

*In de Groningse wijk Selwerd wordt gewerkt aan een woontoren voor Christelijke Woningstichting Patrimonium. Het gebouw, met een hoogte van circa 50 m, komt te liggen in een gebied waar rekening moet worden gehouden met de invloed van aardbevingsrisico's. Daartoe is de constructie getoetst met twee verschillende eindige-elementenanalyses in DIANA.*

# Aardbevingen en EEM

Beoordeling aardbevingsbestendigheid  
woontoren met twee EEM-analyses

In de jaren zestig is in de wijk Selwerd in Groningen verzorgingshuis Huize Patrimonium gebouwd. Aangezien dit complex niet meer voldoet aan de huidige inzichten in de zorgsector, zijn er plannen ontworpen om deze locatie te herontwikkelen. De bestaande gebouwen zullen gefaseerd worden gesloopt waarna eerst een nieuw zorgcomplex voor de zorginstelling ZINN wordt gebouwd. Na verdere sloop zal een woontoren met zestig appartementen worden gerealiseerd voor de Christelijke Woningstichting Patrimonium.

De toren was al ontworpen voordat NEN in mei 2014 het Interim Advies [1] publiceerde met voorlopige ontwerpuitgangspunten voor nieuwbouw en verbouw onder aardbevingsbelasting. Op nadrukkelijk verzoek van de opdrachtgever is een toets uitgevoerd om te achterhalen of er aanpassingen aan het ontwerp noodzakelijk waren, zodat kon worden voldaan aan de huidige inzichten voor wat betreft de aardbevingsbelasting.

## Ontwerp

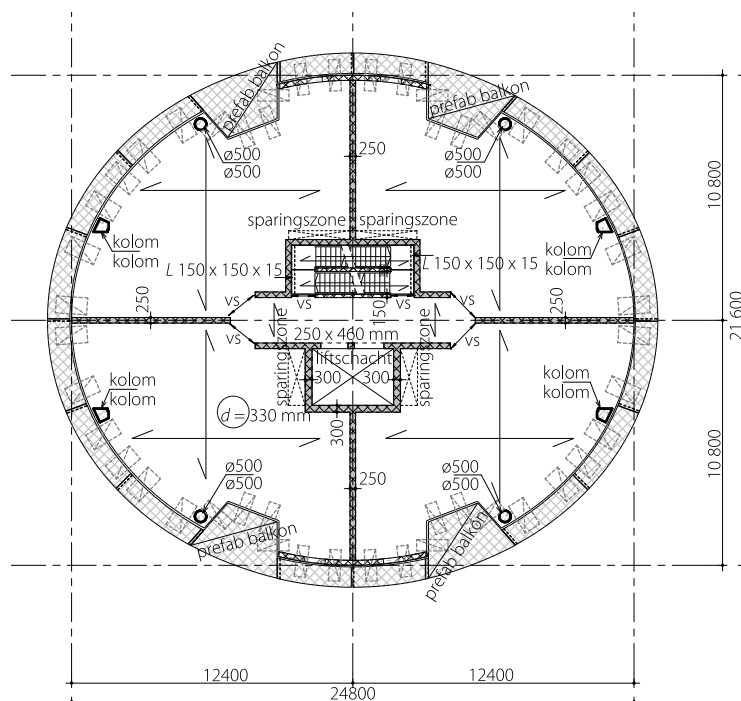
In eerste instantie heeft de architect twee ontwerpvarianten voor de woontoren onderzocht: één met een vierkante plattegrond en één met een ellipsvormige plattegrond. In beide gevallen werden vier appartementen per verdieping voorzien. Vanwege de meer gunstige netto-bruto-verhouding is besloten het ontwerp van de ronde toren verder door te ontwikkelen. Het eerste ontwerp bevatte een min of meer vierkante betonnen kern met daarin de liften en het (vlucht)trappenhuis. Daaromheen lagen vier kwarten met woningen die door dragende betonwanden werden gescheiden (fig. 2). De afmetingen van de kern zijn tijdens het ontwerpproces verkleind en bovendien van meer (deur)openingen voorzien.

