaal van 2017 t.o.v. het eerste kwartaal 2016 (Business Insider Nederland, 2017).

De prijs per m² lag in maart 2016 op €2150,- per m². De stijging in 2017 t.o.v. 2016 bedroeg 8,6%. Deze twee waarden gecombineerd geeft de volgende totale prijs per m²:

$$kosten_{p/m^2} = €2150 * 1,086 = 2334,90 /m^2$$

3.6.4.3 Onderbouw (parkeerplaatsen)

Voor het bepalen van de kostenderving worden ook de parkeerplaatsen meegenomen. Hierbij wordt uitgegaan van een maximale dikte voor de onderbouw waarna bij overschrijding het aantal parkeerplekken afneemt en dus de kostenderving toeneemt.

De breedte van een parkeerplaats bij haaks (90 graden) parkeren is gesteld op minimaal (Selectoo, 2017):

$$b_{parkeren} = 2,4 \text{ m}$$

Met een overspanning van 8,1 m tussen de schijven in de kelder wordt de maximale dikte van de betonnen wand op:

$$d_{max} = 8,1 - 3 * 2,4 = 0,9 \text{ m}$$

Per parkeerplek wordt de volgende waarde aangehouden (Verkeersnet, 2009):

$$kosten_{p/parkeerplek} = €50.000, -$$

Wanneer de maximale dikte van 0,9 meter wordt overschreden zal de kostenderving voor de parkeergarage pas in rekening worden genomen. Aangezien bij overschrijding geen ruimte meer is voor parkeerplekken zowel aan weerszijden van de wand als op beide verdiepingen, ligt het aantal hiervan op acht. Bij overschrijding stijgt de totale kostenderving dus met:

$$kostenderving \text{ garage} = 8 * 50.000 = €400.000, -$$

3.7 GELUIDSISOLATIE

Aangezien er in de woningbouw hoge eisen worden gesteld aan de geluidsisolatie, is het belangrijk hier ook aan te voldoen. Bij een eerder woningbouw project waarbij niet was voldaan aan de geluidsisolatie-eis bedroeg het totale bedrag van de schade twee-derde van de totale bouwsom (Vercammen). Iets wat natuurlijk voorkomen moet worden.

Vanuit de NPR 5070 (geluidwering in woongebouwen), wordt de minimale eis gesteld via een massa per oppervlakte van de wand. Deze eis bedraagt (Nederlands Normalisatie Instituut, 2005):

$$massa \text{ per oppervlakte} = 525 \text{ kg/m}^2$$

Om hieraan te kunnen voldoen wordt de minimale betondikte bepaald door middel van het soortelijk gewicht van gewapend beton:

$$d_{minimaal} = \frac{525}{2500} = 0,21 \text{ m}$$

4 ONDERZOEK

4.1 ONDERZOEKSVARIANTEN

Om de afzonderlijke invloed van de boven- en onderbouw in kaart te kunnen brengen, zullen er verschillende varianten worden onderzocht. Deze varianten worden bepaald aan de hand van de bijdrage aan de totale doorbuiging. De basis hiervoor zal dan ook de basisvariant zijn. Zie Tabel 20 hieronder voor de zes varianten die daarop worden onderzocht:

Tabel 20: onderzoekvarianten a.d.h.v. bijdrage aan totale doorbuiging

	Bijdrage bovenbouw (%)	Bijdrage onderbouw (%)
Basisvariant	67	33
Variant 1	75	25
Variant 2	82.5	17.5
Variant 3	90	10
Variant 4	60	40
Variant 5	50	50
Variant 6	40	60

De bijdrage aan de totale doorbuiging is hierboven procentueel aangegeven. Per variant kan deze nu worden bepaald aan de hand van een totale toegestane doorbuiging. Deze doorbuiging zal op 200 mm komen te liggen. Door deze waarde aan te houden wordt er rekening gehouden met het bijkomende 2e orde effect. Wel wordt er een 'foutmarge' aangehouden van $\pm 5\%$ (10 mm). De reden voor deze foutmarge heeft te maken met de theoretische aanpak van de berekening van deze buigstijfheden volgens Bijlage H3.1.2. Vervolgens worden de benodigde buigstijfheden van de boven- en onderbouw bepaald. De waarden die hier worden berekend zijn richtwaarden om de eerder bepaalde doorbuiging te behalen.

Om de bijdrage te bepalen worden bovenstaande percentages vermenigvuldigd met de maximale doorbuiging van 200 mm. Tevens wordt er bij de onderbouw de bijdrage van de fundering bij wind van links afgetrokken:

$$u_{\text{bijdrage;bovenbouw}} = \%_{\text{bijdrage}} * 200;$$

$$u_{\text{bijdrage;onderbouw}} = \%_{\text{bijdrage}} * 200 - 6,9.$$

4.1.1 Variant 1

Voor variant 1 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{\text{bijdrage;bovenbouw}} = 0,75 * 200 = 150 \text{ mm};$$

$$u_{\text{bijdrage;onderbouw}} = 0,25 * 200 - 6,9 = 43,1 \text{ mm}.$$

Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{\text{boven}} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,150} = 3,284 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{\text{onder}} = \frac{p}{0,0431} = \frac{227801657,8}{0,0431} = 5,285 * 10^9 \text{ kNm}^2.$$

4.1.2 Variant 2

Voor variant 2 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{bijdrage;bovenbouw} = 0,825 * 200 = 170 \text{ mm};$$

$$u_{bijdrage;onderbouw} = 0,275 * 200 - 6,9 = 23,1 \text{ mm}.$$

Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{boven} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,170} = 2,897 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{onder} = \frac{p}{0,0231} = \frac{227801657,8}{0,0231} = 9,862 * 10^9 \text{ kNm}^2.$$

4.1.3 Variant 3

Voor variant 3 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{bijdrage;bovenbouw} = 0,90 * 200 = 180 \text{ mm};$$

$$u_{bijdrage;onderbouw} = 0,10 * 200 - 6,9 = 13,1 \text{ mm}.$$

Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{boven} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,180} = 2,736 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{onder} = \frac{p}{0,0131} = \frac{227801657,8}{0,0131} = 1,739 * 10^{10} \text{ kNm}^2.$$

4.1.4 Variant 4

Voor variant 4 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{bijdrage;bovenbouw} = 0,60 * 200 = 120 \text{ mm};$$

$$u_{bijdrage;onderbouw} = 0,40 * 200 - 6,9 = 73,1 \text{ mm}.$$

Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{boven} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,120} = 4,105 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{onder} = \frac{p}{0,0731} = \frac{227801657,8}{0,0731} = 3,116 * 10^9 \text{ kNm}^2.$$

4.1.5 Variant 5

Voor variant 5 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{bijdrage;bovenbouw} = 0,50 * 200 = 100 \text{ mm};$$

$$u_{bijdrage;onderbouw} = 0,50 * 200 - 6,9 = 93,1 \text{ mm}.$$

Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{boven} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,100} = 4,925 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{onder} = \frac{p}{0,0931} = \frac{227801657,8}{0,0931} = 2,447 * 10^9 \text{ kNm}^2.$$

