TECHNISCHE UNIVERSITEIT DELFT · FACULTEIT CIVIELE TECHNIEK

Afdeling 3MD

BACHELOR EINDSCRIPTIE

Veiligheid tegen welke prijs; de verificatie van de Eurocode voor een grote betonnen koepel op basis van de eindige-elementenanalyse

Casestudie · Winkelstraat Amsterdam

Eindige-Elementenmethode · Monte Carlo-Analyse · Kostenoptimalisatie

Auteur Alexander de Wit Vizcaino · Studentnummer: 6060293

Begeleiders Dr.ir. P.C.J. Hoogenboom, Dr.ir. O. Morales Napoles

Datum 19-06-2026

Omslagafbeelding: Uhooep (2015), Pantheon (Rome) Dome Interior

Voorwoord

De voorliggende scriptie is geschreven ter afronding van de opleiding Civiele Techniek aan de TU Delft. Het onderzoek richt zich op de vraag of de faalkanseis uit de Eurocode overeenkomt met het economisch optimum bij het ontwerp van een grote gewapend-betonnen koepel.

De keuze voor dit onderwerp ontstond vanuit mijn enthousiasme voor de constructieve wereld. De koepel als studieobject sprak mij aan vanwege zijn eenvoud, en het onderzoek vanwege de vele puzzeltjes en denkstappen die nodig waren om de doelstelling te behalen.

Het rapport is geschreven voor studenten en professionals met een achtergrond in de civiele techniek of bouwkunde.

Graag wil ik mijn begeleiders, Dr.ir. P.C.J. Hoogenboom en Dr.ir. O. Morales Napoles, bedanken voor de begeleiding, feedback en waardevolle adviezen.

Delft, juli 2026
Alexander de Wit Vizcaino

Samenvatting

Voor grote publieke constructies is het van belang dat zowel de constructieve veiligheid als de economische haalbaarheid worden gewaarborgd. In dit onderzoek wordt een grote gewapend-betonnen sferische koepel beschouwd met een diameter van 60 m en een hoogte van 20 m, gesitueerd op de Dam in Amsterdam.

Het doel van dit onderzoek is bepalen of de faalkanseis uit de Eurocode overeenkomt met het economisch optimum van een constructie op een maatschappelijk relevante plek.
Om dit te kunnen realiseren zijn allereerst de geometrie, materiaaleigenschappen en belastingen vastgesteld conform de geldende Eurocodes. De maatgevende belasting bestaat uit de combinatie van eigengewicht en windbelasting in de uiterste grens toestand. Vervolgens is een eindige-elementenmodel opgesteld waarmee de spanningen, vervormingen en knikweerstand van de koepel zijn bepaald voor verschillende wanddiktes.
Om de structurele betrouwbaarheid te kwantificeren is een Monte Carlo-analyse uitgevoerd waarbij onzekerheden in de windbelasting en de wanddikte zijn meegenomen. Voor iedere wanddikte is de faalkans bepaald en omgerekend naar een betrouwbaarheidsindex. Vervolgens zijn de bouwkosten en verwachte faalkosten berekend. De bouwkosten bestaan uit beton-, wapenings-, arbeids- en bekistingskosten, terwijl de faalkosten zijn gebaseerd op materiële schade en mogelijke slachtoffers bij een constructief falen.
Uit de analyse volgt dat de Eurocode voor de beschouwde constructie een maximale faalkans van 480 per 1.000.000 voorschrijft, overeenkomend met een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 3{,}3$. De kostenoptimalisatie resulteert in een economisch optimale wanddikte van ongeveer $t = 0{,}274$ m, met een faalkans van circa 233 per 1.000.000 en een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 3{,}5$. De totale kosten bedragen hierbij ongeveer € 1,81 miljoen.

Geconcludeerd wordt dat het economisch optimum een iets conservatiever ontwerp oplevert dan de minimale Eurocode-eis. Hoewel de resultaten afhankelijk zijn van aannames over slachtofferkosten, materiaalprijzen en de knockdownfactor, blijft de hoofdconclusie hetzelfde. In alle onderzochte scenario's ligt het economisch optimum iets strenger dan de Eurocode-eis. De Eurocode komt dus redelijk dicht in de buurt van het economisch optimum en zorgt nog steeds voor een voldoende veilig ontwerp.

Inhoudsopgave

Voorwoord 2
Samenvatting 3
Symbolenlijst 6
1. Inleiding 7
2. Het theoretische kader 8
2.1. Economische optimalisatie en veiligheid van de constructie 8
2.2. Faalkans en kwantificering 9
2.3. Knikgedrag van schaalconstructies 10
2.3.1. Lineaire eindige-elementenmethode 11
2.3.2. Niet-lineaire eindige-elementenmethode 11
2.3.3. Afbakening van de lineaire knikanalyse en correctiefactoren 11
3. Koepelontwerp en belastingen 13
3.1. Situatieschets 13
3.2. Geometrie 14
3.3. Materiaalkeuze 15
3.4. Belastingen 15
3.4.1. Eigen gewicht 15
3.4.2. Windbelasting 15
3.4.3. Belastingcombinaties 16
4. Eindige-elementenanalyse 17
4.1. Schematisatie eindige-elementenmodel van de koepel 17
4.2. Belasting modellering in het SCIA Engineer 18
4.3. Knikanalyse 19
4.4. Validatie van het model 20
5. Faalkansanalyse en kostenoptimalisatie 21
5.1. Monte Carlo-simulatie 21
5.1.1. Stochastische variabelen 21
5.1.2. Resultaten Monte Carlo-analyse 22
5.2. Economisch optimum 24
5.2.1. Bouwkosten 24
5.2.2. Faalkosten 24
5.2.3. Resultaten van het optimum 27
6. Evaluatie van de resultaten 28
6.1. Vergelijking met de Eurocode 28
6.2. Discussie van de kostenoptimalisatie 28
6.3. Discussie van de knockdownfactor en beperkingen in het model 29

7. Conclusies en aanbevelingen 31
Bibliografie 32
Bijlage A – Bepaling van de belastingen volgens NEN-EN 1991-1-4 33
Bijlage A.1 – Gevolgsklasse conform EN 1990 33
Bijlage A.2 – Windgebieden in Nederland 33
Bijlage A.3 – Externe lokale drukcoëfficiënten $(cpe10)$ voor cirkelvormige koepels 34
Bijlage A.4 – Terreinruwheidsklasse 35
Bijlage A.5 – Blootstellingsfactor 35
Bijlage A.6 – Partiële veiligheidsfactoren voor belastingcombinaties 36
Bijlage B – 3D-modellen uit SCIA Engineer 26.0 37
Bijlage B.1 – Modellen van t=0.05 m 37
Bijlage B.2 – Modellen van t=0.055 m 38
Bijlage B.3 – Modellen van t=0.06 m 39
Bijlage B.4 – Modellen van t=0.07 m 40
Bijlage B.5 – Modellen van t=0.08 m 41
Bijlage C – Monte Carlo-analyse 43
Bijlage C.1 – Python-script van de Monte Carlo-analyse 43
Bijlage D – Kostenoptimalisatie 44
Bijlage D.1 – Python-script van de kostenoptimalisatie 44

Symbolenlijst

Symbool	Betekenis	Eenheid
P_f	Faalkans	-
β	Betrouwbaarheidsindex	-
Φ	Cumulatieve standaardnormale verdelingsfunctie	-
K_{totaal}	Totale verwachte kosten	€
K_{bouw}	Bouwkosten	€
K_{faal}	Faalkosten	€
t	Wanddikte van de koepel	m
a	Kromtestraal van de koepel	m
h	Kruinhoogte van de koepel	m
r	Basisstraal van de koepel	m
A	Koepeloppervlak / oppervlak	m²
V_{beton}	Betonvolume	m³
$m_{wapening}$	Massa wapening	kg
$\rho_{wapening}$	Dichtheid wapening	kg/m³
γ_{beton}	Volumiek gewicht beton	kN/m³
f_{ck}	Karakteristieke druksterkte beton	MPa
E_c	Elasticiteitsmodulus beton	MPa
v_b	Basiswindsnelheid	m/s
q_b	Basisstuwdruk	kN/m²
q_p	Maatgevende stuwdruk	kN/m²
$c_e(z)$	Blootstellingsfactor op hoogte z	-
$c_{pe,10}$	Uitwendige drukcoëfficiënt	-
p_{pe}	Lokale winddruk per zone	kN/m²
F_d	Rekenwaarde van de belasting	kN of kN/m²
G_k	Karakteristieke permanente belasting	kN of kN/m²
$Q_{k,wind}$	Karakteristieke windbelasting	kN of kN/m²
γ_G	Partiële factor permanente belasting	-
γ_Q	Partiële factor veranderlijke belasting	-
λ_cr	Lineaire kritieke knikfactor	-
$\lambda_{cr,red}$	Gereduceerde knikfactor	-
p_{gem}	Gemiddelde / referentiewinddruk	kN/m²
p_{sim}	Gesimuleerde winddruk	kN/m²
σ_2	Tweede hoofdspanning	MPa

1. Inleiding

De Eurocode schrijft voor dat ten hoogste een bepaald aantal constructies mag bezwijken, afhankelijk van hoe groot de mogelijke gevolgen voor mensenlevens, economie of milieu, gedurende hun ontwerplevensduur. Dit is een economisch optimum: Veiliger bouwen kost te veel aan materiaal en onveiliger bouwen kost te veel aan posten die gedekt moeten worden bij het falen van de constructie.
Constructieve veiligheid speelt een aanzienlijke rol in het behouden van het publiek vertrouwen in bouwwerken en infrastructuur. Het is daarom van groot belang om te onderzoeken of de faalkanseis die de Eurocode hanteert ook daadwerkelijk overeenkomt met een economisch optimum voor diverse typen constructies.

Dit rapport beantwoordt de volgende vraag: 'Leidt toepassing van de Eurocode bij het ontwerp van een grote gewapend-betonnen koepel tot een faalkans die overeenkomt met het economisch optimum voor de betreffende gevolgsklasse?' Het doel van dit onderzoek is bepalen of de faalkanseis uit de Eurocode overeenkomt met het economisch optimum van een constructie op een maatschappelijk relevante plek. In dit rapport zal er hierdoor worden gekeken naar een grote gewapend-betonnen koepel in een winkelstraat in Amsterdam. Dit object is uitermate geschikt voor deze verificatie, omdat de koepel slechts één maatgevende ontwerpvariabele heeft, de wanddikte, en onderhevig is aan één dominante veranderlijke belasting: wind. Dit maakt het mogelijk om de relatie tussen ontwerpkeuze, faalkans en kosten overzichtelijk in beeld te brengen. Met eindige-elementenberekeningen wordt de kniklast bepaald voor verschillende wanddiktes. Vervolgens wordt met een Monte Carlo-analyse de bijbehorende faalkans berekend. Daarna worden de bouwkosten en verwachte faalkosten vergeleken om het economisch optimum te bepalen en dit te toetsen aan de Eurocode-eis. Bij dit onderzoek wordt falen gedefinieerd als knikken, daarnaast worden andere veranderlijke belastingen (sneeuw, eigen gewicht variaties) als verwaarloosbaar beschouwd en wordt de ontwerplevensduur conform de Eurocode aangehouden.

De opbouw van dit rapport volgt de logische volgorde van het onderzoeksproces. Hoofdstuk 2 stelt het theoretisch kader vast. Hoofdstuk 3 geeft de globale dimensionering van de koepel met de bijbehorende belastingen. In hoofdstuk 4 wordt de eindige-elementenanalyse uitgevoerd, waarmee de kniklast als functie van de wanddikte numeriek wordt bepaald. De resultaten vormen de invoer voor hoofdstuk 5, waarin de faalkansanalyse via Monte Carlo-simulatie en de kostenoptimalisatie worden uitgevoerd. Hoofdstuk 6 bevat de discussie van de bevindingen, met aandacht voor de overeenkomsten en afwijkingen tussen het economisch optimum en de Eurocode-eis. Tot slot presenteert hoofdstuk 7 de conclusies en aanbevelingen.

2. Het theoretische kader

Binnen de constructieve wereld in Nederland zijn Eurocodes de geldende normen voor de veiligheidsleer van veilige en betrouwbare constructies. Tijdens de ontwerplevensduur van een constructie wordt de faalkans uitgedrukt als P_f en wordt berekend over meestal een periode van 50 jaar. Voor algemene constructies met bijvoorbeeld een hoge gevolgklasse (CC3) schrijft de Eurocode (NEN-EN 1990) een maximale faalkans voor van ongeveer 1 op de 100.000, overeenkomend met een betrouwbaarheidsindex β van 4,3 zoals te zien in Figuur 1 (Nen-En, z.d.). Deze volgt uit een economische afweging tussen bouwkosten en de verwachte kosten van falen.

Table C.3 (NDP) — Target values for reliability index β for different consequence classes (for persistent and transient (fundamental) and fatigue design situations in ULS) relevant to structures in the scope of Clauses A.1 and A.2

Consequence class[a]	1-year reference period β	50-year reference period	
		β	$P_{f,50}$
CC3	5,2	4,3	$\sim 10^{-5}$
CC2	4,7	3,8	$\sim 10^{-4}$
CC1	4,2	3,3	$\sim 10^{-3}$

[a] Regarding CC0 and CC4, see also 4.3(2) and 4.3(3).

NOTE 3 The β values given in Table C.3 (NDP) for 1-year reference period, corresponding to the values for 50-year reference period, are based on the assumptions that failure events in each year of the 50-year reference period are independent events and that no deterioration is considered.

These assumptions lead to a theoretical upper bound for β values for 1-year reference period, which is approached, for instance, in the case for wind dominated load combinations in structures with low variability in resistance.

Lower values of β for 1-year period would correspond to cases where the failure events in each year of the 50-year reference period are partially correlated, due to the constant presence of variables that do not change with time, like strength (if deterioration is not accounted for) and self-weight.

NOTE 4 The minimum reliability level can be defined as a maximum deviation from the target.

Figuur 1: Tabel met faalkansen (Nen-En, z.d.)

Om te kunnen verifiëren of de Eurocode-eis overeenkomt met het economisch optimum, zullen drie theoretische onderdelen nader worden toegelicht.

2.1. Economische optimalisatie en veiligheid van de constructie

Constructieve veiligheid is nooit absoluut, omdat er altijd een risico blijft bestaan op het bezwijken van een constructie. Om te bepalen welke faalkans economisch en maatschappelijk aanvaardbaar is, worden de totale verwachte kosten geminimaliseerd aan de hand van de volgende formule;

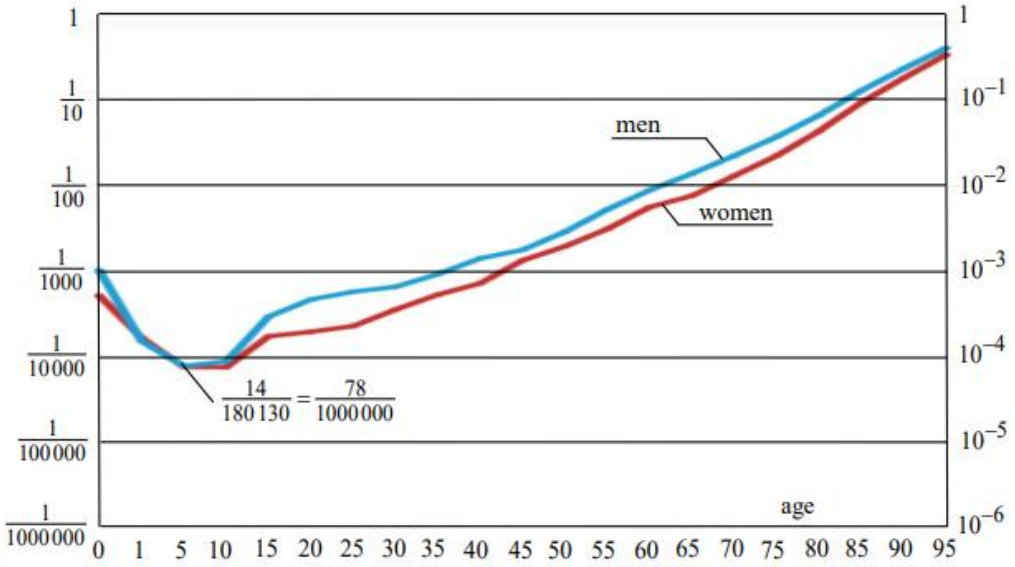
$$K_{totaal} = K_{bouw} + P_f * K_{faal}$$

De bouwkosten zijn direct verbonden met de veiligheid van een constructie, omdat het verhogen van de veiligheid in een constructie doorgaans leidt tot hogere bouwkosten. De verwachte faalkosten daarentegen dalen naarmate de constructie veiliger wordt, omdat een lagere faalkans leidt tot een lagere verwachte schade. Het economisch optimum ligt op het punt waar extra veiligheid niet meer genoeg kostenbesparing oplevert om de hogere bouwkosten te rechtvaardigen. Dit principe is in de onderstaande tabel vertaald naar vaste grenswaarden voor de faalkans, gespecificeerd naar gevolgsklasse en belastingsituatie, conform EN 1990. Voor de beschouwde koepelconstructie, met gevolgsklasse CC3 (later toegelicht), uitsluitend belast door windbelasting en nieuw te realiseren, bedraagt de toelaatbare faalkans volgens Tabel 1, 480 op de 1.000.000 overeenkomend met een betrouwbaarheidsindex β van 3,3 . De vraag is echter of deze algemene eis ook daadwerkelijk het economisch optimum vormt voor een grote gewapend-betonnen koepel. Om die vraag te beantwoorden is het noodzakelijk de faalkans van de koepel zelfstandig te kwantificeren.