In het definitieve ontwerp wordt de stabiliteit van het gebouw in langs- en dwarsrichting verzorgd door de woningscheidende wanden, in combinatie met de wanden van trappenhuis en liftkern. Met het oog op de rotatiestabiliteit zijn op twee plaatsen direct achter de gevel wanden toegevoegd.

De wanden tussen de woningen en de kern zijn vanwege de geluidseisen uitgevoerd in een dikte van 250 mm. De vloeren worden opgelegd op de kernwanden, de woningscheidende wanden, de stabiliteitswanden achter de gevel en kolommen die rondom de gebouwtrek zijn geplaatst. De wanden worden in principe in het werk gestort, maar kunnen ook worden uitgevoerd in een zogenoemd hollewandsysteem.

De kelder wordt in het werk gestort. Aan de buitenzijde is het gebouw op alle verdiepingen van (inspringende) balkons en glazenwasserbalkons voorzien, die door middel van isokorven aan de achterliggende vloeren worden bevestigd. De vloeren worden uitgevoerd in breedplaat. Rondom de prefab kolommen worden deze breedplaten weggelaten en worden er zones gereserveerd voor ponswapening. Ook zijn de vloeren relatief

- 1 Impressie van de woontoren voor  
Christelijke Woningstichting Patrimonium  
in Groningen  
bron: F12 visuals
- 2 Plattegrond



dik: 330 mm. Dit is gedaan met het oog op het inleiden van ponsbelastingen van de randkolommen en om de benodigde ruimte te creëren zodat vloerwapening en wapening uit de isokorven kunnen worden aangebracht en verankerd. Vanwege de grotere verdiepingshoogte en de nodige wandopeningen op de begane grond, worden de wanden onderaan iets dikker gemaakt: 350 mm in plaats van 250 mm. Onder het gebouw wordt een fietsenkelder voorzien; de structuur van de bovenbouw is daarin doorgezet. Het geheel wordt gefundeerd op een betonplaat met een dikte van 1200 mm in combinatie met mortelschroefpalen.

## Rekenmethoden aardbevingen

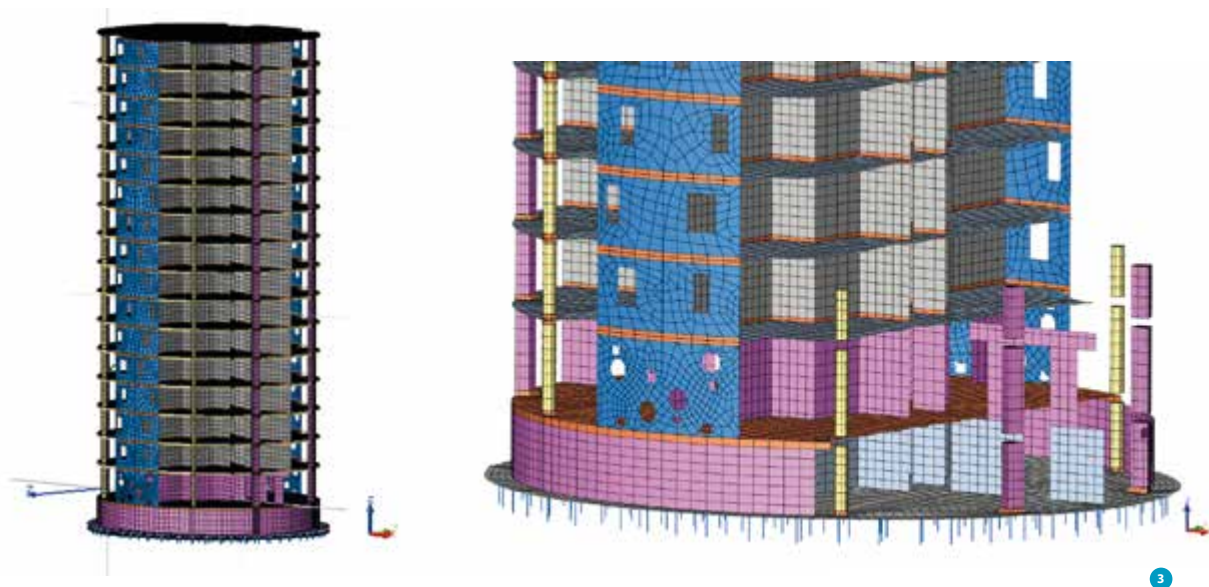
Zoals gezegd moest de bestandheid van de toren tegen aardbevingen worden geanalyseerd. Hiervoor is het rekenpakket DIANA gebruikt. Dit pakket kent een aantal opties voor de toets op aardbevingsbestendigheid.

