

Hofpleintoren

Gewichts- en stabiliteitsberekening

DO-H003

0044012

15 September 2023

Revisie P03

Revisie	Beschrijving	Opgesteld door	Datum	Gecontroleerd
P01	Draft issue for CC3 checking	TU	21-08-2022	DV
PO2	Vertaling naar NL	TU	28-04-2023	DV
P03	Aanpassingen voor WABO	TU	15-09-2023	DV

[https://burohappold.sharepoint.com/sites/044012/02_Documents/03_Reports/VO-H003 Stability Report/DO-H003 Gewichts- en stabiliteitsberekening.docx](https://burohappold.sharepoint.com/sites/044012/02_Documents/03_Reports/VO-H003%20Stability%20Report/DO-H003%20Gewichts-%20en%20stabiliteitsberekening.docx)

Rapport Disclaimer

Dit rapport is opgesteld door Buro Happold ("BH") ten behoeve van RED Company voor het Definitief Ontwerp. Zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van BH kan door geen enkele andere partij dan RED Company een beroep worden gedaan op dit rapport. BH accepteert geen aansprakelijkheid of verantwoordelijkheid voor gevolgen van het gebruik van dit rapport door een derde partij, ongeacht of de aard van dat gebruik overeenstemt met het doel waarvoor dit rapport werd opgesteld. Dit rapport is opgesteld voor RED Company en alleen RED Company kan op de inhoud van dit rapport afdaan waarbij de aansprakelijkheid en verantwoordelijkheid van BH met betrekking tot de inhoud van dit rapport is onderworpen aan de uitdrukkelijke contractvoorwaarden die gelden tussen BH en RED Company. De bevindingen van BH in dit rapport zijn gebaseerd op de ten tijde van het opstellen van dit Rapport beschikbare informatie zoals uiteengezet in dit rapport; alle daarvan afwijkende informatie moet worden beschouwd als onvoorzien door, en onvoorzienbaar voor BH. Het rapport mag niet worden opgevat als beleggings- of financieel advies.

Openbaarmaking of vermenigvuldiging van dit rapport mag alleen geschieden in zijn geheel. Het aanbrengen van wijzigingen in en/of aanvullingen op dit rapport is voorbehouden aan BH. Ondanks alle betachte zorgvuldigheid is BH niet aansprakelijk voor schade, van welke aard ook, als gevolg van onjuistheden in of problemen veroorzaakt door (elektronische of andere) communicatie ten aanzien van dit rapport.

Dit rapport bevat vertrouwelijke informatie. Indien u als niet-geadresseerde, anders dan via BH of RED Company, kennis neemt van dit rapport of delen ervan, wordt u verzocht de afzender hiervan onmiddellijk op de hoogte stellen met een kopie van dat bericht aan BH en RED Company, en dit rapport te vernietigen.

auteur	
datum	
goedgekeurd	
handtekening	
datum	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	4
1.1	Doel van het document	4
1.2	Opbouw van het document	5
2	Gewichtsberekening	6
2.1	Belasting opsomming – gehele gebouw	6
2.2	Belasting op een typische kolom	7
2.3	Model verificatie	8
3	Stabiliteitssysteem	9
3.1	Stabiliteitsprincipe	9
3.2	Ontwerp benadering	11
3.3	Analyse stabiliteit	14
4	Conclusie	20

1 Inleiding

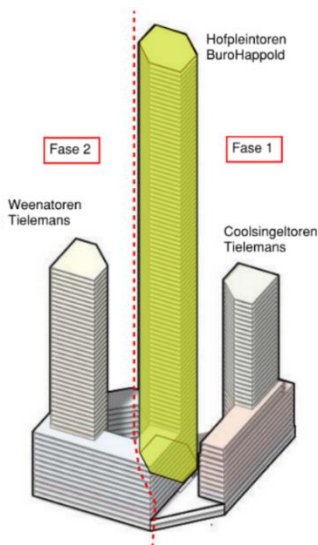
1.1 Doel van het document

Dit document behandelt het ontwerp van de constructieve elementen van de Hofpleintoren (RISE) project. Het rapport is onderdeel van de ontwerpdocumentatie en moet samen worden gelezen met de volgende documenten. Samen geven deze documenten een volledig beeld van het constructief ontwerp.

Tabel 1—1 Referentielijst

Document	Omschrijving
VO-H001 Uitgangspunten rapport	Hierin worden de uitgangspunten van het constructief ontwerp uitgelicht en bevat een introductie van het project. Het wordt aangeraden om dit eerst door te nemen.
VO-H002 Robuustheid rapport	De robuustheid van het gebouw wordt bekeken in dit rapport.
VO-H004 Elementen rapport	Hierin worden de berekeningen van de constructieve onderdelen beschreven.
Technische tekeningen	

Het project betreft drie woontorens die gescheiden zijn met dilataties in de laagbouw. De middelste en hoogste toren heeft de dakrand op 275m hoog en is als enige onderdeel van dit document. Een uitgebreidere beschrijving staat in het uitgangspuntenrapport.



Figuur 1—1 Omvang van het ontwerp is in licht groen weergegeven

1.2 Opbouw van het document

Dit document beschrijft de globale gewichtsberekening en het stabiliteitsgedrag van de Hofpleintoren.

Als eerst wordt in hoofdstuk 2 de gewichtsberekening van het gebouw weergegeven. Dit wordt gedaan op globale schaal en voor een enkele kolom. Daarnaast worden hier de verticale belastingen uit de modellen geverifieerd met een handberekening.

Het tweede deel van het rapport gaat in op het stabiliteitssysteem, weergegeven in hoofdstuk 3. Eerst worden de principes van het stabiliteitssysteem van het gebouw uitgelegd, gevolgd door een beschrijving van de ontwerpbenadering. Vervolgens worden er verschillende analyses uitgevoerd, beginnend met een gevoeligheidsstudie naar de verschillende layouts van de kern. Daaropvolgend wordt er gecontroleerd welke elementen op trek belast worden, om zo te zorgen dat met de juiste stijfheid van het materiaal gerekend wordt. De verplaatsing van het gebouw kan daarmee gecontroleerd worden, gevolgd door een controle van het tweede orde effect. Tot slot wordt er een modelvalidatie uitgevoerd met een handberekening.

2 Gewichtsberekening

Dit hoofdstuk bevat een samenvatting van de berekeningen en analyses van de Hofpleintoren, onderbouwd met de aannames uit het uitgangspunten rapport.

De gebruikte software voor de analyses is gevalideerd met handberekeningen. Een aantal vergelijkingen tussen de software en handberekeningen worden weergegeven.

Eerst zullen de belastingen worden vergeleken, daarna pas het ontwerp van de constructieve elementen.

2.1 Belasting opsomming – gehele gebouw

De opsomming van belastingen voor de gehele toren is met de hand gedaan en hieronder weergegeven. Deze zijn gebaseerd op de belasting plattegronden in de *Technische tekeningen set*.