Tabel 1: Optimale faalkansen gedurende de ontwerplevensduur op basis van kostenoptimalisatie (P. Hoogenboom, 2024).

Gevolgsklasse	Nieuw bouwwerk		Bestaand bouwwerk	
	Geen wind	Wind	Geen wind	Wind
CC1	$\frac{480}{1\,000\,000}$	$\frac{11000}{1\,000\,000}$	$\frac{2600}{1\,000\,000}$	$\frac{36000}{1\,000\,000}$
CC2	$\frac{72}{1\,000\,000}$	$\frac{2600}{1\,000\,000}$	$\frac{480}{1\,000\,000}$	$\frac{11000}{1\,000\,000}$
CC3	$\frac{8}{1\,000\,000}$	$\frac{480}{1\,000\,000}$	$\frac{72}{1\,000\,000}$	$\frac{480}{1\,000\,000}$

De faalkanseis van de Eurocode is niet alleen gebaseerd op een economische afweging, maar ook op het principe dat het constructieve risico verwaarloosbaar moet zijn ten opzichte van het achtergrondrisico dat een persoon al loopt. Een constructie dat faalt is pas relevant als het een significante bijdrage levert aan de totale sterftekans, dit is in Nederland en de rest van Europa bijna niet van toepassing. Het aantal constructieve bezwijken per jaar met verlies van mensenlevens ligt ruim onder andere algemeen aanvaarde risico's (P. Hoogenboom, 2024). Figuur 2 illustreert deze gedachtegang aan de hand van de jaarlijkse overlijdenskans per leeftijdscategorie.



Figuur 2: Kans op overlijden van een Belgische burger in 2017 (Zorg, z.d.). De gegevens achter de curven laten zien dat in 2017 het aantal 70-jarige mannen in Vlaanderen 142.852 was waarvan 3187 overleden. Een ander voorbeeld is dat in 2017 het aantal 5-jarige meisjes in Vlaanderen 180.130 was, waarvan 14 overleden; 11 als gevolg van ziekte.

Ter illustratie kan deze redenering als volgt worden uitgelegd: Een vader en zijn 5-jarige dochter gaan naar een pretpark in Parijs. Deze vader zou het park niet betreden als dat de kans op haar overlijden zou vergroten. Gelukkig zijn de parkconstructies ontworpen voor een instortingskans van 1 op 1.000.000 per jaar. Dit is verwaarloosbaar, want 1/1.000.000 + 77/1.000.000 = 78/1.000.000. Wij ingenieurs zeggen: "Zorg dat ze veilig is en maak je geen zorgen over een structurele instorting."

2.2. Faalkans en kwantificering

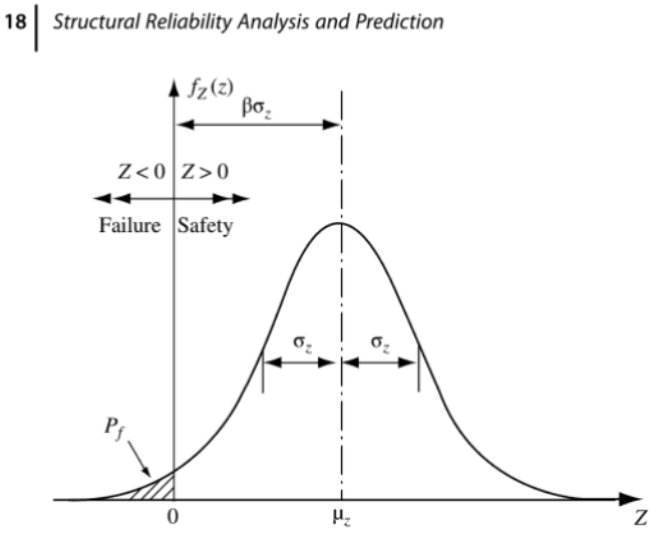
De faalkans van een constructie wordt gedefinieerd als de kans dat de belasting de weerstand van de constructie overschrijdt. De formule ziet er als volgt uit:

$$P_f = P(R - S \leq 0) \quad \text{(Melchers \& Beck, 2018)}$$

waarbij R de weerstand en S de belasting voorstelt. De betrouwbaarheidsindex β en de faalkans P_f kunnen worden gebruikt als standaard maatstaven om de structurele betrouwbaarheid uit te drukken. De functionele relatie tussen beide is:

$$Pf = \Phi(-\beta)$$

waarbij Φ de cumulatieve standaard normale verdelingsfunctie is.



Figuur 3: Verdeling van de veiligheidsmarge Z=R-S (Melchers & Beck, 2018)

Er bestaan verschillende methoden om de faalkans van een constructie te berekenen. Methoden zoals FORM en SORM zijn analytische probabilistische benaderingen, die de grenstoestandsfunctie lokaal lineariseren of kwadratisch benaderen (Baran, 2023). Voor knikproblemen zijn deze twee methoden niet geschikt, dit omdat knikgedrag onvoorspelbaar en sterk niet-lineair is. Kleine veranderingen kunnen dan grote invloed hebben op de sterkte van de constructie. Hierdoor wordt er voor de kwantificering van de faalkans in dit specifiek geval gebruikt gemaakt van een Monte-Carlo analyse. Deze methode biedt namelijk de mogelijkheid om heel veel berekeningen uit te voeren met telkens andere willekeurige invoerwaarden, zoals belasting en materiaaleigenschappen. Voor elke berekening wordt gekeken of de constructie veilig blijft of bezwijkt. Op basis daarvan kan de faalkans van de constructie worden bepaald (“Monte Carlo simulatie”, 2025).
De nauwkeurigheid van de schatting neemt toe met het aantal simulaties. De methode stelt geen eisen aan de vorm van de grenstoestandsfunctie en is daarmee bij uitstek geschikt voor het knikprobleem dat in dit onderzoek centraal staat. Om de Monte Carlo-simulatie te kunnen uitvoeren is het echter eerst nodig de grenstoestandsfunctie, wat in dit geval de kniklast als functie van de wanddikte, numeriek vast te stellen.

2.3. Knikgedrag van schaalconstructies

Een koepelconstructie bezwijkt primair door verlies van stabiliteit die wordt veroorzaakt door een externe kracht. Het bezwijkmechanisme draagt de naam knik, wat zorgt voor een ongecontroleerde, plotselinge, plaatselijke vormverandering van een koepels. Knik is een bijzonder relevante bezwijkvorm voor betonnen koepels omdat de bezwijkvormen sterk afhankelijk zijn van de wanddikte en de kromtestraal. Uit de algemene kniktheorie volgt dat voor een lange dunwandige cilinder de knikbelasting als volgt luidt:

$$n_{cr} = -\frac{1}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} * \frac{E*t^2}{a}$$ (Frank te Loo, z.d.)

Hieruit volgt dat de kniklast kwadratisch toeneemt met de wanddikte. Een relatief kleine toename in wanddikte leidt tot een aanzienlijk hogere kniklast en daarmee tot een sterk verlaagde faalkans. De bovenstaande theorie is ook van toepassing op koepels.
Om de kniklast te kunnen kwantificeren wordt de eindige-elementenmethode gebruikt. Binnen deze methode kan onderscheid worden gemaakt tussen een lineaire en een niet-lineaire eindige-elementenanalyse.

2.3.1. Lineaire eindige-elementenmethode

Met behulp van de lineaire eindige-elementenmethode kunnen de belastingfactoren en de bijbehorende knikvormen worden bepaald. De analyse kent dezelfde aantal belastingfactoren en vrijheidsgraden. Als de op één na kleinste knikbelasting dicht bij de kleinste knikbelasting zit (binnen 2%), dan mag verondersteld worden dat de schaalconstructie heel erg gevoelig is voor imperfecties. De lineaire analyse geeft een eerste benadering van het knikgedrag, en wordt vooral toegepast op koepel modellen zonder imperfecties (P. Hoogenboom, 2024). Om de imperfecties toe te voegen moet een niet-lineaire eindige-elementenanalyse uitgevoerd worden.

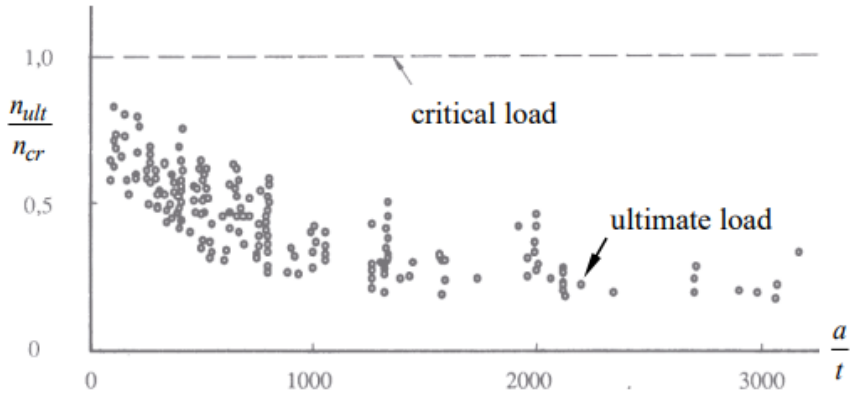
2.3.2. Niet-lineaire eindige-elementenmethode

In de praktijk wordt de werkelijke kniklast echter significant beïnvloed door geometrische imperfecties in de schaal. Bij koepelconstructies is de kritische belasting, ook wel de belasting waarbij men volgens de theorie verwacht dat een schaalconstructie zal bezwijken, soms wel 6 keer zo groot als de uiterste belasting, dit is dus de belasting waarbij de constructie in de praktijk zal bezwijken (Platzer, z.d.). De niet-lineaire eindige-elementenmethode biedt voor deze imperfecties uitkomst, omdat zij in staat is zowel de niet-lineaire vorm als de invloed van imperfecties expliciet te modelleren.

2.3.3. Afbakening van de lineaire knikanalyse en correctiefactoren

In dit onderzoek wordt de analyse beperkt tot een lineaire eindige-elementenmethode. Een volledige niet-lineaire analyse valt buiten de scope van dit onderzoek, omdat deze aanzienlijk meer modelleerwerk, rekentijd en interpretatie vereist. De lineaire knikanalyse wordt daarom gebruikt om voor een reeks wanddikten de bijbehorende knikfactoren te bepalen. Deze resultaten vormen vervolgens de invoer voor de Monte Carlo-simulatie.

Er zal wel rekening gehouden worden met de imperfecties, want de uiteindelijke belasting wordt voornamelijk beïnvloed door vormafwijkingen, onvolkomenheden in de ondersteuningsstijfheid en scheurvormingen in het beton (P. Hoogenboom, 2024). Voor geometrische imperfecties en onzekerheden in het knikgedrag wordt daarom een knockdown factor toegepast. De knockdown kan worden bepaald met de onderstaande grafiek van Figuur 4. De figuur toont dat de maximale belastingen van axiaal gecomprimeerde aluminium cilinders aanzienlijk lager liggen dan de kritische belasting. Niet alleen samengeperste cilinders, maar ook gebogen cilinders en radiaal samengeperste koepels zijn zeer gevoelig voor vormafwijkingen.
De knockdown factor kan worden benaderd wetende dat de koepel een kromtestraal heeft van 32,5 meter en gebaseerd op voorbeelden van schaalconstructies uit het dictaat *Notes on Shell Structures* een dikte variërend tussen de 50 en 150 millimeter. Hiermee ligt de waarde van $\frac{a}{t}$ tussen de 650 en 217. De gemiddelde knockdown factor die hierbij hoort is 1/2 (P. Hoogenboom, 2024).



Figuur 4: Experimentele maximale belastingen van 172 axiaal belaste aluminium cilinders (Hoogenboom, 2024).

Voor de scheurvorming in het beton wordt een factor in 1/3 rekening gebracht. Dit komt doordat er in het beton vóór bezwijken scheuren ontstaan, waardoor de draagcapaciteit afneemt (P. C. J. Hoogenboom, 2025).
Op deze manier wordt de lineaire knikanalyse aangevuld met een conservatieve reductie, zodat het resultaat realistischer en veiliger wordt geïnterpreteerd. De uiteindelijk gereduceerde wordt daarmee:

$$\lambda_{kr,red} = \lambda_{kr} \cdot \frac{1}{6}$$

3. Koepelontwerp en belastingen

Met het theoretisch kader uit hoofdstuk 2 als basis wordt in dit hoofdstuk de koepel gedefinieerd die als studieobject dient. Eerst wordt aan de hand van een situatieschets een beeld gegeven van de globale opzet en ligging van de koepel. Daarna wordt de geometrie vastgesteld en worden de materiaaleigenschappen bepaald. Vervolgens worden de maatgevende belastingen gekwantificeerd conform de Eurocode. Het resultaat is een volledig gedefinieerd constructief systeem waarvoor in hoofdstuk 4 de kniklast numeriek wordt bepaald.

3.1. Situatieschets

Het studieobject betreft een grote sferische gewapend-betonnen koepel. De koepel zal dienen als overkapping voor het winkelgebied waar het publiek dagelijks samenkomt. De Dam vormt voor dit onderzoek een geschikte locatie voor de plaatsing van de koepel. Het plein ligt centraal in Amsterdam en sluit direct aan op de Kalverstraat, een drukbezochte winkelstraat met een sterke toeristische aantrekkingskracht. Door de combinatie van hoge bezoekersaantallen, commerciële functies en de beschikbare openbare ruimte is deze locatie representatief voor een situatie waarin een koepelconstructie intensief gebruikt zou worden.



Figuur 5: Luchtfoto van de Dam in Amsterdam met het Koninklijk Paleis en de Nieuwe Kerk. (OG Online, z.d.)

In dit onderzoek wordt aangenomen dat onder de koepel in de daaropvolgende jaren een uniek winkelgebied ontstaat. Hierdoor krijgt de constructie niet alleen een ruimtelijke en commerciële functie, maar neemt ook het gevolg van constructief falen toe. Een bezwijken van de koepel zou in dat geval kunnen leiden tot aanzienlijke materiële schade en mogelijk grote aantallen slachtoffers onder het aanwezige winkelend publiek. Figuur 6 toont een conceptuele visualisatie van de voorgestelde koepelconstructie. Deze afbeelding is gegenereerd met behulp van een AI-beeldgenerator en dient uitsluitend ter illustratie van het ontwerpconcept. Amsterdam bevindt zich in windgebied II conform de Nederlandse Nationale Bijlage bij NEN-EN 1991-1-4, met een basiswindsnelheid van 27 m/s. De stedelijke omgeving rondom de koepel zorgt voor een verhoogde terreinruwheid, geclassificeerd als terreinruwheidsklasse III (Nen-En, z.d.).
Omdat het falen van de koepel aanzienlijke maatschappelijke gevolgen kan hebben en een groot aantal mensen kan treffen, wordt het bouwwerk ingedeeld in de hoge gevolgsklasse (CC3), dit is bepaald conform Bijlage A.1 – Gevolgsklasse conform EN 1990.