- RSA (respons spectrum analyse)
- Pushover-analyse
- Time history analyse

Eerst worden deze methodes toegelicht waarna ze voor dit specifieke project worden beschreven.

### RSA

De RSA, de respons spectrum analyse, gaat uit van een lineair elastisch materiaal. Er moet een eigenwaardeanalyse (c.q. eigenfrequentie-analyse) worden gemaakt met werkelijke 'gescheurde' stijfheden. Deze stijfheden moeten door de constructeur



worden ingeschat. Vooral verbindingen van onderdelen kunnen veel verschil in de werkelijke eigenwaarde betekenen. Dit wordt veroorzaakt doordat de werkelijke stijfheid van de verbindingen moeilijk is in te schatten. Per eigenwaarde wordt de massa als belasting op de uitbuigingsvorm geplaatst.

Het voordeel van deze analyse is dat er geen convergentieproblemen in de berekening zijn te verwachten en dat de berekening verder zonder kennis van niet-lineaire analyses kan worden gedraaid.

Het nadeel van deze analyse betreft voornamelijk het risico van het kiezen van de verkeerde stijfheid, waardoor de krachtwerving door het gehele gebouw in werkelijkheid anders verloopt. Tevens kan vanuit de omhullende momenten en dwarskrachten over alle eigenwaarden als resultaat, geen inzicht worden verkregen in de bezwijkvorm van de constructie. De waarden zijn niet terug te herleiden naar elke afzonderlijke uitbuigingsvorm per eigenwaarde. Er wordt daarmee niet veel inzicht gecreëerd in het werkelijke constructieve gedrag.

#### Pushover-analyse

Voor het selecteren van een of meerdere maatgevende uitbuigingsvormen die daarna met een pushover-berekening worden geanalyseerd, worden eerst de eigenwaarden bepaald (net als bij de RSA) met lineair elastisch materiaalgedrag dat de constructeur zelf zal moeten schatten. Vervolgens is het programma in staat de verdeling van de massa's zo op te zetten dat deze in verhouding overeenkomt met de uitbuigingsvorm in alle richtingen. Er wordt dus niet noodzakelijkerwijs in een globale hoofdrichting gerekend.

Indien men de  $q$ -factor (gedragsfactor) preciezer wil specificeren dan in de norm voorgesteld, kan eerst een pushover-analyse worden uitgevoerd met gemiddelde materiaaleigen-

schappen voor de materialen. De  $q$ -factor is een maat voor het ductiliteitsgedrag (capaciteit na het lineair-elastische traject) van de constructie. Vanuit het totale massaverplaatsingsdiagram verkrijgt men een vormfactor waarmee het belastingspectrum wordt geschaald. Het einde van de pushover-berekening kan zijn een instabiliteit, een daling tot 80% van de capaciteit of het stuiken op druk, hetgeen ook tot een instabiliteit zal leiden.

In eerste instantie kan echter beter worden gekozen deze stap over te slaan en met de ongunstige lagere  $q$ -factor direct de ULS-berekening uit te voeren, waarbij de rekenwaarden voor de materialen worden aangehouden. Er hoeft in deze berekening namelijk niet tot het totale bezwijken te worden gerekend, maar het rekenen tot aan de rekengrenswaarde van de grondversnelling volstaat. Het voordeel van deze berekening is te vinden in het verkrijgen van een veel beter inzicht in het gedrag van de constructie onder de opgelegde bevestigingsbelasting. Het is dus minder een black box dan de RSA.