4.1.6 Variant 6

Voor variant 6 gelden de volgende doorbuigingen:

$$u_{bijdrage;bovenbouw} = 0,40 * 200 = 80 \text{ mm};$$

$$u_{bijdrage;onderbouw} = 0,60 * 200 - 6,9 = 113,1 \text{ mm}.$$

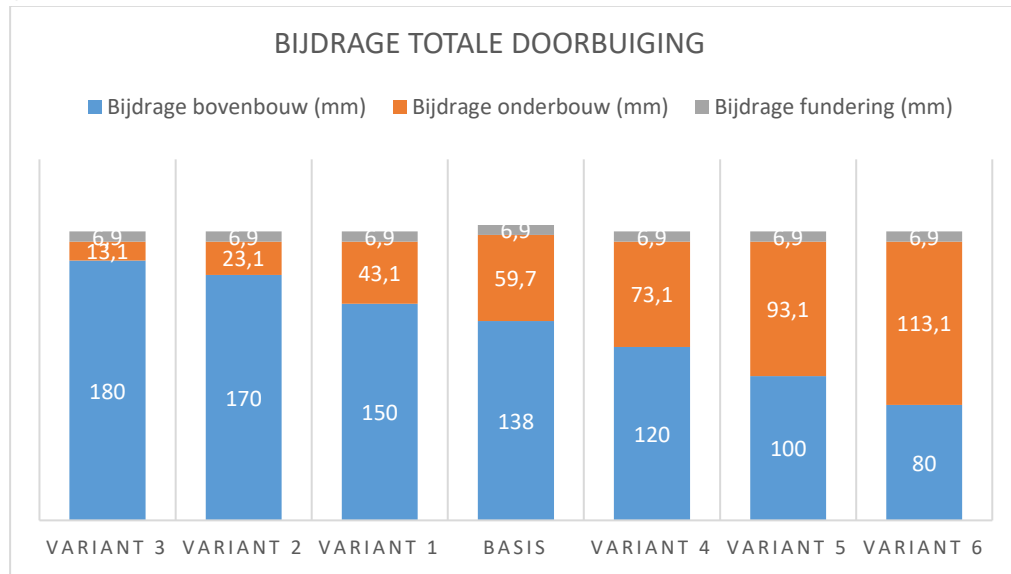
Met bijbehorende buigstijfheden:

$$EI_{boven} = \frac{23,33 * 114^4}{8 * 0,08} = 6,157 * 10^9 \text{ kNm}^2;$$

$$EI_{onder} = \frac{p}{0,1131} = \frac{227801657,8}{0,1131} = 2,014 * 10^9 \text{ kNm}^2.$$

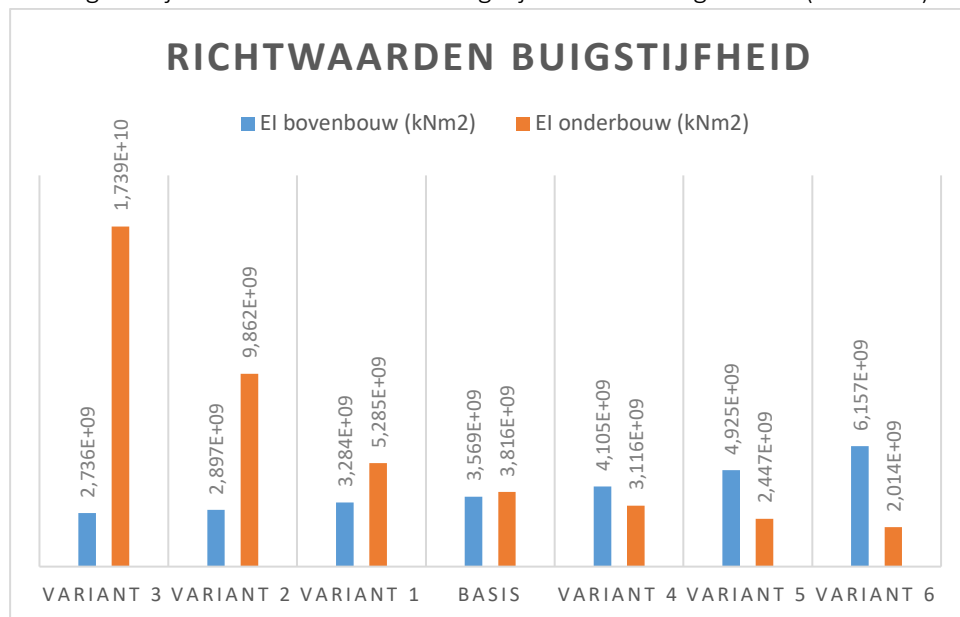
4.1.7 Vergelijking richtwaarden

Nu de richtwaarden voor de bijdragen aan de doorbuiging en de buigstijfheden bekend zijn, kunnen deze worden vergeleken. In onderstaande Grafiek 1 zijn de bijdragen aan de doorbuiging op een rijtje gezet:



Grafiek 1: bijdrage totale doorbuiging

Vervolgens zijn ook de verschillen in buigstijfheid in beeld gebracht (Grafiek 2):



Grafiek 2: vergelijking buigstijfheden boven- en onderbouw

Zoals opvalt aan bovenstaande grafiek zijn de verschillen tussen de buigstijfheden van de onderbouw vele malen groter dan die van de bovenbouw. Er zullen dus eerder hogere betonklassen en diktes moeten worden toegepast bij de onderbouw om de beoogde buigstijfheden (en daarmee de doorbuigingen) te behalen.

4.2 OPTIMALISATIE ONDERZOEKSVARIANTEN

Aangezien het doel van dit onderzoek is om een zo goedkoop mogelijke betonwand te ontwerpen die nog steeds voldoet aan de eisen van hoogbouw, zullen eerst de afzonderlijke varianten theoretisch worden geoptimaliseerd. Zoals eerder aangegeven kan nu m.b.v. de betonklassen en de equivalente hoogte de benodigde dikte van de wand per betonklasse worden bepaald.

4.2.1 Berekeningsmethode

Om per wand en per betonklasse een benodigde dikte en bijbehorende kosten te bepalen, zal eerst de dikte worden bepaald. Hiervoor worden formules 3-3 en 3-4 gebruikt (zie H3.5.1). Per betonklasse wordt eerst formule 3-3 ingevuld met de bijbehorende buigstijfheid van de variant (boven- of onderbouw) zoals berekend in H4.1, waarna het resultaat hiervan ingevuld kan worden in formule 3-4 om de benodigde dikte van de wand te bepalen.

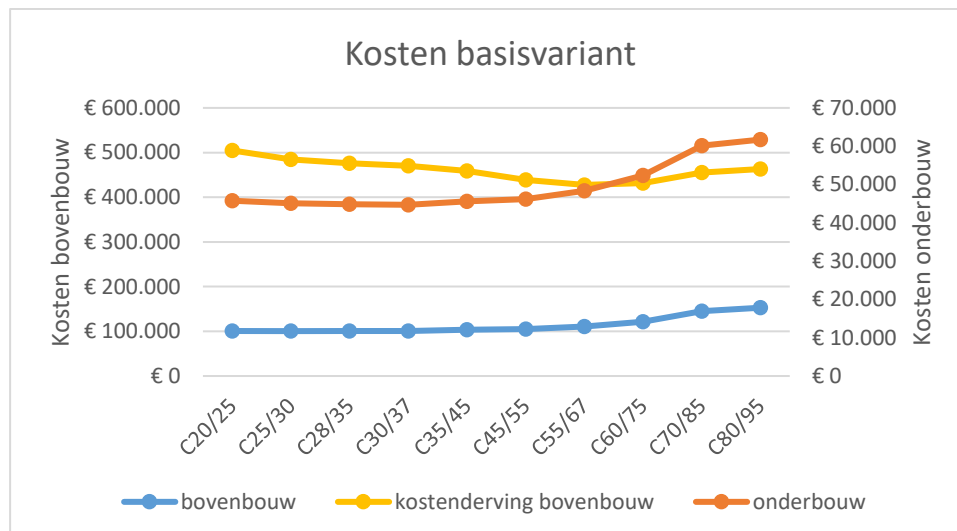
Bovenstaande methode wordt per variant uitgevoerd, zodat per bouwdeel en betonklasse een benodigde dikte volgt. Vanuit deze dikte worden vervolgens de kosten per bouwdeel bepaald.