Figuur 6: Visualisatie van een betonnen koepel op de Dam (OpenAI, 2026)

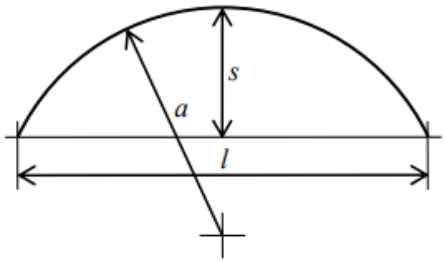
3.2. Geometrie

De koepel is geïnspireerd op het Palazzetto dello Sport gelegen in Rome weergegeven in Figuur 7. De grootte van deze koepel is uitermate geschikt voor de desbetreffende toepassing die hier wordt getoetst. De koepel van de Palazzetto dello Sport heeft een overspanning van 58,5 meter en een hoogte van 20,9 meter (P. Hoogenboom, 2024).



Figuur 7: ("Palazzetto dello Sport (Roma)", 2026)

De koepel die bestudeerd zal worden heeft een grondvlakdiameter van 60 m en een kruinhoogte van 20 m. Hiermee kan de kromtestraal bepaald worden die volgt uit de geometrische relatie tussen de basisstraal r en de kruinhoogte h van een cirkelvormige boog, in dit geval de koepel.



$$a = \frac{1}{2}s + \frac{\frac{1}{8}l^2}{s} = \frac{20}{2} + \frac{60^2}{8 * 20} = 32{,}5 \text{ m}$$

Het koepeloppervlak bedraagt:

$$A = 2\pi ah = 2\pi \times 32{,}5 \times 20 \approx 4.084 \text{ m}^2$$

De koepel zal op een hoogte van 7,5 meter boven maaiveld gerealiseerd worden, zodat onder de constructie ruimte ontstaat voor het op een prettige manier accommoderen van mensen en winkels. De koepel is aan de voet volledig ingeklemd, wat betekent dat zowel verplaatsingen als rotaties aan de rand volledig zijn verhinderd. De ingeklemde voetconditie heeft een gunstig effect op de kniklast ten opzichte van een vrij opgelegde rand, doordat het de randstijfheid en de vervormingsvrijheid van de schaal beperkt.
De wanddikte t is de enige vrije ontwerpvariabele in dit onderzoek. Er worden een aantal wanddikten beschouwd met een bereik tussen 0,05 tot 0,35 meter, gekozen op basis van de vergelijkbare voorbeelden over koepelconstructies zoals beschreven door (P. Hoogenboom, 2024).

3.3. Materiaalkeuze

De koepel wordt uitgevoerd in gewapend beton van sterkteklasse C30/37, de meest gangbare klasse voor monolithische (in één geheel gestorte) betonconstructies in de Nederlandse praktijk.

De koepelschaal wordt uitgevoerd met een wapeningspercentage van 2%, conform gangbare praktijk voor schaalconstructies onder windbelasting. Het type wapening bestaat uit betonstaalklasse B500, met een karakteristieke vloeisterkte van 500 MPa. De wapening is zodanig gekozen dat voldoende capaciteit aanwezig is voor het opnemen van de optredende normaalkrachten en randmomenten ter plaatse van de oplegging.

Alle relevante materiaalparameters conform NEN-EN 1992-1-1 zijn weergegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Materiaaleigenschappen

Parameter	Symbool	Waarde
Karakteristieke druksterkte	f_{ck}	30 MPa
Elasticiteitsmodulus	E_c	33.000 MPa
Volumiek gewicht	γ_{beton}	25 kN/m³
Wapeningpercentage	-	2 %
Dichtheid wapening	$\rho_{wapening}$	7850 kg/m^3

3.4. Belastingen

In deze sectie worden alle maatgevende belastingen en belastingcombinaties nader toegelicht. In het rekenmodel worden de belastingen afzonderlijk gedefinieerd, hierdoor is het van belang dat de belastingopbouw zorgvuldig wordt vastgelegd.

3.4.1. Eigen gewicht

Het eigen gewicht van de koepel is een permanente belasting dat per dikte zal variëren. Per vierkante meter koepeloppervlak bedraagt het eigen gewicht:

$$g = \gamma_{beton} \cdot t = 25 \cdot t \text{ kN/m}^2$$

In de eindige-elementenanalyse wordt het eigen gewicht als initiële belasting meegenomen voorafgaand aan de toepassing van de windbelasting.

3.4.2. Windbelasting

De koepel staat vrij opgesteld op het plein, waardoor de volledige windbelasting op het koepeloppervlak aangrijpt. De windbelasting is de enige maatgevende veranderlijke belasting en vormt de dominante belasting voor het knikgedrag van de koepel. De windbelasting wordt bepaald conform NEN-EN 1991 en de bijbehorende Nederlandse Nationale Bijlage. De basiswindsnelheid voor Amsterdam bedraagt conform de windzonering in de Nationale Bijlage:

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

De bijbehorende basisstuwdruk volgt uit:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1{,}25 \times 27^2 = 455{,}6 \text{ N/m}^2 \approx 0{,}456 \text{ kN/m}^2$$

Amsterdam valt in terreinruwheidsklasse III, wat representatief is voor een stedelijke omgeving met bebouwing en obstakels. Voor een referentiehoogte van $z = 27{,}5$ m wordt de blootstellingsfactor

$c_e(z)$ bepaald aan de hand van de Eurocode-figuur voor de relatie tussen hoogte, terreinruwheid en blootstelling. De gebruikte figuren en afgelezen waarden zijn opgenomen in Bijlage A – Bepaling van de belastingen volgens NEN-EN 1991-1-4. Op basis hiervan wordt voor $c_e(z)$ een waarde van circa 2,4 aangehouden. De maatgevende stuwdruk wordt daarmee:

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b = 2{,}4 \times 0{,}46 = 1{,}1 \text{ kN/m}^2$$

De drukverdeling over het koepeloppervlak wordt beschreven met de uitwendige drukcoëfficiënt $c_{pe,10}$. Voor een cirkelvormige koepel varieert deze coëfficiënt over het oppervlak. Daarom wordt de koepel verdeeld in drie zones. Per zone wordt de bijbehorende waarde van $c_{pe,10}$ bepaald aan de hand van de Eurocode-figuur voor koepelvormige daken, zoals weergegeven in Bijlage A.3 – Externe lokale drukcoëfficiënten (c_{pe10}) voor cirkelvormige koepels. Voor tussenliggende waarden wordt lineair geïnterpoleerd.
Deze ongelijkmatige drukverdeling is relevant voor het knikgedrag van de koepel. Omdat de windbelasting niet gelijkmatig over het oppervlak aangrijpt, kan de koepel ongunstiger vervormen dan bij een uniforme belasting. Hierdoor kan de constructie gevoeliger worden voor knik. De lokale winddruk wordt per zone berekend met:

$$p_{pe} = q_p(zze) * c_{pe10}$$

De berekende waarden per gebied zijn weergegeven in Tabel 3.

Tabel 3: Windbelasting per zone

ZONE	c_{pe10}	KRACHT [p_{pe}]
A	+0,3	$0{,}33\ kN/m^2$ (druk)
B	-1	$-1{,}1\ kN/m^2$ (trek)
C	-0,125	$-0{,}14\ kN/m^2$ (trek)

3.4.3. Belastingcombinaties

Conform NEN-EN 1990 wordt voor de uiterste grenstoestand (UGT) de fundamentele belastingcombinatie aangehouden:

$$F_d = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_{k,wind}$$

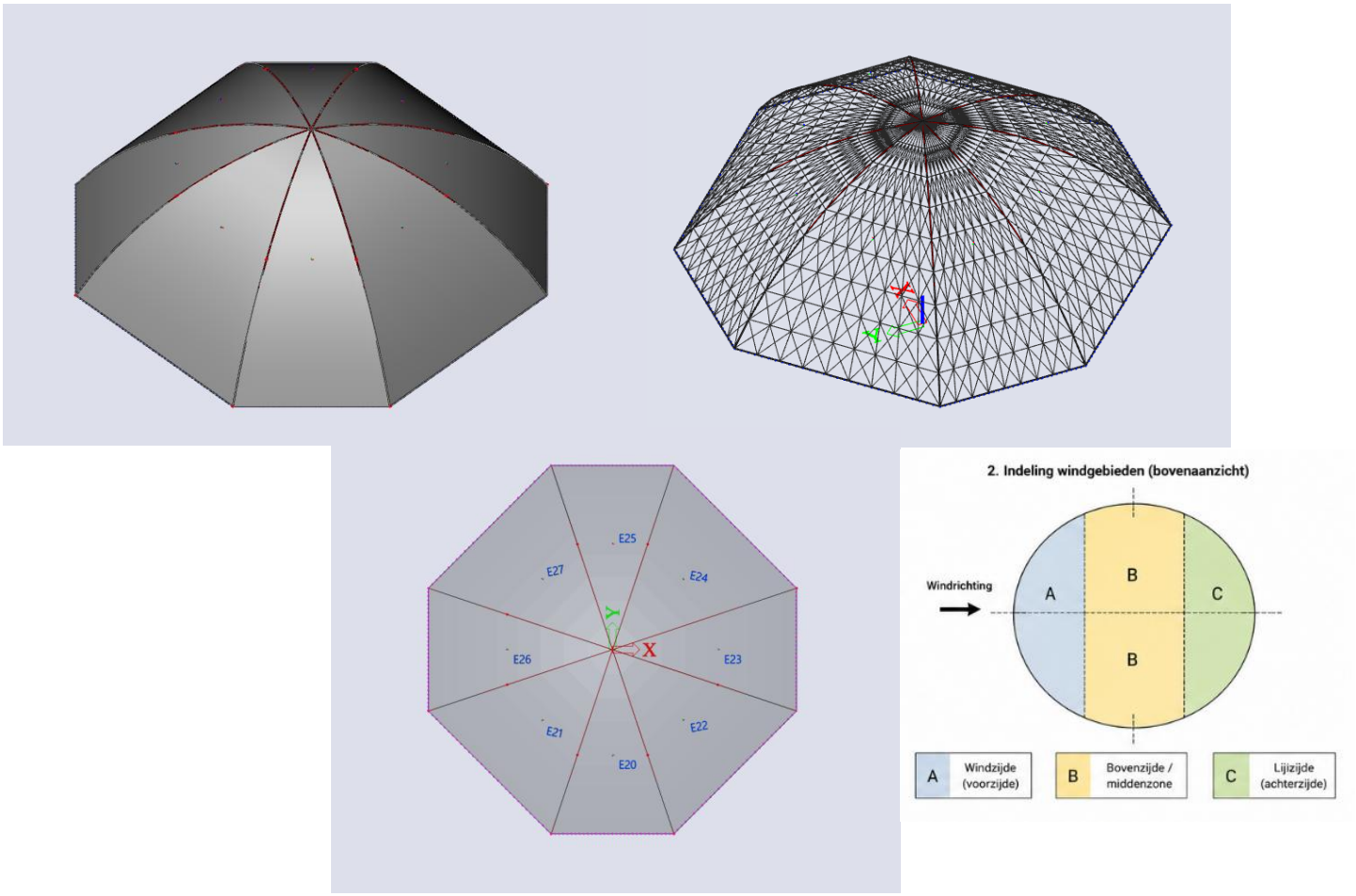
Met partiële factoren $\gamma_G = 1{,}35$ voor het eigen gewicht en $\gamma_Q = 1{,}5$ voor de windbelasting. De gehanteerde partiële factoren zijn gebaseerd op Bijlage A.6 – Partiële veiligheidsfactoren voor belastingcombinaties. De sneeuwbelasting wordt in dit onderzoek buiten beschouwing gelaten, omdat voor een koepel van deze afmetingen in Amsterdam de windbelasting maatgevend is.
De wapening is zodanig gekozen dat voldoende capaciteit aanwezig is voor het opnemen van de optredende normaalkrachten en randmomenten ter plaatse van de oplegging.

4. Eindige-elementenanalyse

In dit hoofdstuk zal de eindige-elementenanalyse uitgevoerd worden. Met de geometrie, materiaaleigenschappen en belastingen uit hoofdstuk 3 volledig gedefinieerd, wordt in dit hoofdstuk de kniklast van de koepel numeriek bepaald. Als eerst wordt het eindige-elementen-model beschreven die gerealiseerd is met behulp van SCIA Engineer, waarna de knikanalyse wordt uitgevoerd voor de vijf beschouwde wanddikten.

4.1. Schematisatie eindige-elementenmodel van de koepel

De koepel wordt gemodelleerd als een dunwandige koepel met een cirkelvormige kromtestraal. Conform de geometrie uit hoofdstuk 3 heeft het model een grondvlakdiameter van 60 m, een kruinhoogte van 20 m en een sferische kromtestraal van 32,5 m. De koepel staat op een hoogte van 15 m boven maaiveld, wat de totale hoogte van de onderkant van de voetring tot de kruin op 35 m brengt.
Het model in SCIA Engineer bestaat uit 8 schalen die samen de volledige koepelconstructie vormen. Met deze opzet zal het makkelijker zijn om A,B en C te onderscheiden van elkaar, zo zijn schalen E24, E23 en E22 behorend tot gebied A, schalen E20 en E25 behorend tot gebied B en schalen E27, E26 en E21 tot gebied C.



Figuur 8: Schematische weergave van het koepelmodel

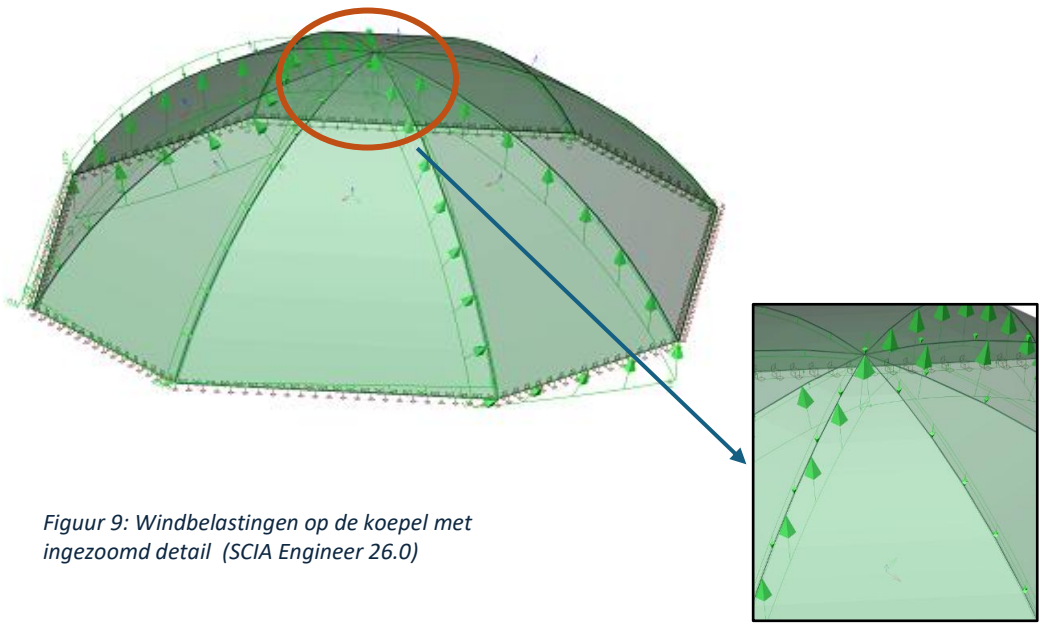
In SCIA wordt de koepel opgedeeld in eindig kleine elementen, zodat het programma de krachten en vervormingen kan berekenen. Als de elementen te groot zijn, kan de berekening minder nauwkeurig zijn. Als de elementen heel klein zijn, wordt het netwerk verfijnd en de berekening nauwkeuriger, maar ook zwaarder en trager. De elementgrootte voor het eindige-elementenmodel moet hierdoor iteratief bepaald worden, dit om te kunnen verifiëren bij welke elementgrootte de uitkomst bijna niet meer verandert. Op basis hiervan wordt een elementgrootte van circa 1,0 m aangehouden, wat resulteert in ongeveer 4.000 elementen voor het volledige koepeloppervlak.
Als randvoorwaarde is uitsluitend aangenomen dat koepel is volledig ingeklemd aan de voet: alle zes vrijheidsgraden (drie translaties en drie rotaties) zijn geblokkeerd langs de volledige omtrek van de koepelvoet. Dit is een aanname dat niet voor elke koepel hoeft te gelden, maar wel in de meeste gevallen wordt toegepast voor koepels van deze grootte.