Als vermeend nadeel wordt veel aangegeven dat het veel werk zou zijn om een pushover-analyse te maken. In praktijk blijkt dit echter mee te vallen; juist het modelleren van de geometrie en de verbindingen blijkt het meeste tijd te kosten en deze wijkt in basis niet af van de RSA. Verder zou het voor veel constructeurs moeilijk zijn in te schatten wat het werkelijke niet-lineaire gedrag is van de toegepaste bouwmaterialen. De niet-lineaire materiaalparameters zijn echter veelal voorgeprogrammeerd in de normen. Door een bureauonafhankelijke toets (bijv. door TNO DIANA) op het rekenmodel te laten uitvoeren, kan het risico op foutieve aannamen worden verkleind. Als nadeel kan wel worden aangedragen dat er per eigenwaarde een pushover-berekening moet worden gemaakt. Er is geen interactie tussen deze verschillende vormen van eigenwaarden.

## Time history analyse

Met de time history analyse kan het aardbevings signaal conform de werkelijkheid op de constructie worden aangebracht.

Daarmee worden de eigenwaarden automatisch wel of niet opgeslingerd. Opslingeren betekent hierin dat de constructie in een bepaalde eigenwaarde casu quo eigenfrequentie komt en daardoor zeer groter uitbuigingsverplaatsingen krijgt. Er wordt daarmee een interactie tussen de verschillende eigenwaarden meegenomen, net als de stijfheidsvermindering in de tijd.

Het voordeel van deze analyse is dat niet alle extremen hoeven worden meegenomen. Deze methode is met name geschikt voor toetsing in combinatie met boven- en onderbouw.

Het nadeel van de methode is vooral dat het exacte aardbevings signaal niet bekend is. Omdat dit signaal heel divers kan zijn, kunnen bepaalde opslingeringen onterecht niet worden meegenomen in de berekening indien slechts een beperkte variatie in het signaal wordt aangeleverd. Voor Groningen zijn nog geen diagrammen uitgegeven, dus deze analyse kan voor het in dit artikel omschreven project nog niet worden uitgevoerd.

## Aardbevingsaspecten voor het beschreven project

De woontoren heeft een regelmatig, terugkerend patroon met verdiepingen, zonder uitkragingen en/of vides. Dat is gunstig voor de aardbevingsbelasting, omdat onregelmatigheden in de lastafdracht bij deze belasting onmiddellijk worden afgestraft door een sterk verminderde capaciteit. De ronde vorm noopt tot een onderzoek naar de torsiestijfheid van de constructie onder aardbevingsbelasting. Zoals later wordt aangetoond, betreft de torsiedraaiing inderdaad de eerste uitbuigingsvorm. Wat in de belastingaannee voor de aardbevingsanalyse eveneens van belang is, zijn de balkons die rondom het gebouw op elke verdieping van het gebouw aanwezig zijn. Deze balkons dragen niet bij aan de constructieve draagkracht, maar zijn wel aanwezig als massa die wordt aangestoten.

Vanuit het Interim Advies van NEN [1] is een basis grondversnelling aangegeven die voor dit deel van Groningen op circa 0,22g (2 m/s<sup>2</sup>) neerkomt. Met de importantiefactor ( $\gamma_1=1,91$ ) wordt een toetswaarde van ongeveer 0,42g verkregen.

Het Interim Advies gaat uit van drie grenstoestanden, waarvan de eerste altijd moet worden beschouwd:

- de bouwconstructie staat op instorten (Near Collapse, NC);
- significante beschadiging (Significant Damage, SD);
- schadebeperking (Damage Limitation, DL).

In dit project is in eerste instantie beoordeeld op het aspect Near Collapse. Door middel van het uitvoeren van een pushover-analyse kan wel informatie worden verkregen over de mate van schade en kunnen maatregelen worden voorgesteld waardoor de schade in praktijk minder zal zijn.

## Het analytische model

De vloeren en wanden zijn gemodelleerd als shells. Deze elementen zijn kwadratisch en allen vierkant. Kwadratische elementen hebben een knoop extra op de ribben en daarmee kunnen zij krommingen veel beter beschrijven dan lineaire elementen die in veel programma's worden toegepast. Eenzelfde redenatie geldt voor vierkante elementen ten opzichte van driehoekige elementen (tabel 1), waarbij de vervormingen langs de ribben van de elementen bij vierkante vorm, in hogere orde wordt beschreven [2]. De spanningen afgeleid uit deze rekken worden dan uiteraard navenant beter beschreven. Een overzicht van het gemaakte model staat in figuur 3.