Hofpleintoren		Aantal verdiepinge	Oppervlak [m2]	Gk	+	ψ0	x	ψL,Qk	perm	+ var	
L86	Dak (lift uitloop)	d = 220	42,3 x (7,3 +	0 x	1) =			309 +	0	
L85	Dak (installaties)	d = 220	753,7 x (7,3 +	1 x	3) =			5502 +	2261	
L82-L84	Woningen	d = 220	3 x 629,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =			13774 +	2227	
L78-L81	Woningen	d = 220	4 x 842,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =			24585 +	3974	
L69-L77	Woningen	d = 220	9 x 912,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =			59916 +	9685	
L11-L68	Woningen	d = 220	57 x 929,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =			386540 +	62482	
L52	Voorzieningen	d = 220	564,1 x (7,3 +	0,4 x	6,2) =			4118 +	1399 extr	
L52	Woningen	d = 220	364,9 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =			2664 +	431 extr	
L10	Installaties	d = 220	340,6 x (7,3 +	1 x	10) =			2487 +	3406	
L10	Voorzieningen	d = 220	472,3 x (7,3 +	0,4 x	6,2) =			3448 +	1171	
L9	Kantoor	d = 220	657,9 x (7,3 +	0,5 x	4) =			4803 +	1316 extr	
L8	Kantoor	d = 220	657,9 x (7,3 +	0,5 x	4) =			4803 +	1316	
L8	Kantoor	d = 220	657,9 x (7,3 +	0,5 x	4) =			4803 +	1316	
L8	Installaties	d = 220	155,0 x (7,3 +	1 x	10) =			1132 +	1550	
L4-L7	Kantoor	d = 220	4 x 813,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =			23738 +	6504	
L2-L3	Kantoor	d = 220	2 x 813,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =			11869 +	3252	
L1	Kantoor	d = 220	760,5 x (7,3 +	0,5 x	4) =			5551 +	1521	
L0	Installaties	d = 220	108,1 x (7,3 +	1 x	10) =			789 +	1081	
L0	Kantoor	d = 220	704,8 x (7,3 +	0,5 x	4) =			5145 +	1410	
B1	Installaties	d = 220	201,4 x (7,3 +	1 x	10) =			1471 +	2014	
B1	Parkeren	d = 220	611,5 x (7,3 +	0,7 x	2) =			4464 +	856	
B2	Installaties	d = 220	813,0 x (1,8 +	1 x	10) =			1463 +	8130	
L85	Verticaal transport	Dak (installaties)	21,2 x (1,8 +	1 x	3) =			38 +	64	
L62-L84	Verticaal transport	Woningen	d = 220	23 x 145,9 x (85% x	7,3 +	0,4 x	3) =	20937 +	4026	
L32-L61	Verticaal transport	Woningen	d = 220	29 x 128,5 x (84% x	7,3 +	0,4 x	3) =	22715 +	4471	
L52	Verticaal transport	Kantoor	d = 220	128,5 x (84% x	7,3 +	0,5 x	3) =	783 +	193	
L11-L31	Verticaal transport	Kantoor	d = 220	21 x 111,1 x (81% x	7,3 +	0,5 x	3) =	13782 +	3499	
B2-L10	Verticaal transport	Kantoor	d = 220	13 x 111,1 x (81% x	7,3 +	0,5 x	3) =	8532 +	2166	
Wanden				0,0 x (25 +	0 x	0) =		0 +	0	
Kolommen				0,5 x (25 +	0 x	0) =		13 +	0	
Façade				38076,6 x (2,5 +	0 x	0) =		95191 +	0	
Balken				0,0 x (25 +	0 x	0) =		0 +	0	
Total: =									730946 +	130533	
				Extreem =	135034 kN					Momenteaan =	130533
Ultimate limit state loads, CC3-New Construction											
FED		=	1,49 x	730946 +	1,65 x	130533 =	1304488	kN	(NEN-EN 1990: vergelijking 6.10a)		
		=	1,32 x	730946 +	1,65 x	135034 =	1187655	kN	(NEN-EN 1990: vergelijking 6.10b)		

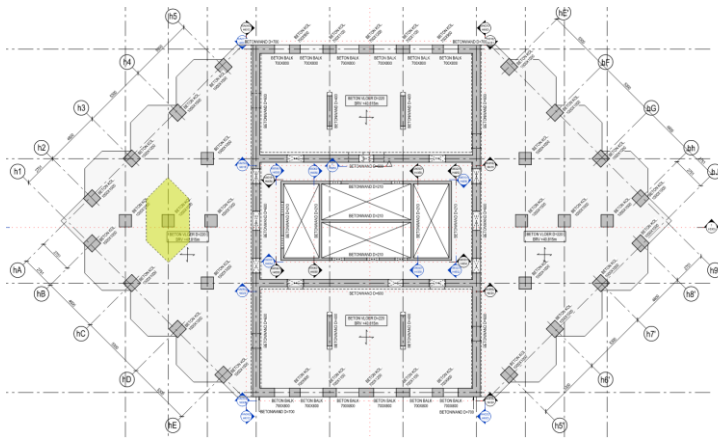
Figuur 2-1 Uitsplitsing van belastingen van het gehele gebouw

De totale gronddruk op onder de poer is 1.407.279 + 130.533 = 1.537.812 kN

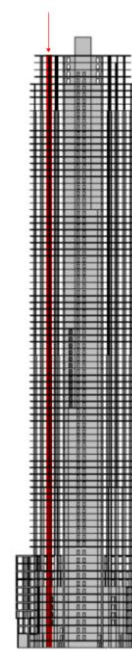
Met een poer grootte van ongeveer 2100 m² wordt dit een veranderlijke belasting van 732 kN/m²

2.2 Belasting op een typische kolom

Uit een analyse blijkt dat kolom C1 de meeste belasting zal afdragen.



Figuur 2-2 Kolom C1 positie



Figuur 2-3 C1 Zijaanzicht met C1 in het rood

Het gedragen vloerooppervlak voor kolom C1 is 20m². De totale belasting onder in de kolom is 21474 kN.

Hofpleintoren		No. Stories	Area	Gk	+	ψ0	x	ψt.Qk	perm	+	var
L86	Dak (lift uitloop)		d = 220	20,0 x (7,3 +	0 x	1) =	146 +	0		
L85	Dak (installaties)		d = 220	20,0 x (7,3 +	1 x	3) =	146 +	60		
L82-L84	Woningen	3 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =	438 +	71		
L78-L81	Woningen	4 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =	584 +	94		
L69-L77	Woningen	9 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =	1314 +	212		
L11-L68	Woningen	57 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =	8322 +	1345		
L52	Woningen		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	2,95) =	146 +	24	extr	
L10	Voorzieningen		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,4 x	6,2) =	146 +	50		
L9	Kantoor		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =	146 +	40	extr	
L8	Kantoor		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =	146 +	40		
L4-L7	Kantoor	4 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =	584 +	160		
L2-L3	Kantoor	2 x	d = 220	20,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =	292 +	80		
L1	Kantoor		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,5 x	4) =	146 +	40		
L0	Installaties		d = 220	20,0 x (7,3 +	1 x	10) =	146 +	200		
B1	Parkeren		d = 220	20,0 x (7,3 +	0,7 x	2) =	146 +	28		
B2	Installaties			20,0 x (1,8 +	1 x	10) =	36 +	200		
Wanden				0,0 x (25 +	0 x	0) =	0 +	0		
Kolommen				165,9 x (25 +	0 x	0) =	4147 +	0		
Façade				0,0 x (2,5 +	0 x	0) =	0 +	0		
Balken				0,0 x (25 +	0 x	0) =	0 +	0		
Total: =									17031 +	2644	
				Extreem =	2758 kN					Momentaan =	2644
Ultimate limit state loads, CC3-New Construction											
FED		=	1,49 x	17031 +	1,65 x	2644 =	29739	kN	(NEN-EN 1990: vergelijking 6.10a)		
		=	1,32 x	17031 +	1,65 x	2758 =	27032	kN	(NEN-EN 1990: vergelijking 6.10b)		

Figuur 2—4 Uitsplitsing van belastingen kolom C1

2.3 Model verificatie

Er is een globale verificatie van het model uitgevoerd om de krachten op de fundering te vergelijken. De ETABS-waarden worden vergeleken met de handberekening.

2.3.1 Vergelijking belasting opsomming

De opsomming van de belastingen in ETABS is vergeleken met de handberekening.

Tabel 2—1 Krachten verificatie totale gebouw

Methode	Permanente belasting	Variabele belasting
Handberekening (kN)	1.407.279	287.110
ETABS-model (kN)	1.491.190	285.832
Vershil (%)	5,6 %	-0,5 %

Daarnaast zijn het ETABS-model en de handberekening voor een kolom C1 vergeleken.

Tabel 2—2 Krachten verificatie kolom C1

Methode	Permanente belasting	Variabele belasting
Handberekening (kN)	17.907	5.730
ETABS-model (kN)	18.415	5.820
Vershil (%)	2,8 %	-1,6 %

Omdat de verschillen minder dan 10% zijn, mag er worden verondersteld dat het model resultaten produceert zoals verwacht.

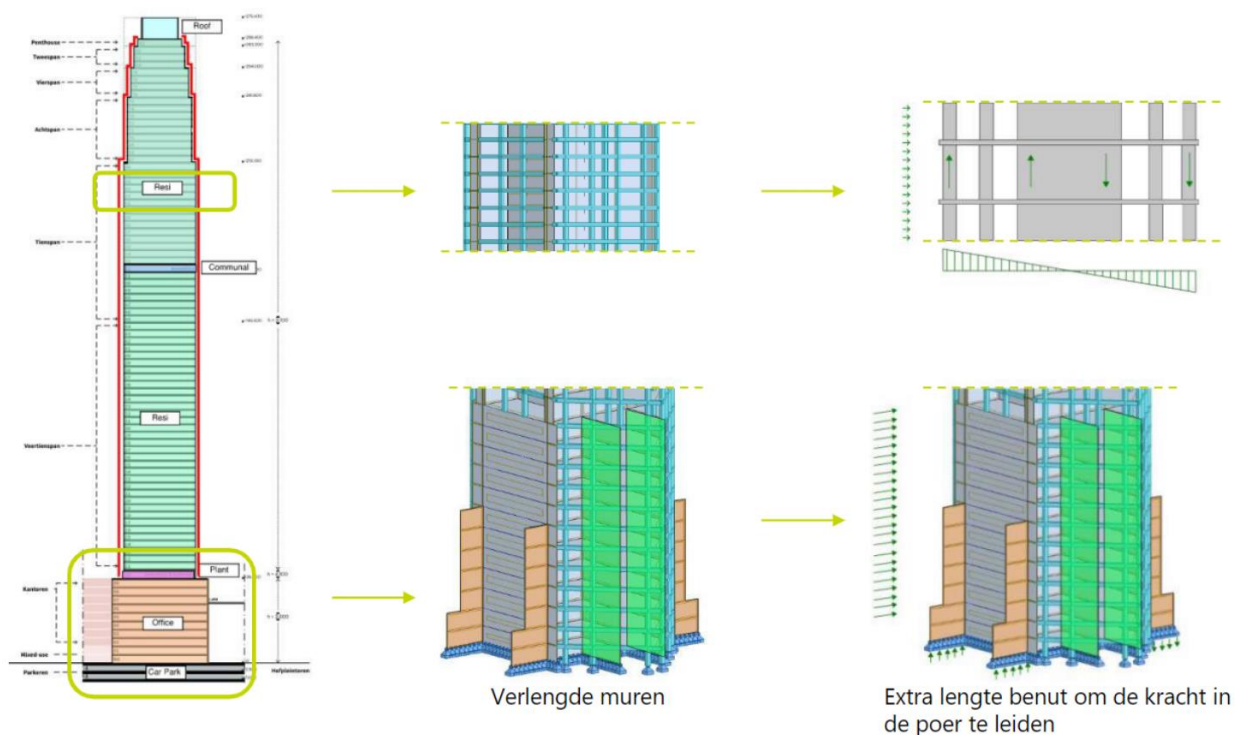
3 Stabiliteitssysteem

3.1 Stabiliteitsprincipe

De constructie van zeer hoge torens wordt, in het algemeen, bepaald door stijfheid en niet door sterkte. Met name de horizontale krachten hebben een grote impact op het ontwerp. Daarom wordt er een ontwerp gemaakt dat efficiënt is ontworpen voor sterkte en er wordt extra materiaal toegevoegd om in horizontale stijfheid te voldoen.

Na een uitgebreide studie is een stabiliteitsconcept gekozen van een rechthoekige kern met vleugelwanden en hamerkopmuren aan het uiteinde. De vleugelwanden lopen tot aan de gevel om voldoende stijfheid te genereren. Een extra stijfheidsmaatregel is de toevoeging van een vierendeelvakwerk in de gevel bestaande uit kolommen en balken, dit zorgt ervoor dat er een buisconstructie ontstaat.

De toren heeft een relatief kleine voetafdruk waardoor de hoge belasting een uitdaging vormt voor de fundering. De vleugelwanden worden extra verlengd in de kelder verdiepingen, om zo de krachten verder te spreiden over de poer. De oranje en groene kleur illustreren de verlengde wanden in verschillende richtingen.



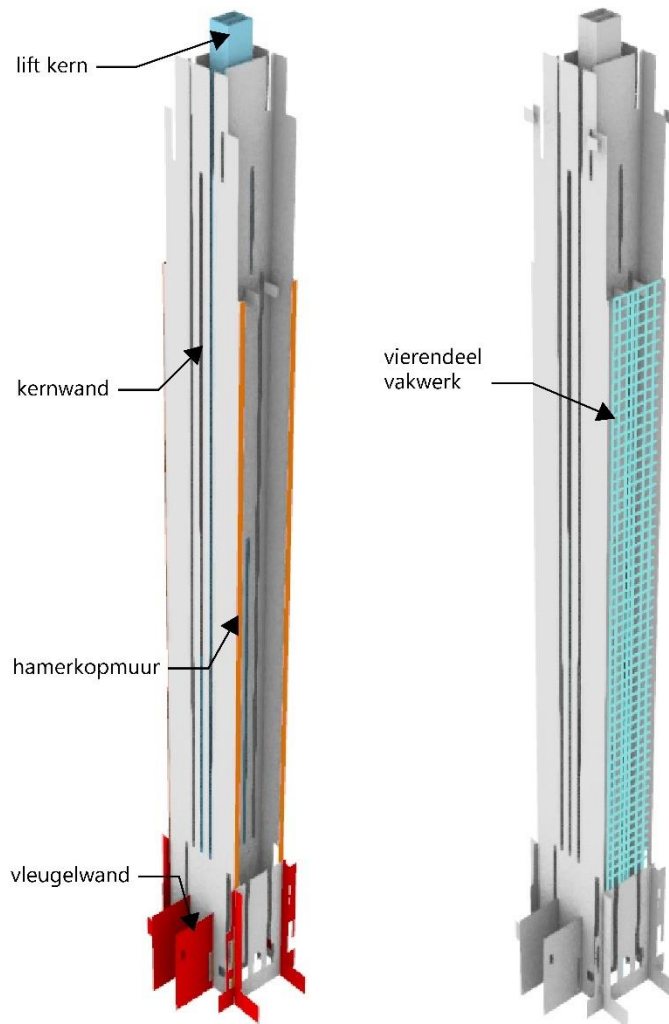
Figuur 3-1 Zijwaartse belasting afleiding

Het stabiliteitssysteem bestaat uit gewapend betonnen wanden als kern, een betonnen vierendeel vakwerk en vleugelwanden:

- 500mm tot 800mm dikke gewapend betonnen kernwanden
- 700mm*800mm gewapend betonnen gevel balken, moment vast verbonden met gewapend betonnen kolommen
- 800mm dikke gewapende vleugelwanden

De zijwaartse belasting wordt conventioneel via de gevel naar het stabiliteitssysteem geleid. De kracht loopt van de gevel naar de vloeren en daarna verdeelt het zich via de vloeren over de wanden en het momenten frame. Vanuit daar wordt de kracht geleid naar de poer en vervolgens de grond in via de poer met paalfundering.

De volgende twee plaatjes illustreren de posities van de stabiliteitselementen: de stabiliteitskern met vleugelwanden en vierendeelvakwerk.



Figuur 3-2 Stabiliteitssysteem

3.2 Ontwerp benadering

3.2.1 Software

Voor deze analyse wordt gebruik gemaakt van Etabs en handberekeningen voor de globale modellen en van Excel voor de verificatie van de constructieve elementen.

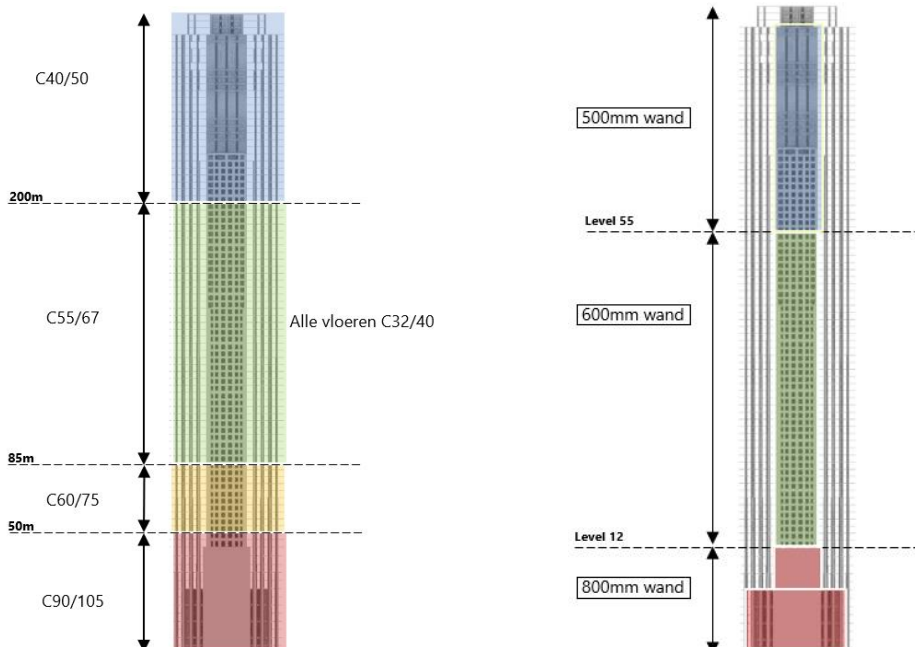
3.2.2 Geometrie

Zoals in het vorige hoofdstuk aangegeven bestaat het stabiliteitssysteem uit verschillende elementen. Hieronder wordt weergegeven hoe elke van deze elementen wordt gemodelleerd:

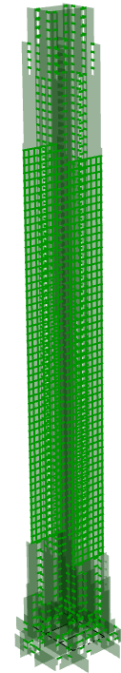
- Liftwanden: worden niet gemodelleerd in het stabiliteitssysteem door hun geringe bijdrage
- Kernwanden: worden als 2D elementen gemodelleerd met verschillende materialen en doorsneden
- Lateien: worden als 1D elementen gemodelleerd en met koppelstaven op de wanden aangesloten
- Vierendeelvakwerk: wordt als een frame van 1D elementen gemodelleerd, met stijve koppelstaven bij de kruisingen van elementen

3.2.3 Materiaalaannames

De betonsterkte van de kernwanden en andere stabiliteitselementen verschilt over de hoogte in verband met mogelijke pomphoogtes. De verdeling van betonsterkte klassen is weergegeven in onderstaand figuur (links). In het rechter figuur wordt de wanddikte over de hoogte van het gebouw weergegeven.



Figuur 3-3 Betonsterkte klassen op hoogte-indeling



Voor de toetsing van de kern op BGT is de stijfheid van belang. De stijfheid van het materiaal hangt af van het scheurgedrag, bij trek in de betondoorsnede treedt er scheur op en reduceert de stijfheid significant. Om te bepalen welke doorsnedes trek ondervinden wordt een iteratief model opgesteld. Initieel wordt het systeem gemodelleerd met enkel ongescheurde doorsnedes, vervolgens wordt gekeken in welke doorsnedes trek optreedt volgens de gunstige BGT / UGT belasting combinatie. Vervolgens wordt aan de elementen op trek een gereduceerde stijfheid toegekend. Er wordt een nieuwe analyse van het model gemaakt en vervolgens wordt er gekeken of er meer elementen onderhevig zijn aan trek. Indien dit zo is, wordt er een nieuwe iteratie uitgevoerd tot de toename van elementen in trek minimaal is. De resultaten van deze studie worden weergegeven in paragraaf 0.

3.2.4 Belastingaannames

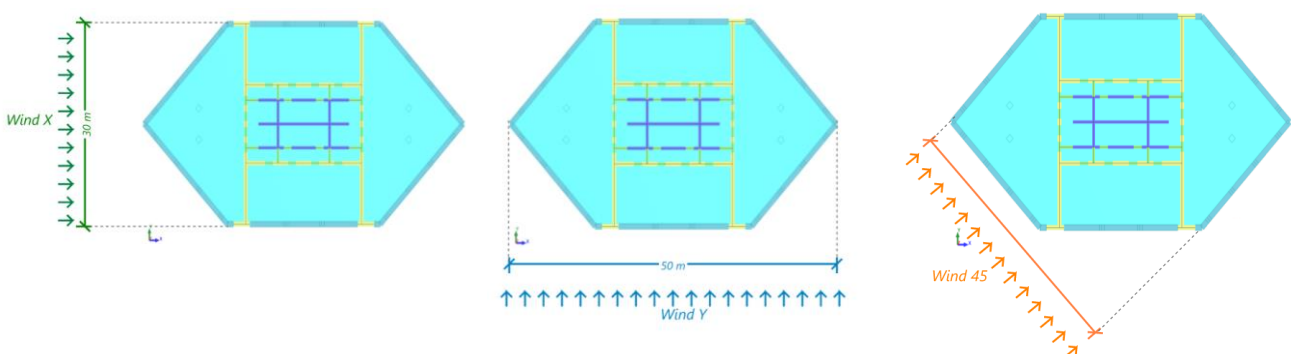
In het stabiliteitsmodel worden versimpelde vloervelden gemodelleerd met een gereduceerde stijfheid, welke afdragen op kernwanden en kolommen. Door het reduceren van de stijfheid van de vloeren worden de kolommen niet geactiveerd in het stabiliteitssysteem en zullen zij niet bijdragen aan de horizontale krachtsafdracht. De verticale belastingen op de kolommen worden op deze manier wel goed afgedragen. De belastingen worden aangebracht zoals beschreven in het Uitgangspuntenrapport DO-H001.

Wind zal in verschillende belastingcombinaties aanwezig zijn, als maatgevende variabele belasting of als gereduceerde variabele belasting. Voor het stabiliteitsontwerp wordt er altijd uitgegaan van wind als maatgevende variabele belasting. Dit wordt gecombineerd met 2^e orde vergrotingsfactoren. In BGT is deze aangenomen op 1,0 omdat er verwacht wordt dat de vergroting minder dan 10% is, waarbij het verwaarloosd mag worden. In UGT is de 2^e orde vergrotingsfactor aangenomen op 1,15. Deze factor zal gecombineerd worden met de belasting factor 1,65 in UGT CC3, resulterend in een belasting factor van 1,90. In paragraaf 0 worden de aannames van de 2^e orde effecten gecontroleerd.

3.2.4.1 Windlasten

De windbelasting is gebaseerd op NEN EN 1991-1-4 en beschreven in het Uitgangspuntenrapport DO-H001. De toepassing van de belasting op de modellen wordt hier beschreven.

Er worden drie windrichtingen beschouwd, welke aangenomen worden als maatgevend.



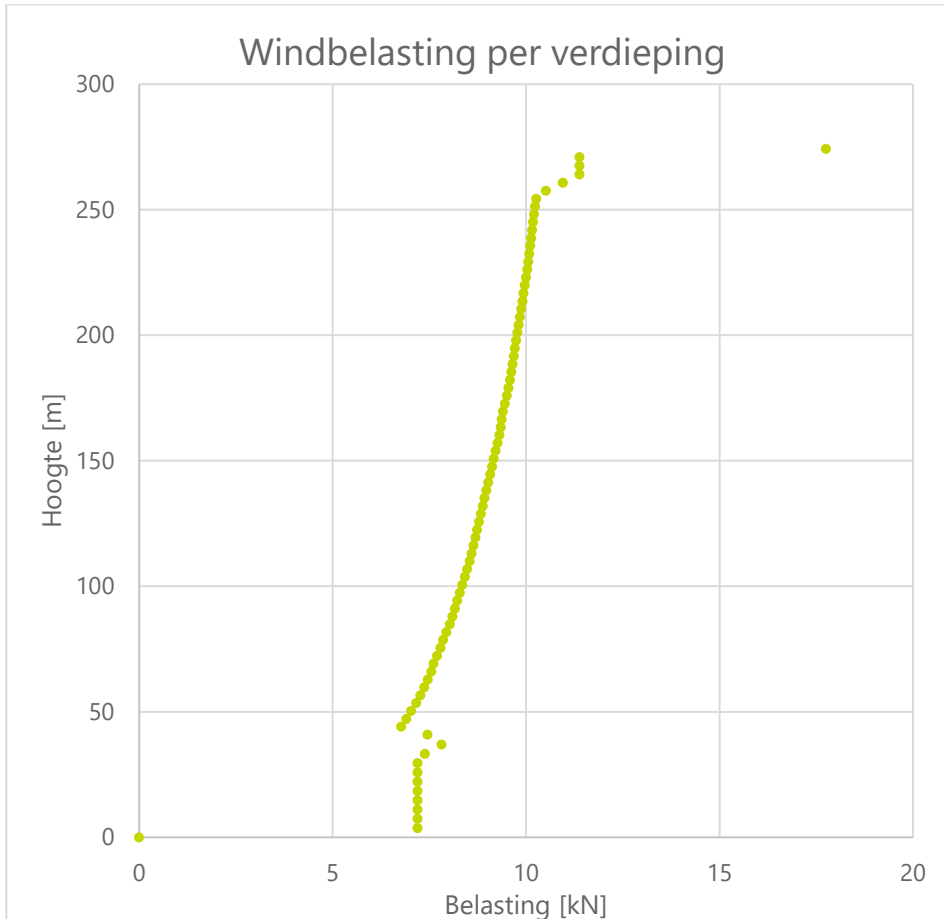
Figuur 3-4 Windrichtingen

De windbelasting wordt gemodelleerd als een puntlast op het zwaartepunt van het vloerveld, overeenkomend met de som van de windbelasting op die verdieping. De belasting wordt bepaald door formule 5.13 uit NEN EN 1991-1-4:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Hierin is $c_s c_d$ de bouwwerkfactor, c_f is het krachtcoëfficiënt op de constructie. Omdat het gebouw een slankheid hoger dan 5 heeft, wordt de factor c_f toegepast, en wordt er niet met de interne en externe druk coëfficiënten gewerkt.

Om tot een puntlast per verdieping te komen wordt het aangeblazen oppervlak vermenigvuldigd met de verdiepingshoogte. Dit resulteert in de puntlasten zoals weergegeven in onderstaand figuur.



Figuur 3—5 Windbelasting per verdieping

Er zijn sprongen te zien in de grafiek, veroorzaakt door het verschil in verdiepingshoogte. De bovenste verdieping krijgt ook de wind van de hoge lift uitloop, wat zorgt voor een extra hoge windbelasting.

3.3 Analyse stabiliteit

3.3.1 Gevoeligheidsstudie

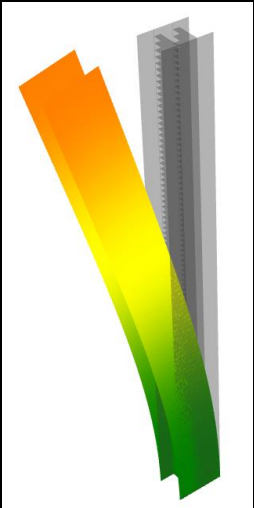
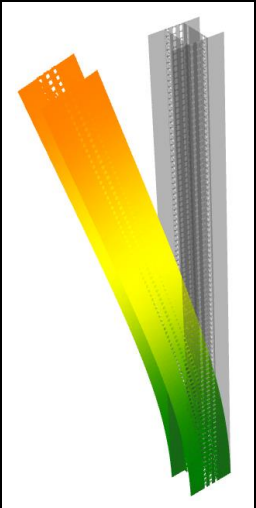
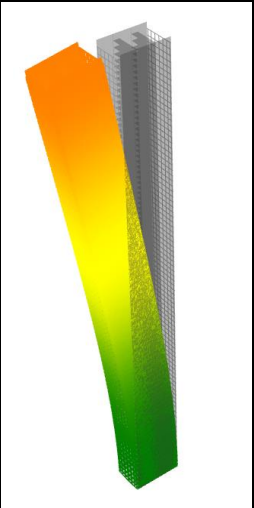
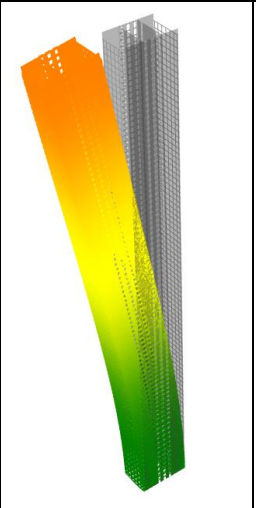
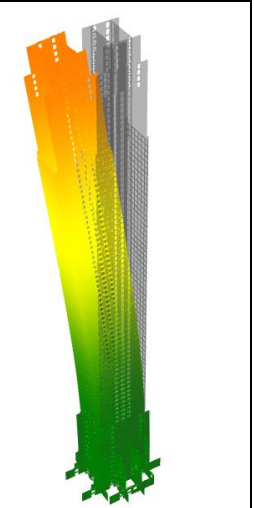
Er wordt een gevoeligheidsstudie uitgevoerd om het effect van verschillende maatregelen in het ontwerp van de kern inzichtelijk te maken.

- Basismodel: H-vormige kern zonder openingen
- Basismodel met vierendeelvakwerk
- Basismodel met openingen in kern
- Basismodel met openingen in kern en vierendeelvakwerk
- Daadwerkelijke lay-out van stabiliteitssysteem

Deze gevoeligheidsstudie wordt uitgevoerd voor windrichting Y, de maatgevende richting voor doorbuiging. De belasting is hier boven weergegeven. Er wordt gevonden dat de stijfheid met ongeveer 10% afneemt door de openingen. Voor functioneel gebruik van de kern dienen er openingen gemaakt worden, maar de locatie van de openingen heeft wel invloed op de reductie in stijfheid. Door de indeling van de toren is er een H-vormige kern ontstaan, waardoor het toevoegen van een vierendeelvakwerk in de gevel significante stijfheidstoename oplevert.

Het uiteindelijke ontwerp van de layout van de wanden is gefocust op het toevoegen van stijfheid onderin de toren. Bij een constante kern layout over de hoogte neemt de kromming toe naar de fundering toe. Door onderin veel stijfheid toe te voegen kan dit gereduceerd worden wat significante invloed heeft op de totale doorbuiging. Naar boven toe kan de hoeveelheid materiaal verminderd worden omdat dit minder effect heeft.

Tabel 3—1 Samenvatting gevoeligheidsstudie kern configuratie

Basismodel (BM)	BM + openingen	BM + vierendeelvakwerk	BM + openingen + vierendeelvakwerk	Layout stabiliteitssysteem
$\delta = 1198 \text{ mm}$	$\delta = 1323 \text{ mm}$	$\delta = 765 \text{ mm}$	$\delta = 846 \text{ mm}$	$\delta = 544 \text{ mm}$
100%	110%	64%	71%	45%
				

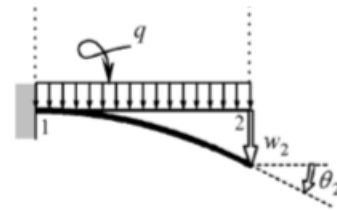
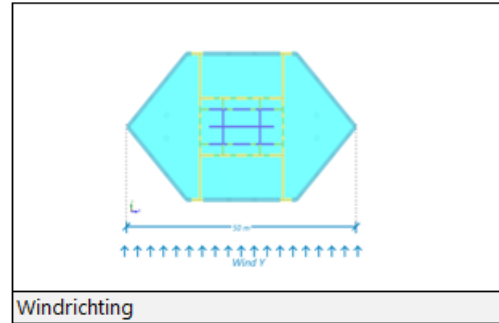
De doorbuiging van het basismodel is gecontroleerd met een handberekening, welke hieronder is weergegeven. De handberekening komt uit op een doorbuiging van 1208 mm. Dit scheelt slechts 0,6% met de doorbuiging uit het FEM-model (1198 mm).

Legenda	
Inputs	
Outputs	

Stap 1. Input		
		Eenheid
Hoogte	286	m
Lengte	50	m
E	38000	MPa

Stap 2. Wind belasting		
WL	2,67	kN/m ²
	133,5	kN/m <i>over kern hoogte</i>

Stap 3. Kern layout			
	Core 1	H-shape	
Lengte	18	m	
Breedte	28	m	
Afstand tot middenpunt	5	m	
Dikte	0,6	m	
Oppervlak	53,76	m ²	I_{tot} [m ⁴]:
I	2430,4	m ⁴	2430,4



$$\theta_2 = \frac{qL^3}{6EI}; \quad w_2 = \frac{qL^4}{8EI}$$

Stap 4. Doorbuiging berekening		
q	133,5	kN/m
L	286	m
E	38000	MPa
I	2430,4	m ⁴
u _y	1208,9	mm

3.3.2 Elementen op trek

3.3.2.1 Bruikbaarheid grenstoestand

Door middel van een globaal model wordt in kaart gebracht of er trek optreedt in elementen in de BGT-toestand. Dit wordt bekeken in de belastingcombinatie $0,9 * PB + 1,0 * W$. Er wordt in de eerste iteratie gerekend met 100% stijfheid voor alle elementen.

Onder deze belastingcombinatie treedt er geringe trek op in de stabiliteitselementen. Indien de trekspanning onder de treksterkte van het beton blijft, zal het beton niet scheuren. De maximale trekspanning in BGT is $0,83 \text{ N/mm}^2$, optredend in C90/105 beton. De treksterkte is hier $5,04 \text{ N/mm}^2$, dus er hoeft geen gescheurd beton aangenomen te worden in BGT.

3.3.2.2 Uiterste grenstoestand

Er is een gevoeligheidsstudie uitgevoerd om verschillende scheurvorming effecten inzichtelijk te maken. Met deze studie wordt de impact van scheuren op het gedrag van de constructie beoordeeld. Hiermee wordt de werkelijkheid benaderd en de kans op onderschatting van het effect van scheuren beperkt.

Maatgevende interne krachten in UGT zijn goed te voorspellen door de significante bijdragen van windbelasting:

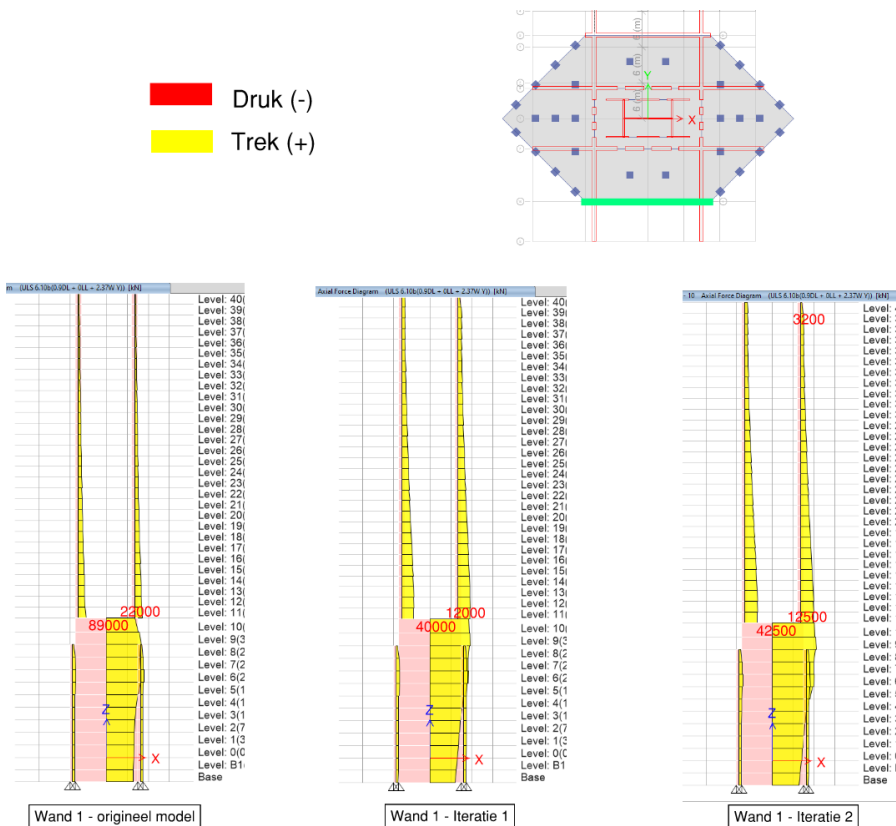
- Minimale zwaartekrachtbelasting en maximale windbelasting voor elementen in trek
- Maximale zwaartekrachtbelasting en maximale windbelastingen voor elementen in druk

Het eerste belastinggeval zal tot de meeste scheurvorming leiden in de elementen in trek. De trekspanning zal lokaal de treksterkte van beton overschrijden. Scheurvorming zal optreden en de wapening zal de spanning overnemen. De stijfheid van deze elementen kan worden bepaald en vergeleken met de stijfheid van de betondoorsnedes.

De gevoeligheidsstudie bestaat uit een iteratief proces:

- Stap 1: Controle van de verdeling van interne krachten in verschillende betonnen elementen
- Stap 2: Bepalen welke elementen scheuren
- Stap 3: Reduceren van de buigstijfheid van de gescheurde elementen, rekening houdend met de wapening

Vervolgens worden de krachten in het model opnieuw bepaald, deze iteratie wordt herhaald tot convergentie is bereikt. Na twee iteraties is het verschil minimaal, en dit model wordt gebruikt als basis voor de constructieve berekeningen.



Figuur 3—6 Iteratief proces trek in kernwanden

3.3.3 Horizontale verplaatsing

De betonkern wordt ook aan de hand van horizontale verplaatsingen in de bruikbaarheidsgrenstoestand getoetst. Enerzijds zal naar de globale horizontale verplaatsing worden gekeken, anderzijds naar de relatieve horizontale verplaatsing per verdieping.

3.3.3.1 Globale horizontale verplaatsing

In deze fase wordt voor de globale horizontale doorbuiging een grenswaarde van $H/500$ aangehouden. Vanuit constructief oogpunt kan deze waarde worden versoepeld, maar dit moet gebeuren in afstemming met het ontwerpteam en de liftproducent.

Uitgaande van een hoogte $H = 286\text{m}$ komt de maximale toelaatbare horizontale verplaatsing op $286/500 = 572\text{ mm}$.

De horizontale verplaatsing aan de top is afhankelijk van de doorbuiging van de kern, evenals de rotatie in de fundering. Daarbij wordt uitgegaan van het volgende:

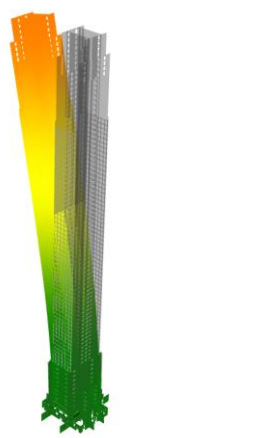
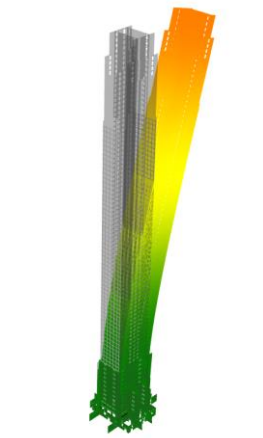
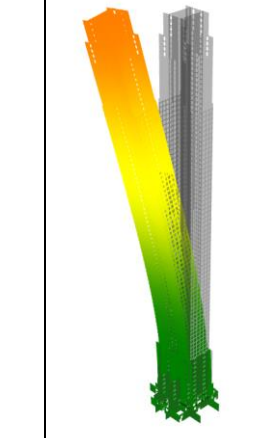
$$\delta_{\text{top}} = \delta_{\text{doorbuiging}} + \delta_{\text{rotatie}}$$

De rotatiestijfheid van de fundering is bepaald met de configuratie van de palen en een veerstijfheid van de palen van 550 MN/m in dynamische toestand, afkomstig van MOS (*R2000582-04-v4 - Funderingsadvies project RISE*). Dit leidt tot een rotatiestijfheid van $1,84 \cdot 10^{10}\text{ kNm/rad}$ voor wind in Y-richting. De doorbuiging ten gevolge van deze rotatie wordt per richting bepaald met behulp van de volgende formule:

$$u_{Cr} = M_{1,\text{wind}} \cdot C \cdot L$$

De BGT-modellen tonen de volgende doorbuigingen per windrichting.

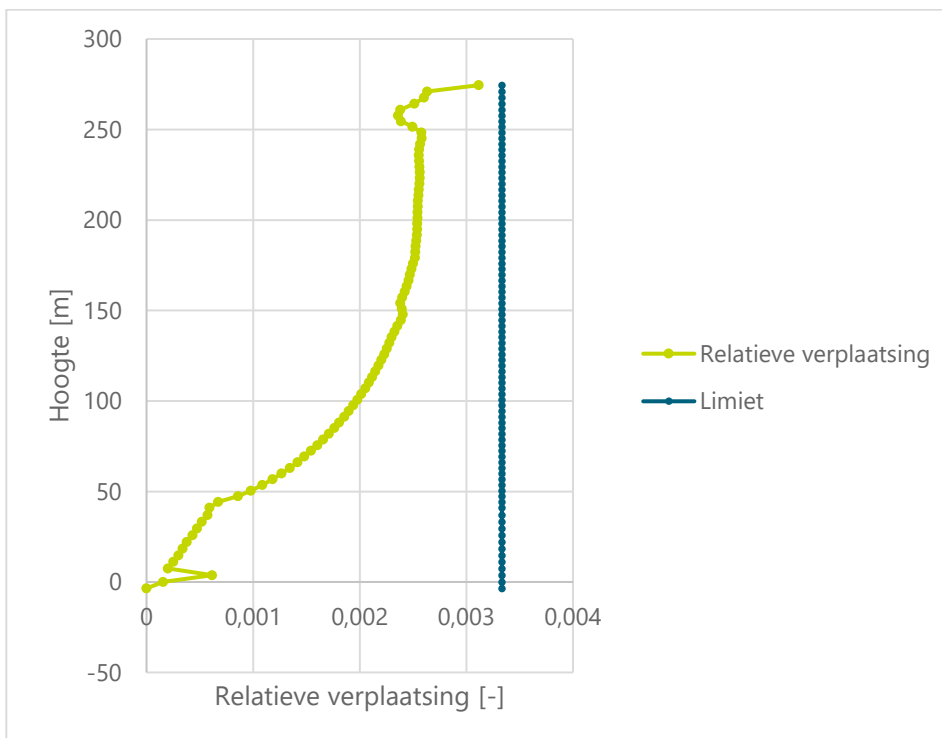
Tabel 3—2 Doorbuiging ten gevolge van wind

	Wind X	Wind Y	Wind 45
$\delta_{\text{doorbuiging}}$	416 mm	544 mm	449 mm
Rotatiestijfheid	$1,79 \cdot 10^{10}\text{ kNm/rad}$	$1,84 \cdot 10^{10}\text{ kNm/rad}$	$1,81 \cdot 10^{10}\text{ kNm/rad}$
δ_{rotatie}	52 mm	84 mm	62 mm
δ_{top}	468 mm	628 mm	511 mm
UC	0,82	1,10	0,89
			

De verplaatsingen overschrijden de grenswaarde lichtelijk in de wind in Y-richting. Echter moet hierbij in acht genomen worden dat de conservatieve waarden voor de windbelasting worden gebruikt, waarbij door Peutz is vastgesteld dat de windtunnel resultaten significant lager zullen uitvallen. In de volgende fase, wanneer de resultaten van de windtunneltest bekend zijn, zal de verplaatsing opnieuw geverifieerd worden.

3.3.3.2 Relatieve horizontale verplaatsingen

De relatieve horizontale verplaatsing van elke verdieping moet ook gecontroleerd worden. Te grote relatieve vervormingen kunnen tot schade leiden aan bijvoorbeeld façade-elementen. In deze fase wordt een grenswaarde van $h/300$ gehanteerd, waarbij h de verdiepingshoogte representeert. Onderstaande grafiek geeft weer dat de limiet niet overschreden wordt.



Figuur 3—7 Relatieve verplaatsing per verdieping ten gevolge van Wind Y

3.3.4 Tweede orde effect

Het tweede orde effect wordt gekwantificeerd door het eerste en tweede orde moment met elkaar te vergelijken. Dit wordt uitgevoerd voor alle windrichting, hieronder wordt de berekening beschreven voor windrichting Y. De tweede orde factor n wordt berekend met de volgende formule:

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{n_{M_{EI}}} + \frac{1}{n_{M_{Cr}}}$$

$$n_{M_{EI}} = \frac{M_{1,wind}}{M_{2,EI}}$$

$$n_{M_{Cr}} = \frac{M_{1,wind}}{M_{2,Cr}}$$

Hierna volgt de vergrotingsfactor ten gevolge van het 2^e orde effect uit $n/(n-1)$.

3.3.4.1 Ten gevolge van doorbuiging

De uitbuiging van de toren zorgt voor een excentriciteit van het eigen gewicht ten opzichte van het zwaartepunt van het gebouw. Het tweede orde moment ten gevolge van doorbuiging wordt berekend door de uitbuiging per verdieping te vermenigvuldigen met de verticale belasting per verdieping. Dit resulteert in een tweede orde moment:

$$M_{2,EI} = \sum u_i \cdot N_i$$

De uitbuigingen per verdieping ten gevolge van wind worden uit het FEM-model verkregen, in de BGT situatie. Dit wordt vermenigvuldigd met de verticale belasting uit de gewichtsberekening, verdeeld over alle verdiepingen. Het tweede orde moment door doorbuiging is 290 MNm.