4.2. Belasting modellering in het SCIA Engineer

De belastingen in het model worden opgelegd conform de lineaire stabiliteitscombinaties in de UGT.

Eigen gewicht
Het eigen gewicht van de koepel wordt bepaald aan de hand van de dimensies van de koepel beschreven in paragraaf 3.2. en het eigen gewicht per vierkante meter in paragraaf 3.3. Dit wordt in SCIA Engineer automatisch gegenereerd en meegenomen bij de berekeningen.

Windbelasting
De windbelasting wordt opgelegd als een oppervlaktebelasting in de lokale normaalrichting van elk schaalelement, conform de drukverdeling uit paragraaf 3.3. In SCIA Engineer zal de windbelasting proportioneel worden verhoogd tot het moment van knikken. De schematisatie van de koepel met de bijbehorende windbelastingen is weergegeven in Figuur 9.



Figuur 9: Windbelastingen op de koepel met ingezoomd detail (SCIA Engineer 26.0)

4.3. Knikanalyse

Zoals beschreven in paragraaf 2.3, zal het onderzoek zich beperken tot de lineaire eindige-elementenmethode. De lineaire eindige-elementenmethode bepaalt de kritieke knikfactor λ als eigenwaarde van het systeem. De kniklast volgt dan als:

$$F_{crit} = \lambda_{cr} \cdot F_{ref}$$

waarbij F_{ref} de referentiebelasting is. De lineaire elementenmethode geeft een theoretische bovengrens van de kniklast, omdat imperfecties en niet-lineair materiaalgedrag niet expliciet worden gemodelleerd. Zoals beschreven in paragraaf 2.3, worden deze effecten daarom verwerkt met conservatieve reductiefactoren.

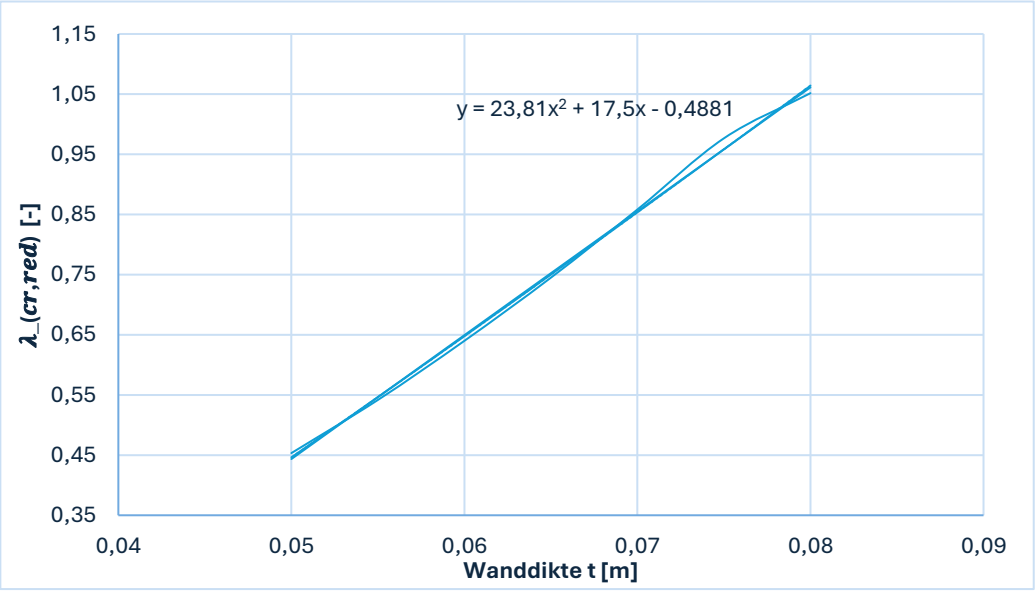
$$\lambda_{cr,red} = \lambda_{cr} \cdot \frac{1}{6}$$

De knikanalyse wordt uitgevoerd voor elk van de vijf beschouwde wanddikten. Tabel 4 geeft een overzicht van de resultaten van zowel de lineaire analyse als de omgerekende knikfactoren.

Tabel 4: Kniklastresultaten als functie van wanddikte

Wanddikten t [m]	λ_{cr} [-]	$\lambda_{cr,red}$ [-]
0,05	*2,72*	*0,45*
0,055	*3,25*	*0,54*
0,06	*3,84*	*0,64*
0,07	*5,15*	*0,86*
0,08	*6,31*	*1,05*

Voor wanddikte tot circa 0,08 meter vertoont de knikfactor een sterk stijgend verloop met de toenemende wanddikte. Dit gedrag is zoals uitgelegd in hoofdstuk 2 fysisch verklaarbaar: een dikkere wand leidt tot een hogere buigstijfheid van de schaal, waardoor de koepel een grotere weerstand biedt tegen knikken. Met de verkregen resultaten kan een parabolische fit worden gevonden die het gedrag van de knikfactor beschrijft naarmate de dikte van de koepel toeneemt, weergegeven in Figuur 10.



Figuur 10: Grafiek van de knikanalyse

$$\lambda_{kr,red} = 23{,}81 \cdot t^2 + 17{,}5 \cdot t - 0{,}4881$$

Deze vergelijking vormt de grenstoestandsfunctie die als invoer dient voor de Monte Carlo-simulatie in hoofdstuk 5.

4.4. Validatie van het model

Om het model te kunnen valideren, wordt eerst gecontroleerd of de optredende spanningen niet groter zijn dan de druksterkte van beton van 30 MPa. Hierbij wordt uitsluitend gekeken naar de spanningen in de hoofdspanningsrichtingen, met name naar σ_2, omdat deze de maatgevende drukspanning weergeeft. Binnen het beschouwde dikte-interval van 0,05 tot 0,08 m wordt de druksterkte van beton nergens overschreden. De maatgevende wanddikte is hierbij 0,05 m, waarbij de optredende drukspanning het dichtst bij de 30 MPa ligt maar deze niet overschrijdt. Naarmate de wanddikte toeneemt, neemt de maatgevende drukspanning af, omdat de grotere doorsnede de krachten over een groter oppervlak verdeelt. Dit betekent dat het beton op basis van de spanningscontrole voldoende capaciteit heeft en dat bezwijken door overschrijding van de druksterkte niet maatgevend is.
Bij de inspectie van de spanningsresultaten blijkt wel dat de contourlijnen significante sprongen vertonen op de grenzen tussen aangrenzende schaalpanelen. Dit duidt op randstoringen ter plaatse van de panelgrenzen, veroorzaakt doordat de afzonderlijke schaalelementen niet volledig compatibele knopen delen op de raakvlakken. Binnen elk afzonderlijk paneel zijn de contouren van de spanningen echter continu en fysisch consistent, wat aangeeft dat de elementformulering en het materiaalmodel correct zijn ingevoerd.

Deze discontinuïteit heeft invloed op de interpretatie van de spanningsresultaten. Hierdoor zijn de absolute spanningswaarden ter plaatse van de panelgrenzen niet volledig betrouwbaar. Het model berekend lineair-elastische spanningen en een juiste dimensionering van de doorsneden zorgt voor voldoende momentcapaciteit, waardoor zij dienen niet te worden geïnterpreteerd als werkelijke spanningsconcentraties.
Ter controle zijn alle modellen met de bijbehorende spanningsverdelingen per dikte weergegeven in Bijlage B.

De resultaten laten wel het verwachte spanningsbeeld zien. In gebied A domineren drukkende spanningen, waarbij de vervormingen voornamelijk in het koepeloppervlak plaatsvinden. In gebieden B en C ontstaat daarentegen een overgang naar trekkende spanningen, waardoor verplaatsingen uit het koepeloppervlak optreden.

---

5. Faalkansanalyse en kostenoptimalisatie

Met de knikfactoren uit hoofdstuk 4 als grenstoestandsfunctie wordt in dit hoofdstuk de faalkans voor elke wanddikte gekwantificeerd via een Monte Carlo-simulatie. Vervolgens worden de bouwkosten en verwachte faalkosten bepaald en tegen elkaar afgewogen om het economisch optimum te vinden. Het hoofdstuk sluit af met de wanddikte waarbij de totale kosten minimaal zijn, en de bijbehorende faalkans die in hoofdstuk 6 wordt vergeleken met de Eurocode-eis.

5.1. Monte Carlo-simulatie

De Monte Carlo-simulatie is een simulatietechniek die een fysiek proces, zoals het falen van de koepel, vaker dan 1 keer simuleert en steeds met andere startcondities. In plaats van één enkele uitkomst, voert de methode duizenden berekeningen uit met willekeurige variabelen, wat resulteert in een betrouwbare kansverdeling van alle mogelijke scenario's.
Voor het interval aan dikten wordt beoordeeld of de constructie faalt in de referentieperiode van 50 jaar, waarna de faalkans wordt geschat als:

$$P_f = \frac{n_{faal}}{n_{simulaties}}$$

Waarbij de grenstoestandsfunctie van de faalbeoordeling bestaat uit de volgende uitdrukking:

$$\lambda = \lambda_{red}(t) \cdot \frac{p_{gem}}{p_{sim}}$$

De bovenstaande formule berekend de knikfactor voor de gesimuleerde wanddikte, waarbij die ook nog wordt geschaald naar de verhouding tussen karakteristieke en gesimuleerde winddruk. Falen treedt op als λ < 1 want dan overschrijdt de windbelasting de knikweerstand. Voor het bepalen van de faalkans wordt per wanddikte een Monte Carlo-simulatie uitgevoerd met $N = 10^8$ trekkingen. De simulaties zijn uitgevoerd in Jupyter Notebook (Anaconda) met behulp van een door Dr.ir. P.C.J. Hoogenboom beschikbaar gesteld Python-script. De belangrijkste onderdelen van dit script worden hieronder toegelicht.

5.1.1. Stochastische variabelen

In het Monte Carlo-model worden zowel de windbelasting als de wanddikte als kans variabelen beschouwd. Beide variabelen zijn onzekerheden die het faalgedrag van de koepel beïnvloeden en worden hierom probabilistisch gemodelleerd.

Windbelasting

De winddruk in Nederland volgt een Gumbel-verdeling, de verdeling kan worden gebruikt om de maxima in winddruk te bepalen over de referentieperiode van de betonnen koepel, namelijk 50 jaar. De gemiddelde winddruk is vastgesteld op $q_b = 0{,}456$ kN/m^2, zoals al beschreven in paragraaf 3.4. Voor de spreiding van de winddruk is een variatiecoëfficiënt van 0,25 aangehouden. In de simulatie wordt de Gumbel-verdeling gedefinieerd met parameters die zijn afgeleid uit het gemiddelde en de standaardafwijking van de winddruk (Vrouwenvelder & Vrijling, 2000).

Wanddikte

Naast de windbelasting wordt ook de wanddikte als onzeker beschouwd, want in de praktijk zal de gerealiseerde wanddikte afwijken van de ontwerpwaarde als gevolg van uitvoeringsonnauwkeurigheden. Voor de gemiddelde wanddikte is een interval gekozen van 0,05 m tot 0,35 m. Voor elke gemiddelde dikte wordt een standaardafwijking van 20% van de dikte aangenomen, dit is een aanname bekrachtigd door Dr.ir. P.C.J. Hoogenboom.

De wanddikte wordt in de simulatie gemodelleerd met een normaalverdeling. Dit betekent dat per simulatie een willekeurige effectieve dikte wordt gegenereerd rondom de gekozen gemiddelde wanddikte.
De relatie tussen de wanddikte en de gereduceerde knikfactor wordt beschreven met een interpolatiefunctie die is afgeleid uit de resultaten van de eindige-elementenanalyse met behulp van Excel:

$$\lambda_{kr,red} = 23{,}81 \cdot t^2 + 17{,}5 \cdot t - 0{,}4881$$

De berekende faalkansen worden uiteindelijk uitgezet tegen de wanddikte. De faalkansen zullen bij toenemende wanddikten dalend asymptotisch gedrag vertonen, de curve nadert de nul waarde maar zal deze nooit bereiken, hierdoor is ervoor gekozen om de verticale as weer te geven op een logaritmische schaal. Met behulp van deze weergave kan er duidelijk worden afgelezen hoe de faalkans afneemt bij de toenemende wanddiktes.

Een overzicht van alle stochastische variabelen met bijbehorende coëfficiënten is weergegeven in Tabel 5.

Tabel 5: Stochastische variabelen

Variabele	Symbool	Verdeling	Gemiddelde	Standaardafwijking
Winddruk	q (kN/m²)	Gumbel	0,456	0,25· q
Wanddikte	t (m)	Normaal	0,05 – 0,30	0,20 · t

5.1.2. Resultaten Monte Carlo-analyse

Een klein aantal wanddikten uit de Monte Carlo-simulatie is in Tabel 6 weergegeven. De tabel geeft de resulterende faalkansen per wanddikte, uitgedrukt als kans per 1.000.000 en als de betrouwbaarheidsindex β die volgt uit de faalkans via:

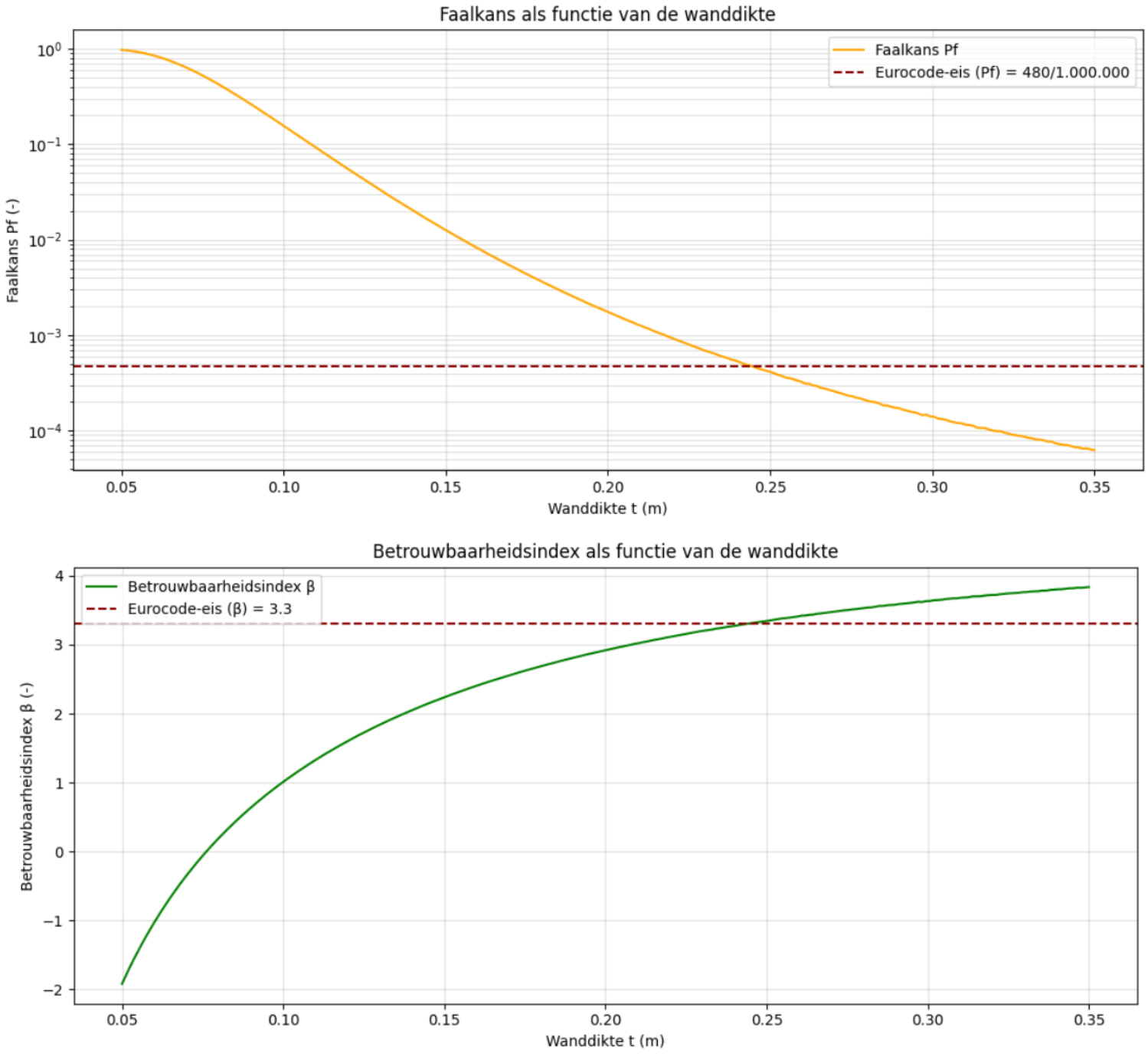
$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

De betrouwbaarheidsindex β is gekoppeld aan de faalkans via de inverse van de standaard normale verdelingsfunctie (Nen-En, z.d.).