De kolommen zijn gemodelleerd als solids. Dit is vooral gedaan om eventuele afschuiving nabij de koppeling met de vloeren en scheurvorming beter mee te kunnen nemen. Om het statisch systeem zo goed als mogelijk aan te houden, zijn alle shells neergeslagen op hun middellijn. Daardoor ontstaat een theoretisch gat ter grootte van de halve vloerhoogte, tussen het eind van de kolommen en de vloeren. Om deze leemte te overbruggen, zijn speciale koppelstukken gemaakt teneinde de verticale en horizontale onderdelen te verbinden. Deze koppelstukken zijn relatief stijf en kunnen geen niet-lineair gedrag vertonen. Daarmee wordt de schematische lengte van de verticale onderdelen in de berekening niet verlengd ten opzichte van de werkelijkheid en kan eveneens de krachtsinleiding in de horizontale onderdelen goed worden geïntroduceerd.

Om alle massa's en belastingen goed en overzichtelijk mee te nemen, is ervoor gekozen de balkons en de veranderlijke massa ook als massa in te voeren in plaats van belasting. Vooral voor de RSA is dit van belang omdat deze standaard geen belastingen meeneemt. De hogere-ordeberekeningen kunnen dit wel.

## Respons spectrum analyse

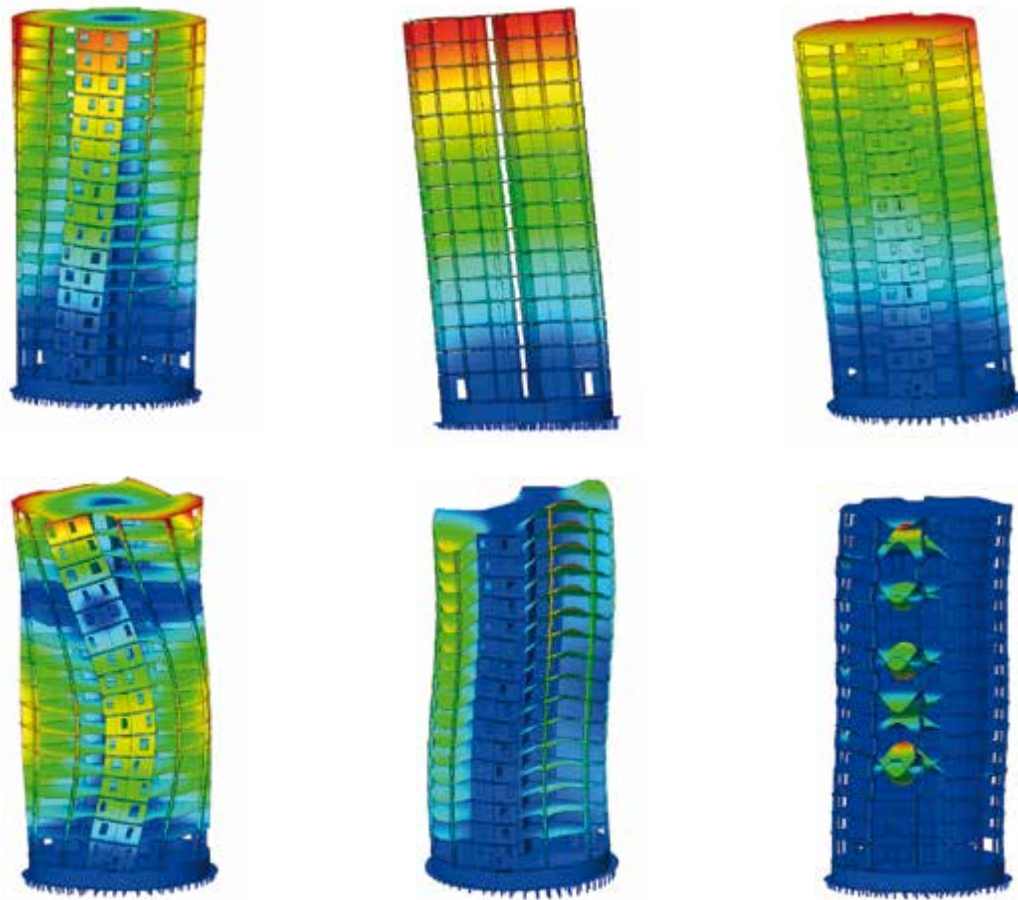
Bij de RSA is gestart met een lineaire analyse. Deze is bedoeld om te beoordelen of het gehele model goed is ingevoerd voor wat betreft opleggingen et cetera. Ook kan deze berekening worden gebruikt om een toets met de hoofdberekening van de constructeur uit te voeren. Zowel de gewichtsberekening als de maatgevende momenten kunnen worden getoetst. Vervolgens