Vervolgens worden de resultaten in een grafiek gezet zodat deze vergeleken kunnen worden. Deze grafiek bestaat uit vier waarden:

- Bovenbouw;
 - Materiaalkosten;
 - Kostenderving;
- Onderbouw;
 - Materiaalkkosten;
 - Kostenderving.

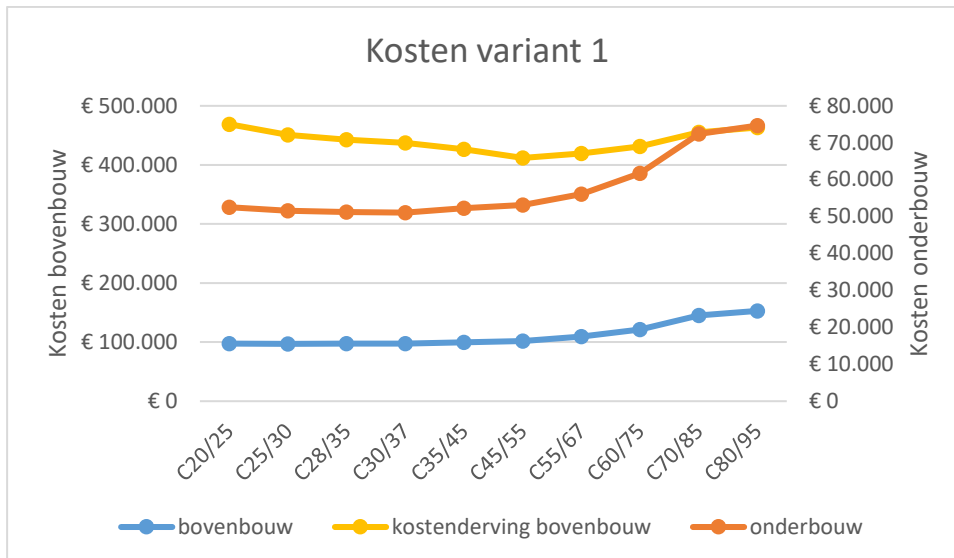
Per bouwdeel worden de kosten per betonklasse dus weergegeven. Deze behoren ook los van elkaar te worden gelezen. Hierbij wordt de linker-as afgelezen voor de kosten van de bovenbouw en de rechter-as voor de onderbouw. Door deze gescheiden te houden kunnen de varianten geoptimaliseerd worden a.d.h.v. beide bouwdeelen. In BIJLAGE VIII zijn alle resultaten in een tabel te vinden. De onderstaande kopjes geven de uitkomsten samengevat in een grafiek weer.

4.2.2 Basisvariant



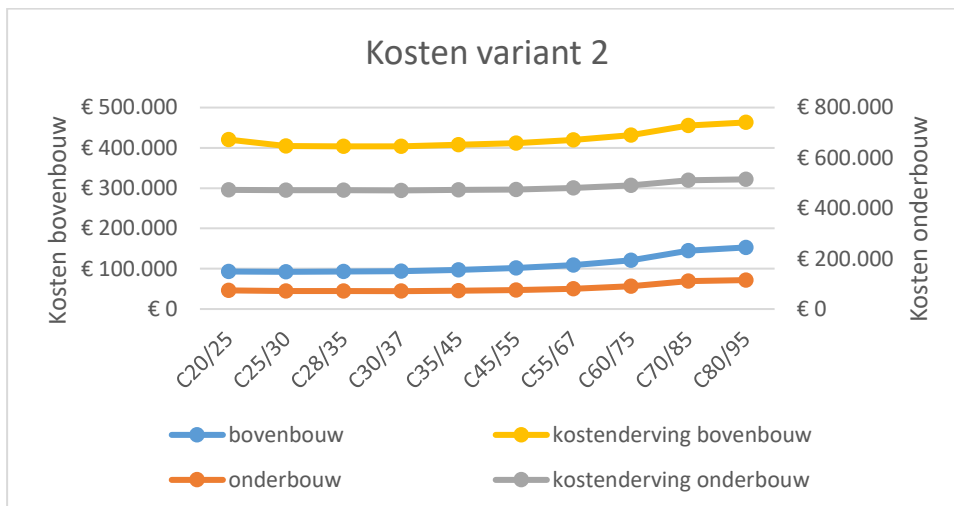
Grafiek 3: kosten per betonklasse

4.2.3 Variant 1



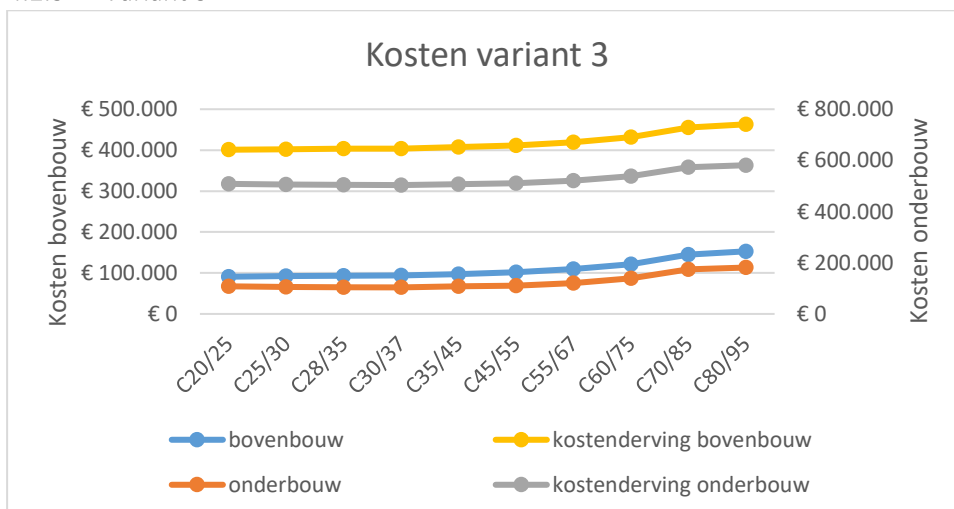
Grafiek 4: kosten per betonklasse

4.2.4 Variant 2



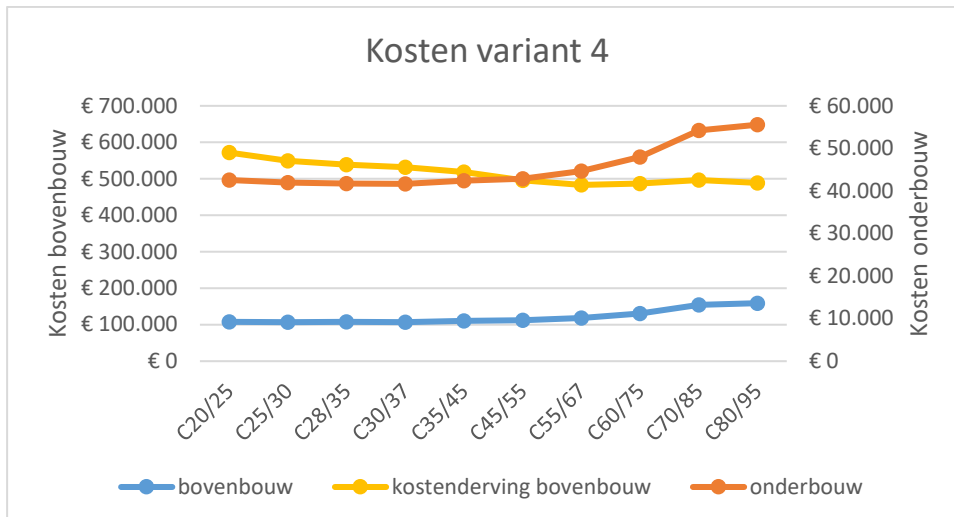
Grafiek 5: kosten per betonklasse

4.2.5 Variant 3



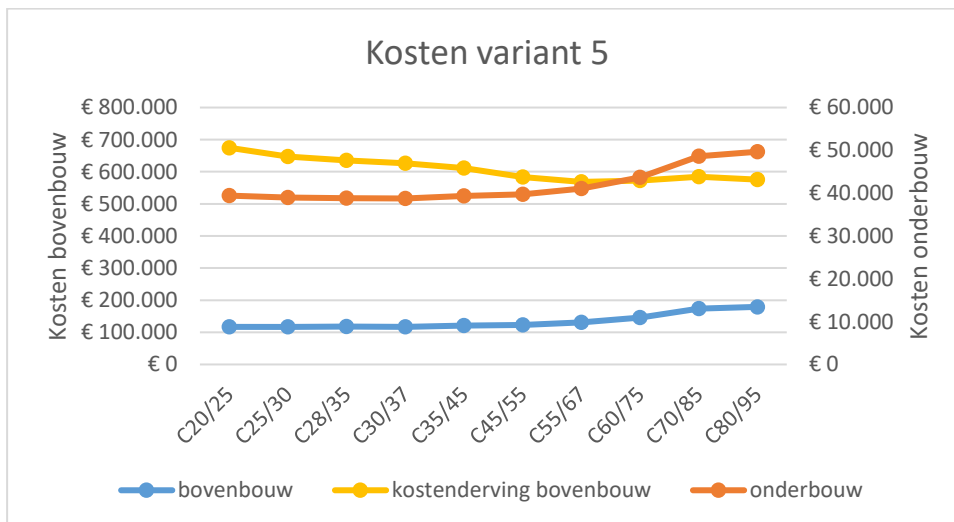
Grafiek 6: kosten per betonklasse

4.2.6 Variant 4



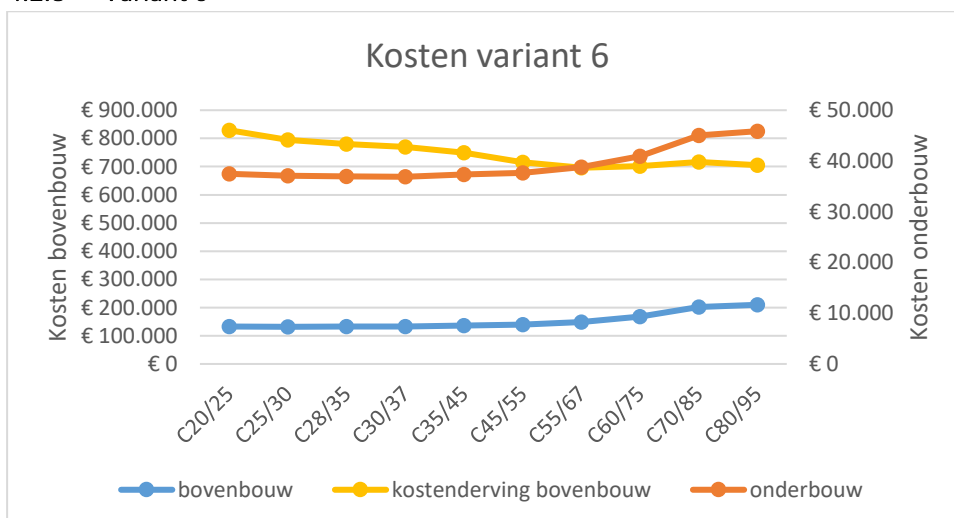
Grafiek 7: kosten per betonklasse

4.2.7 Variant 5



Grafiek 8: kosten per betonklasse

4.2.8 Variant 6



Grafiek 9: kosten per betonklasse

4.2.9 Vergelijking resultaten varianten

Wat opvalt, en ook logisch is, is dat de kostenderving de grootste invloed heeft op de totale kosten. Vooral bij varianten 2 en 3 (Grafiek 5 en Grafiek 6) hebben deze de overhand dankzij de overschrijding van de maximale dikte van de onderbouw. In de andere varianten heeft de onderbouw niet zo'n grote invloed, deze blijft hier onder de €100.000,-. Uit de lijn voor de kostenderving van de bovenbouw kan worden opgemaakt wanneer de minimale dikte t.b.v. geluidsisolatie is bereikt; deze loopt dan evenwijdig met de materiaalkosten voor de bovenbouw.

Varianten 2 en 3 komen duidelijk als duurste uit de bus, het verlies van parkeerplekken heeft veel invloed op de kosten. Tevens vallen varianten 4, 5 en 6 ook duurder uit vanwege de grotere benodigde buigstijfheid en daarmee een dikkere wand. Deze grotere dikte zorgt niet alleen voor meer materiaalverbruik maar ook voor een hogere kostenderving.

Op het eerste gezicht lijkt de basisvariant (al dan wel of niet geoptimaliseerd) dichtbij variant 1 te liggen qua totale kosten. Variant 1 heeft hierbij een iets stijvere onderbouw ten opzichte van een iets slappere bovenbouw; dit valt ook terug te zien in de grafieken. In Grafiek 3 voor de basisvariant liggen de kosten voor de bovenbouw + kostenderving gemiddeld hoger dan in Grafiek 4 voor variant 1. Voor de onderbouw is er sprake van het tegenovergestelde, bij de basisvariant valt deze iets goedkoper uit dan bij variant 1.

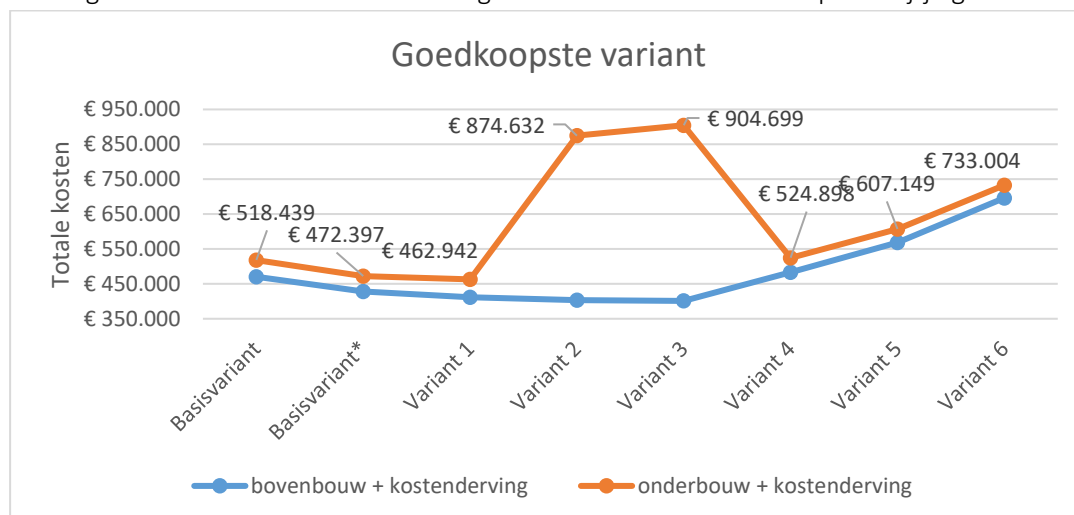
4.3 GOEDKOOPSTE VARIANT

Nu alle mogelijke configuraties voor de varianten met de bijbehorende kosten zijn berekend kan de goedkoopste variant worden bepaald. In onderstaande Tabel 21 zijn de goedkoopste configuraties per variant aangegeven, waarbij voor de basisvariant zowel de uitgangskonfiguratie (zie H3.3) als de geoptimaliseerde (i.e. Basisvariant*) wordt weergegeven:

Tabel 21: goedkoopste varianten en diens betonklassen met dikte

	Basis variant	Basis variant*	Variant 1	Variant 2	Variant 3	Variant 4	Variant 5	Variant 6
Bovenbouw	C30/37	C55/67	C45/55	C28/35	C20/25	C55/67	C80/95	C55/67
Dikte (mm)	250	215	210	210	210	247	296	370
Onderbouw	C55/67	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
Dikte (mm)	450	524	726	1.354	2.388	428	336	277

Vervolgens worden de totale kosten volgens Tabel 21 in Grafiek 10 op een rijtje gezet:



Grafiek 10: vergelijking goedkoopste varianten

Zoals in H4.2.9 is besproken zijn varianten 2 en 3 overduidelijk de duurste varianten. Tevens zijn varianten 4, 5 en 6 ook alle duurder. Ten opzichte van de basisvariant is variant 1 $\pm \text{€}60.000,-$ goedkoper. Hierbij moet vermeld worden dat wanneer de geoptimaliseerde basisvariant met variant 1 wordt vergeleken deze nog maar $\pm \text{€}10.000,-$ verschilt.

Wat opgemerkt moet worden is dat wanneer de kostenderving voor de onderbouw niét meegerekend zou worden, varianten 2 en 3 nog steeds duurder zijn. De optimale verhouding tussen het totale aandeel in doorbuiging in de vorm van buigstijfheden ligt dus ergens tussen variant 1 en 2.

4.3.1 Keuze goedkoopste variant

Het is duidelijk dat zowel variant 1 als de geoptimaliseerde basisvariant (i.e. basisvariant*) zeer dicht bij elkaar zitten qua kosten. Een belangrijk verschil tussen beide is dat variant 1 een lagere betonklasse (C45/55) heeft voor de bovenbouw t.o.v. de basisvariant* (C55/67). Dit terwijl beide varianten voor de onderbouw C30/37 als betonklasse hebben.

Om de definitieve keuze te maken wordt er een eis toegevoegd waarbij de betonklasse van de onderbouw minimaal C55/67 moet hebben (hetzelfde als de basisvariant) of eenzelfde klasse als de bovenbouw. Hieruit volgen de volgende twee configuraties en de bijbehorende kosten (Tabel 22):

Tabel 22: kostenvergelijking twee goedkoopste varianten

	Basisvariant*	Variant 1
Bovenbouw	C55/67	C45/55
Dikte (mm)	215	210
Onderbouw	C55/67	C55/67
Dikte (mm)	450	623
Totale kosten	€476.047,-	€467.997,-

Variant 1 zal dus nog steeds de goedkoopste variant zijn; deze wordt dan ook gekozen.

4.3.2 Controle variant 1

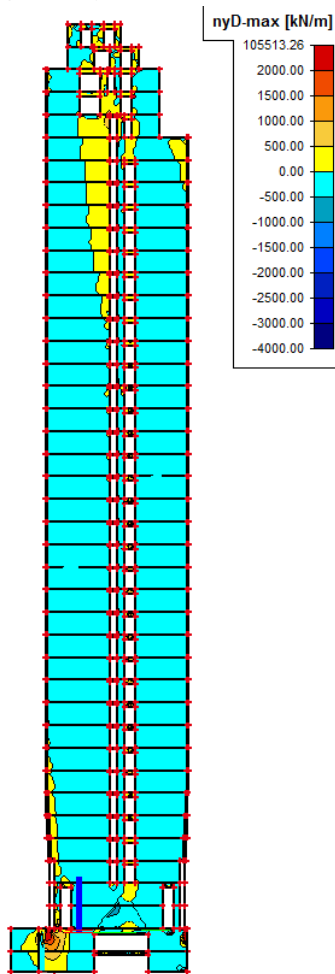
Nu het theoretische gedeelte is afgerond, kan worden gecontroleerd of de berekende waarden voor variant 1 niet alleen de vervorming juist benaderen maar ook qua sterkte voldoen. Hiervoor wordt het eerder gebruikte SCIA-model, zoals gebruikt in de referentiecasse weer toegepast, met de volgende eigenschappen voortkomend uit Tabel 22:

- Bovenbouw;
 - C45/55;
 - $d = 210 \text{ mm}$;
- onderbouw;
 - C55/67;
 - $d = 623 \text{ mm}$.

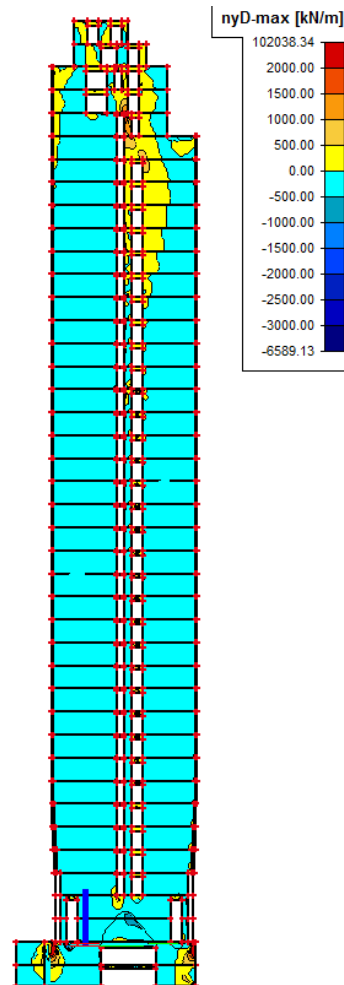
Bij deze controle worden de belastingcombinaties van zowel de uiterste grenstoestand (H1.5.2) als de bruikbaarheidstoestand (H1.5.3) toegepast in het SCIA-model. Voor het rapport met de volledige berekening en resultaten zie Bijlage IX.

4.3.2.1 Spanningen BGT

Ten eerste worden de spanningen in de BGT gecontroleerd, deze zijn namelijk van invloed op de doorbuiging van de wand. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de situaties wind van links (Figuur 14) en wind van rechts (Figuur 15):



Figuur 14: spanningen wind van links (BGT)



Figuur 15: spanningen wind van rechts (BGT)

Zoals bovenstaande figuren aangeven is de wand in beide gevallen bijna geheel onder druk (blauw). Ook zijn er gebieden aanwezig waar trekkrachten optreden (geel).

De opneembare trekkrachten voor de bouwdeelen worden volgens onderstaande formule berekend, die ook terug te vinden zijn in de legenda's van de spanningsfiguren:

$$\text{maximale trekkracht} = f_{ctm} * d_{wand}$$

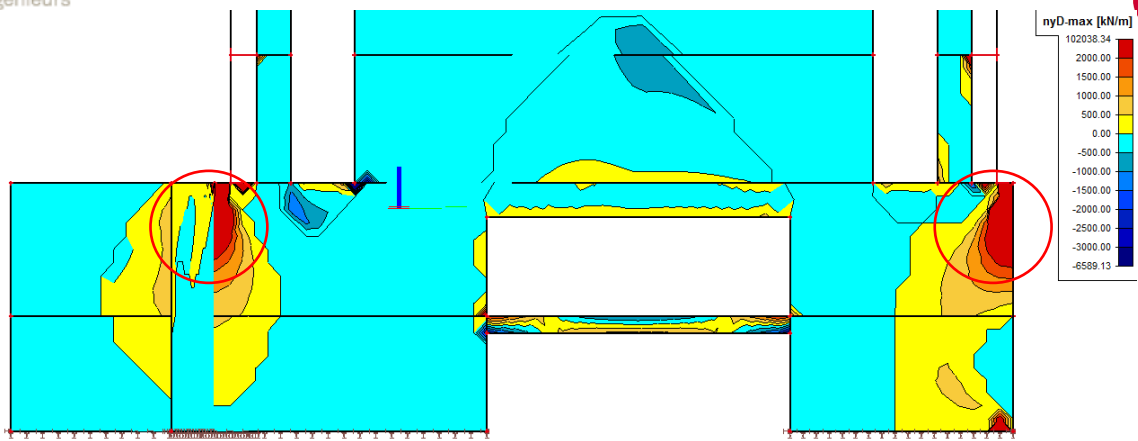
Waarbij voor de bovenbouw (C45/55) geldt:

$$\text{maximale trekkracht} = 3,8 * 210 = 798 \text{ kN/m}$$

En voor de onderbouw (C55/67):

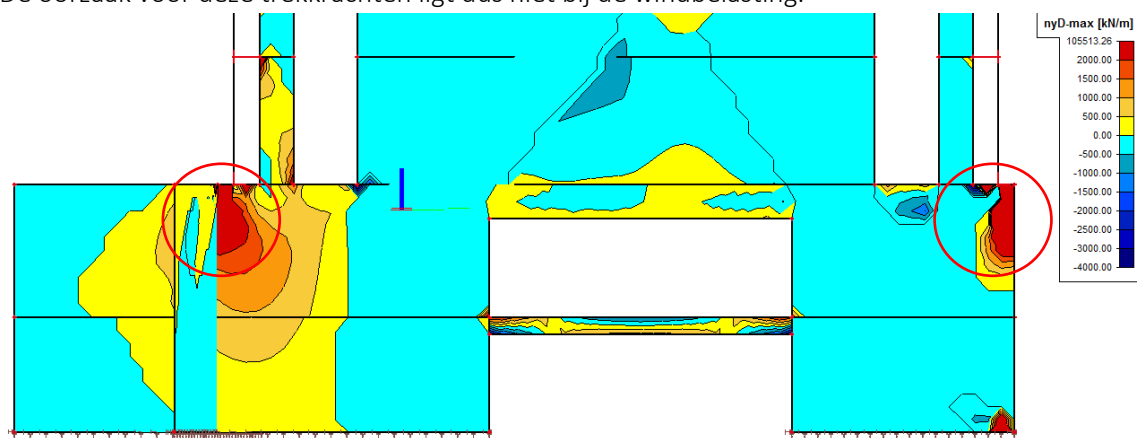
$$\text{maximale trekkracht} = 4,2 * 623 = 2616,6 \text{ kN/m}$$

Er zijn enkele gebieden waar de trekkracht wordt overschreden. Echter zijn al deze gebieden, op twee na, zodanig klein dat dit te verwaarlozen is. De gebieden waar de trekkrachten zodanig overschreden worden dat het nodig is deze beter te bekijken betreft de gebieden ter plaatse van de dwarswanden, zoals aangegeven in **Figuur 16** en **Figuur 17** (rood omcirkelt):



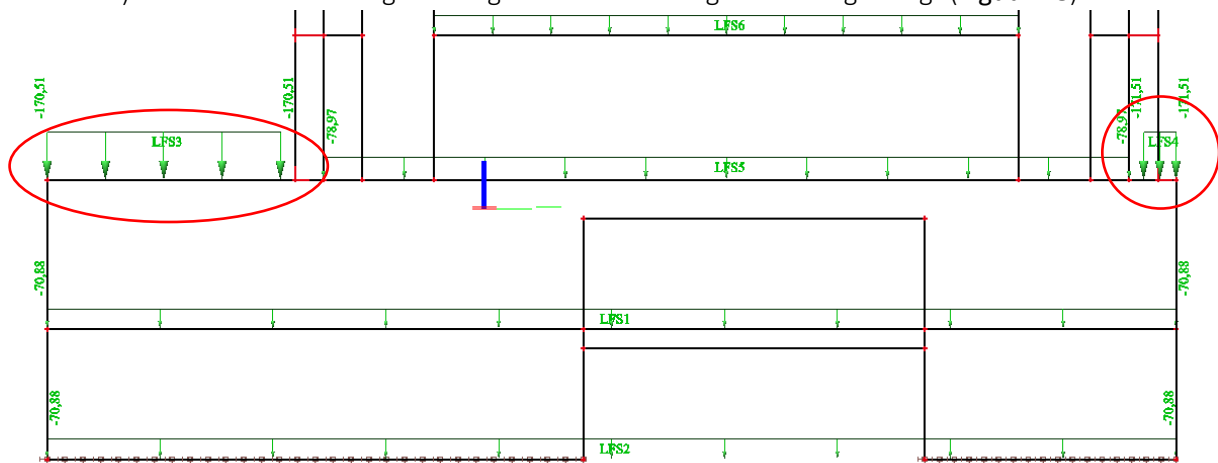
Figuur 16: trekspanningen in kopse wand (wind van rechts)

Bovenstaande figuur betreft de situatie met wind van rechts, waarbij het logisch is dat er rechts trekrachten optreden. Echter is deze trek ook aanwezig in de situatie met wind van links (Figuur 17). De oorzaak voor deze trekrachten ligt dus niet bij de windbelasting.



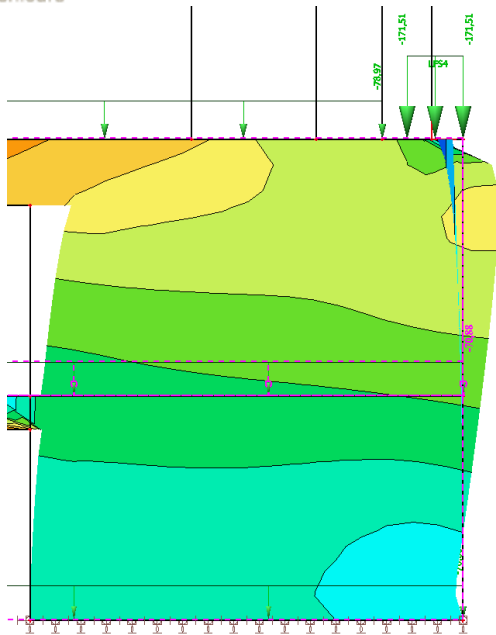
Figuur 17: trekspanningen in kopse wand (wind van links)

Wanneer naar de gebruikte belastingen wordt gekeken blijkt dat hier een belasting aanwezig is (rood omcirkelt) die de bovenbelasting van de grond en bestrating in rekening brengt (Figuur 18):

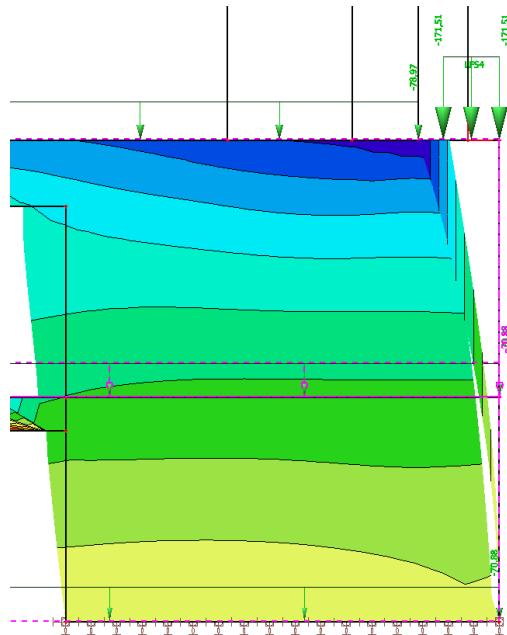


Figuur 18: bovenbelasting op kopse wand

Deze belasting zorgt in beide situaties ervoor dat de kopse wand gaat buigen. Bij wind van links zorgt dit ervoor dat deze naar buiten toe komt (Figuur 19) en dus ongunstig is t.b.v. de totale doorbuiging. Echter zal deze doorbuiging worden belemmerd door de horizontale gronddruk wat tevens de trekracht zal verminderen. Bij wind van rechts (Figuur 20) zal deze indrukking juist gunstig werken, aangezien dit de vervorming van de onderbouw verminderd door deze naar rechts te trekken.



Figuur 19: vervorming kopse wand (wind van links)

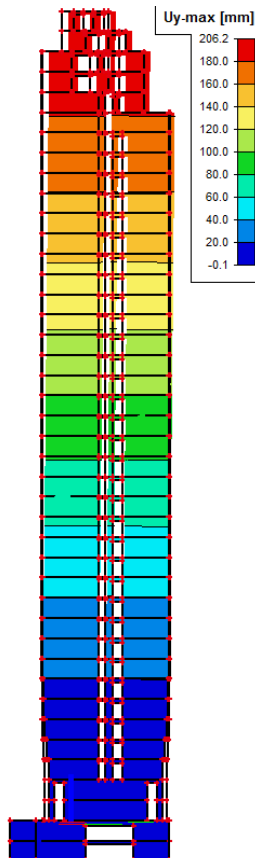


Figuur 20: vervorming kopse wand (wind van rechts)

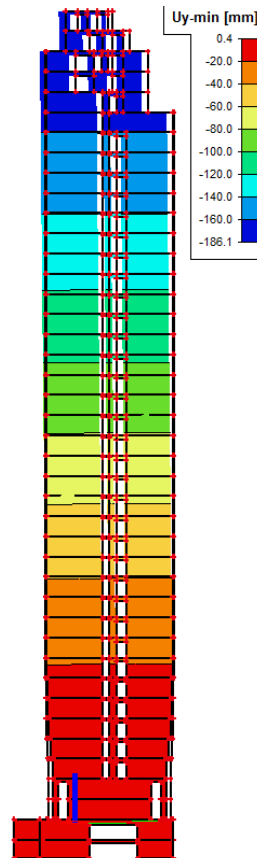
Deze doorbuiging is ook aanwezig bij de linker dwarswand. Deze zal in elke situatie dankzij de bovenbelasting naar binnen willen buigen, waardoor er trekkrachten ontstaan. Tevens treden deze trekkrachten op ter plaatse van een knooppunt in het rekenmodel, waardoor er sprake is van piekspanningen. Deze zullen in de realiteit niet optreden en zijn dus te verwaarlozen (Hoogenboom, 2017). De aanname dat het beton niet scheurt in de BGT is dus juist.

4.3.2.2 Doorbuiging

Vervolgens wordt de doorbuiging bekeken, waarbij ook onderscheid wordt gemaakt tussen de situaties wind van links (Figuur 21) en wind van rechts (Figuur 22):



Figuur 21: vervorming wind van links (BGT)



Figuur 22: vervorming wind van rechts (BGT)

Zoals bovenstaande figuren aangeven sluiten de theoretisch berekende buigstijfheden aan op de doorbuigingsis van 200 mm $\pm 5\%$. De maximale doorbuiging in de maatgevende situatie (wind van links) bedraagt namelijk 206,2 mm.

4.3.2.3 2e orde effect

Voor de BGT wordt als laatste het 2e orde effect berekend. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat, aangezien er vijf stabiliteitswanden zijn, vier-vijfde van het totale gewicht aanpendelend werkt. De berekening voor het 2e orde effect is te vinden in Bijlage H3.2.1.

De vergrotingsfactor die voor de BGT in rekening gebracht moet worden bedraagt 1,156. De totale maatgevende vervorming wordt dan:

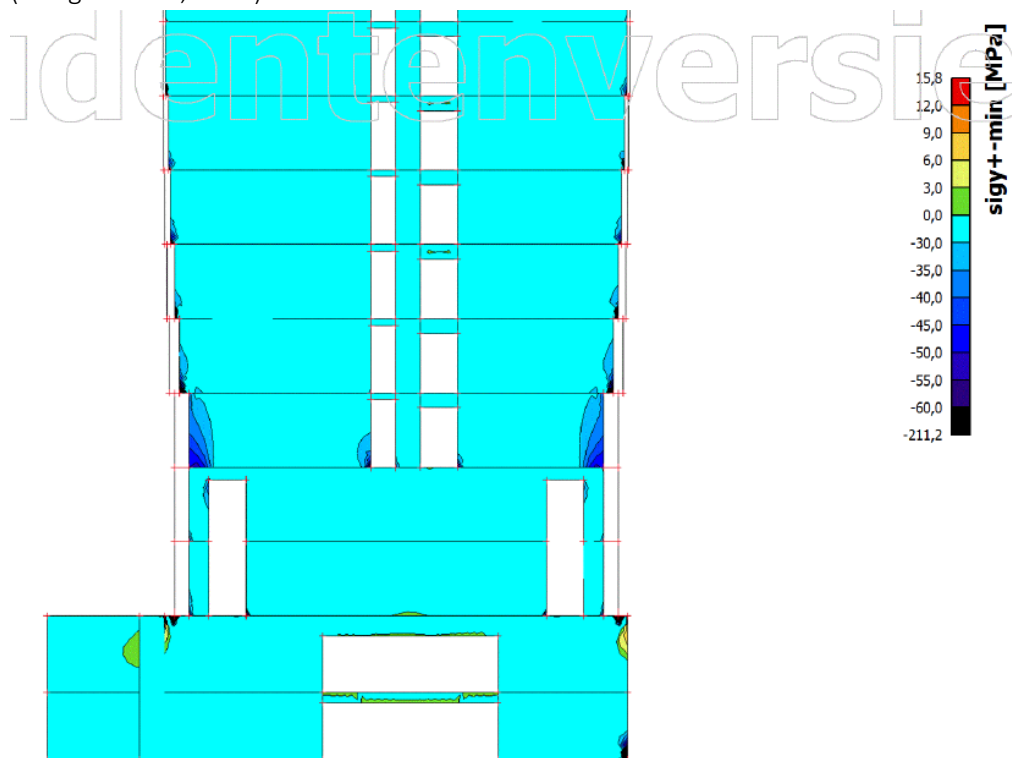
$$u_{tot,2e\text{ orde}} = 1,156 * 206,2 = 238,5 \text{ mm} < \frac{1}{500} * 120600 = 241,2 \text{ mm}$$

Met deze vervorming voldoet variant 1 dus nét aan het 2e orde effect. Wel moet opgemerkt worden dat er conservatief is gerekend met het bepalen van de vergrotingsfactor. Wanneer het 2^e orde effect nauwkeuriger wordt berekend zal deze een kleinere vergrootfactor en vervorming geven.

4.3.2.4 Spanningen UGT

Als laatste worden de spanningen in de UGT gecontroleerd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de maximale drukspanningen en de maximale trekspanningen.

In Figuur 23 hieronder valt te zien dat enkel bij de moment-vaste verbindingen t.b.v. de gevelpenanten de maximale drukspanning wordt overschreden, hier zou dus betonstuik optreden. Echter zijn dit lokale piekspanningen veroorzaakt door de aansluiting van de knooppunten. Echter zullen deze piekspanningen in het echt niet optreden, waar een nauwkeurige berekening op zal wijzen (Hoogenboom, 2017).



Figuur 23: maximale drukspanningen variant 1 (UGT)

In Figuur 24 hieronder valt te zien dat bij dezelfde knooppunten piekspanningen optreden, in dit geval trekspanningen. Deze trekspanningen zullen moeten worden opgenomen door het betonstaal.



Figuur 24: maximale trekspanningen variant 1 (UGT)

Zoals in H3.6.3 is aangegeven wordt er gecontroleerd of de aangehouden staalhoeveelheden kloppen. Wanneer er wordt aangehouden dat er over de gehele wand de doorsnede een maximale spanningen van 6 N/mm^2 (lichtgroen in bovenstaande figuur) moet kunnen opnemen levert dit een hoeveelheid wapeningsstaal van 120 kg/m^3 op. Echter zal er niet overal deze trekspanning optreden waardoor er minder wapening benodigd is. De gebruikte staalhoeveelheden voor de kostenberekening is dus een conservatieve en juiste benadering.

Variant 1 voldoet dus aan de gestelde eisen van zowel Sterkte, Stijfheid en Stabiliteit.

5 CONCLUSIE

5.1 OPTIMALE ONTWERP

De hoofdvraag van dit onderzoek luidde als volgt:

“Wat is het optimale ontwerp t.b.v. de zwaarst belaste stabiliteitswand van Grotius I om deze te kunnen laten voldoen aan de eisen van hoogbouw?”

In H4.3 blijkt dat variant 1 het goedkoopste ontwerp heeft, ook al is deze slechts €10.000,- goedkoper dan de geoptimaliseerde basisvariant. Maar is deze goedkoopste variant het optimale ontwerp? Wanneer er naar de benodigde betondikte wordt gekeken zal de geoptimaliseerde basisvariant de voorkeur hebben, deze heeft namelijk een kleinere wanddikte in de onderbouw t.o.v. variant 1. Terwijl variant 1 in de bovenbouw maar miniem verschilt met de geoptimaliseerde basisvariant (i.e. 5 mm).

De vraag is wat men onder ‘optimaal’ verstaat. Zijn hierbij de totale kosten voornamelijk van belang of heeft de bruikbaarheid hier een groter aandeel in? De bruikbaarheid heeft hierbij te maken met te dikke wanden. In variant 3 is bijvoorbeeld bij eenzelfde betonklasse als bij de goedkoopste variant voor de onderbouw een wanddikte van ruim 1,7 meter benodigd. Voor een zo optimaal mogelijk ontwerp zal er dus een compromis moeten worden gesloten. Welke maximale dikte wordt getolereerd en welke winst levert dit op.

In dit onderzoek is gekeken naar de buigstijfheid wanneer er alleen betonnen wanden worden toegepast. Wanneer er stalen liggers worden ingestort zal de stijfheid enorm toenemen, wat dunnere wanden in de onderbouw oplevert. Echter zal deze oplossing hogere materiaal- en uitvoeringskosten met zich meebrengen. De vraag is dan of de kostenderving in de bovenbouw genoeg oplevert om dit te rechtvaardigen. Dit wil niet zeggen dat het niet interessant is om ook deze opties te bekijken.

5.2 TOEPASSING OP ANDERE PROJECTEN

De algemene conclusie van dit onderzoek luidt als volgt:

“Investeren in een stijvere onderbouw zorgt voor een slankere constructie in de bovenbouw en daarmee voor een reductie op de totale kosten.”

Zoals blijkt uit de kostenvergelijkingen is bij een hogere buigstijfheid van de onderbouw t.o.v. de bovenbouw de “winst” op kosten het grootst. Op deze manier kan de bovenbouw namelijk zo slank mogelijk worden gebouwd, wat qua kostenderving een winst met zich meebrengt. Het optimum voor de verhouding tussen aandeel in doorbuiging bevindt zich a.d.h.v. Tabel 20 tussen de volgende waarden:

- Aandeel bovenbouw;
 - 75% - 82,5%;
- Aandeel onderbouw;
 - 25% - 17,5%.

Dit optimum is enkel van toepassing op dit project. Bij andere hoogbouw projecten kan en zal dit optimum ergens anders liggen. Desalniettemin is het vanuit het oogpunt van de opdrachtgever gunstig om het constructieve ontwerp niet alleen te laten voldoen aan sterkte, stijfheid en stabiliteit, maar ook te kijken naar wat de kostenderving oplevert bij een slanker ontwerp. Waarbij de verhouding in doorbuiging tussen de boven- en onderbouw van belang is. .

6 BIBLIOGRAFIE

-
- Betonvereniging. (sd). *Stabiliteit - gekoppelde wanden*. Betonvereniging.
- Bouwkosten. (sd). *Bouwkosten*. Opgehaald van Bouwkosten: www.bouwkosten.nl
- Business Insider Nederland. (2017, April 13). *Ontwikkeling huizenprijs in het eerste kwartaal van 2017*. Opgehaald van Business Insider Nederland:
<http://onderzoek.elsevier.nl/onderzoek/huizenprijzen/24>
- Elsevier. (2016). *Huizenprijzen 2016*. Opgehaald van Elsevier:
<http://onderzoek.elsevier.nl/onderzoek/huizenprijzen/24>
- Hoogenboom, d. I. (2017). *Piekspanningen in eindige-elementenberekeningen*. Delft.
- Huurdersland VOF. (sd). *Huurdersland BVO*. Opgehaald van Huurdersland:
www.huurdersland.nl/woordenboek/huren/bvo/
- Mebin . (2017). *Mebin verkoopvoorwaarden*. Opgehaald van Mebin :
<http://www.mebin.nl/nl/verkoopvoorwaarden>
- MVRDV. (2017). *Grotiusplaats Den Haag*.
- Nederlands Normalisatie Instituut . (2005). *NPR 5070 - Geluidwering in woongebouwen*. Delft:
Nederlands Normalisatie Instituut .
- Nederlands Normalisatie Instituut. (2011). *Eurocode 1 Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene Belastingen - Windbelastingen*. Delft.
- Nederlands Normalisatie Instituut. (2011). *Nationale Bijlage bij NEN-EN 1991-1-4+A1+C2*. Delft.
- Pararius. (2017, Januari 30). *Deze huurprijs betaal je gemiddeld per vierkante meter in utrecht*. Opgehaald van indebuurt utrecht: <https://indebuurt.nl/utrecht/nieuws/huurprijs-betaal-gemiddeld-per-vierkante-meter-utrecht~23247/>
- PelserHartman. (sd). *meet-tekenwerk NEN2580 metingen en certificaten*. Opgehaald van meet-tekenwerk : <https://meet-tekenwerk.nl/specialisme/meetwerk/nen-2580-metingen-en-certificaten/>
- Selectoo. (2017). *Parkeerplaats afmetingen in breedte en lengte*. Opgehaald van Selectoo:
<http://selectoo.nl/parkeerplaats-afmetingen-breedte-lengte.html>
- Vercammen, I. M. (sd). *Akoestische kwaliteit van de woningbouw in Nederland*. Mook: Peutz bv.
- Verkeersnet. (2009, Juli 22). *Ondergrondse parkeerplaats kost halve ton* . Opgehaald van Verkeersnet: <https://www.verkeersnet.nl/1727/ondergrondse-parkeerplaats-kost-halve-ton/>