Tabel 6: Faalkans uit de Monte Carlo-analyse

Wanddikte t (m)	$\lambda_{kr,red}$ $(-)$	P_f	β $(-)$
0,05	0,45	972.460 / 1.000.000	-1,92
0,125	2,07	42.323 / 1.000.000	1,72
0,20	3,96	1.748 / 1.000.000	2,92
0,275	6,13	231 / 1.000.000	3,50
0,35	8,55	63 / 1.000.000	3,84

In Figuur 11 zijn de faalkans en de betrouwbaarheidsindex weergegeven als functie van de wanddikte. Ter referentie is de Eurocode-eis voor gevolgsklasse CC3 met windbelasting als horizontale lijn toegevoegd. Uit de figuur is direct af te lezen bij welke wanddikte de constructie aan deze eis voldoet.



Figuur 11: Monte Carlo-analyse grafieken

Het script voor de Monte Carlo-analyse is opgenomen in Bijlage C.

5.2. Economisch optimum

Om het economisch optimum te kunnen bepalen, moeten eerst de bouwkosten en de verwachte faalkosten worden gekwantificeerd. Zoals reeds is weergegeven in paragraaf 2.1 zijn de totale kosten:

$$K_{totaal} = K_{bouw} + P_f * K_{faal}$$

waarbij de faalkans reeds is bepaald in paragraaf 5.1. Met behulp van een aanvullend Python-script worden de totale kosten voor verschillende wanddiktes berekend, waarna de economisch optimale wanddikte wordt bepaald.

5.2.1. Bouwkosten

De bouwkosten bestaan uit de betonkosten, de wapeningskosten, de arbeidskosten en de bekistingskosten. Het volume beton wordt bepaald op basis van de koepelgeometrie en de wanddikte. De hoeveelheid wapening volgt vervolgens uit het betonvolume en het aangenomen wapeningspercentage. Beide hoeveelheden worden vermenigvuldigd met hun respectieve eenheidsprijzen. De benodigde grootheden zijn gebaseerd op de koepelgeometrie uit paragraaf 3.2 en het wapeningspercentage uit paragraaf 3.3.

$$V_{beton} = A_{koepel} \cdot t = 4.084 * t \ \text{m}^3$$

$$m_{wapening} = \rho_{wapening} * V_{wapening} = 7850 * 0{,}02 * V_{beton}$$

De bouwtijd van het bouwwerk wordt geraamd op 18 maanden, waarbij wordt uitgegaan van 180 werkbare dagen per kalenderjaar (*Werkbare werkdagen*, z.d.). Gedurende het project zal de personeelsbezetting variëren, maar er zal worden aangenomen dat er gemiddeld vijf vaklieden aanwezig zullen zijn. Tijdens arbeidsintensieve werkzaamheden, met name de betonstort van de koepel, wordt uitgegaan van een piekbezetting van tien vaklieden gedurende een periode van één week (*Estimating Best Practices Using RSMeans Data | Construction Cost Guide*, z.d.).
Omdat specifieke kengetallen voor sferische koepelbekisting ontbreken, worden de bekistingskosten benaderd als een opslag op de totale kosten. Volgens Johnston (2008) zijn de bekistingkosten vaak 35–60% of meer van de totale kosten van de betonconstructie. In deze studie wordt daarom een conservatieve opslag van 50% toegepast op de totale kosten bij een referentiewanddikte van 0,10 m. Deze bekistingskosten worden vervolgens constant gehouden voor alle onderzochte wanddiktes. Tabel 7 geeft een overzicht van de gehanteerde eenheidsprijzen.

Tabel 7: Bouwkosten op een rij

Post	Richtprijs	Bron
Beton C30/37	€ 193,00 per m³	(*Snel C12/15, C20/25 of C30/37 beton bestellen - Hoogeboom*, z.d.)
Wapening B500	€ 1,75 per kg	(*Reinforcing bar Ø8mm | 3000mm | Betonstaal.nl*, z.d.)
Arbeid	€ 65 per uur	(*Cao Bouw & Infra*, z.d.)
Bekisting	50% totale kosten	(Johnston, 2008)

5.2.2. Faalkosten

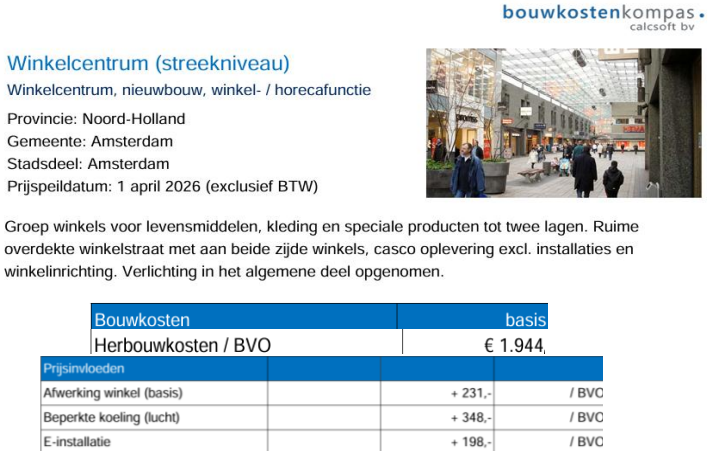
Om de faalkosten te bepalen, wordt gekeken naar wat er werkelijk gebeurt als de koepel volledig instort. De herbouwkosten van de koepel zelf worden hierbij niet meegenomen, omdat er in deze analyse van wordt uitgegaan dat de koepel na een instorting niet opnieuw wordt opgebouwd. De faalkosten bestaan daardoor uitsluitend uit de schade die de instorting zelf veroorzaakt. Daarbinnen worden twee hoofdschadeposten onderscheiden:

Materiële schade

Deze schadepost heeft betrekking op de materiële schade aan het onderliggende winkelgebied. Voor de berekening wordt uitgegaan van een winkeloppervlak van $A = \pi * 30^2 \approx 2827\ m^2$, wat overeenkomt met de totale beschikbare oppervlakte loodrecht onder de koepel. Door dit oppervlak te combineren met de waarde van het commerciële vastgoed op een A-locatie in Amsterdam kunnen de totale materiële kosten worden berekend.
Voor de bepaling van de vastgoedwaarde is uitgegaan van een ravage waarbij de opgetelde schade van alle winkels ongeveer 75% is van de waarde van de herbouwkosten, winkelvoorraad, decoratie en meubilair zal bedragen. De onderstaande waarden in Tabel 8 en Figuur 12 zijn gebaseerd op een normale winkelsamenstelling met onder anderen mode-, elektronica- en luxe detailhandels.

Tabel 8: Waarde van de fysieke inventaris (admin, 2024).

Component	Waarde
Winkelvoorraad	€2.500/m²
Decoraties & meubilair	€1.000/m²
Totaal	**€3.500/m²**



Figuur 12: Herbouwkosten voor winkel in Amsterdam per m² (Winkelcentrum (streekniveau), z.d.).

Met de bovenstaande informatie kunnen de kosten berekend worden horende bij de materiële schade. Hieronder is de berekening weergegeven.

$$totale\ waarde\ (mat.schade) = 3500 + 1944 + 231 + 198 + 348 = €6.221/m^2$$
$$K_{mat.schade} = 6.221 * 2827 * 0{,}75 = €13{,}19\ miljoen$$

Slachtofferkosten

Deze schadepost heeft betrekking op de maatschappelijke kosten van mogelijke slachtoffers. Voor de maximale bezetting van een winkelgebied wordt uitgegaan van 1 persoon per 5,57 m² (Minnesota Department of Public Safety, State Fire Marshal Division, 2020). Omdat in deze analyse wordt gerekend met een gemiddelde bezetting in plaats van een maximale bezetting, wordt het aanwezige aantal personen met een factor 2 gereduceerd. Dit resulteert in: $\frac{2827/2}{5.57} = 254$ slachtoffers.
Als de instorting heeft plaatsgevonden zal er onderscheid worden gemaakt tussen dodelijke slachtoffers, gewonden en ongedeerden. Voor een scenario waarbij er een zware instorting, met middelmatige aantal dodelijke slachtoffers en een hoge aantal gewonden plaatsvindt, is hieronder een kwantificering gegeven van de benodigde gegevens om de kosten te kunnen berekenen. De categorieën zijn gebaseerd op FEMA (Federal Emergency Management Agency, 2020); de percentages zijn project specifieke aannames.

Tabel 9: Totale slachtofferkosten (Bockarjova et al., z.d.).

Categorie	Aantal	Kostenindicator	Eenheidskosten (€)	Totale kosten (€)
Dodelijke slachtoffers (20%)	51	$VOSL$	6.834.756	348.572.556
Ernstig gewonden (25%)	63	$2 * VOI + VOE$	$2 * 92.183 + 2.517$	11.773.629
Licht gewonden (35%)	89	$VOI + VOE$	$92.183 + 2.517$	8.428.300
Ongedeerden (20%)	51	VOE	2.517	128.367
Totaal	**254**	–	–	$\boldsymbol{K_{slachtoffers} = 368.902.852}$

De eenheidskosten zijn bepaald aan de hand van drie immateriële kostenindicators;

1. *VOSL – Waarde van een statistisch mensenleven*: Dit is de waarde die in deze kostenanalyse wordt geassocieerd met één mensenleven.
2. *VOI – Kosten voor letsel*: Dit is de waarde geassocieerd met het opgelopen letsel van de gewonden. Zo is er aangenomen dat voor ernstig gewonden deze kosten twee keer in rekening gebracht moeten worden en voor licht gewonden maar één keer.
3. *VOE – Kosten van evacuatie, reddingswerkzaamheden en hulpdiensten*: Deze kosten zijn in rekening gebracht bij de slachtoffers die uit de ravage nog gered kunnen worden.

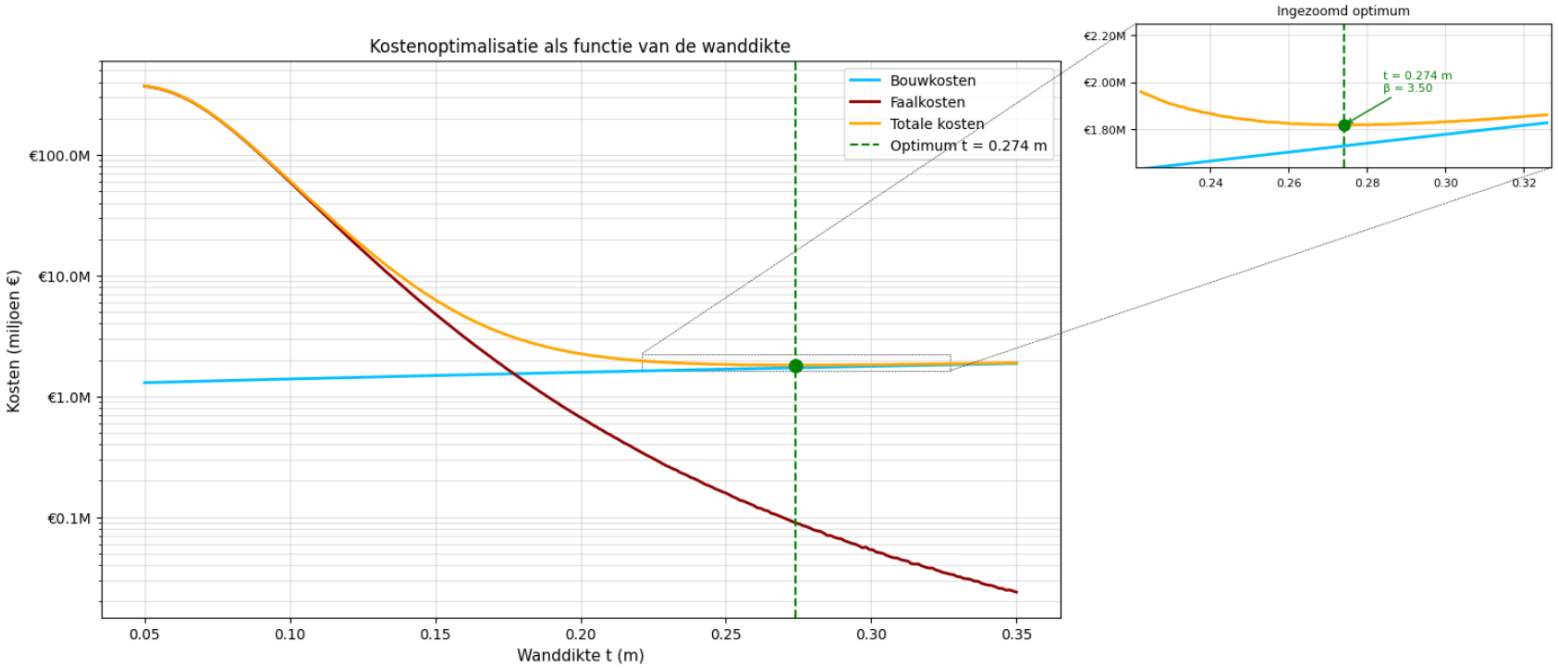
De totale faalkosten worden uiteindelijk geschat op zo'n:

$$K_{faalkosten} \approx €382{,}09\ miljoen$$

5.2.3. Resultaten van het optimum

Het economisch optimum ligt bij de wanddikte waarbij K_{totaal} minimaal is. De bouwkosten stijgen lineair met t, terwijl de verwachte faalkosten snel dalen door de sterk afnemende faalkans. Het extreem van de grafiek curve markeert het optimum. De complete grafiek is in Figuur 13: Kostenoptimalisatie-grafiek weergegeven, het bijbehorende Python-script is te zien in Bijlage D – Kostenoptimalisatie.

Uit de analyse volgt dat het economisch optimum ligt bij een gemiddelde wanddikte van $t \approx 0{,}274\ m$. De totale kosten bedragen €1.81 miljoen met een bijbehorende faalkans van 233 per 1.000.000, wat niet overeenkomt met de Eurocode-eis van 480 per 1.000.000 voor gevolgsklasse CC3.



Figuur 13: Kostenoptimalisatie-grafiek

6. Evaluatie van de resultaten

Met de resultaten uit hoofdstuk 5 wordt in dit hoofdstuk gediscussieerd over de bevindingen. De Eurocode-faalkanseis wordt vergeleken met de verkregen optimale dikte, er zal worden gekeken wat de aannames zijn die de grootste invloed hebben op de resultaten en als laatst zullen de beperkingen van het onderzoek worden besproken.

6.1. Vergelijking met de Eurocode

De Eurocode schrijft een faalkans van 480 op de 1.000.000 voor de beschouwde gewapend-betonnen koepel op de Dam in Amsterdam onderworpen aan uitsluitend windbelasting. Uit de faalkansanalyse en de kostenoptimalisatie is gebleken dat de gemiddelde optimale dikte 0.274 meter is. De totale kosten van een koepel van deze omvang komen uit op ongeveer 1.81 miljoen. hieronder zijn de twee eisen vergeleken.

Tabel 10: Vergelijking met de Eurocode (NEN-EN 1990)

	Eurocode	*Optimum*	*Verschil*
Faalkans P_f	480/1.000.000	233/1.000.000	-247/1.000.000
Betrouwbaarheidsindex β $(-)$	3,3	3,5	-0,2

Hieruit volgt dat het economisch optimum redelijk overeenkomt met de faalkanseis van de Eurocode, omdat beide waarden zich in dezelfde orde van grootte (10^{-4}) bevinden. Wel is te zien dat de Eurocode-eis wellicht soepeler is dan het economisch optimum.