Tabel 1 Beschrijving elementtypen

| vorm en aantal    | orde        | rekxx* langsribbe x | rekyy langsribbe y    |
|-------------------|-------------|---------------------|-----------------------|
| 3-knoops driehoek | lineair     | constant            | constant              |
| 4-knoops vierhoek | lineair     | constant            | lineair variërend     |
| 6-knoops driehoek | kwadratisch | lineair variërend   | lineair variërend     |
| 8-knoops vierhoek | kwadratisch | lineair variërend   | kwadratisch variërend |

\*rek in yy-richting net andersom

4



Tabel 2 Eigenwaarden met de aangestoten massa [%]

| eigen [-] | freq [Hz] | tijd [s] | $t_x$ [%] | cum [%] | $t_y$ [%] | cum [%] | $t_z$ [%] | cum [%] |
|-----------|-----------|----------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| 1         | 0,97      | 1,028    | 0,8       | 1       | 0,3       | 0       |           |         |
| 2         | 1,05      | 0,956    | 6,1       | 7       | 49,7      | 50      |           |         |
| 3         | 1,05      | 0,954    | 48        | 55      | 6         | 56      |           |         |
| 4         | 3,32      | 0,302    |           |         |           |         |           |         |
| 5         | 4,43      | 0,226    | 13,3      | 68      |           |         |           |         |
| 6         | 4,68      | 0,213    |           |         | 13,7      | 70      |           |         |
| 7         | 5,58      | 0,179    |           |         |           |         | 85,7      | 86      |
| 8         | 6,53      | 0,153    |           |         |           |         |           |         |
| 9         | 7,48      | 0,134    |           |         |           |         |           |         |
| 10        | 7,6       | 0,132    |           |         |           |         |           |         |
| 12        | 9,46      | 0,106    | 4         | 73      |           |         |           |         |
| 13        | 9,56      | 0,105    |           |         | 3,4       | 73      |           |         |
| 14        | 9,87      | 0,101    |           |         |           |         | 4,4       | 90      |
| 153       | 18,71     | 0,053    |           |         | 1,3       | 78      |           |         |
| 154       | 18,77     | 0,053    |           |         |           |         | 1,1       | 98      |
| 166       | 19,85     | 0,05     | 1         | 79      |           |         |           |         |
| 241       | 24,7      | 0,04     |           |         | 1,2       | 82      |           |         |
| 244       | 24,82     | 0,04     |           |         | 1         | 84      |           |         |
| 245       | 24,85     | 0,04     | 1,7       | 84      |           |         |           |         |
| 600       | 40,87     | 0,024    | 75        | 89      | 76,6      | 89      | 91,3      | 100     |

is een eigenfrequentieanalyse uitgevoerd. Een aantal typerende eigenwaarden staan in figuur 4.

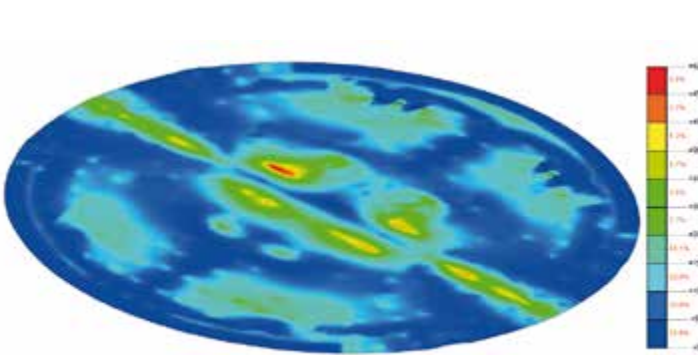
Eigenwaarde 1 tot en met 3 betreffen de eerste-orde-uitbuigingen in drie richtingen, respectievelijk torsie om de z-as, buiging om de y-as en buiging om de x-as van het gebouw.