Het eerste orde moment is het moment uit wind, gelijk aan 3257 MNm.

$$n_{M_{EI}} = \frac{M_{1,wind}}{M_{2,EI}} = \frac{5428 \cdot 10^3}{327 \cdot 10^3} = 16,6$$

3.3.4.2 Ten gevolge van rotatie van de fundering

De rotatie van de fundering zorgt voor scheefstand van het hele gebouw, wat ook zorgt voor een excentriciteit van de normaalkracht. Opnieuw leidt dit tot een tweede orde moment.

$$M_{2,Cr} = C \cdot (0,5 \cdot L)$$

De rotatiestijfheid van de fundering is bepaald op de configuratie van de palen en een veerstijfheid van de palen van 550 MN/m in dynamische toestand, afkomstig van MOS. Dit leidt tot een rotatiestijfheid van $1,84 \cdot 10^{10}$ kNm/rad. Het tweede orde moment ten gevolge van rotatie van de fundering wordt hiermee:

$$u_{Cr} = M_{1,wind} \cdot C \cdot L = 0,084 \text{ mm}$$

$$M_{2,Cr} = 0,5 \cdot u_{Cr} \cdot N = 0,5 \cdot 0,084 \cdot 1537812 = 64476 \text{ kNm}$$

$$n_{M_{Cr}} = \frac{M_{1,wind}}{M_{2,Cr}} = \frac{5428 \cdot 10^3}{64476} = 84,2$$

3.3.4.3 Vergrotingsfactor

De vergrotingsfactor wordt gebaseerd op factor n , gelijk aan:

$$n = \frac{1}{\frac{1}{n_{M_{EI}}} + \frac{1}{n_{M_{Cr}}}} = \frac{1}{\frac{1}{16,6} + \frac{1}{84,2}} = 13,9$$

Tabel 3—3 Resultaten tweede orde studie

	BGT	UGT
M1	5428 MNm	8955 MNm
M2 doorbuiging	327 MNm	1338 MNm
M2 rotatie	64,5 MNm	117,7 MNm
N	13,9	6,2
n/(n-1)	1,08	1,19

Volgens NEN EN 1992-1-1 5.8.2 (6) mogen de tweede orde effecten verwaarloosd worden indien deze kleiner zijn dan 10%, dus $1/(n-1) < 1,10$. Dit is in BGT het geval voor alle windrichtingen bij de Hofpleintoren. In UGT, met gereduceerde stijfheid, is de maatgevende vergrotingsfactor 1,19. Initieel is de vergrotingsfactor aangenomen op 1,15, wat in deze fase wordt toegepast in de UGT-berekeningen. Er zit een verschil van 3,5% tussen deze vergrotingsfactoren. Dit zal verwaarloosbaar worden in de volgende fase, omdat er dan met windbelasting uit de windtunneltesten gerekend zal worden. Uit de windtunneltesten is gebleken dat de windbelasting significant lager zal zijn dan de conservatieve Eurocode waarden die nu zijn toegepast, waarmee de totale windbelasting alsnog lager zal zijn dan in de huidige krachtsverdeling.

3.3.5 Modelvalidatie

Tot slot wordt er een modelvalidatie uitgevoerd. Allereerst worden de reactiekrachten van het model vergeleken met een handberekening. Zoals in de onderstaande berekening te zien is, is de maximale afwijking nog geen 0,2%, wat voldoet.

3.3.5.1 Reactiekrachten

Allereerst worden de reactiekrachten van het model vergeleken met een handberekening. Zoals in de onderstaande berekening te zien is, komen de resultaten zeer goed overeen.

Windlast X	Karamba3D	22.904 kN
	Handberekening	22.902 kN
	Afwijking	0,0 %
Windlast Y	Karamba3D	38.173 kN
	Handberekening	38.171 kN
	Afwijking	0,0 %

3.3.5.2 Horizontale vervorming

Hiernaast is ook het horizontale vervormingsgedrag van de modellen geverifieerd aan de hand van een handberekening. Voor de validatie is de betonkern versimpeld een rechthoekige kern met de ongescheurde E-Modulus van $38,000\text{N/mm}^2$. Zoals te zien in de onderstaande afbeelding, komen we daarmee tot een horizontale vervorming aan de top van **491,4 mm**. De FEM-berekening resulteert in 544 mm, dit wijkt 11% af.

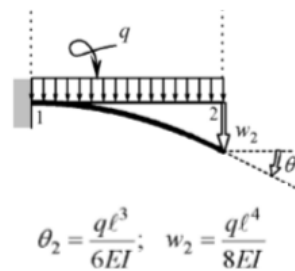
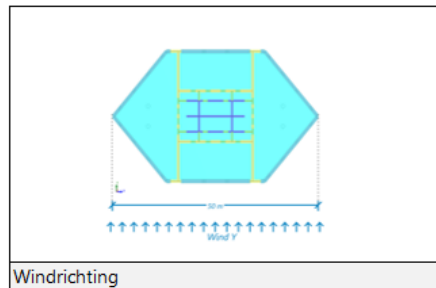
Legenda	
Inputs	
Outputs	

Stap 1. Input		
		Eenheid
Hoogte	286	m
Lengte	50	m
E	38000	MPa

Stap 2. Wind belasting		
WL	2.67	kN/m ²
	133.5	kN/m over core height

Stap 3. Kern layout			
Kern			
Lengte	18	m	
Breedte	28	m	
Dikte	0,6	m	
Oppervlak	53,76	m ²	I_tot [m ⁴]:
I	5979,6	m ⁴	5979,6

Stap 4. Doorbuiging berekening		
q	133,5	kN/m
L	286	m
E	38000	MPa
I	5979,6	m ⁴
u _y	491,4	mm



Het verschil tussen de handberekening en het FEM-model kan verklaard worden door de volgende factoren:

- In de handberekening worden geen openingen in de kern meegenomen, hetgeen de stijfheid van de kern significant vergroot ten opzichte van het daadwerkelijke ontwerp. Aan de andere kant wordt een constante kern over de hoogte van het gebouw aangenomen, waar in het FEM-model de kern een stuk stijver is in het onderste deel. Tot slot wordt er een rechthoekige kern aangenomen, waar de kern in het ontwerp een H-vorm heeft met op de meeste verdiepingen het vierendeelvakwerk aan de uiteinden. Dit beïnvloedt de stijfheid van de kern.
- De belasting is in het FEM-model variërend over de hoogte, waar de belasting constant is in de handberekening. In de handberekening is de windbelasting berekend als de totale windbelasting gelijkmatig verdeeld over de hoogte. In werkelijkheid is de windbelasting naar de top toe hoger dan onderin te toren.

Als deze vereenvoudingen in acht genomen worden is een afwijking in doorbuiging van 11% zeer acceptabel en kan geconcludeerd worden dat de doorbuiging van het FEM-model gevalideerd is.

4 Conclusie

Dit rapport presenteert het gedrag van de Hofpleintoren onder verticale en horizontale lasten. Voor de verticale lasten is beoogd de kolommen in een standaard plattegrond gelijke belasting te geven. Dit is gedaan door de kolommen zo neer te zetten dat zij een gelijk afdragend oppervlak hebben. Vervolgens kan er een maatgevende kolom aangeduid worden en deze als representatief voor de andere kolommen gezien worden, zonder de andere kolommen te overdimensioneren.

Voor het gedrag van de toren onder horizontale belastingen is aandacht besteed aan het stabiliteitsprincipe. De voetprint van de toren is gering vergeleken met de hoogte van de toren, waardoor de kern een groot deel van de plattegrond beslaat. Bovendien wordt er een vierendeelvakwerk in de gevel toegevoegd voor extra stijfheid, net zoals vleugelwanden in de plint. Met een gevoeligheidsstudie is de impact van deze extra maatregelen gekwantificeerd.

Nadat het stabiliteitsprincipe is vastgesteld wordt er gekeken naar de optredende krachten, verplaatsingen en tweede orde effecten. Dit wordt getoetst aan de eisen gesteld door de Eurocode. Tot slot wordt het model gevalideerd met een handberekening.

In de volgende fase zullen de resultaten van de windtunneltest geïmplementeerd worden, wat de resultaten van dit rapport zullen veranderen. Peutz heeft aangegeven dat de resultaten significant lager zullen uitvallen dan de aangenomen conservatieve waardes uit de Eurocode. Dit is gevalideerd door TNO en aangegeven dat deze waardes voor zowel UGT als BGT toegepast kunnen worden. Optimalisaties kunnen gevonden worden bij een lagere windlast, welke kunnen leiden tot reductie van materiaalgebruik.