6.2. Discussie van de kostenoptimalisatie

De parameters die het economisch optimum het meest kunnen beïnvloeden zijn de kostenposten die afhankelijk zijn van de wanddikte, zoals de betonprijs en wapeningsprijs, en de faalkosten, met name de slachtofferkosten. De faalkosten vormen in deze berekening de grootste onzekere post, omdat zij direct afhangen van de faalkans bij een gegeven wanddikte. Binnen de faalkosten zijn de slachtofferkosten het meest maatgevend, omdat het aantal dodelijke slachtoffers en de bijbehorende statistische waarde per slachtoffer een groot gewicht hebben in de totale kostenafweging.
Aan de bouwkostenkant zijn juist de betonkosten en wapeningskosten het meest onzeker en maatgevend, omdat de hoeveelheden weliswaar volgen uit de gekozen wanddikte maar de marktprijzen kunnen variëren. De bekistingskosten en arbeidskosten hebben binnen deze analyse geen invloed op de optimale wanddikte, omdat beide kostenposten als vaste, wanddikte-onafhankelijke waarden zijn gemodelleerd. De tabel **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** geeft e en overzicht van de richting en grootte van deze effecten.

Tabel 11: Invloed van parameterwijzigingen op het economisch optimum

Parameter	Scenario	t_{opt}	P_f	Totale prijs
Betonprijs & wapeningsprijs	Stijgt (+50%)	▼ omlaag (-5.5%)	▲ omhoog (+41%)	▲ stijgend (+14%)
Betonprijs & wapeningsprijs	Daalt (-50%)	▲ omhoog (+14%)	▼ omlaag (-51%)	▼ dalend (+15%)
Arbeidskosten	Stijgen of dalen	— geen effect	— geen effect	— geen effect
Materiële schade	Stijgt (+50%)	▲ omhoog (+0.7%)	▼ omlaag (-3.0%)	▲ stijgend (+0.6%)
Slachtofferkosten	Stijgt (+50%)	▲ omhoog (+6.2%)	▼ omlaag (-29%)	▲ stijgend (+2.2%)
Materiële schade	Daalt (-50%)	▼ omlaag (-1.5%)	▲ omhoog (+7.3%)	— geen effect

Parameter	Scenario	t_{opt}	P_f	Totale prijs
Slachtofferkosten	Daalt (-50%)	▼ omlaag (-7.3%)	▲ omhoog (+58%)	▼ dalend (-2.8 %)

6.3. Discussie van de knockdownfactor en beperkingen in het model

De knikanalyse is uitgevoerd met een lineaire eindige-elementenmethode. Deze methode geeft een theoretische bovengrens van de kniklast, omdat geometrische imperfecties, niet-lineair materiaalgedrag en scheurvorming in het beton niet expliciet worden gemodelleerd. Om hiervoor te corrigeren is een gecombineerde reductiefactor van 1/6 toegepast, bestaande uit een knockdown factor van 1/2 voor geometrische imperfecties — gebaseerd op experimentele gegevens van axiaal belaste aluminium cilinders — en een factor 1/3 voor scheurvorming in het beton. Beide factoren zijn benaderingen; de werkelijke waarden voor een betonnen koepel onder windbelasting kunnen hiervan afwijken. Een niet-lineaire analyse zou een nauwkeuriger beeld geven, maar viel buiten de scope van dit onderzoek. Om inzicht te geven in de gevoeligheid van de uitkomst voor deze aanname is onderzocht wat er gebeurt wanneer de knockdown factor met ±25% wordt gevarieerd. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 12: Gevoeligheid van het economisch optimum voor de knockdown factor

Scenario	Knockdown factor	Reductiefactor totaal	t_{opt} $[m]$	P_f
Referentiesituatie				
Basissituatie (referentie)	1/2	1/6	0,274	233/1.000.000
Gevoeligheid knockdown factor ±25%				
Knockdown factor +25% → gunstiger	0,625	1/4,8	0.242 (-12%)	214/1.000.000 (-8.2%)
Knockdown factor −25% → ongunstiger	0,375	1/8	0,322 (+18%)	280/1.000.000 (+20%)

Uit Tabel 12 volgt dat de knockdown factor een duidelijke invloed heeft op het economisch optimum, maar dat de uitkomst kwalitatief robuust blijft. Bij een knockdown factor die 25% hoger ligt dan de basiswaarde verschuift het optimum naar een dunnere wanddikte van 0,242 m, met een iets lagere faalkans van 214 per 1.000.000. Bij een knockdown factor die 25% lager ligt — en daarmee een ongunstiger scenario vertegenwoordigt — verschuift het optimum naar een dikkere wanddikte van 0,322 m, met een hogere faalkans van 280 per 1.000.000. De variatie in optimale wanddikte bedraagt daarmee circa 12% aan de gunstige kant en 18% aan de ongunstige kant ten opzichte van de basissituatie. De bijbehorende faalkans varieert met respectievelijk 8% en 20%. Dit betekent dat een onnauwkeurigheid in de knockdown factor een grotere invloed heeft op de ongunstige kant dan op de gunstige kant, wat het belang benadrukt van een conservatieve schatting van deze factor. Desalniettemin blijft de conclusie over de vergelijking met de Eurocode-eis in alle drie de scenario's kwalitatief gelijk.

Dit onderzoek kent daarnaast een aantal modelmatige vereenvoudigingen die de nauwkeurigheid van de resultaten beïnvloeden. Zo is uitsluitend windbelasting als maatgevende veranderlijke belasting beschouwd. Sneeuwbelasting, ongelijkmatige zettingen en temperatuureffecten zijn buiten beschouwing gelaten. In een volledig onderzoek zouden deze overige belastingen ook moeten worden meegenomen.

Daarnaast bestaat het koepelmodel in SCIA Engineer uit acht afzonderlijke schaalpanelen, wat in de praktijk niet een perfecte sferische koepel beschrijft. Op de grensvlakken tussen deze panelen treden spanningssprongen op, doordat de panelen geen volledig compatibele knopen delen. Hierdoor zijn de absolute spanningswaarden ter plaatse van de panelgrenzen niet volledig betrouwbaar. De knikfactoren zelf worden hier echter niet significant door beïnvloed, omdat de eigenwaarde-analyse op het gehele model wordt uitgevoerd.

Een additionele vereenvoudiging geldt voor de wanddikte. In dit model is deze uniform aangenomen over het gehele koepeloppervlak, terwijl in de praktijk een variabele wanddikte constructief efficiënter kan zijn, waarbij de wand dikker is bij de voet waar de belastingen het grootst zijn en dunner bij de kruin. Dit zou leiden tot een andere relatie tussen materiaalgebruik en kniklast, en daarmee tot een ander economisch optimum.

---

7. Conclusies en aanbevelingen

Dit onderzoek had als doel te bepalen of de faalkanseis uit de Eurocode overeenkomt met het economisch optimum voor een grote gewapend-betonnen koepel boven een winkelgebied in Amsterdam. Aan de hand van een eindige-elementenanalyse, een Monte Carlo-simulatie en een kostenoptimalisatie kan de hoofdvraag als volgt worden beantwoord.

De toepassing van de Eurocode bij het ontwerp van de beschouwde koepel leidt tot een faalkans die redelijk overeenkomt met het economisch optimum, maar niet exact. Het economisch optimum ligt bij een wanddikte van 0,274 m, met een bijbehorende faalkans van 233 per 1.000.000 en een betrouwbaarheidsindex β van 3,5. De Eurocode schrijft voor deze constructie een faalkans voor van 480 per 1.000.000, overeenkomend met β = 3,3. Beide waarden bevinden zich in dezelfde orde van grootte, maar het economisch optimum is strenger dan de Eurocode-eis. Dit betekent dat de Eurocode voor deze specifieke koepel soepeler is dan het economisch optimum vereist.

De bevindingen zijn echter sterk afhankelijk van de gehanteerde aannames. Met name de slachtofferkosten en de prijzen van beton en wapening vormen de meest bepalende parameters binnen de kostenoptimalisatie. De knockdown factor heeft eveneens een significante invloed op de uitkomst. Desondanks blijft de kwalitatieve conclusie in alle beschouwde scenario's ongewijzigd: de Eurocode leidt tot een minder conservatief ontwerp dan het economische optimum.

Op basis van de bevindingen worden de volgende aanbevelingen gedaan voor vervolgonderzoek. Ten eerste verdient de knockdown factor nader onderzoek, bij voorkeur op basis van experimentele gegevens van betonnen koepels onder windbelasting in plaats van aluminium cilinders onder axiale belasting. Ten tweede zou een niet-lineaire eindige-elementenanalyse van een nauwkeuriger model een beter beeld geven van het werkelijke knikgedrag, inclusief de invloed van geometrische imperfecties. Ten derde zou de windbelasting nauwkeuriger kunnen worden bepaald met behulp van data vrijgegeven door het KNMI. Tot slot zouden de faalkosten nauwkeuriger kunnen worden gekwantificeerd door gebruik te maken van gedetailleerdere bezettingsgegevens en empirische slachtofferdata van historische instortingen.

Bibliografie

admin. (2024, juni 4). Wat kost een winkelinrichting. *BOLD interieur design*. https://boldinterieurdesign.nl/wat-kost-een-winkelinrichting/

Baran, I. (2023). 8—Reliability analysis of the pultrusion process. In *Pultrusion (Second Edition)* (Second Edition, pp. 195-216). Elsevier. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-32-391613-4.00009-4

Bockarjova, M., Rietveld, P., & Verhoef, E. (z.d.). *First results immaterial damage valuation: Value of statistical life (VOSL), value of evacuation (VOE) and value of injury (VOI) in flood risk context, a stated preference study (III)*.

Cao Bouw & Infra. (z.d.). Geraadpleegd 9 juni 2026, van https://www.bouwendnederland.nl/kennis/cao/cao-bouw-en-infra

Estimating Best Practices Using RSMeans Data | Construction Cost Guide. (z.d.). Geraadpleegd 9 juni 2026, van https://www.rsmeans.com/resources/estimating-best-practices-rsmeans-data?utm_source=chatgpt.com

Federal Emergency Management Agency. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*. FEMA.

Frank te Loo. (z.d.). *Knik van schalen met de eindige-elementenmethode*.

Hoogenboom, P. (2024). *Notes on Shell Structures*. Delft University of Technology. https://phoogenboom.nl/b17_book.pdf

Hoogenboom, P. C. J. (2025, september 20). *Analysis of a Reinforced Concrete Hypar Roof: Exercise of Course CIEM5301 Shell Structures*. Delft University of Technology.

Johnston, D. W. (2008). *Design and Construction of Concrete Formwork*.

Melchers, R. E., & Beck, A. T. (2018). *Structural reliability analysis and prediction*. John wiley & sons.

Minnesota Department of Public Safety, State Fire Marshal Division. (2020, mei 20). *Occupant Load Determination – Retail/Business*. https://sfm.dps.mn.gov

Monte Carlo simulatie: Uitleg en voorbeeld. (2025, maart 25). *Toolshero*. https://www.toolshero.nl/besluitvorming/monte-carlo-simulatie/

Nen-En, V. (z.d.). *Grondslagen van het constructief en geotechnisch ontwerp—Deel 1: Nieuwe constructies*.

Palazzetto dello Sport (Roma). (2026). In *Wikipedia*. https://it.wikipedia.org/w/index.php?title=Palazzetto_dello_Sport_(Roma)&oldid=149261190

Platzer, S. (z.d.). *Knik van schalen*.

Reinforcing bar Ø8mm | 3000mm | Betonstaal.nl. (z.d.). Geraadpleegd 9 juni 2026, van https://www.betonstaal.nl/en/rebar/reinforcing-bars-3-and-6-meters/o8mm-3000mm/

Snel C12/15, C20/25 of C30/37 beton bestellen—Hoogeboom. (z.d.). Geraadpleegd 10 juni 2026, van https://www.hoogeboom.nl/detail/2687844/beton-c12-15-c20-25-c30-37.htm

Vrouwenvelder, A., & Vrijling, J. (2000). *Probabilistisch ontwerpen*. TU Delft.

Werkbare werkdagen. (z.d.). Geraadpleegd 9 juni 2026, van https://www.eigenhuis.nl/huis-kopen/nieuwbouw/bouwperiode/werkbare-werkdagen

Zorg, D. (z.d.). *Sterfterisico per leeftijd*. Departement Zorg. Geraadpleegd 22 mei 2026, van https://www.departementzorg.be/nl/sterfterisico-leeftijd

Bijlage A – Bepaling van de belastingen volgens NEN-EN 1991-1-4

Bijlage A.1 – Gevolgsklasse conform EN 1990

Table A.1.1 (NDP) — Examples of buildings in different consequence classes

Consequence class	Description of consequence	Examples
CC4[a]	Highest	Nuclear power plant, dams
CC3	High	Buildings or parts of buildings where a very large number of people could be affected by failure, e.g. grandstands, concert halls, high-rise buildings
CC2	Normal	Buildings or parts of buildings not covered by CC1 or CC3
CC1	Low	Buildings or part of buildings where very few people could be affected by failure, e.g. agricultural buildings, storage buildings
CC0[a]	Lowest	Elements other than structural, see 3.1.1.9.

[a] For provisions concerning CC0 and CC4, see 4.3.

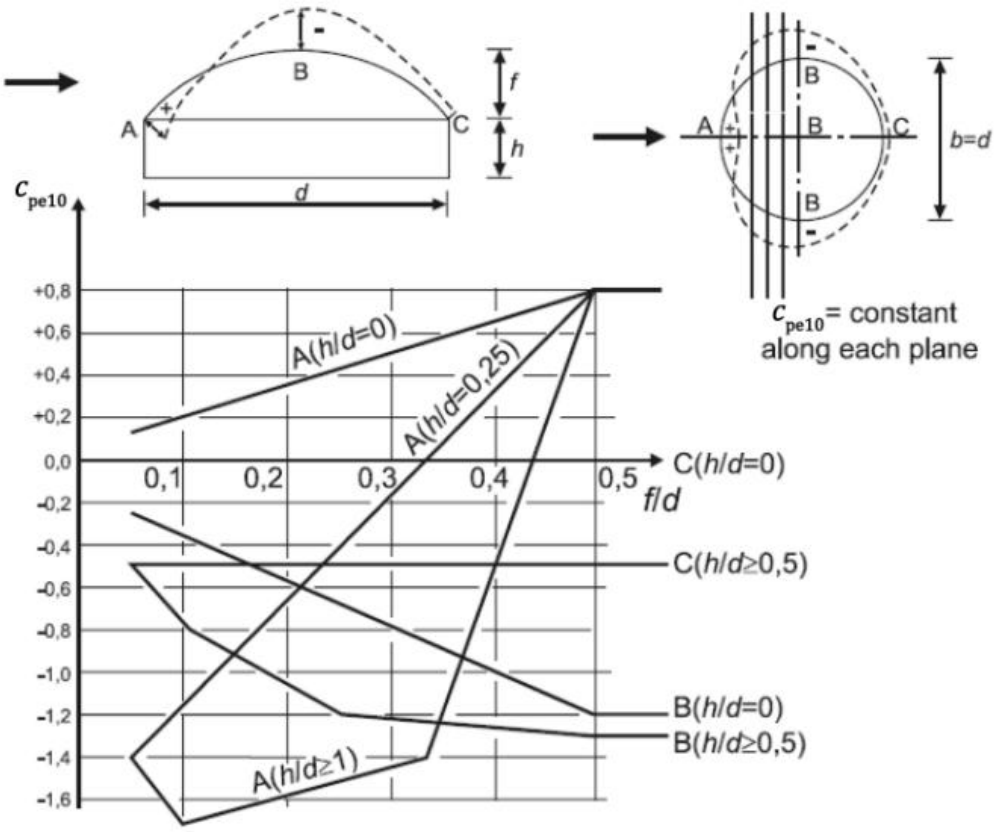
Bijlage A.2 – Windgebieden in Nederland



Tabel NB.1 — $v_{b,0}$ voor toepassing in Nederland

Windgebied	I	II	III
$v_{b,0}$ [m/s]	29,5	27,0	24,5

Bijlage A.3 – Externe lokale drukcoëfficiënten (c_{pe10}) voor cirkelvormige koepels



NOTE c_{pe10} is constant along arcs of circles, intersections of the sphere and of planes perpendicular to the wind; it can be determined as a first approximation by linear interpolation between the values in A, B and C along the arcs of circles parallel to the wind. In the same way the values of c_{pe10} in A if $0 < h/d < 1$ and in B or C if $0 < h/d < 0,5$ can be obtained by linear interpolation in the figure.