Vanaf waarde vier komen de hogere-orde-uitbuigingen met twee knopen en vanaf waarde tien gaan de vloeren los van de rest van het gebouw uitbuigen. Eigenwaarde 10 en 37 zijn daarvan als voorbeeld weergegeven in de figuur. De bijbehorende frequentie en trillingstijd is weergegeven in tabel 2.

Uit de sterk gereduceerde tabel valt af te lezen dat de eerste drie eigenfrequenties nagenoeg in hetzelfde gebied liggen rondom de 1 Hz. Het ligt dus in de lijn der verwachting dat al deze uitbuigingen tijdens een aardbeving zullen voorkomen.

Omdat de eerste uitbuigingsvorm torsie om de verticale as betreft, staat er in de tabel geen massa weergegeven. In praktijk heft de ene zijde van het gebouw de andere zijde op en is de baseforce per saldo nul. Reëler is het om het halve gebouw te beoordelen. Dan blijkt er uiteraard wel degelijk een bepaalde

- 5 Momenten om de x-as in kNm in de keldervloer (a) en in de interne kelderwanden (b)
- 6 Toetsing wapeningsspanningen
- 7 Bepaling van de vormfactor ( $q$ ) en het belastingsspectrum [1]



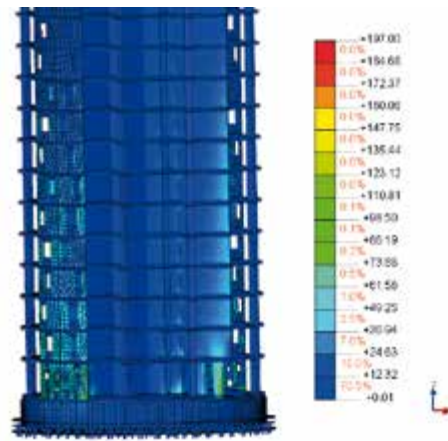
5a



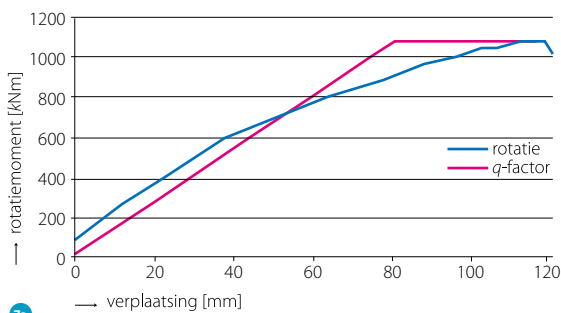
5b

massa te worden geactiveerd. Verder kan uit de cumulatieve som van de massa's in de x- en y-richting worden opgemaakt dat er zeer veel kleinere (<1% massa) uitbuigingsvormen optreden. Dit betreffen alle vloeren die deels samen, deels als enkele vloer een uitbuigingsvorm kennen.

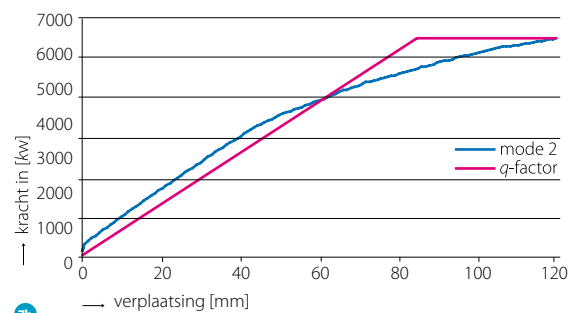
Uiteindelijk wordt daardoor pas na 600 eigenwaarden de 90%-eis vanuit de norm benaderd. