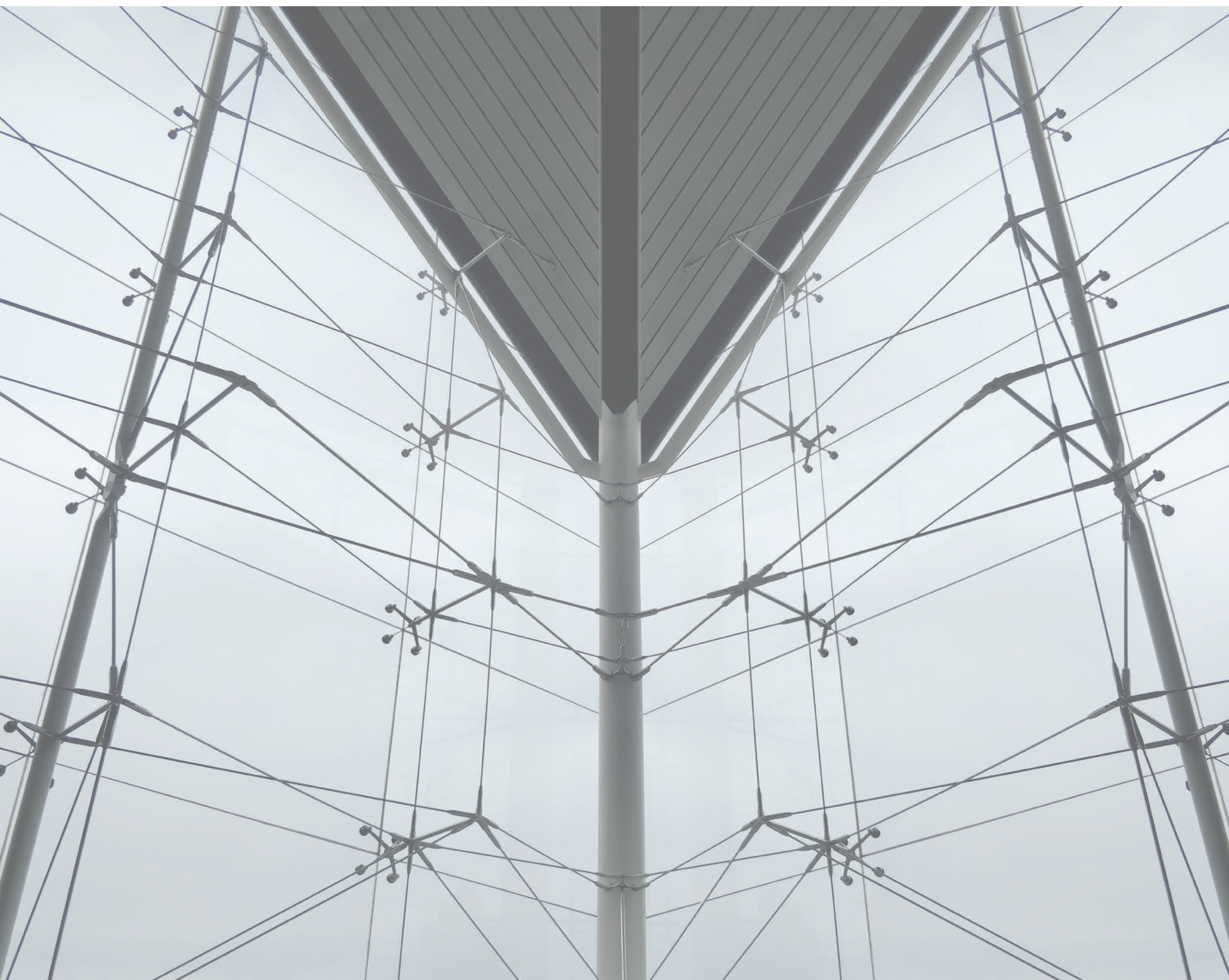




**ADVIESBUREAU
TIELEMANS**

BOUWCONSTRUCTIES B.V.



RISE te Rotterdam

MM20029
15-09-2023

Uitgangspunten Weena
Document_DO-W001



Document MM20029_ Document_DO-W001
Project RISE te Rotterdam

Uitgangspunten Weena

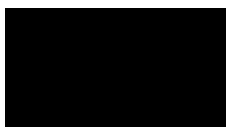
Opdrachtgever Hofplein Ontwikkel BV

Datum 26-08-2022

Revisie D | 15-09-2023

Projectverantwoordelijke

Opgesteld door



Inhoudsopgave

1	Algemeen	6
1.1	Inleiding	6
1.2	Locatie	6
1.3	Faseringen	7
1.4	Gebouwbeschrijving	8
2	Algemene uitgangspunten	9
2.1	Van toepassing zijnde voorschriften	9
2.2	Veiligheidsklasse en referentieperiode	9
2.3	Belastingcombinaties	10
2.3.1	Tabel NB.3 – A1.2(A) — Rekenwaarden van belastingen (EQU) (groep A)	10
2.3.2	Tabel NB.5 – A1.2(B) — Rekenwaarden van belastingen (STR/GEO) (groep B)	10
2.3.3	Tabel NB.7 – A1.3 — Rekenwaarden van buitengewone belastingen	10
2.4	Materialen	11
2.4.1	Beton	11
2.4.2	Wapeningsstaal	11
2.4.3	Constructiestaal	11
3	Belastingen	12
3.1	Vloerbelastingen	12
3.2	Gevelgewichten	14
3.3	Belastingoverzichten	15
3.4	Gebouwgewicht	16
3.4.1	Weena toren	16
3.5	Scheefstand	17
3.5.1	Weena toren	17
3.6	Belastingen uit grondwater	18
3.7	Grondgewicht	19
3.8	Negatieve kleeft op kelderwanden	20
3.9	Windbelastingen	21
3.9.1	Stuwdruk Weena toren	21
3.9.2	Windbelasting Weena toren	22
3.10	Sneeuwbelastingen	27
4	Brandwerendheid	28
4.1	Algemeen	28
4.2	Eisen geldend voor het project	28
4.3	Hoofddraagconstructie bij brand	28

5	Constructieomschrijving	29
5.1	Verticale draagstructuur	29
5.2	Stabiliteitsprincipe	32
5.3	Paalsysteem	35
5.4	Ontwerpdiktes en betonsterkteklassen	36
5.4.1	Funderingspalen	36
5.4.2	Fundering.....	36
5.4.3	Vloeren	36
5.4.4	Wanden	36
5.4.5	Kolommen.....	37
6	Dilatatie tussen fase 1 en 2	38
7	Rekenmethoden, software en resultaten	39
7.1	Software	39
7.2	Rekenmodel	39
7.3	Resultaten	40
7.3.1	Uitbuiging bij wind.....	40
7.3.2	Eigenmodi en windversnellingen	43
7.3.3	Controle gewicht.....	45
7.3.4	Controle wand en kolom	45
7.3.5	Controle lateien	49
7.3.6	Aanvulling 15 september 2023	51
8	Ontwerpberekening grond-constructie interactie	53

Documentversies

Revisie 0 (26-08-2022)	Eerste uitgave
Revisie A (19-09-2022)	Vernieuwd
Revisie B (22-09-2022)	Definitief
Revisie C (31-03-2023)	Vernieuwd
Revisie D (15-09-2023)	Weenaplint aangepast naar houtconstructie Hoogte Weena toren is aangepast naar 160,3m

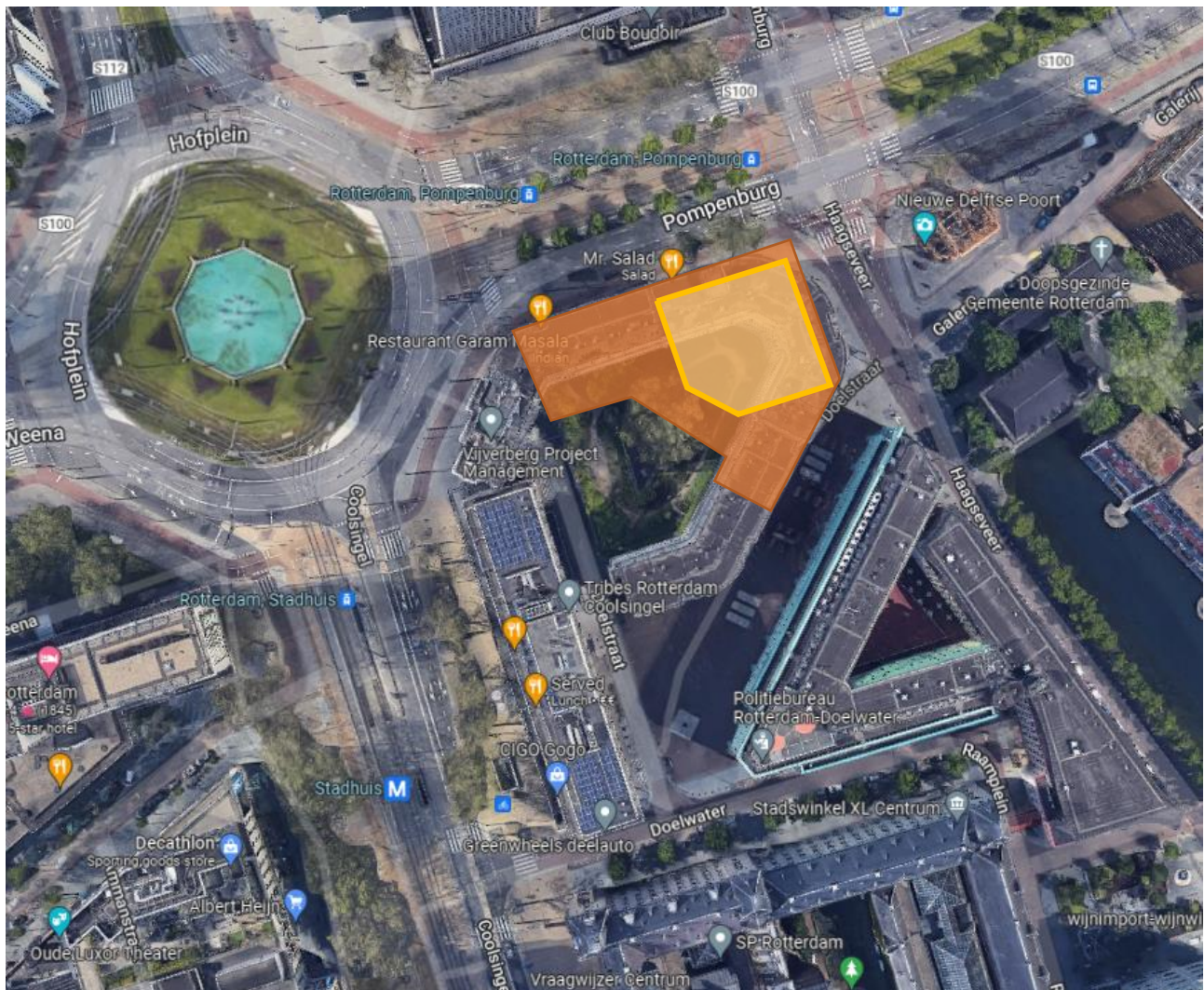
1 Algemeen

1.1 Inleiding

Dit document behandelt de uitgangspunten en aannames van de Weena toren in het RISE project. Het Weenablok wordt behandeld in het document *Document_DO-W003*. De gedachtegang met betrekking tot het ontwerpen van de hoofddraagconstructie, de stabiliteit, de onderlinge samenhang tussen de verschillende onderdelen en toegepaste materialen worden uiteengezet.

1.2 Locatie

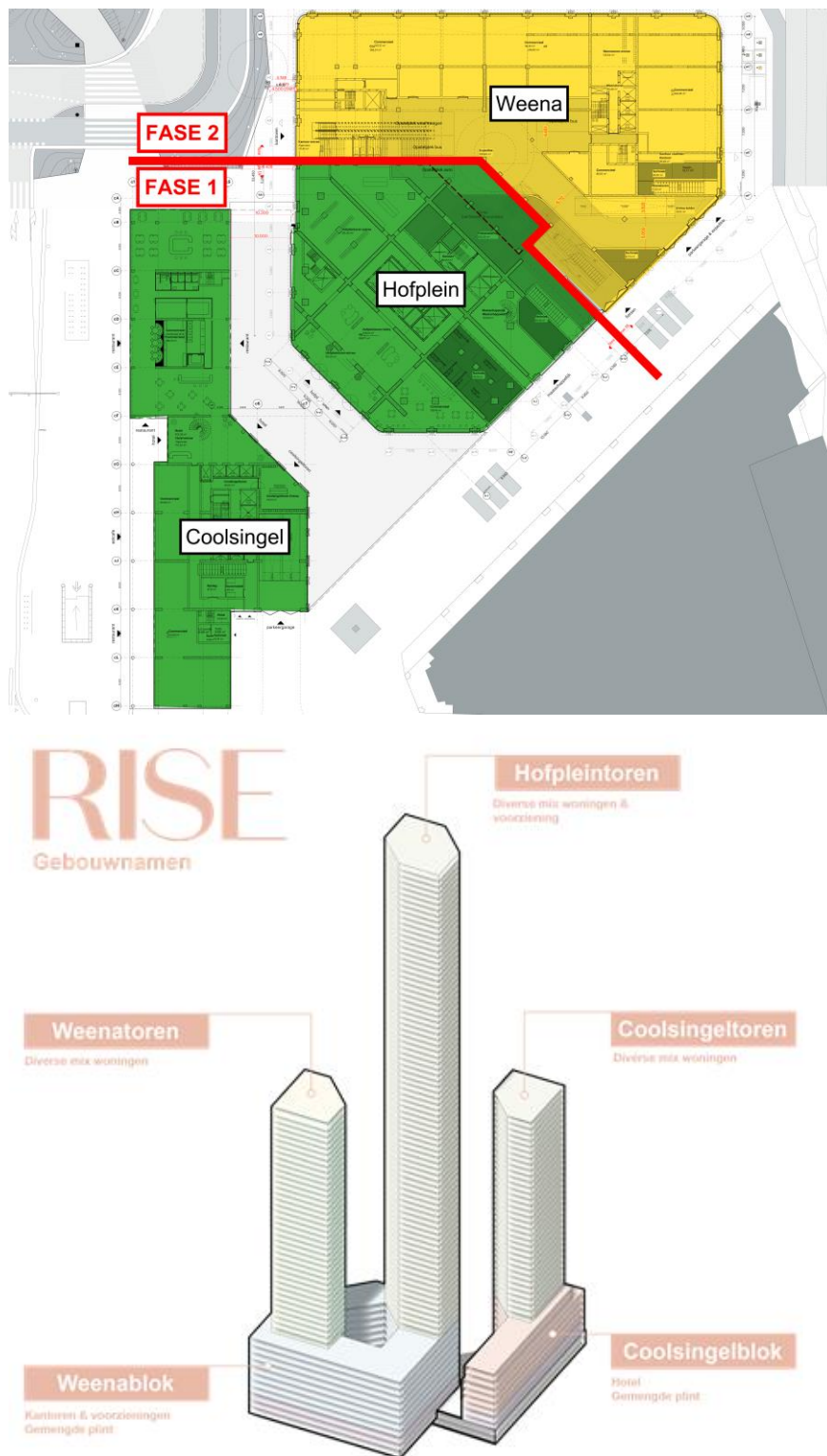
De geplande nieuwbouwlocatie bevindt zich in de Gemeente Rotterdam, op het kruispunt van de Coolsingel en Pompenburg.



Figuur 1-1 Situatie met gebouwcontour Weenablok (oranje) en Weenatoren (geel).

1.3 Faseringen

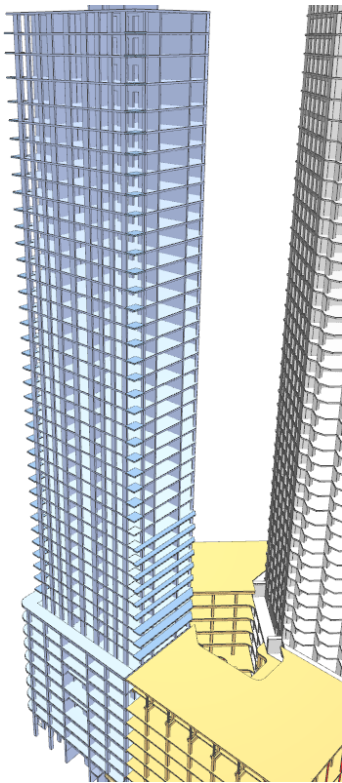
De Weena toren en het Weenablok zijn onderdeel van het RISE project. De Weena gebouwen zijn volledig onderdeel van fase 2. Fase 1 en 2 zijn zo veel mogelijk ontkoppeld. Zie voor de uitgangspunten van het Coolsingel gebouw *Document_DO-C001* en *Document_DO-C003*.



Figuur 1-2 Overzicht van deelprojecten RISE-project en de projectfasering.

1.4 Gebouwbeschrijving

Het gebouw bestaat uit 50 verdiepingen. Waarvan 1 ondergronds en 1 dakopbouw. De ondergrondse verdieping bestaat uit een parkeervoorziening / opslagruimte. De begane grond tot en met derde verdieping hebben een commerciële functie, gemengd met kantoorfunctie. Tot en met de negende verdieping hebben de vloeren kantoorfunctie. Op de tiende verdieping is over een deel van de plattegrond techniek gepositioneerd. Het dak van de Weenaplint betreft een niet-toegankelijke daktuin. Vanaf de tiende verdieping zijn hebben alle verdiepingen een woonfunctie. Op het dak staat techniek.



Figuur 1-3 Impressie van de Weena constructie.

2 Algemene uitgangspunten

2.1 Van toepassing zijnde voorschriften

Bouwbesluit 2012

NEN-EN 1990:	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN-EN 1991:	Belastingen op constructies
NEN-EN 1992:	Ontwerp en berekening van betonconstructies
NEN-EN 1993:	Ontwerp en berekening van staalconstructies
NEN-EN 1994:	Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies
NEN-EN 1995:	Ontwerp en berekening van houtconstructies
NEN-EN 1996:	Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk
NEN-EN 1997:	Geotechnisch ontwerp

2.2 Veiligheidsklasse en referentieperiode

Gebruiksfunctie:	Categorie A: Woonfunctie
	Categorie B: Kantoorfunctie
	Categorie C: Bijeenkomstfunctie
	Categorie E: Opslag functie, techniekruimten
	Categorie F: Parkeerfunctie
	Categorie H: Daken
Gevolgklasse:	CC3
Ontwerplevensduur:	50 jaar

2.3 Belastingcombinaties

2.3.1 Tabel NB.3 – A1.2(A) — Rekenwaarden van belastingen (EQU) (groep A)

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

2.3.2 Tabel NB.5 – A1.2(B) — Rekenwaarden van belastingen (STR/GEO) (groep B)

Blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
(Vgl. 6.10a)	$1,49 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,65 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
(Vgl. 6.10b)	$1,32 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,65 Q_{k,1}$		$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
^a Bij vloeistofdrukken met een fysiek beperkte waarde mag zijn volstaan met $1,32 G_{k,j,sup}$.					
^b Deze waarde is berekend met $\xi = 0,89$.					

Het onderscheid tussen gunstig en ongunstig werkende blijvende belasting hoeft bij STR/GEO alleen te worden gemaakt voor het totaal van alle belasting van een soort, zoals eigengewicht.

2.3.3 Tabel NB.7 – A1.3 — Rekenwaarden van buitengewone belastingen

Ontwerpsituaties	Blijvende belastingen		Overheersende buitengewone of aardbevingsbelasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
Buitengewoon (Vgl. 6.11a/b)	$1,00 \cdot G_{k,j,sup}^a$	$1,00 \cdot G_{k,j,inf}$	$1,00 \cdot A_d$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}^a$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$
^a Uitsluitend voor wind in combinatie met brand bij het beoordelen van disproportionele schade volgens NEN-EN 1991-1-7; voor overige gevallen $\psi_{2,1}$.					

2.4 Materialen

Eigenschappen als beschreven in paragrafen hieronder, tenzij anders op tekeningen of in berekeningen vermeld.

2.4.1 Beton

Specifieke dikten, sterkte- en milieuklassen worden per onderdeel benoemd.

Algemeen voor beton wordt aangehouden:

Soortelijk gewicht:	25 kN/m ³	
E-modulus gescheurd:	alle klassen	9000 N/mm ²
E-modulus ongescheurd:	C30/37	32800 N/mm ²
	C35/45	32800 N/mm ²
	C40/50	32800 N/mm ²
	C50/60	37300 N/mm ²
	C60/70	39100 N/mm ²

2.4.2 Wapeningsstaal

Wapening	losse staven	B500 B
	wapeningsnetten	B500 A
Soortelijk gewicht:	78,5 kN/m ³	
E-modulus:	2,0 10 ⁵ N/mm ²	

2.4.3 Constructiestaal

Walsprofielen	S235JRG2 / S355J2G3
Buisprofielen	S355J2H
Soortelijk gewicht:	78,5 kN/m ³
E-modulus:	2,1 10 ⁵ N/mm ²

3 Belastingen

3.1 Vloerbelastingen

Dakvloer toren d = 270

Categorie H: Daken

Eigengewicht	$0,27 \times 25,00 =$	6,75	
Isolatie en dakbedekking	$0,05 + 0,15 =$	0,20	
Plafond, leidingen etc	$0,15 =$	0,15	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		7,10	kN/m ²
Opgelegde belasting	$3,00 =$	3,00	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		1,50	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,50$	$\psi_1 = 0,50$	$\psi_2 = 0,50$

Verdiepingsvloer wonen d = 270

Categorie A: Woon- of verblijfsfunctie

Eigengewicht	$0,27 \times 25,00 =$	6,75	
Afwerking	$0,07 \times 20,00 =$	1,40	
Plafond, leidingen etc	$0,15 =$	0,15	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		8,30	kN/m ²
Opgelegde belasting inclusief scheidingswanden	$1,20 + 1,75 =$	2,95	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		3,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,40$	$\psi_1 = 0,50$	$\psi_2 = 0,30$

Balkon wonen d = 200

Categorie A: niet-gemeenschappelijke balkons

Eigengewicht	$0,20 \times 25,00 =$	5,00	
Afwerking	$1,00 =$	1,00	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		6,00	kN/m ²
Opgelegde belasting	$2,50 =$	2,50	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		3,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,40$	$\psi_1 = 0,50$	$\psi_2 = 0,30$

Techniekruijnte toren d = 300

Categorie E: Opslag- of industriefunctie

Eigengewicht	$0,30 \times 25,00 =$	7,50	
Afwerking	$0,07 \times 20,00 =$	1,40	
Plafond, leidingen etc	$0,15 =$	0,15	
Extra		0,05	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		9,10	kN/m ²
Opgelegde belasting	$10,00 =$	10,00	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		7,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,80$	$\psi_1 = 0,80$	$\psi_2 = 0,80$
Reductiefactor		1,00	

Verdiepingsvloer commercieel d = 300

Categorie C5: Ruimten waar zich grote mensenmassa's kunnen bevinden

Eigengewicht	0,30 x 25,00 =	7,50	
Afwerking	0,07 x 20,00 =	1,40	
Plafond, leidingen etc	0,50 =	0,50	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		9,40	kN/m ²
Opgelegde belasting	5,00 =	5,00	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		7,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,40$ $\psi_1 = 0,70$ $\psi_2 = 0,60$		

Expositievloer d = 400

 Categorie F: Verkeersfunctie, met voertuiggewicht ≤ 25 kN

Eigengewicht	0,40 x 25,00 =	10,00	
Afwerking	0,15 x 20,00 =	3,00	
Isolatie en dakbedekking	0,05 + 0,15 =	0,20	
Plafond, leidingen etc	0,50 =	0,50	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		13,70	kN/m ²
Opgelegde belasting	15,00 =	15,00	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		10,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,70$ $\psi_1 = 0,70$ $\psi_2 = 0,60$		

Keldervloer

 Categorie F: Verkeersfunctie, met voertuiggewicht ≤ 25 kN

Eigengewicht	0,50 x 25,00 =	12,50	
Extra		0,00	
		+ -----	
Totaal blijvende belasting		12,50	kN/m ²
Opgelegde belasting	3,00 =	3,00	kN/m ²
Geconcentreerde opgelegde belasting		10,00	kN
Momentaanfactor	$\psi_0 = 0,70$ $\psi_1 = 0,70$ $\psi_2 = 0,60$		

3.2 Gevelgewichten**Gevel toren**

Permanent

Eigengewicht

2,50 = 2,50

Extra

0,00

+ -----

Totaal blijvende belasting

2,50 kN/m²

3.3 Belastingoverzichten

De opgelegde belastingen zijn grafisch weergegeven in de belastingplattegronden, welke zijn opgenomen in de volgende documenten:

- MM20029_Tekening_DO-PG0501_Belastingen (verdieping -1)
- MM20029_Tekening_DO-PG0502_Belastingen (verdieping 0)
- MM20029_Tekening_DO-WT0500_Belastingen (verdieping 1 t/m 9)
- MM20029_Tekening_DO-WT0501_Belastingen (verdieping 10 t/m 46)

3.4 Gebouwgewicht

Een indicatie van het gebouwgewicht is weergegeven in de volgende paragraaf.

3.4.1 Weena toren

Weena toren

	$G_k + \psi_0 \times \psi_t \cdot Q_k$	pb	vb
L48 - Dakvloer toren d = 270	745 x (7,10 + 0,50 x 3,00) =	5290 +	1118
L10 t/m L47 - Verdiepingsvloer wonen d = 270	38 x 745 x (8,30 + 0,40 x 2,95) =	234973 +	33406
L10 t/m L47 - Balkon wonen d = 200	36 x 10 x 6 x (6,00 + 0,40 x 2,50) =	12960 +	2160
L11 t/m L15 - Balkon wonen d = 200	4 x 52 x (6,00 + 0,40 x 2,50) =	1248 +	208
L16 t/m L23 - Balkon wonen d = 200	8 x 39 x (6,00 + 0,40 x 2,50) =	1872 +	312
L10 - Daktuin d = 400	192 x (30,70 + 0,40 x 5,00) =	5894 +	384
L10 - Dak atrium	0,50 x 400 x (2,60 + 0,00 x 1,00) =	520 +	0
L3 t/m L9 Verdiepingsvloer kantoor d = 300	7 x 934 x (9,40 + 0,50 x 4,00) =	61457 +	13076
L2 - Verdiepingsvloer kantoor d = 300	50% x 934 x (9,40 + 0,50 x 4,00) =	4390 +	934
L2 - Verdiepingsvloer commercieel d = 300	50% x 934 x (9,40 + 0,40 x 5,00) =	4390 +	934
L1 - Verdiepingsvloer commercieel d = 300	934 x (9,40 + 1,00 x 5,00) =	8780 +	4670 extr
L0 - Verdiepingsvloer commercieel d = 300	934 x (9,40 + 1,00 x 5,00) =	8780 +	4670 extr
B1 - Kelder techniek	934 x (0,00 + 0,80 x 10,00) =	0 +	7472
Gevel toren	38 x 3,10 x 107 x (2,50 + 0,00 x 0,00) =	31512 +	0
Gevel laagbouw	10 x 3,70 x 62 x (4,00 + 0,00 x 0,00) =	9176 +	0
L25 t/m L47 Betonwand 250mm	23x3,1 x (2x27,3 + 6x10,8 + 2x7,5 + 2x7,8) x (6,25 + 0,00 x 0,00) =	66844 +	0
L21 t/m L24 Betonwand 280mm	4x3,1 x (2x27,3 + 6x10,8 + 2x7,5 + 2x7,8) x (7,00 + 0,00 x 0,00) =	13020 +	0
L15 t/m L20 Betonwand 320mm	4x3,1 x (2x27,3 + 6x10,8 + 2x7,5 + 2x7,8) x (8,00 + 0,00 x 0,00) =	14880 +	0
L10 t/m L14 Betonwand 360mm	4x3,1 x (2x27,3 + 6x10,8 + 2x7,5 + 2x7,8) x (9,00 + 0,00 x 0,00) =	16740 +	0
B1 t/m L9 Betonwand 400mm	10x3,7 x (2x29,5 + 8x10,8 + 2x7,5 + 2x7,8) x (10,00 + 0,00 x 0,00) =	65120 +	0
Kelderwand 450mm	3,50 x 62 x (11,25 + 0,00 x 0,00) =	2441 +	0
Funderingsplaat 2500mm	1021 x (62,50 + 0,00 x 0,00) =	63813 +	0
		+ ----- + -----	
	Totaal	634098 +	69343 kN

Frequent = 60872 kN Quasi blijvend = 44169 kN Momentaan = 56267 kN Extreem = 69343 kN

Belastingen uiterste grenstoestand, CC3-Nieuwbouw

$$F_{Ed} = 1,49 \times 634097,9 + 1,65 \times 56267,3 = 1034476 \text{ kN (NEN-EN 1990: vergelijking 6.10a)}$$

$$= 1,32 \times 634097,9 + 1,65 \times 69343,3 = 952472 \text{ kN (NEN-EN 1990: vergelijking 6.10b)}$$

3.4.1.1 Indicatie gronddruk en paallasten uit gewicht

De funderingspoer heeft een oppervlakte van 950 m². Dit geeft een gemiddelde funderingsdruk uit gewicht ter hoogte van circa

$$\text{UGT (6.10a)} \quad 1034476 / 950 = 1089 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Quasi-blijvend*} \quad (634098+44169) / 950 = 714 \text{ kN/m}^2$$

** deze funderingsdruk is door Mos meegenomen in hun beschouwing van de zetting van de diepere grondlagen.*

Onder de poer zijn 133 palen opgenomen. Dit geeft een gemiddelde paallast uit gewicht ter hoogte van circa

$$\text{UGT (6.10a)} \quad 1034476 / 133 = 7778 \text{ kN}$$

$$\text{Quasi-blijvend} \quad (634098+44169) / 133 = 5100 \text{ kN}$$

3.5 Scheefstand

3.5.1 Weena toren

$$\begin{aligned} \text{scheefstand } \theta_i &= \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \\ &= 1/300 \times 2/3 \times 0,866 = 0,00192 \\ &= 1/519 \end{aligned}$$

waarin,

$$\begin{aligned} \text{reductiefactor hoogte } \alpha_h &= 2 / \sqrt{H}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \\ &= \min(\max(2 / \sqrt{(161,30)} = 0,16; 2/3); 1) \\ &= 2/3 \\ \text{reductiefactor aantal elementen } \alpha_m &= \sqrt{(0,5 \times (1 + 1/m))} \\ &= \sqrt{(0,5 \times (1 + 1/2))} = 0,866 \\ m &= 2 \text{ wanden op cijferassen (y-richting maatgevend)} \end{aligned}$$

De scheefstand wordt door middel van horizontale belasting per verdieping meegenomen.

F-last

	$G_{rep} + \psi_0 \times \psi_t \cdot Q_{rep}$	p_b	v_b
Gebouwgewicht	$(1 / 520) / 50 \times (634098 + 1,00 \times 69343) =$	24,39 +	2,67
		+ ----- + -----	
	Totaal	24,39 +	2,67 kN
Frequent = 0,00 kN Quasi blijvend = 0,00 kN Momentaan = 0,00 kN Extreem = 5,33 kN			

Belasting uiterste grenstoestand

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= 1,49 \times 24,39 + 1,65 \times 0,00 = 36,22 \text{ kN (NEN-EN 1990: vergelijking 6.10a)} \\ &= 1,32 \times 24,39 + 1,65 \times 2,67 = 36,63 \text{ kN (NEN-EN 1990: vergelijking 6.10b)} \\ F_{Ek} &= 36,63 / 1,32 = 27,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Belasting uit scheefstand wordt in het 3D-model meegenomen door vlaklasten op de vloerschijven aan te brengen in x- en y-richting. Het effect van de variabele belasting wordt gecombineerd met die van de permanente belasting, door met de factoren van de UGTb-situatie terug te rekenen (dit is conservatief voor de UGTa-situatie):

$$\begin{aligned} F_{rep} &= F_{PB} + \psi_0 \times 1,65 / 1,32 \times F_{VB} \\ &\approx F_{PB} + 0,4 \times 1,65 / 1,32 \times F_{VB} \\ &\approx F_{PB} + 0,5 \times F_{VB} \end{aligned}$$

De scheefstand geeft een moment op de fundering ter grootte van circa

$$M_{\text{scheefstand}} = 1/2 \times (27,72 / 3,1) \times (7,4 + 161,30)^2 = 127242 \text{ kNm}$$

3.6 Belastingen uit grondwater

De hoogst gemeten waterkolom ter plaatse, is maatgevend voor het bepalen van de belasting uit grondwater. Voor het vaststellen van deze hoogte is tabel 3-1 uit rapport R2000582-04 gebruikt van MOS grondmechanica, zie Figuur 3-2 hieronder.

De hoogst te verwachten waterkolom voor het berekenen van de waterdruk op de kelderdelen, wordt hier aangenomen met een hoogte tot -0,3m +NAP (01-1 (oud)). Dit is volgens hier bovengenoemd rapport gelijk aan 600mm -Peil.

Tabel 3-1: Statistische uitwerking peilbuizen MOS en gemeente in de omgeving van het project

peilbuis	maaiveld [m NAP]	filter		statistische eigenschappen			
		van [m NAP]	tot [m NAP]	HG / HS [m NAP]	GHG / GHS [m NAP]	Gemiddelde [m NAP]	GLG / GLS [m NAP]
01-1 (oud)	+0,0	-4,1	-5,1	-0,3	-1,8	-1,9	-2,3
01-2 (oud)	+0,0	-19,0	-20,0	-0,4	-1,2	-1,3	-1,5
01-2	+0,0	n.b.	n.b.	-1,4	-1,8	-2,5	-2,8
03	+0,7	-2,5	-3,5	-0,6	-1,0	-1,1	-1,3
02	-1,1	-4,2	-5,2	-1,2	-2,1	-2,3	-2,4
L3	-0,9	-4,0	-5,0	-2,7	-2,8	-2,9	-3,0
L4	-1,0	-4,0	-5,0	-2,1	-2,6	-2,9	-3,1
L6	-0,8	-3,8	-4,8	-2,3	-2,4	-3,7	-3,9
920	0,06	-2,96	-5,96	-1,85	o.g.	-2,0	o.g.
18	0,37	-1,43	-2,43	-0,76	-0,9	-1,1	-1,3
31	0,10	-2,44	-3,44	-1,15	-1,4	-1,6	-1,7
9	0,45	-1,97	-2,97	-0,62	-0,8	-1,0	-1,2
32	?	?	?	-0,93	-1,1	-1,3	-1,5

o.g. = onvoldoende gegevens
n.b. = niet bekend
HG / HS = hoogst gemeten grondwaterstand / stijghoogte
GHG / GHS = gemiddeld hoogste grondwaterstand / stijghoogte
GLG / GLS = gemiddeld laagste grondwaterstand / stijghoogte

Figuur 3-1 tabel 3-1, rapportage MOS R2000582-04

3.7 Grondgewicht

Het aan te houden grondgewicht voor (hoofdzakelijk) bepalen van belasting op kelderwanden en grond ke-
rende constructies, is bepaald aan de hand van de gegevens in tabel 5-2, uit rapportage MOS R2000582-04,
zie Figuur 3-2 hieronder.

Aangehouden gewicht voor veldvochtige grond: $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

Aangehouden gewicht voor verzadigde grond: $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$

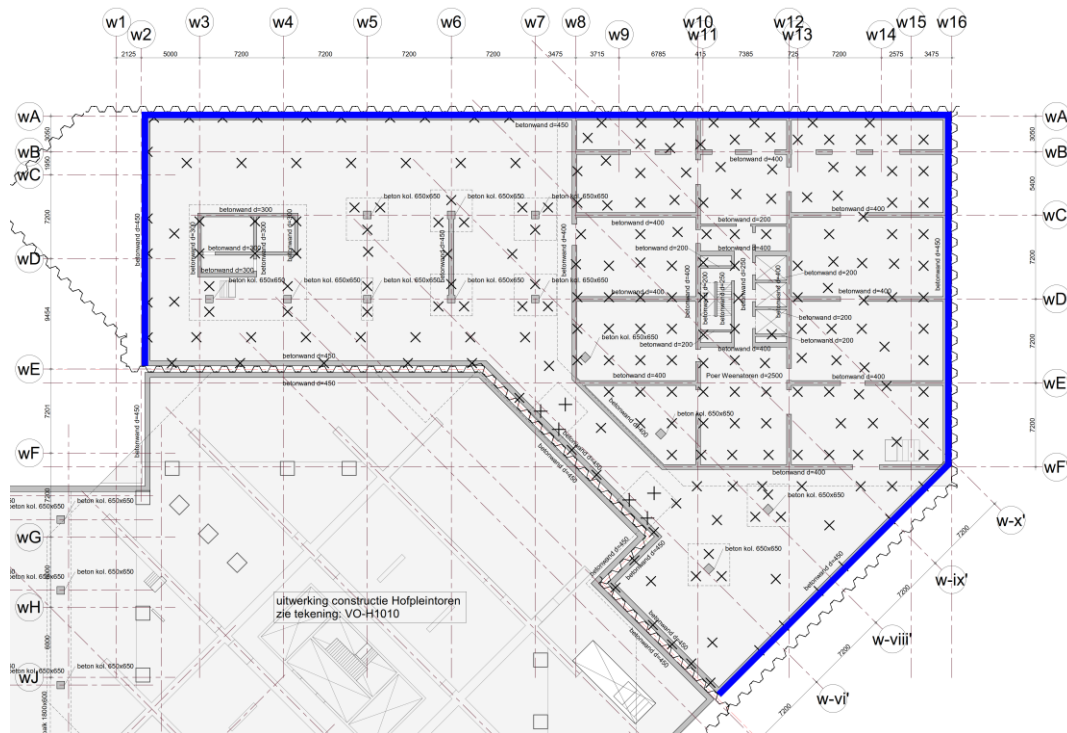
Tabel 5-2: Geschematiseerd grondprofiel voor zettingsberekening s_z

b.k. Laag in m t.o.v. NAP	Grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	c_v [m ² /s]
+0,3	Zand, toplaag	17/19				
-3,0	Klei, humeus	16/18	-	-	-	-
-5,0	Veen	14/14	-	-	-	-
-7,5	Klei, zandig	15,5/15,5	-	-	-	-
-17,0	Zand, vast, Pleistoceen	19/21	0,0005	0,0016	0	gedraineerd

Figuur 3-2 tabel 5-2, rapportage MOS R2000582-04

3.8 Negatieve kleeft op kelderwanden

Volgens rapportage MOS R2000582-04, §4.2, worden de kelderbuitenwanden en buitenzijden belast met een negatieve kleeft belasting uit grond. De grootte van deze belasting is gelijk aan: $q_{nk;E,D} = 60 \text{ kN/m}^2$. In Figuur 3-3 is met blauw aangegeven op welke wanden deze belasting aangrijpt.



Figuur 3-3 Kelderwanden, negatieve kleeft $q_{nk;E,D} = 60 \text{ kN/m}^2$

3.9 Windbelastingen

Windbelastingen zijn bepaald conform NEN-EN 1991-1-4.

Voor bepaling van de windbelasting op de hoog- en de laagbouw, wordt voor elk van de bouwdelen de windbelasting berekend uitgaande van losse gebouwen. Met andere woorden eventuele beschutting door de Hofplein en Weena toren wordt hier genegeerd. Dit is conservatief ten aanzien van de werkelijk optredende windbelastingen.

Welke effecten bestaan ten gevolge van de naast staande gebouwen, wordt door middel van windtunnelproeven nader onderzocht door Peutz, gecontroleerd door TNO. Gunstige of ongunstige effecten op windsnelheden en stuwdrukken volgend uit het onderzoek, worden in verdere uitwerking van het plan meegenomen.

Uitgangspunt is om de gunstige windbelastingsresultaten uit de windtunnelproeven zoals uitgevoerd door Peutz in een latere fase te gebruiken als belasting op de constructie. Hiervoor voert TNO momenteel een 2nd opinion uit op de windtunnelproeven van Peutz en analyseert hoe de resultaten op een juiste manier doorgevoerd mogen worden in de berekeningen.

3.9.1 Stuwdruk Weena toren

Wind in x op H = 160,30m

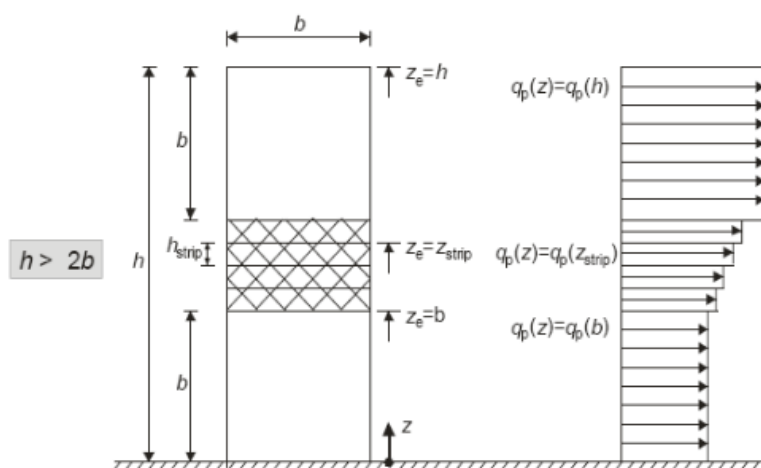
Windbelasting

Windgebied II; Onbebouwd; hoogte 160,300 boven maaiveld, stuwdruk = 1,83 kN/m²

Momentaanfactor $\psi_0 = 0,00$ $\psi_1 = 0,20$ $\psi_2 = 0,00$

Reductiefactor 1,00

De stuwdrukverdeling over de hoogte wordt bepaald conform figuur 7.4 uit de NEN-EN 1991-1-4.

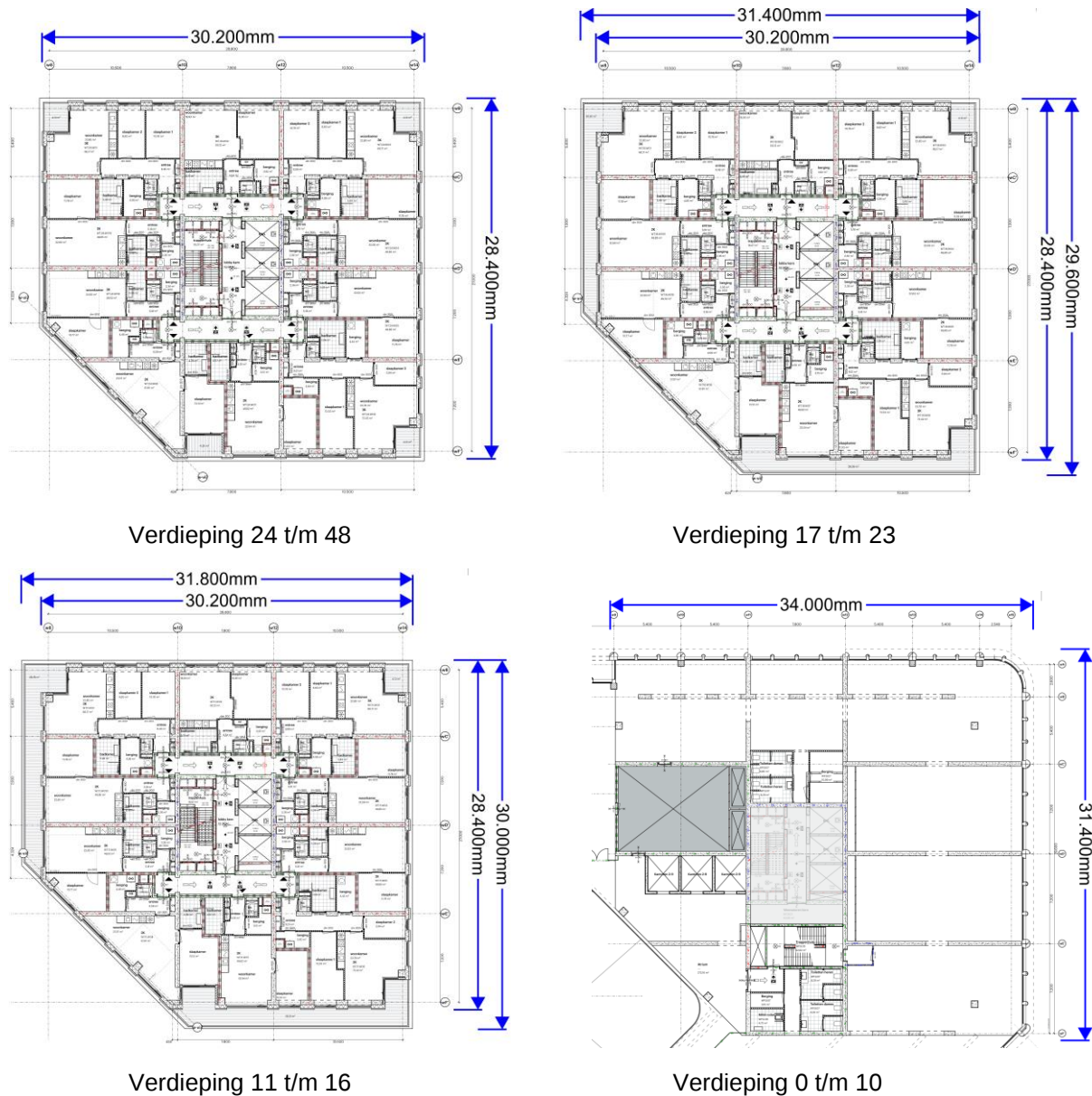


Figuur 3-4 Fragment figuur 7.4 uit de NEN-EN 1991-1-4.

3.9.2 Windbelasting Weena toren

3.9.2.1 Geometrie

De gevelbuitenmaten bedragen in de 30,20m en 28,40m. Aan alle gevels zijn balkons aanwezig. Tussen verdieping 10 en 23 zijn aan twee gevels galerijen aanwezig, met variërende diepte. Tussen verdieping 0 en 10 is het gebouw breder.



Figuur 3-5 Geometrie ten aanzien van bepaling windbelasting.

3.9.2.2 Windbelasting in x-richting

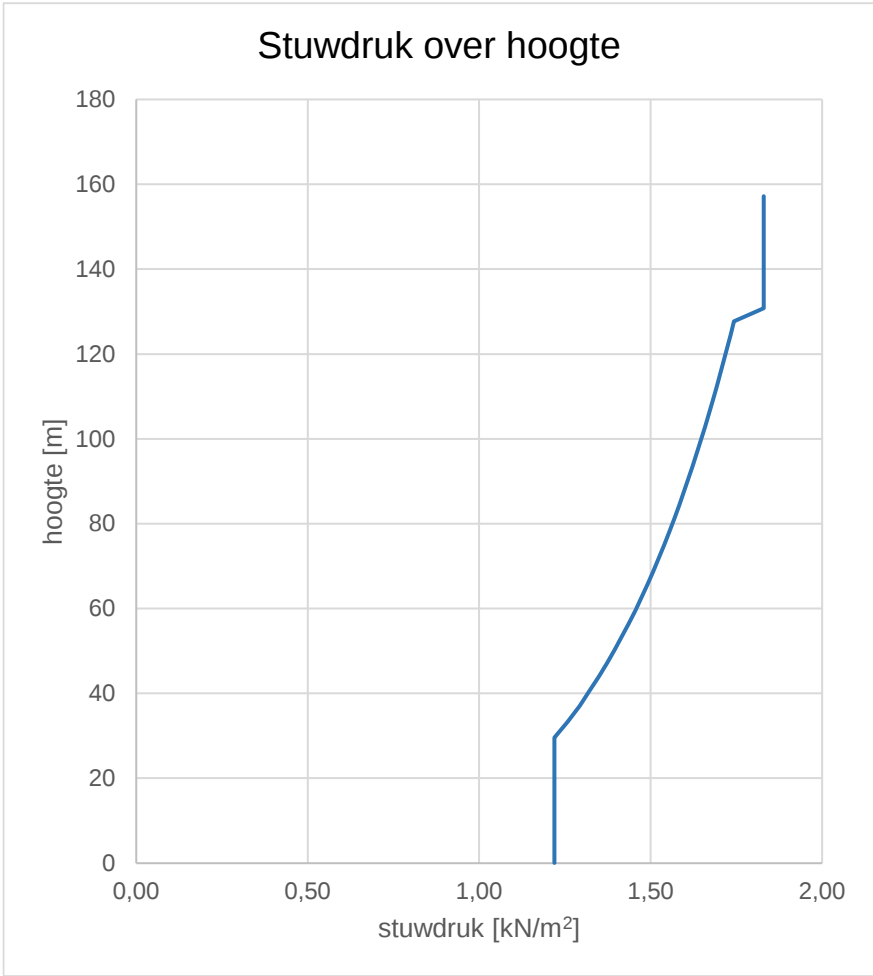
Windbelastingen x-richting

windgebied	II	
terreincategorie	onbebouwd	
gebouwhoogte	h =	160,3 m
belastingbreedte	b =	28,4 m
gebouwdiepte	d =	30,2 m
vormfactor	h/d =	5,3
	d/b =	1,06
netto krachtfactor	c_f =	1,43
gebouwfactor	c_{s,c_d} =	1,000

<u>artikel 7.2</u>		niet van toepassing
krachtfactor	$C_{pe,D}$ =	0,80
	$C_{pe,E}$ =	0,72
correlatiefactor	=	0,85
netto krachtfactor	c_f =	1,29

<u>artikel 7.6</u>		
krachtfactor	$c_{f,0}$ =	2,07
	ψ_r =	1,00
	ψ_λ =	0,690
	λ =	7,902
netto krachtfactor	c_f =	1,43

vloer	niveau tov peil	belasting- hoogte	stuwdruk	vloerbreedte	q-last	F-last	V	M
[n]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kNm]
-1	-3,500	0,00	0,000	31,40	0,000	0,0	10307,5	912560
0	0,000	1,85	1,219	31,40	3,224	101,2	10307,5	876484
1	3,700	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	10206,3	838721
2	7,400	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	10003,8	801706
3	11,100	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	9801,4	765441
4	14,800	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	9599,0	729925
5	18,500	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	9396,5	695158
6	22,200	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	9194,1	661140
7	25,900	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	8991,7	627870
8	29,600	3,70	1,219	31,40	6,447	202,4	8789,2	595350
9	33,300	3,70	1,258	31,40	6,650	208,8	8586,8	563579
10	37,000	3,80	1,294	31,40	7,024	220,5	8378,0	532581
11	40,900	3,50	1,324	30,00	6,621	198,6	8157,4	500767
12	44,000	3,10	1,349	30,00	5,975	179,3	7958,8	476094
13	47,100	3,10	1,373	30,00	6,080	182,4	7779,6	451978
14	50,200	3,10	1,395	30,00	6,179	185,4	7597,2	428426
15	53,300	3,10	1,416	30,00	6,272	188,2	7411,8	405450
16	56,400	3,10	1,436	30,00	6,361	190,8	7223,6	383057
17	59,500	3,10	1,455	29,60	6,446	190,8	7032,8	361255
18	62,600	3,10	1,474	29,60	6,527	193,2	6842,0	340045
19	65,700	3,10	1,491	29,60	6,605	195,5	6648,8	319433
20	68,800	3,10	1,508	29,60	6,679	197,7	6453,3	299428
21	71,900	3,10	1,524	29,60	6,751	199,8	6255,6	280036
22	75,000	3,10	1,540	29,60	6,820	201,9	6055,7	261263
23	78,100	3,10	1,555	29,60	6,887	203,8	5853,9	243116
24	81,200	3,10	1,569	28,40	6,951	197,4	5650,0	225601
25	84,300	3,10	1,583	28,40	7,013	199,2	5452,6	208698
26	87,400	3,10	1,597	28,40	7,073	200,9	5253,4	192412
27	90,500	3,10	1,610	28,40	7,132	202,5	5052,6	176749
28	93,600	3,10	1,623	28,40	7,188	204,1	4850,0	161714
29	96,700	3,10	1,635	28,40	7,243	205,7	4645,9	147312
30	99,800	3,10	1,647	28,40	7,297	207,2	4440,1	133548
31	102,900	3,10	1,659	28,40	7,349	208,7	4232,9	120426
32	106,000	3,10	1,671	28,40	7,399	210,1	4024,2	107951
33	109,100	3,10	1,682	28,40	7,449	211,5	3814,1	96127
34	112,200	3,10	1,693	28,40	7,497	212,9	3602,5	84959
35	115,300	3,10	1,703	28,40	7,544	214,2	3389,6	74451
36	118,400	3,10	1,713	28,40	7,590	215,5	3175,4	64608
37	121,500	3,10	1,724	28,40	7,634	216,8	2959,8	55432
38	124,600	3,10	1,733	28,40	7,678	218,1	2743,0	46929
39	127,700	3,10	1,743	28,40	7,721	219,3	2524,9	39102
40	130,800	3,10	1,830	28,40	8,105	230,2	2305,7	31954
41	133,900	3,10	1,830	28,40	8,105	230,2	2075,5	25520
42	137,000	3,10	1,830	28,40	8,105	230,2	1845,3	19800
43	140,100	3,10	1,830	28,40	8,105	230,2	1615,1	14793
44	143,200	3,50	1,830	28,40	9,151	259,9	1384,9	10500
45	147,100	3,90	1,830	28,40	10,197	289,6	1125,0	6112
46	151,000	3,50	1,830	28,40	9,151	259,9	835,4	2854
47	154,100	3,10	1,830	28,40	8,105	230,2	575,5	1070
48	157,200	4,65	1,830	28,40	12,158	345,3	345,3	0
dakrand	160,300					10307,5		



3.9.2.3 Windbelasting in y-richting

Windbelastingen y-richting

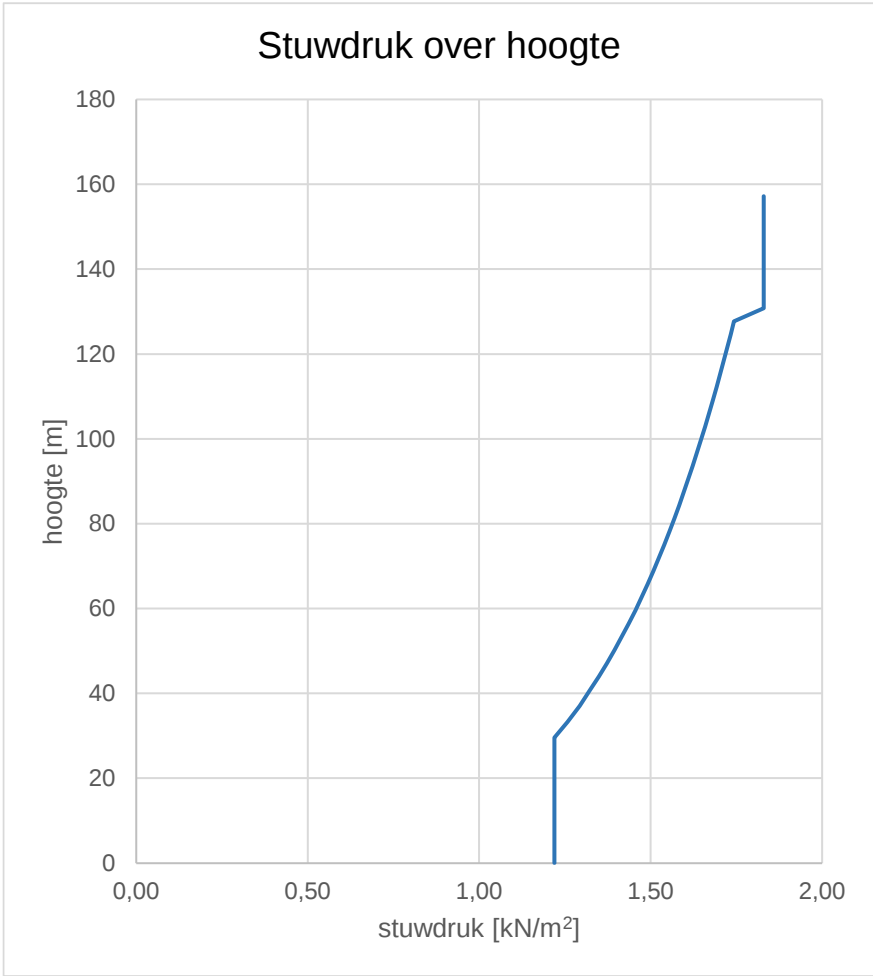
windgebied II
terreincategorie onbebouwd
gebouwhoogte $h = 160,3$ m
belastingbreedte $b = 30,2$ m
gebouwdiepte $d = 28,4$ m

vormfactor $h/d = 5,6$
 $d/b = 0,94$
netto krachtfactor $c_f = 1,48$
gebouwfactor $c_s c_d = 1,000$

<u>artikel 7.2</u> <i>niet van toepassing</i>	
krachtfactor	$C_{pe,D} = 0,80$
	$C_{pe,E} = 0,73$
correlatiefactor	$= 0,85$
netto krachtfactor	$c_f = 1,30$

<u>artikel 7.6</u>	
krachtfactor	$c_{f,0} = 2,16$
	$\psi_t = 1,00$
	$\psi_\lambda = 0,687$
	$\lambda = 7,431$
netto krachtfactor	$c_f = 1,48$

vloer	niveau tov peil	belasting- hoogte	stuwdruk	voerbreedte	q-last	F-last	V	M
[n]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kNm]
-1	-3,500	0,00	0,000	34,00	0,000	0,0	11399,2	1007958
0	0,000	1,85	1,206	34,00	3,310	112,5	11399,2	968061
1	3,700	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	11286,7	926300
2	7,400	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	11061,6	885372
3	11,100	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	10836,6	845277
4	14,800	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	10611,5	806014
5	18,500	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	10386,5	767584
6	22,200	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	10161,4	729987
7	25,900	3,70	1,206	34,00	6,619	225,1	9936,4	693222
8	29,600	3,70	1,219	34,00	6,695	227,6	9711,3	657291
9	33,300	3,70	1,258	34,00	6,906	234,8	9483,7	622201
10	37,000	3,80	1,294	34,00	7,294	248,0	9248,9	587980
11	40,900	3,50	1,324	31,80	6,876	218,7	9000,9	552877
12	44,000	3,10	1,349	31,80	6,205	197,3	8782,2	525652
13	47,100	3,10	1,373	31,80	6,314	200,8	8584,9	499039
14	50,200	3,10	1,395	31,80	6,416	204,0	8384,1	473048
15	53,300	3,10	1,416	31,80	6,514	207,1	8180,0	447690
16	56,400	3,10	1,436	31,80	6,606	210,1	7972,9	422974
17	59,500	3,10	1,455	31,40	6,694	210,2	7762,8	398909
18	62,600	3,10	1,474	31,40	6,779	212,8	7552,6	375496
19	65,700	3,10	1,491	31,40	6,859	215,4	7339,8	352743
20	68,800	3,10	1,508	31,40	6,937	217,8	7124,4	330657
21	71,900	3,10	1,524	31,40	7,011	220,1	6906,6	309247
22	75,000	3,10	1,540	31,40	7,083	222,4	6686,5	288519
23	78,100	3,10	1,555	31,40	7,152	224,6	6464,1	268480
24	81,200	3,10	1,569	30,20	7,219	218,0	6239,5	249138
25	84,300	3,10	1,583	30,20	7,283	220,0	6021,5	230471
26	87,400	3,10	1,597	30,20	7,346	221,8	5801,5	212486
27	90,500	3,10	1,610	30,20	7,406	223,7	5579,7	195189
28	93,600	3,10	1,623	30,20	7,465	225,4	5356,0	178586
29	96,700	3,10	1,635	30,20	7,522	227,2	5130,6	162681
30	99,800	3,10	1,647	30,20	7,578	228,8	4903,4	147481
31	102,900	3,10	1,659	30,20	7,632	230,5	4674,5	132989
32	106,000	3,10	1,671	30,20	7,684	232,1	4444,1	119213
33	109,100	3,10	1,682	30,20	7,736	233,6	4212,0	106156
34	112,200	3,10	1,693	30,20	7,786	235,1	3978,4	93823
35	115,300	3,10	1,703	30,20	7,834	236,6	3743,2	82219
36	118,400	3,10	1,713	30,20	7,882	238,0	3506,7	71348
37	121,500	3,10	1,724	30,20	7,928	239,4	3268,6	61215
38	124,600	3,10	1,733	30,20	7,974	240,8	3029,2	51825
39	127,700	3,10	1,743	30,20	8,018	242,2	2788,4	43181
40	130,800	3,10	1,830	30,20	8,418	254,2	2546,2	35288
41	133,900	3,10	1,830	30,20	8,418	254,2	2292,0	28183
42	137,000	3,10	1,830	30,20	8,418	254,2	2037,8	21865
43	140,100	3,10	1,830	30,20	8,418	254,2	1783,6	16336
44	143,200	3,50	1,830	30,20	9,504	287,0	1529,4	11595
45	147,100	3,90	1,830	30,20	10,590	319,8	1242,4	6750
46	151,000	3,50	1,830	30,20	9,504	287,0	922,5	3152
47	154,100	3,10	1,830	30,20	8,418	254,2	635,5	1182
48	157,200	4,65	1,830	30,20	12,626	381,3	381,3	0
dakrand	160,300					11399,2		



3.10 Sneeuwbelastingen

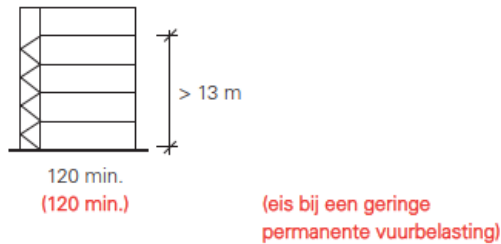
Sneeuwbelastingen worden bepaald conform NEN-EN 1991-1-3.

Voor de platte daken geldt een sneeuwbelasting van 0,56 kN/m².

Eventuele sneeuwophopingen bij opgaande gevels of obstakels worden in vervolgdOCUMENTEN beschouwd.

4 Brandwerendheid

4.1 Algemeen



Figuur 4-1 Eisen aan de hoofddraagconstructie van woongebouwen. Bepalend is de ligging van de vloer van het hoogste verblijfsgebied.

4.2 Eisen geldend voor het project

In de rapportage H6985-6-RA-001 van Peutz, van de datum 18-05-2022, zijn de eisen met betrekking tot de brandwerendheid beschreven. De voor de hoofddraagconstructie geldende eisen worden beknopt benoemd.

Voor de sterkte van de hoofddraagconstructie geldt een basisweerstand van 120 minuten. Zodoende wordt de hoofddraagconstructie getoetst met een brandwerendheid van 120 minuten.

4.3 Hoofddraagconstructie bij brand

Tot de hoofddraagconstructie bij brand worden die onderdelen gerekend waarvan bezwijken aanleiding kan geven tot voortschrijdende instorting.

De navolgende onderdelen maken deel uit van de hoofddraagconstructie bij brand. De staalconstructies die hiervan deel uitmaken dienen dus, 120 minuten brandwerend bekleed te worden. De betonconstructies zullen hierop berekend worden. Dit betreffen de onderdelen:

- Alle kolommen en dragende wanden.
- Alle vloerbalken.
- Alle vloeren (exclusief de balkons en de vloeren in de trappenhuizen).

Onderdelen van de hoofddraagconstructie die de brandscheidingen dragen of steunen, dienen brandwerend uitgevoerd te worden.

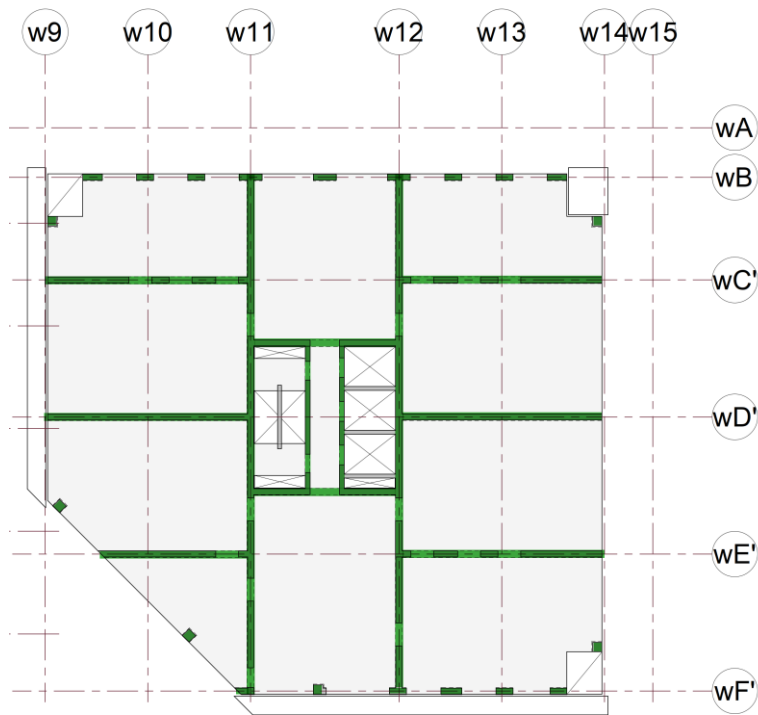
5 Constructieomschrijving

5.1 Verticale draagstructuur

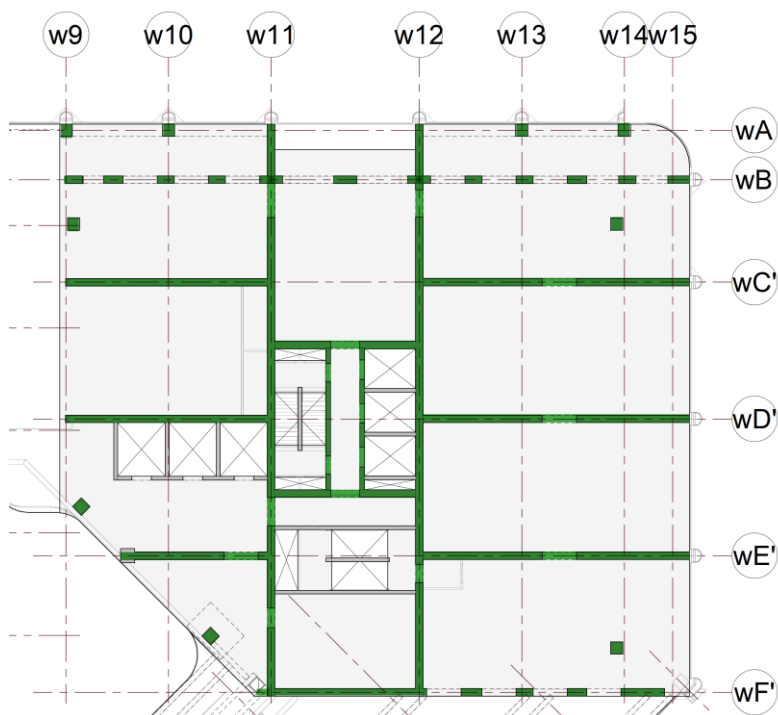
De verticale draagstructuur van de toren bestaat uit betonwanden, die onderling verbonden zijn. De vloeren bedragen betonvloeren die hun overspanning evenwijdig aan de cijferassen hebben, met uitzondering van de vloeren tussen as w11 en w12: hier overspannen de vloeren evenwijdig aan de letterassen. De twee vloerdragende gevels op as wB' en wF' bestaat uit betonpenanten. In de diagonale gevel zijn twee tussenkolommen opgenomen. De buitenruimtes van de appartementen betreffen inpandige loggia's. Nabij de loggia's is een extra kolom opgenomen. Aan as w9 en as wF' is tussen verdieping 10 en 23 een luifel aanwezig. Onder de toren is een funderingsplaat op palen opgenomen.

De laagbouw en de hoogbouw zijn fysiek aan elkaar gekoppeld. Dat wil zeggen dat tussen deze bouwdelen géén dilataties aangebracht worden.

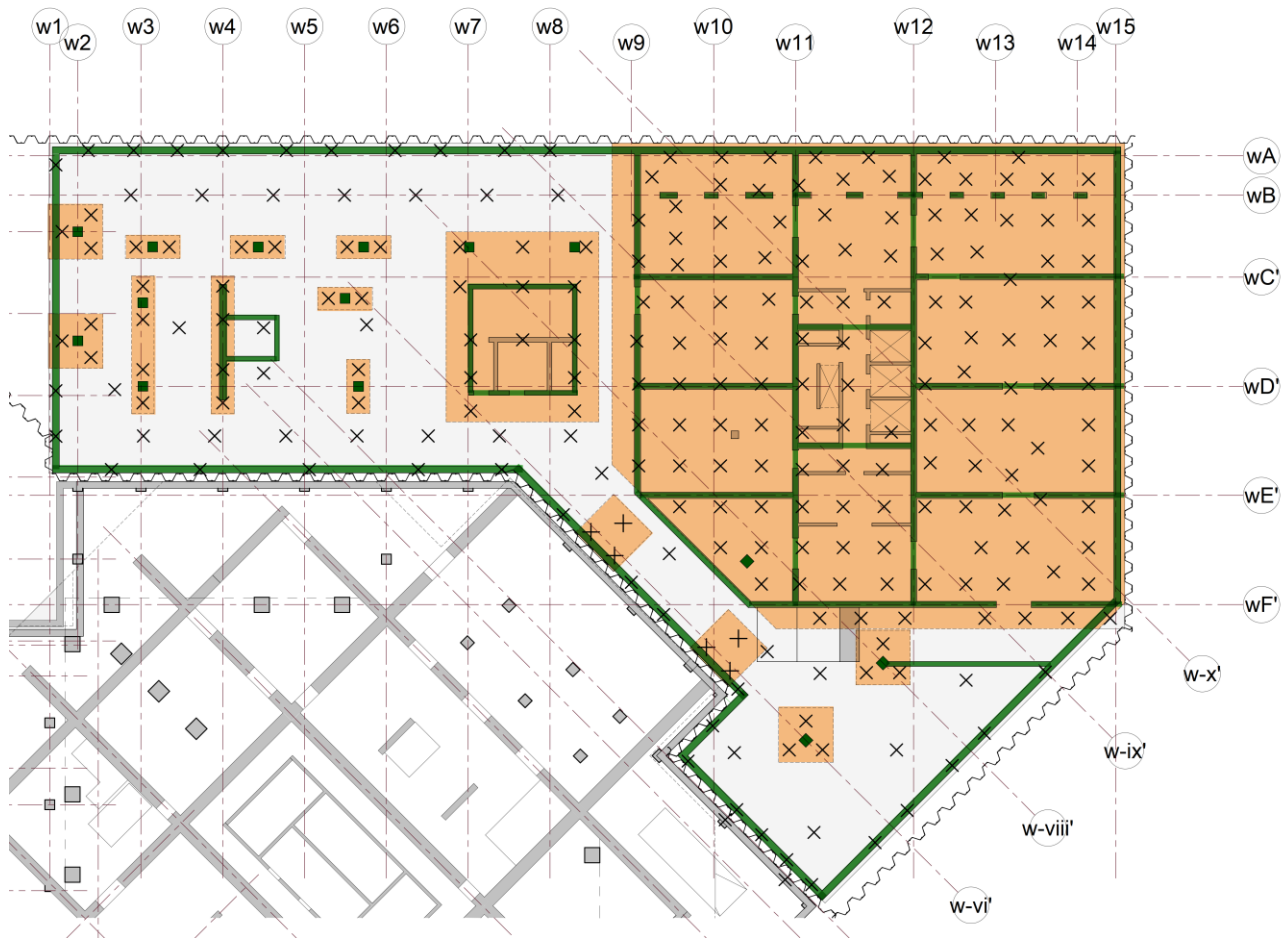
In de onderstaande plattegronden zijn de vloerdragende elementen groen gemarkeerd. De gele elementen betreffen de vloerbalken en kolomkoppen. Verticale elementen die niet gemarkeerd zijn, dragen alleen zichzelf. De poeren zijn in het oranje weergegeven.



Figuur 5-1 Dragende elementen (groen) vanaf 10^e verdieping.



Figuur 5-2 Dragende elementen (groen) begane grond en 10^e verdieping.

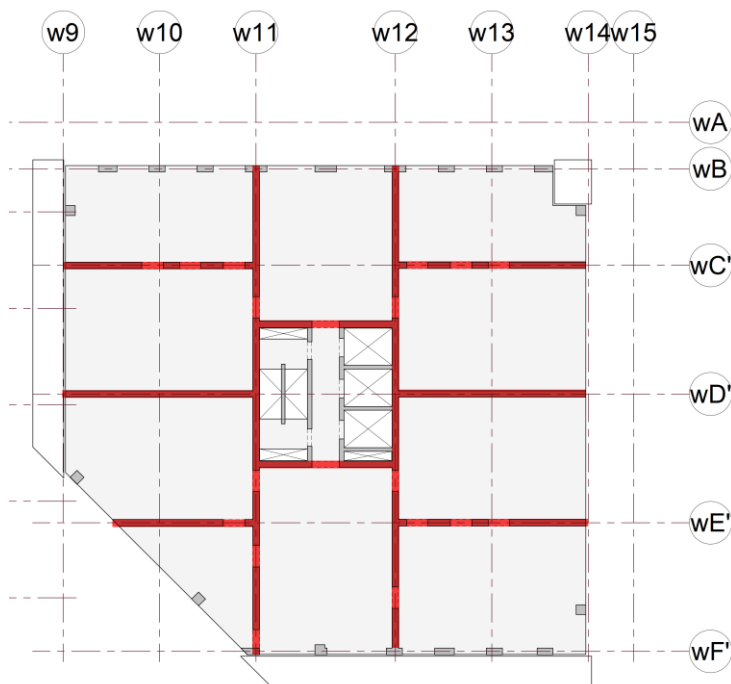


Figuur 5-3 Dragende elementen (groen) in kelder.

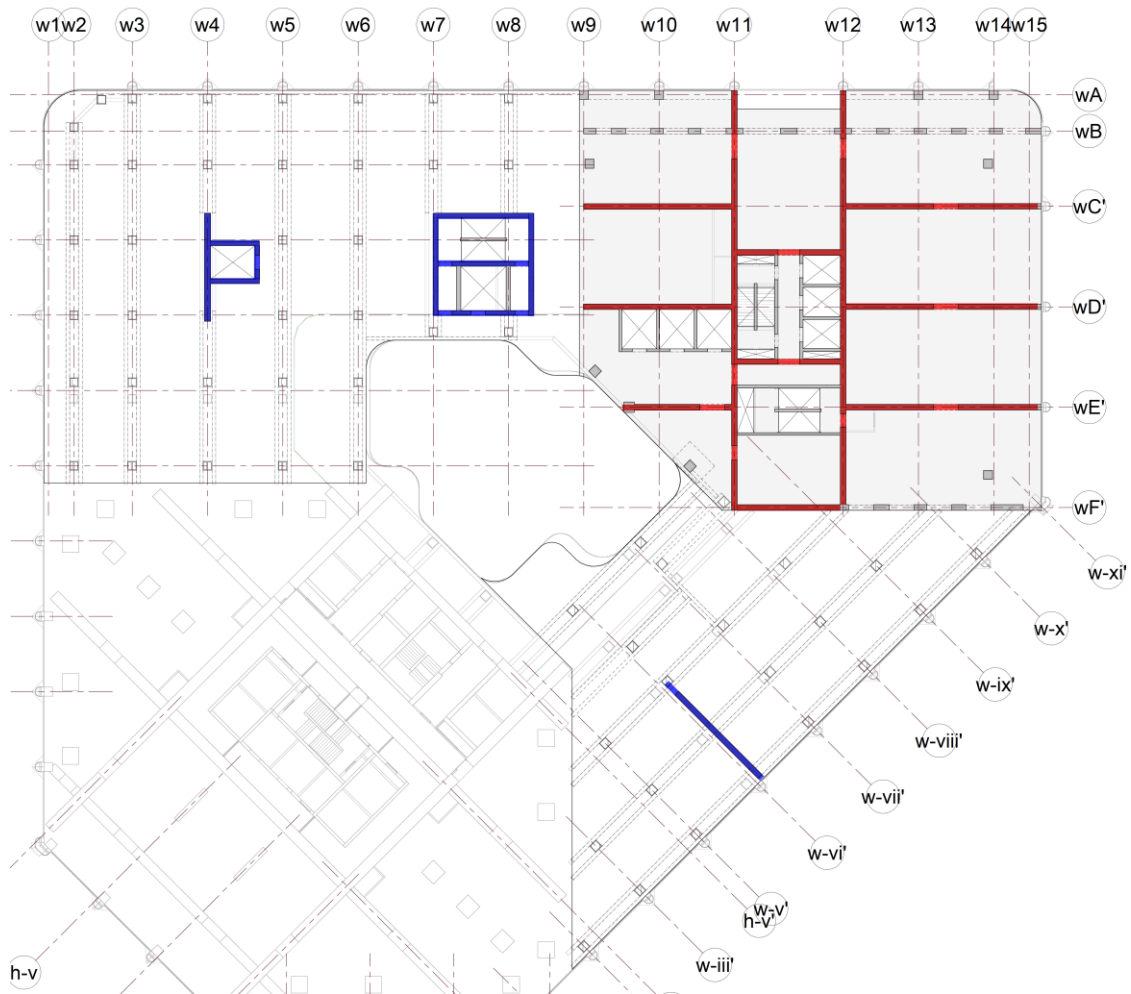
5.2 Stabiliteitsprincipe

Het stabiliteitssysteem bedraagt betonnen stabiliteitswanden in twee richtingen.

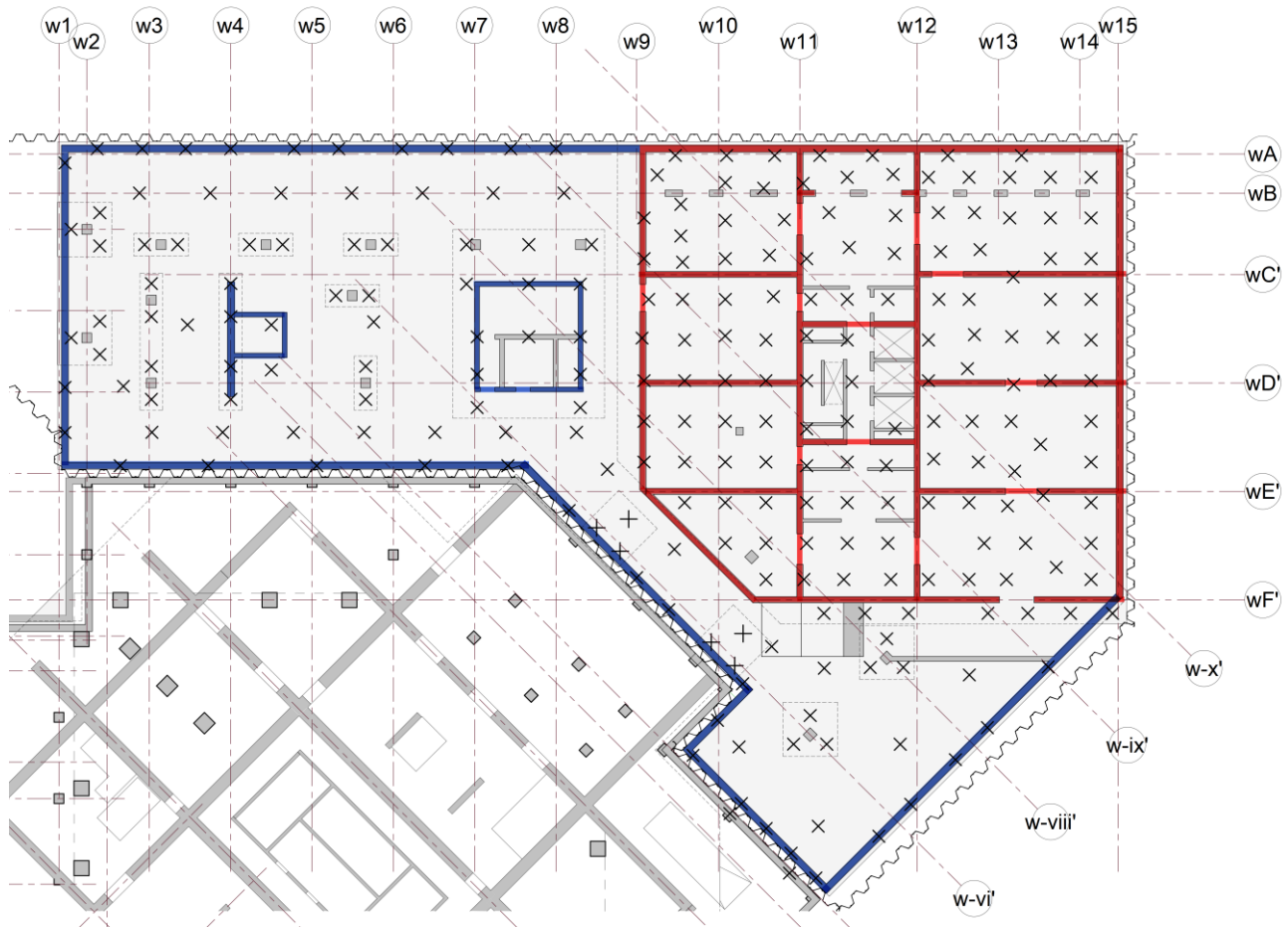
In de onderstaande plattegronden zijn de wanden die meewerken in de stabiliteit rood en blauw gekleurd. De rode elementen zijn primair voor de stabiliteit van de toren, terwijl de blauwe elementen primair voor de stabiliteit van de laagbouw bestemd zijn. De deuvels boven de deursparingen verzorgen de (gedeeltelijke) koppeling tussen de wanddelen, evenals de directe verbindingen tussen de wanddelen.



Figuur 5-4 Stabiliteitswanden vanaf de 10^e verdieping.



Figuur 5-5 Stabiliteitswanden en -kern tussen verdieping 0 en 10. Blauw: stabiliteitselement primair voor laagbouw, rood: stabiliteitselementen hoogbouw.



Figuur 5-6 Stabiliteitswanden kelder. Blauw: stabiliteitselement primair voor laagbouw, rood: stabiliteitselementen hoogbouw.

5.3 Paalsysteem

Conform advies Mos met opdrachtnummer R2000582-04 dd. 05-08-2022, is er gekozen voor Tubex groutinjectiepalen Ø762/940. Het paalpuntniveau bedraagt circa -65m ten opzichte van NAP. De draagkracht op druk bedraagt circa 12595 kN.

Er dient bij de paal draagkracht een kanttekening gemaakt te worden dat indien er voorgeboord moet worden, de paal draagkracht gereduceerd moet worden naar: 12000 kN, zie rapportage MOS, §4.3.

Zoals berekend is in §3.4, bedragen de rekenwaardes van de paalreacties in de belastingcombinatie met dominante gewichten:

$$F_{\text{Weena;toren}} = 7778 \text{ kN} \quad (\text{UC} = 0,65)$$

Bovenstaande geeft een indicatie van de paalbenutting. Effecten uit windbelasting of grond-constructie interactie zijn hier niet in meegenomen. Daarom zijn de waarden (een stuk) lager dan 1,0.

De representatieve waarde van de korte-duur veerstijfheid van de palen, welke gebruikt wordt in de berekening van de krachten en vervormingen bij maximale windbelasting, bedraagt 550 MN/m (zie rapportage Mos, paragraaf 4.6).

De representatieve waarde van de lange-duur veerstijfheid van de palen, welke gebruikt wordt in de berekening van de krachten en vervormingen voor de langeduur situatie, bedraagt 375 MN/m (zie rapportage Mos, paragraaf 4.6).

De langeduur vervormingen van de ondergrond worden uitgerekend door Mos. In §8 wordt met verkennende berekeningen ingegaan op de effecten van de interactie tussen de ondergrond en de constructie die de langeduur vervormingen tot gevolg hebben.

5.4 Ontwerpdiktes en betonsterkteklassen

In de onderstaande paragrafen zijn de dikten en sterkteklassen van de betonnen onderdelen benoemd. De belangrijkste elementen zijn getoetst in hoofdstuk 7.

5.4.1 Funderingspalen

toepassing	betonsterkteklasse	milieuklasse
Funderingspalen	C45/55	XC4

5.4.2 Fundering

type	dikte	betonsterkteklasse	milieuklasse
plaat toren	2500 mm	C40/50	XC3; XF1
poeren laagbouw	2000 mm	C35/45	XC3; XF1

5.4.3 Vloeren

toepassing	vloertype	vloerdikte	betonsterkteklasse	milieuklasse
wonen	betonvloer	270 mm	C30/37	XC1
balkons	prefab beton	200 mm	C50/60	XC4; XD3; XF4
daktuin	betonvloer	400 mm	C30/37	XC1
kantoor	betonvloer	300 mm	C30/37	XC1
commercieel	betonvloer	300 mm	C30/37	XC1
expeditie	betonvloer	400 mm	C30/37	XC3; XD1
kelderdekvloer binnenruimte	betonvloer	300 mm	C30/37	XC1
Keldervloer -1	betonvloer	500 mm	C30/37	XC3; XD1

5.4.4 Wanden

toepassing	wanddikte	betonsterkteklasse	milieuklasse
Kelderbuitenwanden	450 mm	C30/37	XC4, XF1
verd. -1 t/m 10 toren	400 mm	C40/50	XC1
verd. 11 t/m 14 toren	360 mm	C40/50	XC1
verd. 15 t/m 20 toren	320 mm	C35/45	XC1
verd. 21 t/m 24 toren	280 mm	C35/45	XC1
verd. 25 t/m 50 toren	250 mm	C30/37	XC1
verd. 0 t/m 5 laagbouw	300 mm	C35/45	XC1

verd. -1 t/m 0 laagbouw kelderbuitenwanden	450 mm	C35/45	XC3;XF1
verd. -1 t/m 0 laagbouw kelderbinnenwanden	300 mm	C35/45	XC3
verd. 6 t/m 9 laagbouw	250mm	C30/37	XC1

5.4.5 Kolommen

toepassing	afmeting	betonsterkteklasse	milieuklasse
verd. -1 t/m 0	650x650 mm ²	C60/75	XC3
verd. 1 t/m 5	650x650 mm ²	C60/75	XC1
verd. 6 t/m 10	500x500 mm ²	C40/50	XC1
verd. 11 t/m 50	450x450 mm ²	C40/50	XC1

6 Dilatatie tussen fase 1 en 2

Fase 1 en 2 zijn op zo'n manier gedilateerd dat horizontaal géén krachten worden uitgewisseld. Verticaal draagt een deel van de laagbouw af op de fundering van fase 1.

In de verdere uitwerking dient rekening gehouden te worden met de verschilzakkingen tussen de bouwdelen en faseringen, in relatie tot bouwkundige aansluitingen en secundaire krachtswerking in constructie-onderdelen.

7 Rekenmethoden, software en resultaten

7.1 Software

Krachtenwerking en spanningen worden berekend en gecontroleerd met:

- AxisVM
- Technosoft pakket (raamwerken, liggers en construct)
- Excel, sheets geschreven door adviesbureau Tielemans
- Programmatuur geschreven door Adviesbureau Tielemans.

Bij eigen geschreven software en rekensheets word bij de berekeningen toelichting gegeven over de opbouw van de rekenmethoden. De programma's niet geschreven / ontwikkeld door adviesbureau Tielemans zijn handleidingen en toelichting op de rekenmethoden beschikbaar.

7.2 Rekenmodel

Voor ontwerp is een ontwerpberekening gemaakt met het programma AxisVM, dit is een 3D elementen model, zie de volgende pagina voor een impressie. Dit model is opgebouwd schaal- en lijnelementen. De resultaten zijn berekend met een lineaire berekening. Berekeningen in een later stadium zullen ook uitgevoerd worden met fysisch en geometrisch niet lineaire berekening (tweede-orde berekening).

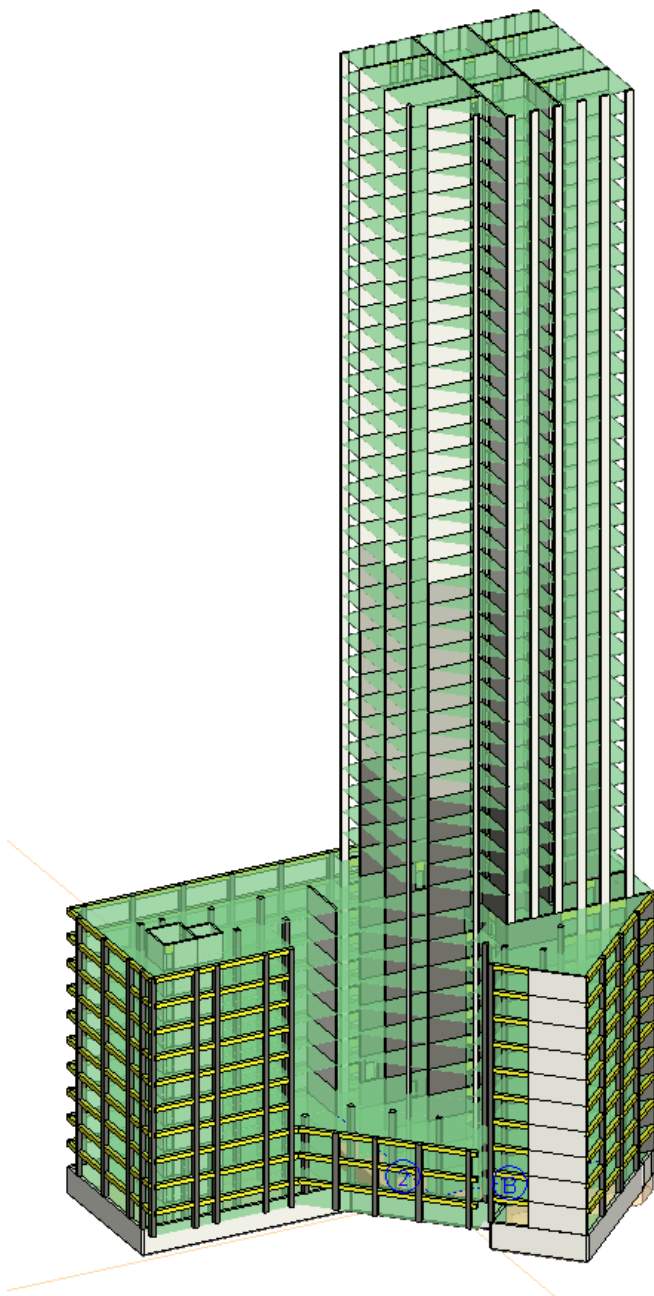
7.3 Resultaten

7.3.1 Uitbuiging bij wind

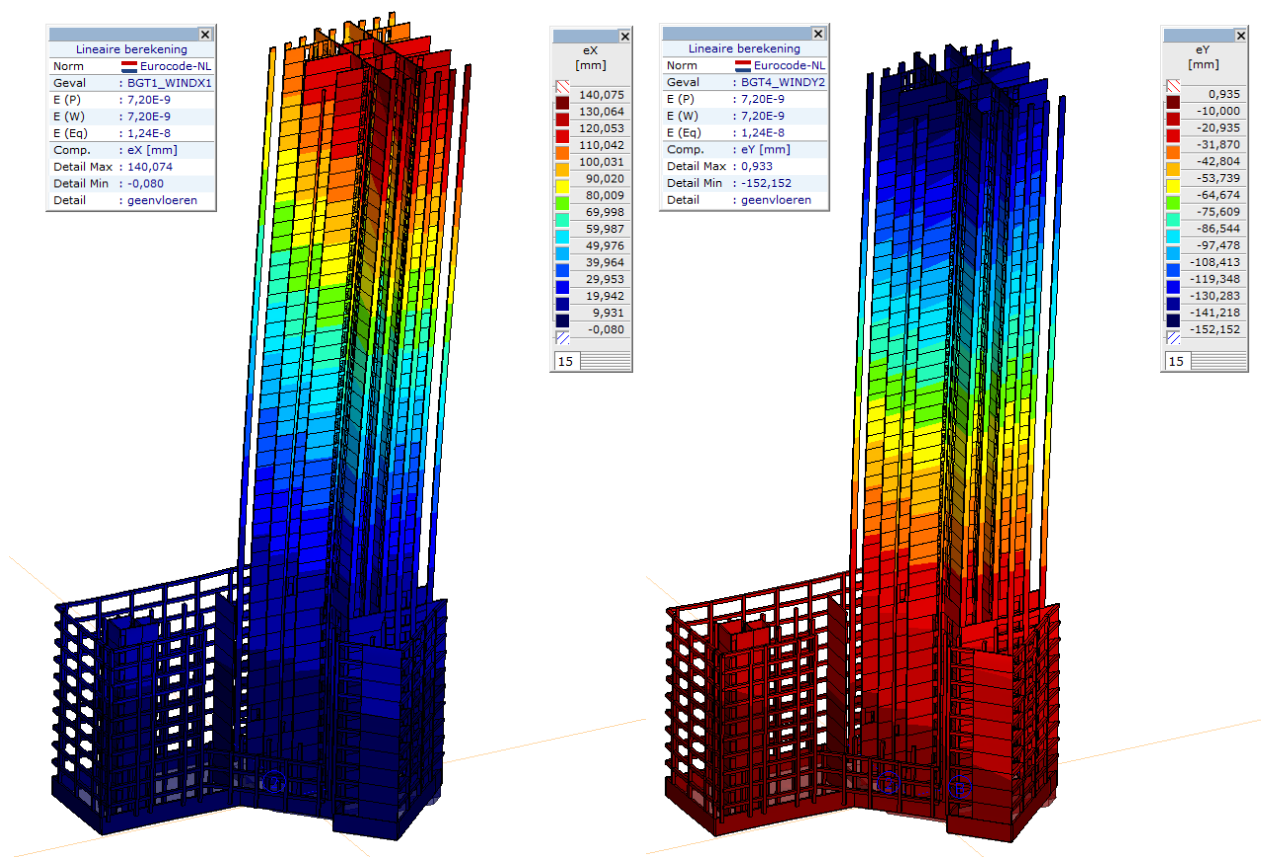
Met het EEM model, uit Figuur 7-1 en de windbelasting gebaseerd op §3.9, zijn de windvervorming bepaald. De resultaten zijn overgenomen van de resultaten in Figuur 7-2.

- $e_{x;\max} = 140,1 \text{ mm}$ bij benadering $h / 1105 < h / 500 \text{ mm}$
- $e_{y;\max} = 152,2 \text{ mm}$ bij benadering $h / 1017 < h / 500 \text{ mm}$

Voor maximaal toelaatbare vervorming is de grens $h / 500$ aangehouden. Opgemerkt wordt dat de vervormingen de korteduur vervormingen betreffen. De scheefstand uit bouwen en kruipvervorming van de ondergrond zijn hierin nog niet meegenomen.



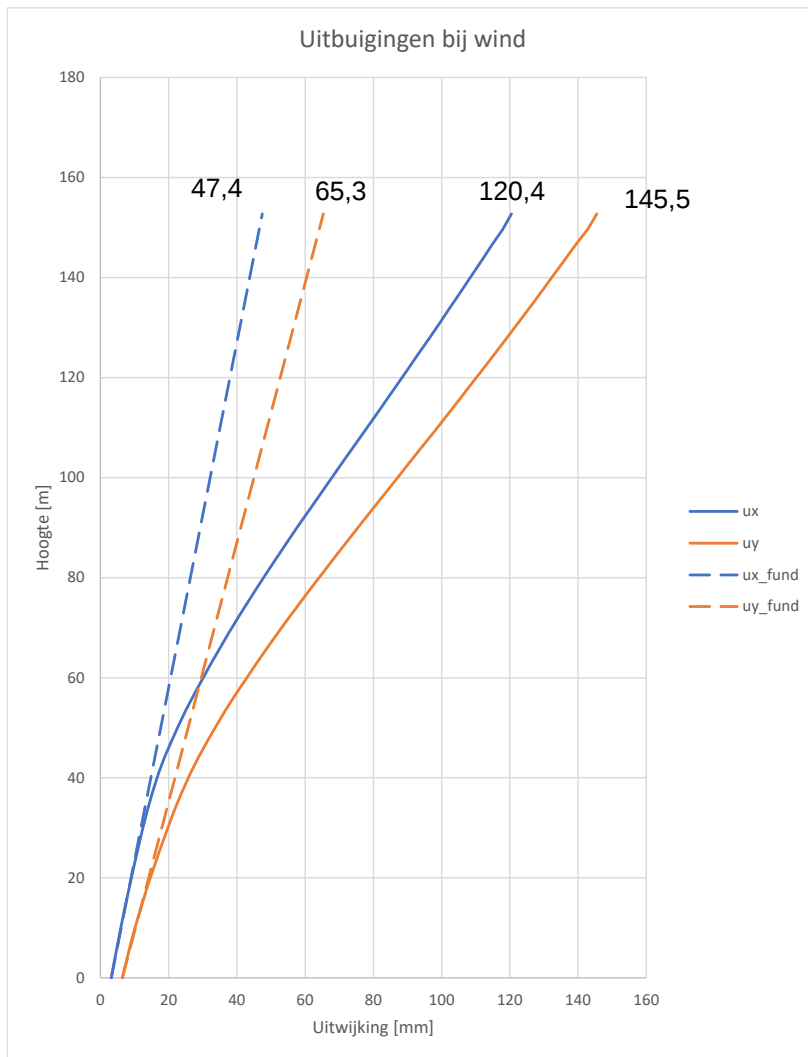
Figuur 7-1 3d-view van elementenmodel (AxisVM)



Figuur 7-2 Verplaatsingen in x- en y-richting bij wind.

In Figuur 7-3 zijn de uitbuigingen van het hart van de toren weergegeven. Uit deze figuur zijn de gemiddelde stijfheden van het gebouw en de fundering terug te rekenen.

Wind in x-richting	Wind in y-richting
$M = M_{\text{scheefstand}} + M_{\text{wind}}$ $= 113522 + 775485 = 889007 \text{ kNm}$	$M = M_{\text{scheefstand}} + M_{\text{wind}}$ $= 113522 + 954089 = 1067611 \text{ kNm}$
$\theta_{\text{fundering}} \approx 1 / 3453$	$\theta_{\text{fundering}} \approx 1 / 2470$
$C_{\text{fundering}} \approx 889007 \times 3453 = 3070 \times 10^6 \text{ kNm/rad}$	$C_{\text{fundering}} \approx 1067611 \times 2470 = 2637 \times 10^6 \text{ kNm/rad}$
$E_{\text{gemiddeld}} \approx 30\,000 \text{ MPa}$	$E_{\text{gemiddeld}} \approx 30\,000 \text{ MPa}$
$q_{\text{equivalent}} = 2 \times 889007 / (7,4+154,90)^2 = 67,5 \text{ kN/m}$	$q_{\text{equivalent}} = 2 \times 1067611 / (7,4+154,90)^2 = 81,1 \text{ kN/m}$
$u_{\text{gebouw}} = 120,4 - 47,4 = 73,0 \text{ mm}$	$u_{\text{gebouw}} = 145,5 - 65,3 = 80,2 \text{ mm}$
$I_{\text{equivalent}} = (67,5 \times (7400+154900)^4) / (8 \times 30000 \times 73,0) = 2673 \times 10^{12} \text{ mm}^4$	$I_{\text{equivalent}} = (81,1 \times (7400+154900)^4) / (8 \times 30000 \times 80,2) = 2924 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

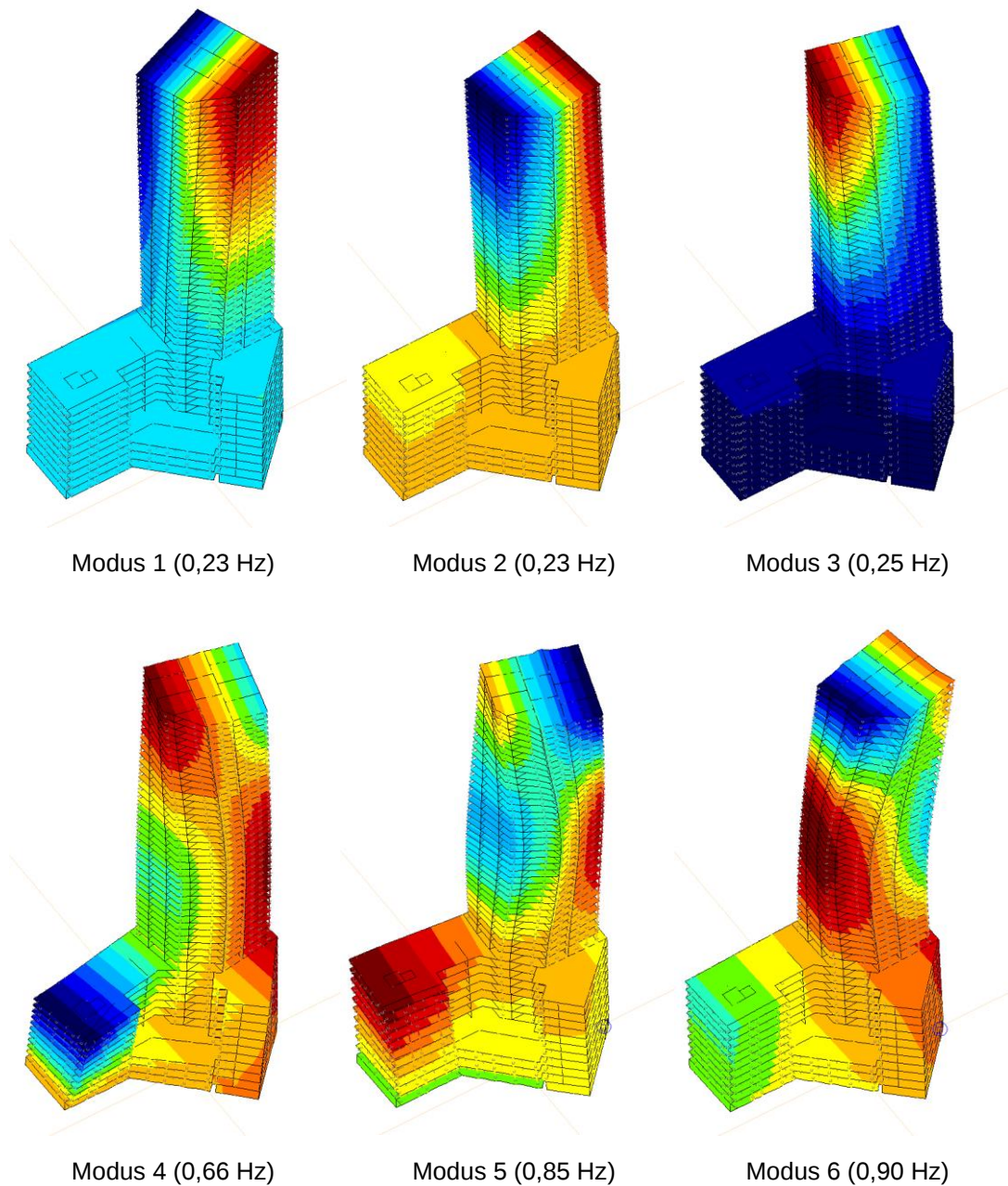


Figuur 7-3 Uitbuiging van het hart van de toren over de hoogte voor x- en y-richting, vanaf de begane grondvloer.

7.3.2 Eigenmodi en windversnellingen

De eerste zes eigenmodi zijn weergegeven in de onderstaande figuur.

Deze modi, gecombineerd met de massa's en zwaartepunten per vloer, zijn verstrekt aan Peutz. Deze gegevens zijn door Peutz gebruikt om de windbelasting uit de windtunnels te kunnen berekenen. De door hen bepaalde belastingen worden in de verdere uitwerking gebruikt.



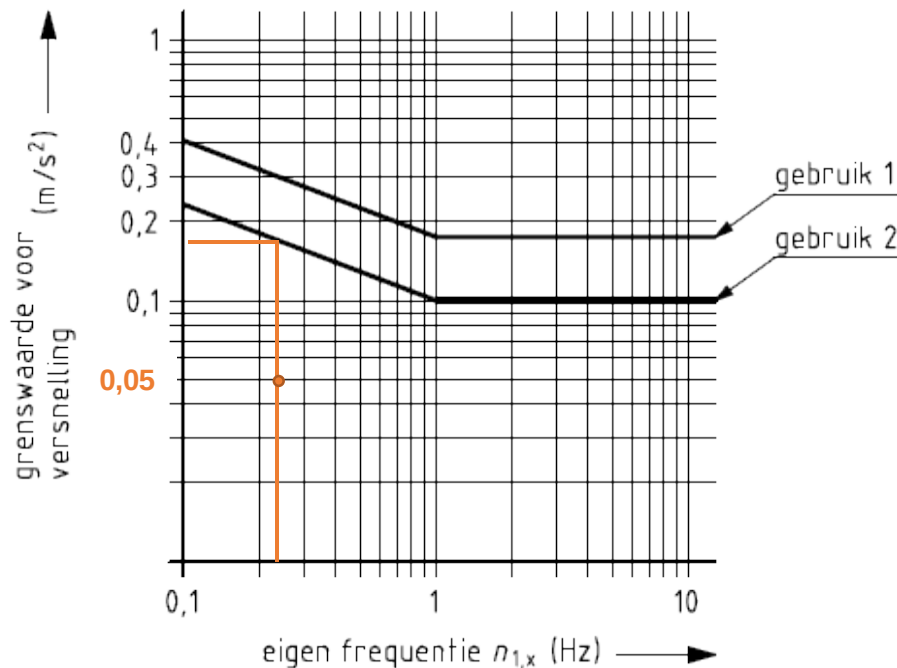
Figuur 7-4

De windversnelling wordt ingeschat op basis van 1-jaarlijkse wind, uitgaande van windgebied II, onbebouwd, een eerste eigenfrequentie van 0,23 Hz.

along wind acceleration

$$a_y = 0,04839 \text{ m/s}^2 = k_p c_f \rho l_v(x_s) v_m^2(x_s) R K_x K_z / \mu_e$$

0,00493 g
4,93 millig



Gebruik 1: Betreft gebouwen met een kantoorfunctie, onderwijsfunctie, industrie functie, overige gebruiksfunctie voor het personenvervoer of een overige gebruiksfunctie voor het stallen van motorvoertuigen waarbij de groep van niet-gemeenschappelijke ruimten van een gebruiksfunctie, die zich bevindt binnen de omhullende van een andere gebruiksfunctie die bijdraagt aan het functioneren van de beschouwde gebruiksfunctie, buiten beschouwing blijft.

Gebruik 2: Betreft gebouwen met een bijeenkomstfunctie, woonfunctie – niet zijnde een woonfunctie in een woonwagen, logiesfunctie, celfunctie, gezondheidszorgfunctie, sportfunctie en winkelfunctie, waarbij de groep van niet-gemeenschappelijke ruimten van een gebruiksfunctie, die zich bevindt binnen de omhullende van een andere gebruiksfunctie die bijdraagt aan het functioneren van de beschouwde gebruiksfunctie, buiten beschouwing blijft.

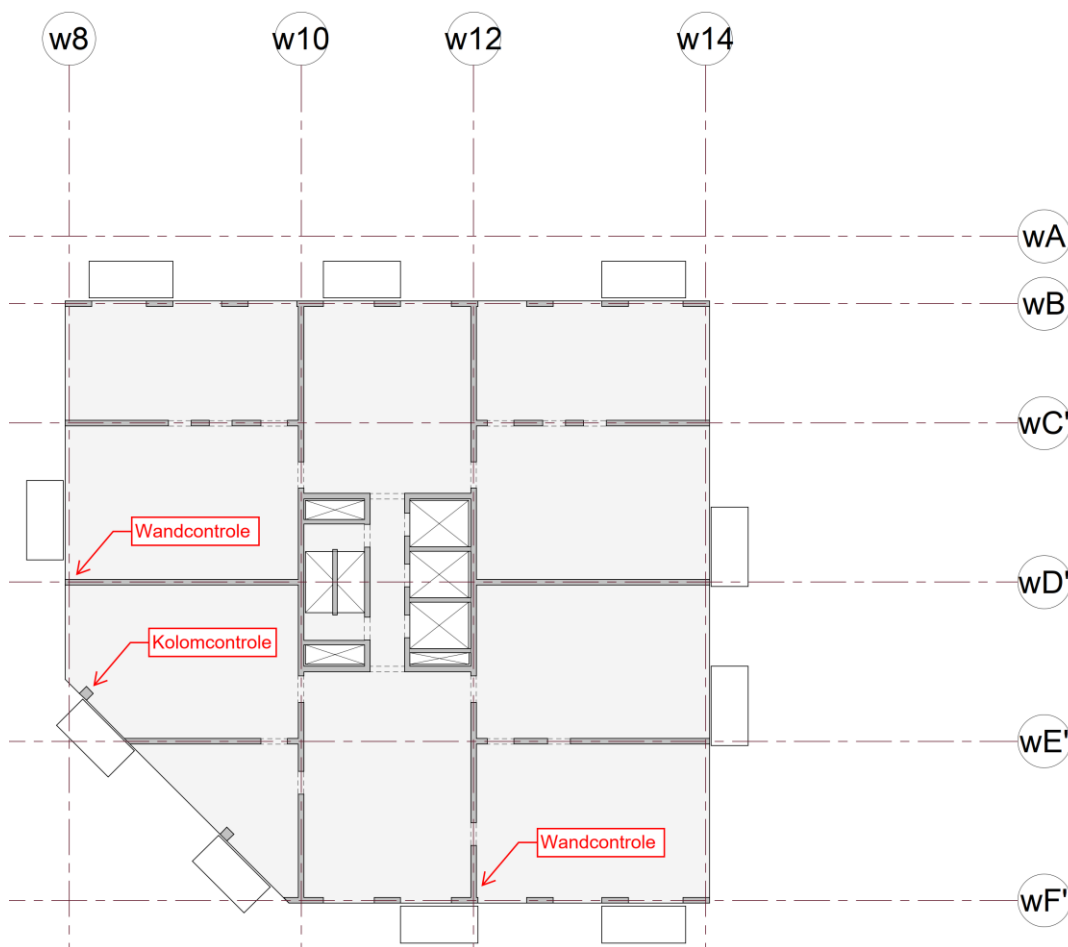
7.3.3 Controle gewicht

De som van de paalreacties van de toren in de UGT (6.10a) belastingcombinatie in het elementenmodel bedraagt 1366375 kN. Dit komt nagenoeg overeen met de handberekening van het torengewicht in §3.4.1:

$$G_{6.10a} = 996495 + 371877 = 1368372 \text{ kN} \quad (G_{\text{model}} / G_{\text{handberekening}} = 0,9985)$$

7.3.4 Controle wand en kolom

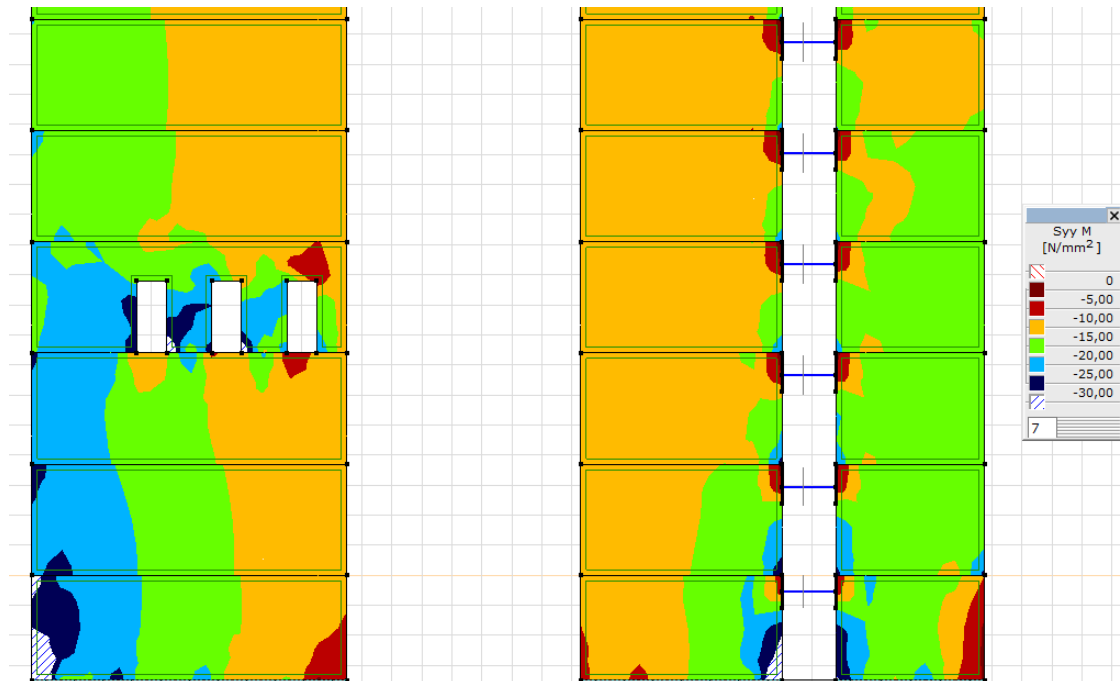
In de onderstaande figuur zijn de wanden en de kolom getoond die gecontroleerd zijn op sterkte.



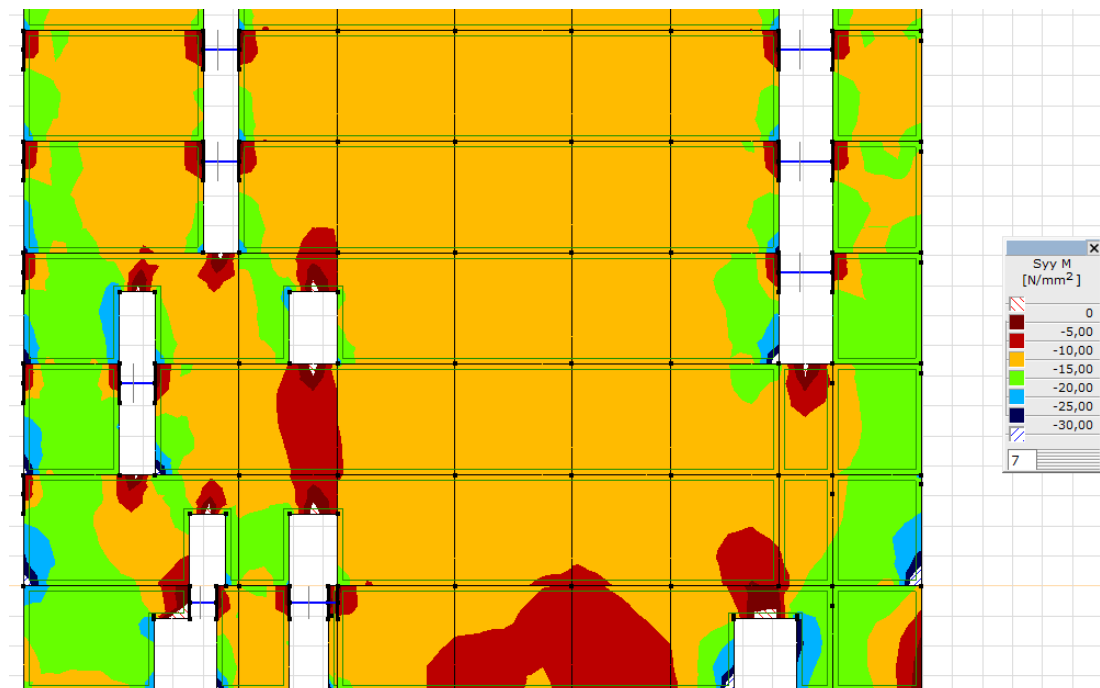
Figuur 7-5 Sterktecontroles.

7.3.4.1 Wand

Wandspanning nagenoeg over volledige wand kleiner dan 26,6 MPa ($f_{cd;C40/50} = 40 / 1,5 = 26,6$ MPa). Lokale overschrijding wordt opgelost met belastingspreiding en wapening.

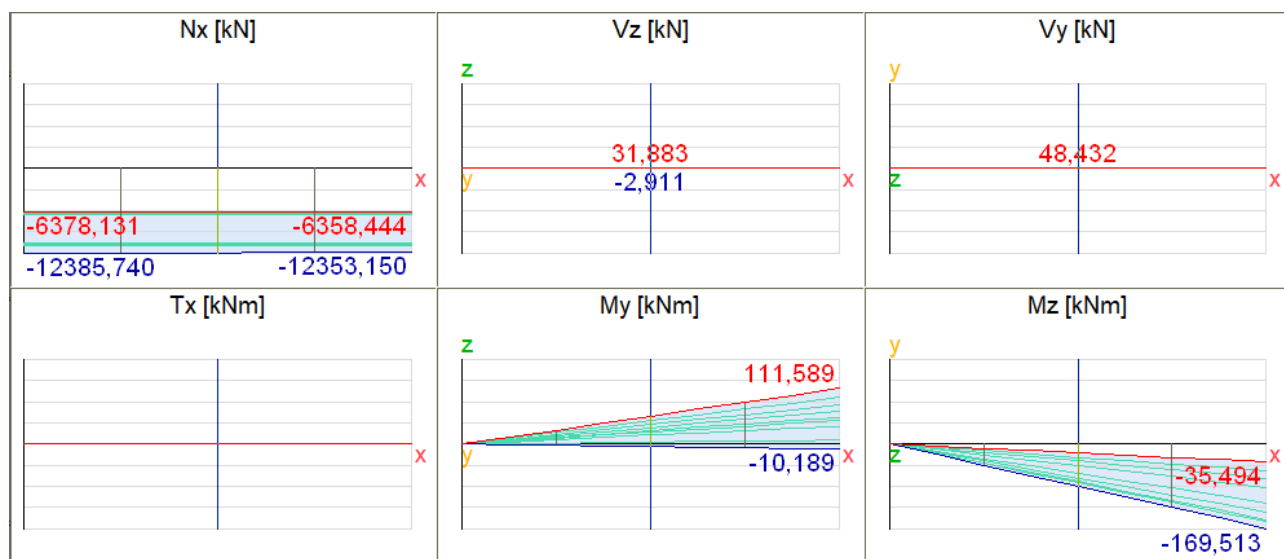


Figuur 7-6 Wand as D tussen verdieping -1 en 5



Figuur 7-7 Wand as 12 tussen verdieping -1 en 5

7.3.4.2 Kolom



Figuur 7-8 Krachten in kolom op funderingsniveau

Technosoft Kolomwapening

Dimensies : kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)
Referentieperiode: 50

Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

Beton	NEN-EN 1992-1-1:2011 (nl)	C2/A1:2015 (nl)	NB:2016 (nl)
	NEN-EN 1992-1-2:2005	C1:2008 (en)	NB:2011 (nl)

Geometrie

Type constructie	: Kolom Rechthoekig Dubbel excentrisch belast		
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm]	: 650 * 650		
Kolomhoogte (L) [mm]	: 3000		
Bij BRAND			
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm]	: 570 * 570		
Kolomhoogte (L) [mm]	: 3000		
Belastingsschema	: Geschoord		
Kniklengtefactor X/Y	: 1.00	: 1.00	
Krommingsverdeling factor c X/Y	: 10.00	: 10.00	



Belasting	BG1	BG2	BG3	Mtg. BC-X	Mtg. BC-Y
Omschrijving belastinggeval					
Normaalkracht N Ek	[kN] : 12400.00	0.00	0.00	12400.00	12400.00
MEk,X boven	[kNm] : 112.00	0.00	0.00	112.00	112.00
MEk,X onder	[kNm] : 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MEk,Y boven	[kNm] : 170.00	0.00	0.00	170.00	170.00
MEk,Y onder	[kNm] : 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Belastingfactoren					
BC1 Fundamenteel	: 1.00	0.00	0.00	Maatgevend X/Y	
BC2 Brand	: 0.85	0.00	0.00		
Eis brandwerendheid in minuten	: 120				

Beton en Wapening

Betonkwaliteit	: C40/50	Prefab	: Nee
Soort spanningsrekdiagram	: Parabolisch - rechthoekig diagram		
Staalsoort	: B500A	Symm.wapening:	: 2-zijdig
f_{yk} [N/mm ²]	: 500	ϵ_{uk} [%]	: 2.5
Productiewijze	: Koudgevormd		
Soort spanningsrekdiagram	: Bi-lineair diagram met klimmende tak		
Basiswapening [mm]	: 4 ø32	Bijlegw.[mm]	: ø32, 32

Beugels [mm] : $\varnothing 8$

Betondekking

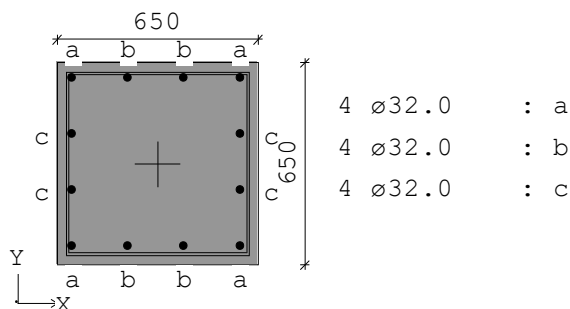
Milieu	:	XC1
Gestort tegen bestaand beton	:	Nee
Element met plaatgeometrie	:	Nee
Specifieke kwaliteitsbeheersing	:	Nee
Oneffen beton oppervlak	:	Nee
Ondergrond	:	Glad / N.v.t.
Constructieklasse	:	S3
Grootste korrel	:	31.5
Hoofwapening	:	2de laag
Nominale dekking	:	37
Toegepaste dekking	:	38
Gelijkwaardige diameter	:	32
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	32 10 0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	32 5 37
Beugel / Verdeelwapening	:	1ste laag
Nominale dekking	:	15
Toegepaste dekking	:	30
Gelijkwaardige diameter	:	8
$C_{min,b}$ $C_{min,dur}$ ΔC_{dur}	:	8 10 0
C_{min} ΔC_{dev} C_{nom}	:	10 5 15

Maatgevende belastingcombinatie 1: (Fundamenteel)

Berekende gegevens	X-as	Y-as	BC1
Berekend moment $M_{s d, ber}$ [kNm] :	268.67	268.67	
Min. wapening art. 9.5.2(2) [mm ²] :	2852.0	2852.0	
Min. wap. art. 9.5.2(2)&(4) [mm ²] :	201.1 = 4 $\varnothing 8.0$	201.1 = 4 $\varnothing 8.0$	
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ²] :	0.0	0.0	
Totaal ber. wap. 1e/2e orde [mm ²] :	5006.6	5006.6	
Ber. wapening art. 5.8.9 [mm ²] :	6244.6	6244.6	
Maatgevende wapening [mm ²] :	6244.6	6244.6	

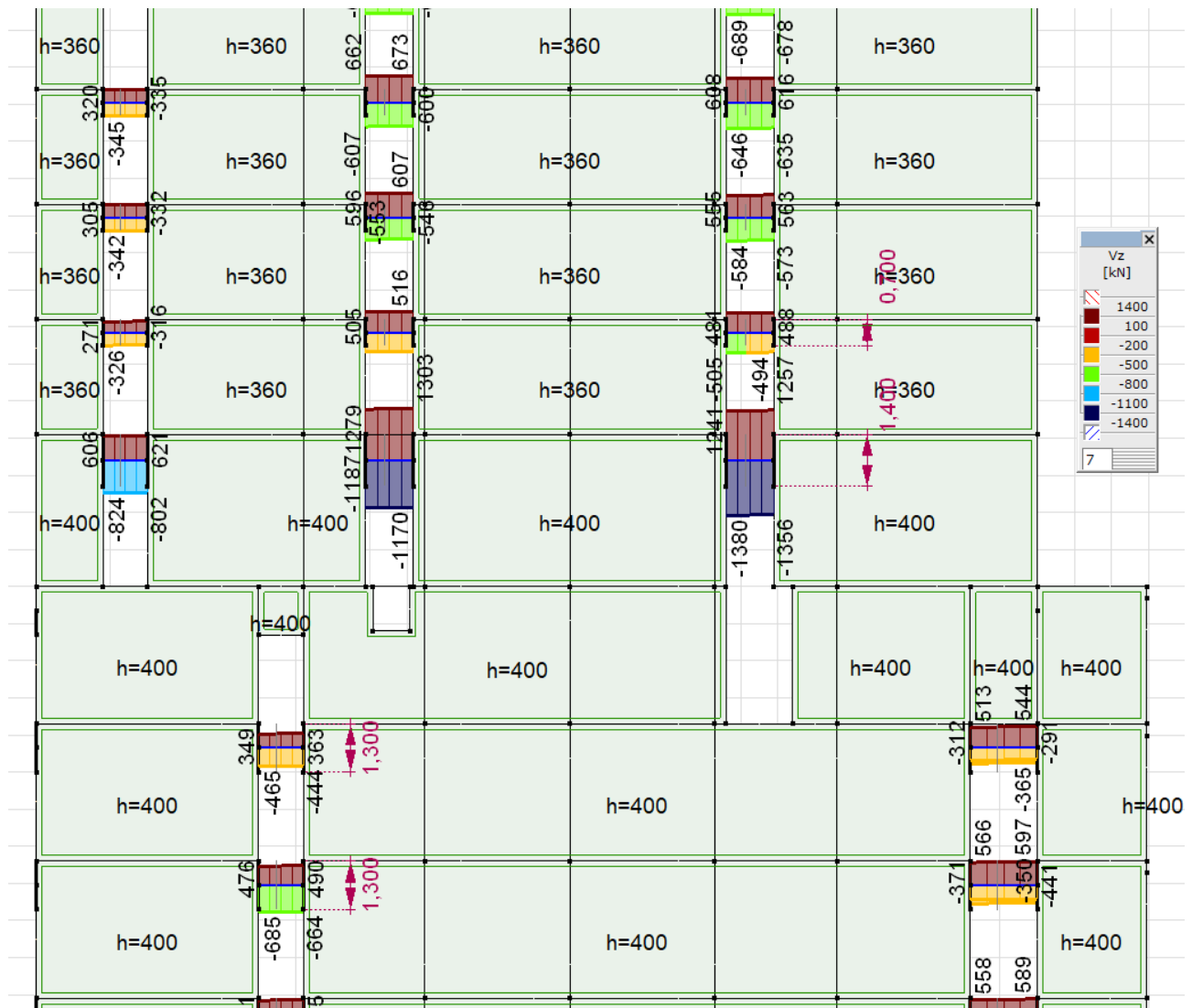
Gevonden wapening	basiswapening	X-as	Y-as
Bijlegcombinatie 1 9651 [mm ²] :	4 $\varnothing 32.0$	4 $\varnothing 32.0$	4 $\varnothing 32.0$

Grafische uitvoer bijlegcombinatie 1



7.3.5 Controle lateien

De schuifspanningen in de lateien in de wanden op as w12 en wC zijn gecontroleerd.

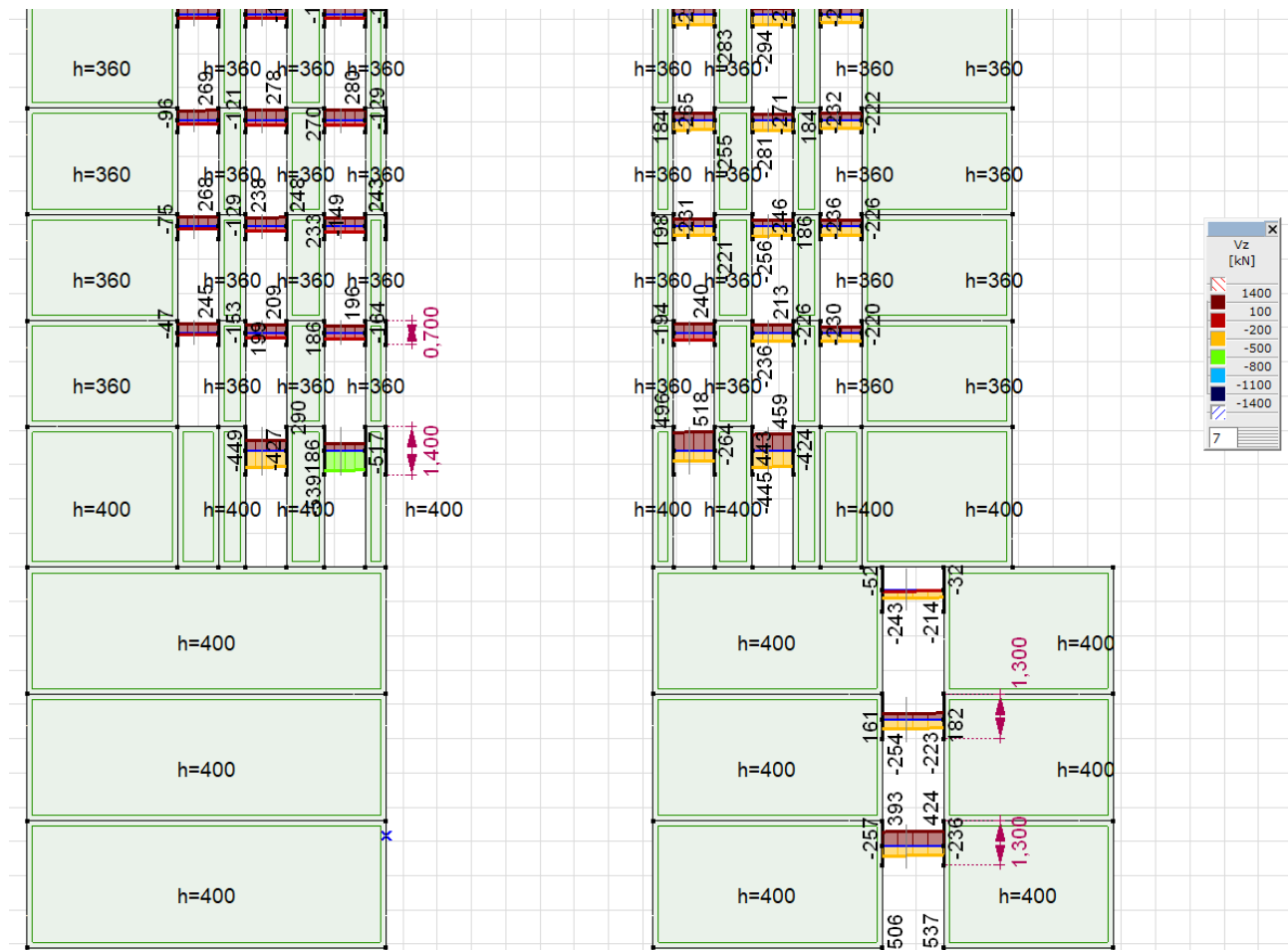


Figuur 7-9 Lateikrachten (dwarskracht) wand as 12 tussen verdieping 7 en 13.

$$T_{360 \times 700} = 678 \times 1000 / (360 \times 700) = 2,7 \text{ MPa} < T_{\text{max}}$$

$$T_{400 \times 1400} = 1356 \times 1000 / (400 \times 1400) = 2,4 \text{ MPa} < T_{\text{max}}$$

$$T_{400 \times 1300} = 685 \times 1000 / (400 \times 1300) = 1,3 \text{ MPa} < T_{\text{max}}$$



Figuur 7-10 Lateikrachten (dwarskracht) wand as C tussen verdieping 7 en 13.

$$\begin{aligned}
 T_{360 \times 700} &= 280 \times 1000 / (360 \times 700) = 1,1 \text{ MPa} < T_{\text{max}} \\
 T_{400 \times 1400} &= 496 \times 1000 / (400 \times 1400) = 0,9 \text{ MPa} < T_{\text{max}} \\
 T_{400 \times 1300} &= 257 \times 1000 / (400 \times 1300) = 0,5 \text{ MPa} < T_{\text{max}}
 \end{aligned}$$

7.3.6 Aanvulling 15 september 2023

Het effect van de nieuwe hoogte van het gebouw de verschillende onderdelen wordt beschouwd.

7.3.6.1 Fundering

Aan de hand van een vereenvoudigde benadering wordt het effect op de vergroting van de paalbelastingen bepaald.

$$A_{\text{grondvlak}} = 950 \text{ m}^2, \rightarrow b = h = \sqrt{(950)} = 30,8 \text{ m}$$

$$A_{\text{één;paal}} = 950 / 133 = 7,14 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{nieuw}} = 1,035 \times \sigma_{\text{N;oud}} + 1,071 \times \sigma_{\text{M;oud}}$$

$$F_{\text{paal;gewicht}} = 7737 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{paal;wind}} &= (M_{\text{wind;y}} + M_{\text{scheefstand}}) / (1/6 \times b \times h^2) \times A_{\text{één;paal}} \\ &= (1007958 + 127242) / (1/6 \times 30,8 \times 30,8^2) \times 7,14 = 1664 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{\text{paal;nieuw}} = 7737 + 1664 = 9401 \text{ kN} < 12000 \text{ kN}$$

Te zien is dat de paalbelastingen ruim onder de toegestane waarden vallen.

Relatief is dit een vergroting van:

$$F_{\text{paal;oud}} = 1/1,035 \times 7737 + 1/1,071 \times 1684 = 9048 \text{ kN}$$

$$F_{\text{paal;nieuw}} / F_{\text{paal;oud}} = 9401 / 9048 = 1,04$$

7.3.6.2 Sterkte

In de vorige paragraaf is te zien dat in een op wind belast constructie-element circa 4% meer belasting krijgt in de nieuwe situatie. Deze marge is aanwezig in de constructie-onderdelen.

7.3.6.3 Gebouwuitlegging

Het effect van de nieuwe hoogte van het gebouw op de uitbuigingen bij wind wordt beschouwd.

$$h_{\text{nieuw}} / h_{\text{oud}} = 160,30 / 154,90 = 1,035$$

De componenten die bijdragen aan de uitbuiging bij wind, vergroten ieder circa:

$$\text{Gebouwuitlegging} \sim 1,035^4 = 1,15$$

$$\text{Funderingsrotatie} \times L \sim 1,035^3 = 1,11$$

Nieuwe uitbuiging:

$$U_{\text{nieuw;x}} \approx 47,4 \times 1,11 + (120,4 - 47,4) \times 1,15 = 136,6 \text{ mm} < 161300 / 500 = 322,6 \text{ mm}$$

$$U_{\text{nieuw;y}} \approx 65,3 \times 1,11 + (145,5 - 65,3) \times 1,15 = 164,7 \text{ mm} < 161300 / 500 = 322,6 \text{ mm}$$

Te zien is dat de uitbuigingen ruim onder de toegestane uitbuigingen vallen.

7.3.6.4 Eigenmodi

De analyse van de eigenmodi en windversnellingen op basis van de oorspronkelijk volledig uit beton bestaande constructie wordt ook voor de houtconstructie in de Weenaplint representatief geacht.

Dominant in de eigenmodi is het vervormingsgedrag van de toren. De laagbouw, uitgevoerd in hout, is lichter dan diens betonnen voorganger. De stijfheid van de laagbouw is gelijkwaardig (stabiliteitssysteem van de laagbouw is nog steeds opgebouwd uit betonkern en betonwanden). Bij gelijke stijfheid k en lagere massa m zal de eigenfrequentie iets *hoger* worden. In de figuur op de vorige pagina is te zien dat de gebouwversnelling bij wind zich ook bij een iets hogere eigenfrequentie ver onder het toegestane niveau bevinden.

Ook het effect van de nieuwe hoogte van het gebouw op de eigenfrequentie is gering. Het effect van de verhoging bedraagt ongeveer:

$$h_{\text{nieuw}} / h_{\text{oud}} = 160,30 / 154,90 = 1,035$$

$$\begin{aligned} f_{\text{nieuw}} / f_{\text{oud}} &\sim \sqrt{(k_{\text{nieuw}} / m_{\text{nieuw}})} / \sqrt{(k_{\text{oud}} / m_{\text{oud}})} \\ &= \sqrt{((k_{\text{nieuw}} / k_{\text{oud}}) / (m_{\text{nieuw}} / m_{\text{oud}}))} \\ &= \sqrt{((1/1,035^4)/(1,035))} = 0,918 \end{aligned}$$

$$f_{\text{nieuw}} \approx 0,918 \times 0,23 = 0,21 \text{ Hz}$$

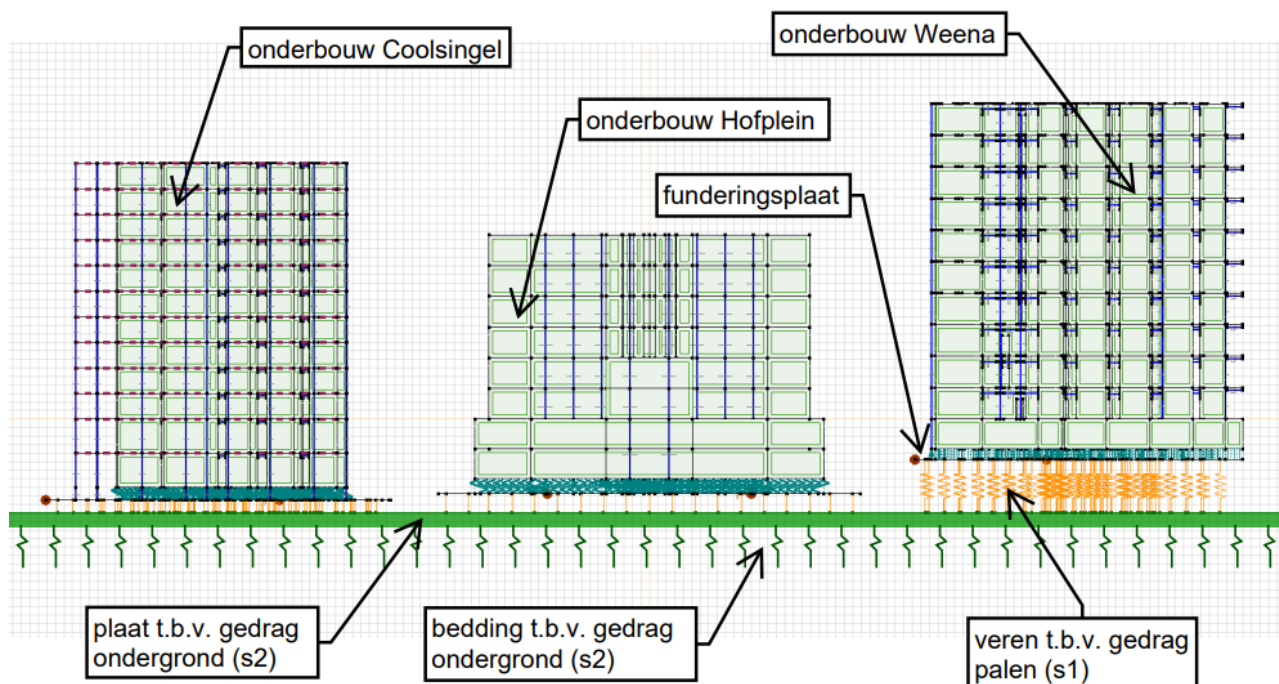
Ook bij de nieuwe eigenfrequentie valt de gebouwversnelling bij wind ruim onder de toegestane grenswaarde.

8 Ontwerpberekening grond-constructie interactie

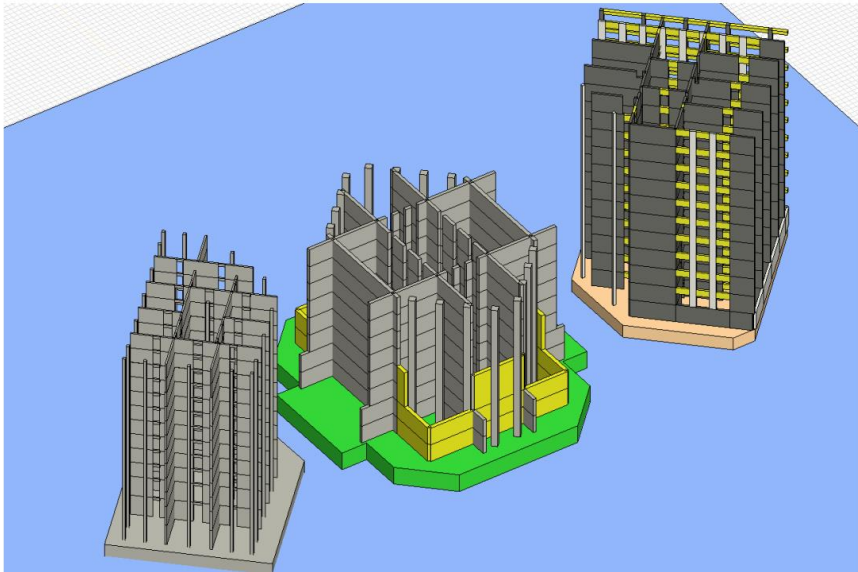
Ten behoeve van het onderzoek naar de interactie tussen de ondergrond en de constructie zijn verkennende grond-interactieberekeningen gemaakt.

De basis voor deze studie is de zettingsberekening van Mos van de diepe ondergrond. Over de doorsnede die door het hart van de drie torens loopt, zijn de langueduur zakkings (quasi-blijvend) van de ondergrond bepaald. In deze berekening is het gebouwgewicht als vlaklast meegenomen en is de geboufstijfheid niet meegenomen. De berekening is gebruikt voor het opstellen van een *fit-model*: het complexe gedrag van de ondergrond wordt vervangen door een plaat op een bedding met equivalent vervormingsgedrag. De plaat heeft een (arbitraire) dikte van 1m. De E-modulus en bedding zijn zodanig aangepast, dat een vergelijkbare vervormingslijn over de doorsnede gevonden wordt.

De geotechnische plaat op een bedding is opgenomen in een elementenmodel onder de drie torens. Van de torens is alleen de onderbouw gemodelleerd, aangezien de interactie zich beperkt tot deze zone van de gebouwen. Tussen de funderingsplaten van de torens en de geotechnische plaat zijn de palen gemodelleerd met veerelementen. De veren hebben de veereigenschappen van één paal meegekregen, conform de rapportage van Mos. De totale gebouwbelasting van de torens zijn voor de quasi-blijvende situatie ingevoerd.

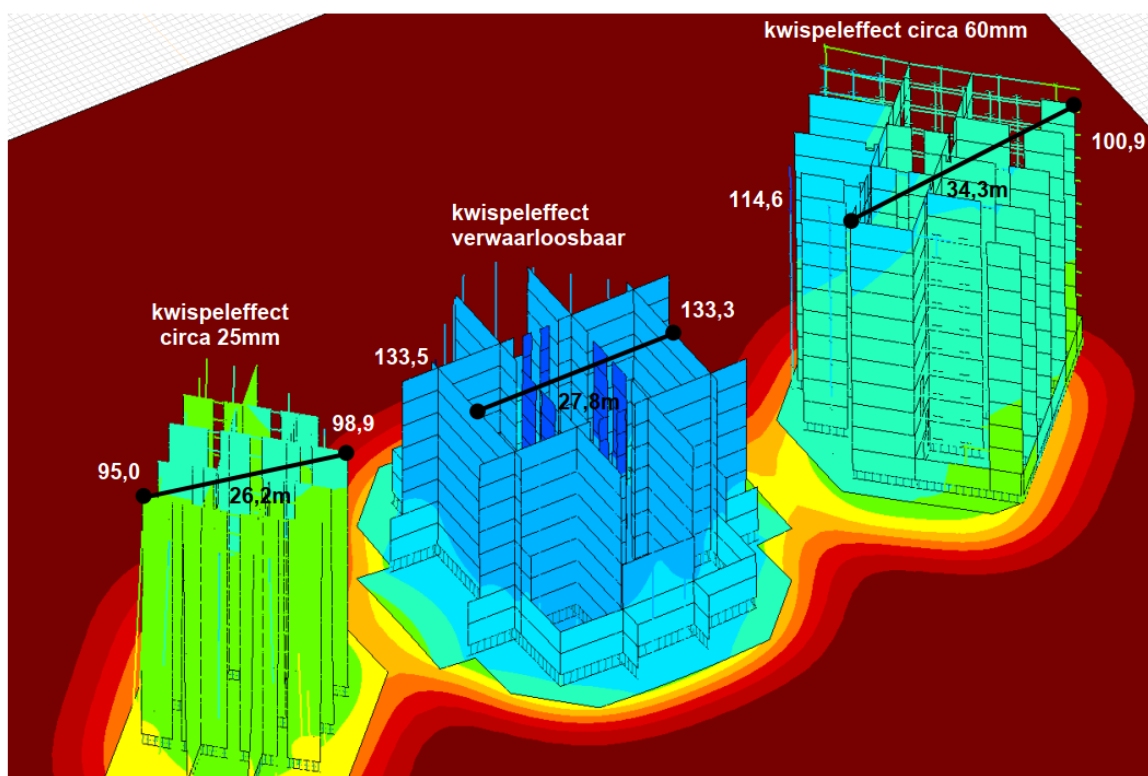


Figuur 8-1 Verkennend grond-constructie interactiemodel.



Figuur 8-2 Isometrie van het elementenmodel.

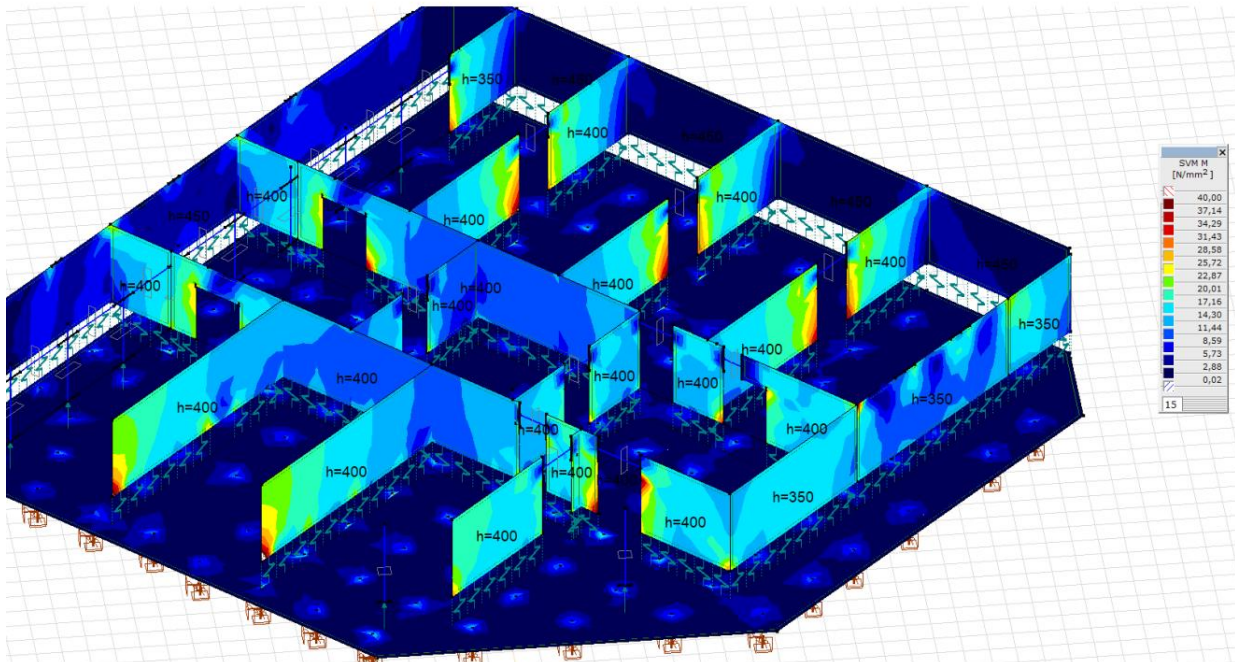
De scheefzakking van de torens is onderzocht in het model. Gezien wordt dat de Hofpleintoren nagenoeg uniform zakt. De Coolsingeltoren ondergaat een scheefstand van ongeveer 25mm aan de top. Voor de Weenatoren bedraagt deze scheefstand ongeveer 60mm. Het effect van deze scheefstand wordt in de verdere berekeningen meegenomen door het vergroten van de horizontale belasting.



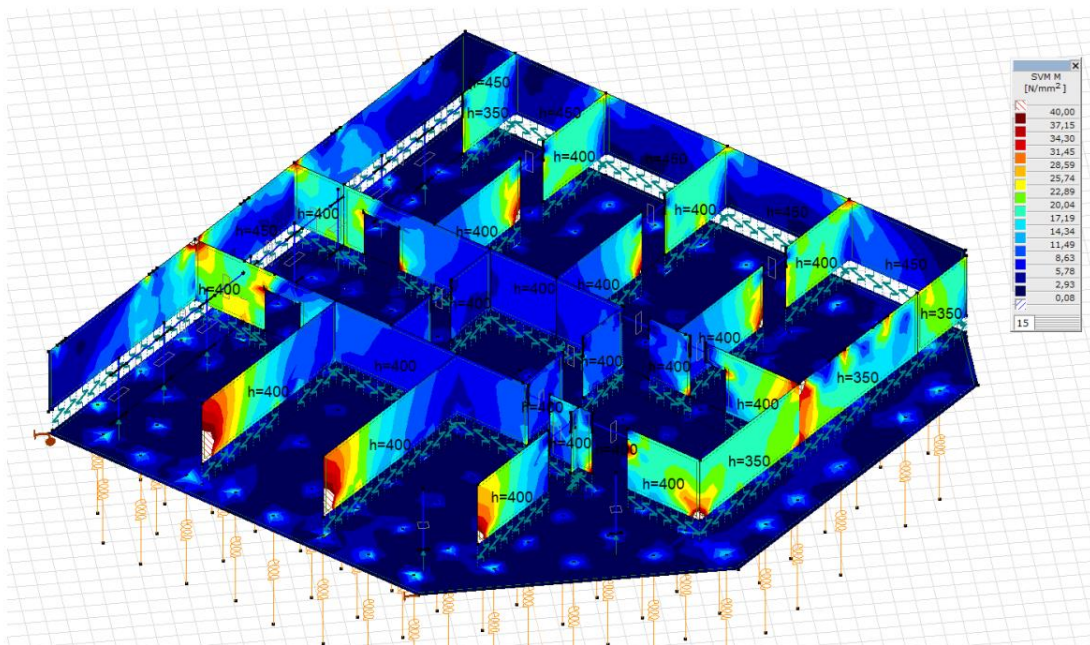
Figuur 8-3 Verticale zakking en daaruit volgende scheefstand van de torens. Witte getallen: zakking op locatie zwarte cirkel.

De spanningen van de kelderwanden zijn weergegeven voor het elementenmodel zonder en mét de geotechnische plaat.

Op palen



Op palen op bedding



Figuur 8-4 Wandspanningen Weena toren in kelder. Boven: model op palen. Onder: model op palen op geotechnische plaat.

Gezien wordt dat een deel van de belastingafdracht naar de gevellijn (perimeter plaat) verschuift. Dat geeft lokaal hogere wandspanningen. Ook de paalreacties in de randzone nemen toe.

Bovenstaande resultaten zijn gedeeld met MOS. Op basis hiervan heeft MOS de zettingen van de omgeving uitgebreider geanalyseerd. Zie hiertoe de rapportage *R2000582-04-v4 - Funderingsadvies project RISE* van MOS. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de zettingen in de omgeving binnen acceptabele grenzen vallen.

In de volgende fases wordt dit effect nader onderzocht. Er wordt dan een nog uitgebreider en nauwkeuriger 3d Plaxis model opgezet door de geotechnisch adviseur. Dit model wordt in evenwicht gebracht met het elementenmodel van de constructie (iteratieve procedure). De constructie wordt getoetst aan de krachtswerking in resulterende evenwichtssituatie.