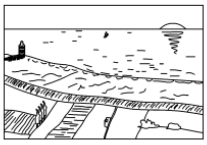
Key

→ wind direction

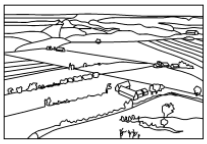
Bijlage A.4 – Terreinruwheidsklasse

EN 1991-1-4:2026 (E)

Terrain category 0
Sea, coastal area exposed to the open sea



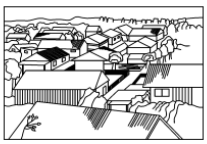
Terrain category I
Lakes or area with negligible vegetation and without obstacles



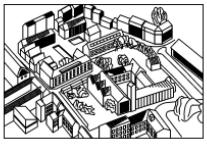
Terrain category II
Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights



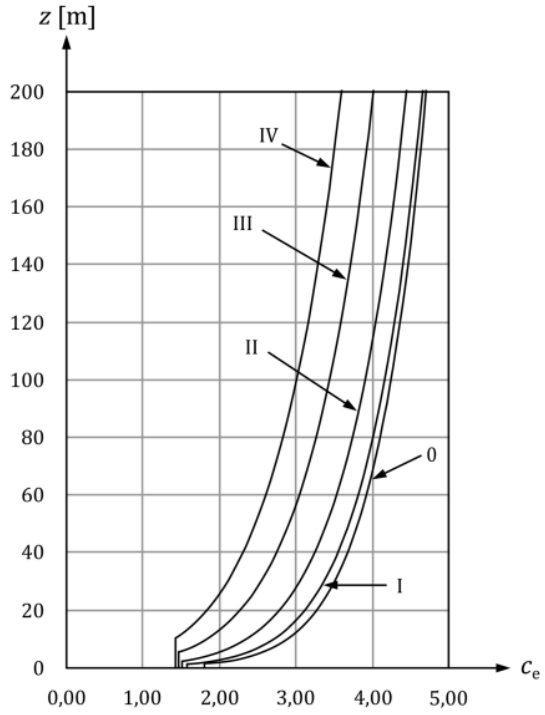
Terrain category III
Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)



Terrain category IV
Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m



Bijlage A.5 – Blootstellingsfactor



Key

$c_e(z)$	exposure factor
z	height above ground, in metres
0, I, II, III, IV	terrain categories, see Table 6.1 (NDP)

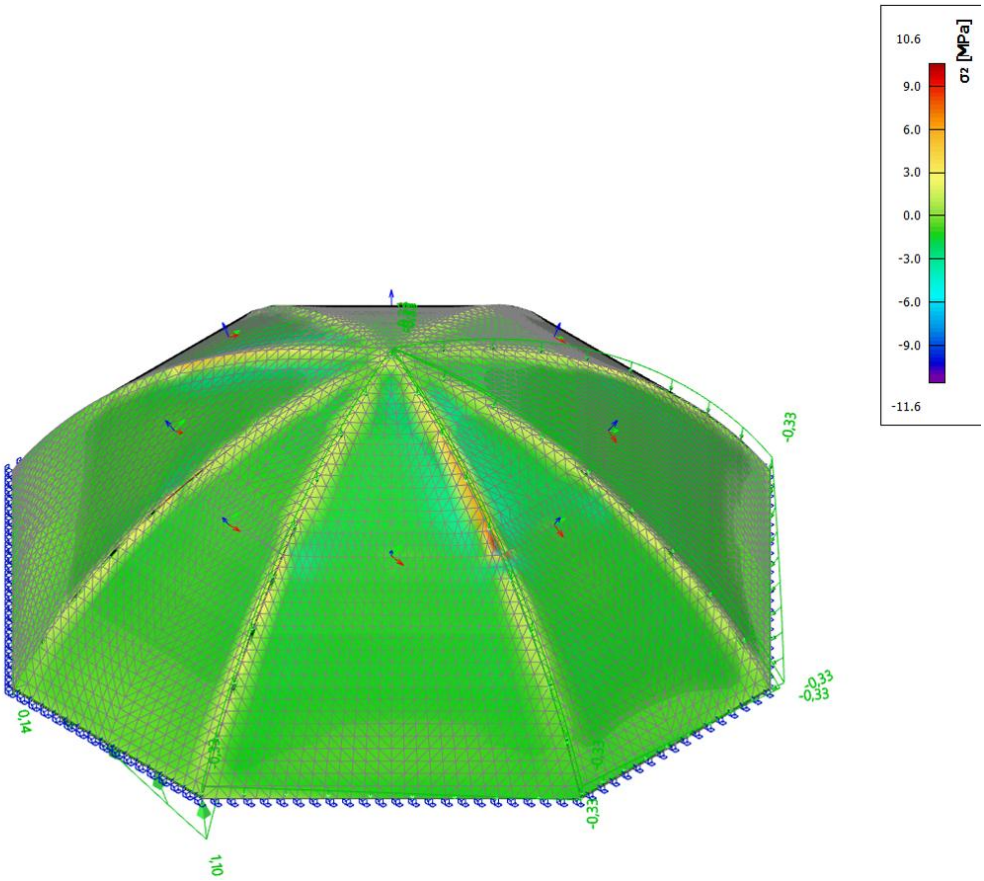
Bijlage A.6 – Partiële veiligheidsfactoren voor belastingcombinaties

Action or effect				**Partial factors γ_F and γ_E for verification cases**				
Type	**Group**	**Symbol**	**Resulting effect**	**Structural design**	**Static equilibrium and uplift**		**Geotechnical design**	
Verification case				**VC1**[a]	**VC2(a)**[b]	**VC2(b)**[b]	**VC3**[c]	**VC4**[d]
Permanent action (G_k)	All	γ_G	unfavourable /destabilizing	$1{,}35k_F$	$1{,}35k_F$	1,0	1,0	G_k is not factored
	All	$\gamma_{G,stb}$	stabilizing[f]	not used	1,15[e]	1,0	not used	
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable[g]	1,0	1,0	1,0	1,0	
Variable action (Q_k)	Hydrodynamic actions (waves, currents)	γ_{QH}	unfavourable	1,35	1,35	1,35	1,3	$\gamma_{Q,red}$[h]
	Water levels	γ_{Qw}	unfavourable	not factored[i]				
	Other variable actions	γ_Q	unfavourable	$1{,}5k_F$	$1{,}5k_F$	$1{,}5k_F$	1,3	$\gamma_{Q,red}$[h]
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		γ_E	unfavourable	Effects of hydrodynamic actions on floating structures are factored by 1,35				1,35
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

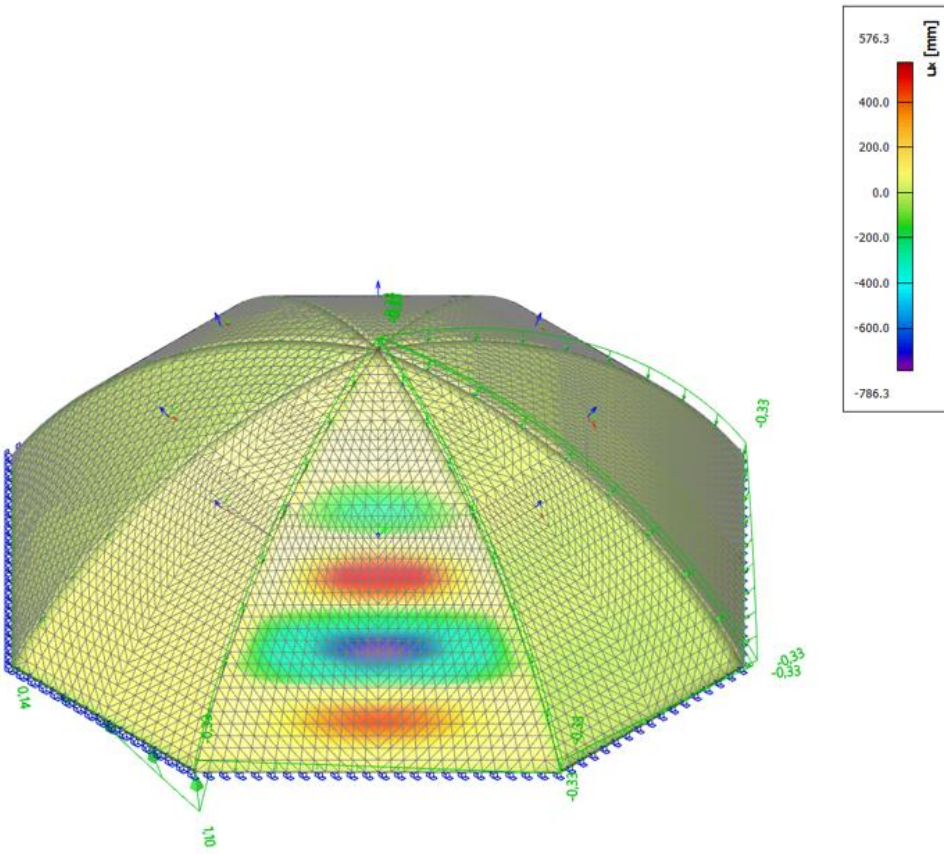
Bijlage B – 3D-modellen uit SCIA Engineer 26.0

Hieronder zijn de spannings- en knikmodellen per wanddikte weergegeven in de uiterste grenstoestand. De maatgevende drukspanningen bedragen de onderste waarde van de indicatorbalk. De knikmodellen geven de vervormingsvorm van de constructie weer bij bezwijken door knik. De weergegeven verplaatsingen zijn genormaliseerd, waarbij de maximale verplaatsing gelijk is gesteld aan 1.

Bijlage B.1 – Modellen van t=0.05 m

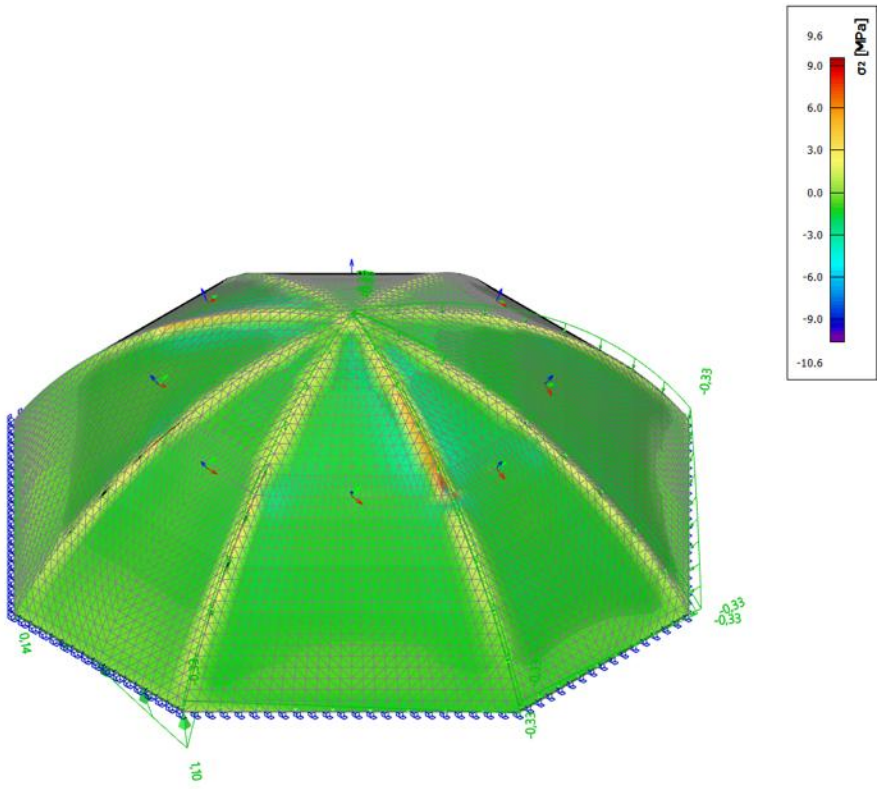


Figuur B.1a: Tweede hoofdspanning σ_2 [MPa]

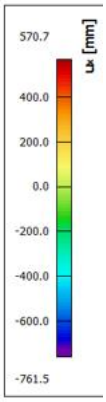


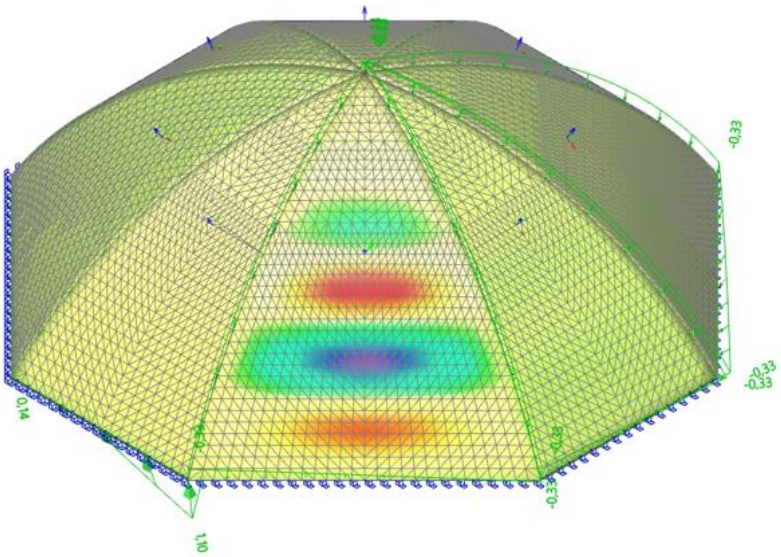
Figuur B.1b: Horizontale verplaatsing u_x [mm]

Bijlage B.2 – Modellen van t=0.055 m



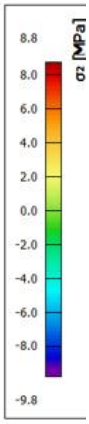
Figuur B.2a: Tweede hoofdspanning σ_2 [MPa]

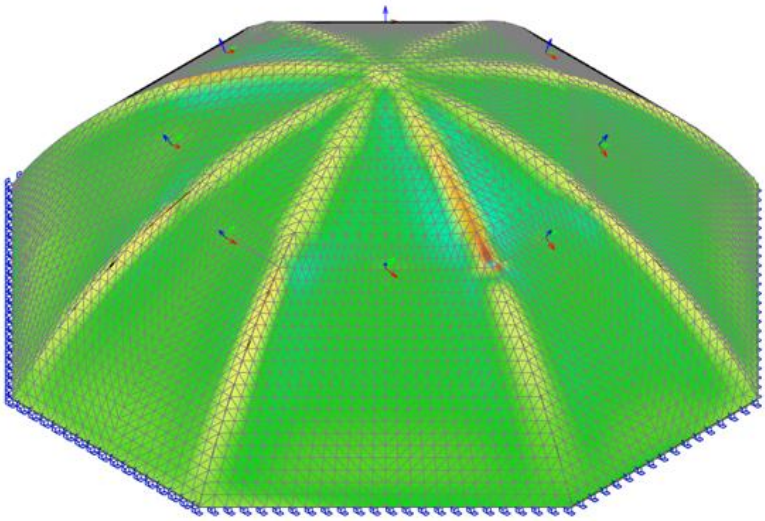




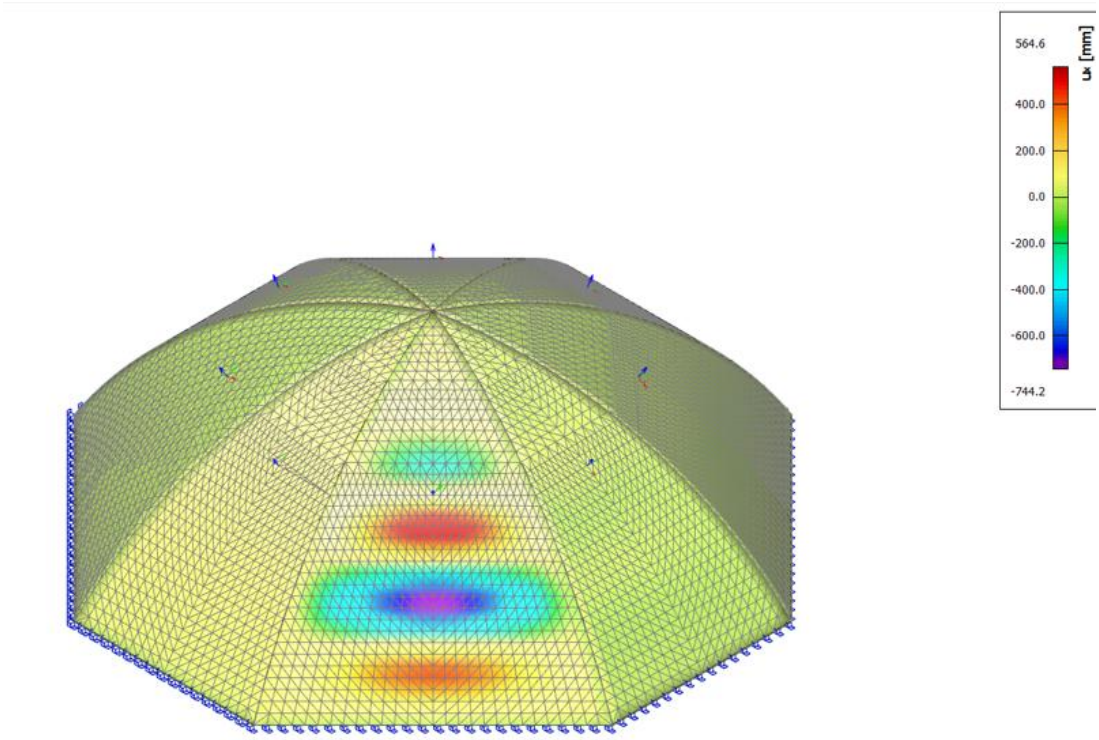
Figuur B.2b: Horizontale verplaatsing u_x [mm]

Bijlage B.3 – Modellen van t=0.06 m



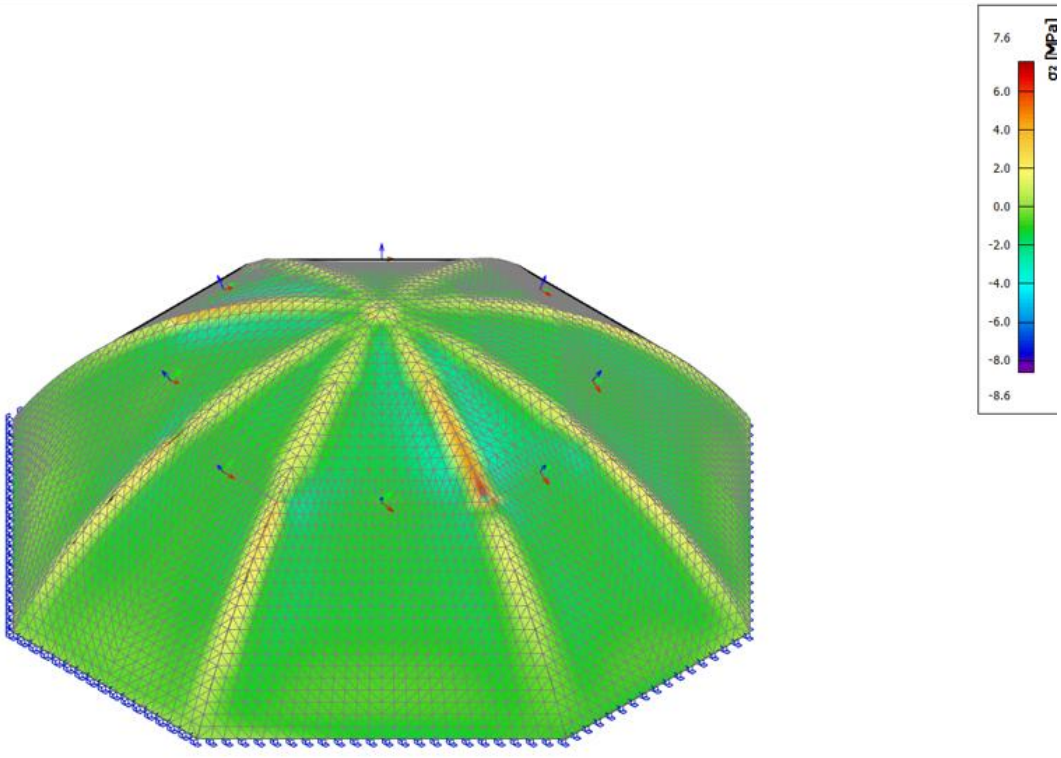


Figuur B.3a: Tweede hoofdspanning σ_2 [MPa]

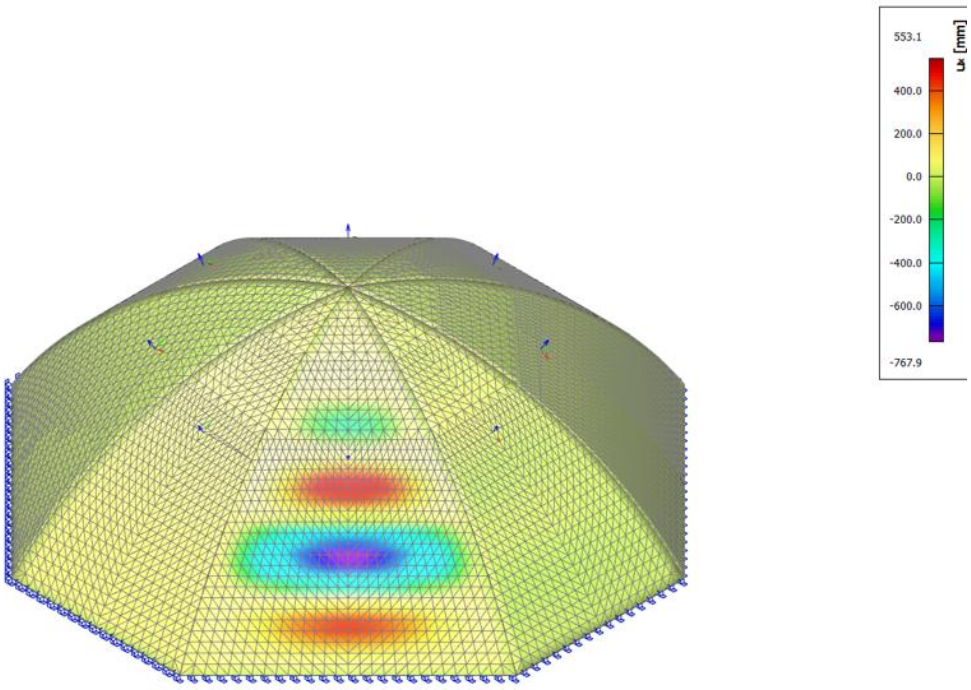


Figuur B.3b: Horizontale verplaatsing u_x [mm]

Bijlage B.4 – Modellen van t=0.07 m

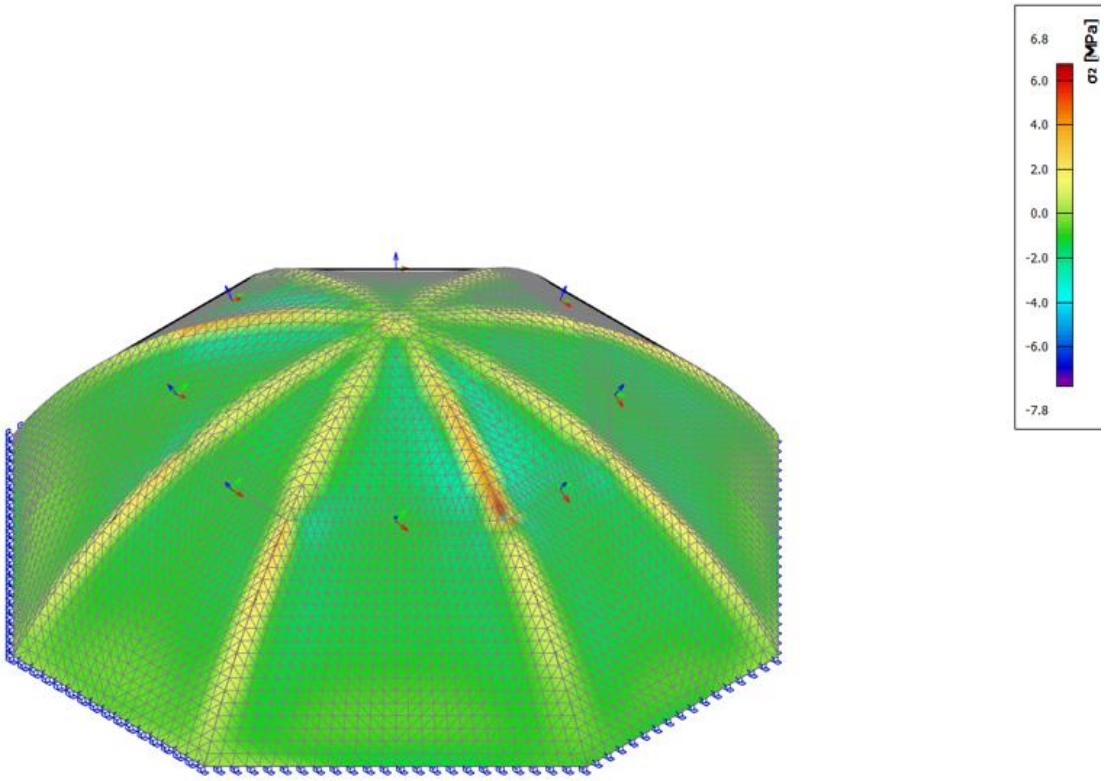


Figuur B.4a: Tweede hoofdspanning σ_2 [MPa]

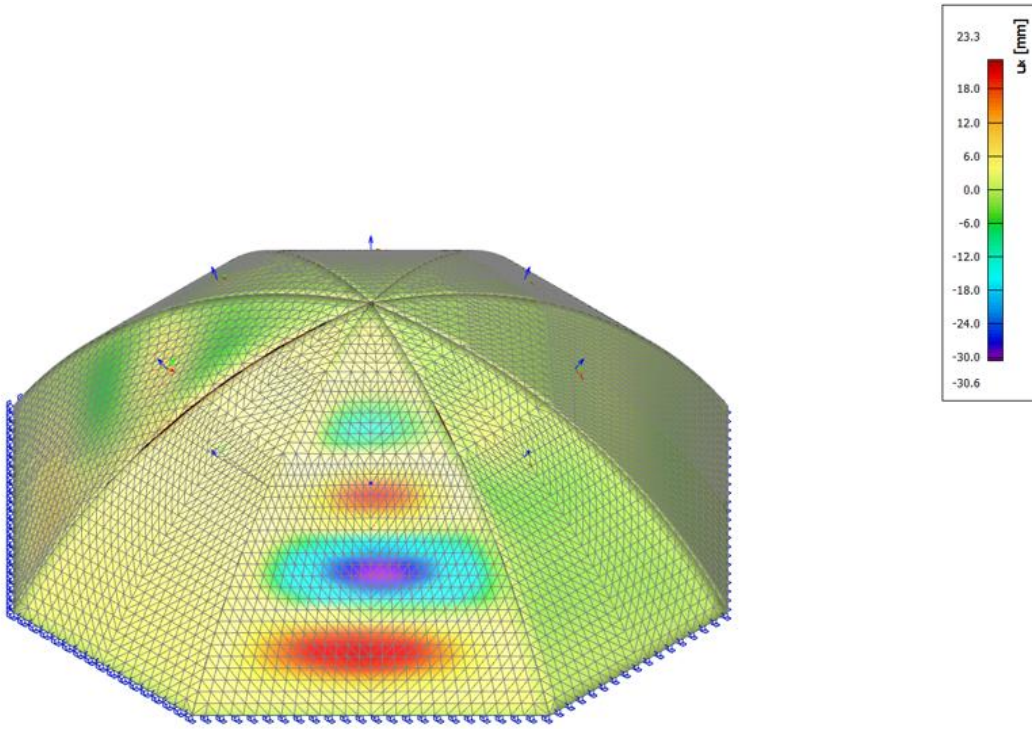


Figuur B.4b: Horizontale verplaatsing u_x [mm]

Bijlage B.5 – Modellen van t=0.08 m



Figuur B.5a: Tweede hoofdspanning σ_2 [MPa]



Figuur B.5b: Horizontale verplaatsing u_x [mm]

Bijlage C – Monte Carlo-analyse

Bijlage C.1 – Python-script van de Monte Carlo-analyse

```
# Monte Carlo parameters
pmean = 0.456
pstdev = 0.25 * pmean

tmean = np.linspace(0.05, 0.35, 250, endpoint=True)
tstdev = 0.2 * tmean

Pf_list = []
bet_list = []

N = 100_000_000

#Functie uit Excel
def lam_func2(x):
    return 23.81*x**2 + 17.5*x - 0.4881

# Gumbel parameters
gumbel_loc = pmean - 0.4501 * pstdev
gumbel_scale = 0.7797 * pstdev
```

```
# Monte Carlo met Gumbelverdeling
for tm, ts in zip(tmean, tstdev):

  # Trek in één keer alle random waarden
  psim = np.random.gumbel(gumbel_loc, gumbel_scale, N)
  t = np.random.normal(tm, ts, N)

  # Grenstoestand berekenen
  lambd = lam_func2(t) * (pmean / psim)

  # Aantal falingen
  NrFail = np.sum(lambd<1)
  Pf = NrFail / N

  # Voorkom error als Pf = 0
  if Pf == 0:
      beta = np.inf
  else:
      beta = -norm.ppf(Pf)
```

Bijlage D – Kostenoptimalisatie

Bijlage D.1 – Python-script van de kostenoptimalisatie

```
# Kostenoptimalisatie parameters
# Koepelgeometrie
R      = 32.5    # kromtestraal (m)
h      = 20.0    # hoogte (m)
A_koepel = 2 * np.pi * R * h  # koepeloppervlak = 4084 m²

# Eenheidsprijzen
c_beton    = 193.00   # € per m³ (C30/37)
c_wapening = 1.75     # € per kg (B500)
c_arbeid   = 65.00    # € per uur (CAO Bouw & Infra)

# Materiaalparameters
rho_staal  = 7850     # kg/m³
omega      = 0.02     # wapeningspercentage 2%

# Arbeidsuren
bouwtijd_dagen = 180              # werkbare dagen
bezetting_gem  = 5
bezetting_piek = 10
uren_per_dag   = 8
totale_uren    = bouwtijd_dagen * 1.5 * bezetting_gem * uren_per_dag + bezetting_piek * uren_per_dag * 7

#Kostenberekening per wanddikte
K_bouw_list     = []
K_faal_list     = []
K_totaal_list   = []

#Faalkosten
# Aantallen slachtoffers
n_dodelijk = 51
n_ernstig = 63
n_licht = 89
n_ongedeerd = 51

# Kostenindicatoren
VDSL = 6_834_756   # € per dodelijk slachtoffer
VDI  = 92_183      # € per letselcomponent
VDE  = 2_517       # € per evacuatie/noodhulp

# Eenheidskosten per categorie
C_dodelijk = VDSL
C_ernstig = 2 * VDI + VDE
C_licht = VDI + VDE
C_ongedeerd = VDE

# Totale kosten per categorie
K_dodelijk = n_dodelijk * C_dodelijk
K_ernstig = n_ernstig * C_ernstig
K_licht = n_licht * C_licht
K_ongedeerd = n_ongedeerd * C_ongedeerd

K_slachtoffers = K_dodelijk + K_ernstig + K_licht + K_ongedeerd
```

```
# Kostenanalyse
K_totaal_list = []

for tm, Pf in zip(tmean, Pf_list):

    V_beton = A_koepel * tm
    m_wapening = rho_staal * omega * V_beton

    K_beton = V_beton * c_beton
    K_wapening = m_wapening * c_wapening
    K_arbeid = totale_uren * c_arbeid
    K_bekisting = 464716.19764158066

    K_bouw = K_beton + K_wapening + K_arbeid + K_bekisting
    K_faal = Pf * K_mat_slach
    K_tot = K_bouw + K_faal

    K_bouw_list.append(K_bouw)
    K_faal_list.append(K_faal)
    K_totaal_list.append(K_tot)

idx_opt = np.argmin(K_totaal_list)

t_opt = tmean[idx_opt]
K_opt = K_totaal_list[idx_opt]
Pf_opt = Pf_list[idx_opt]
beta_opt = bet_list[idx_opt]
```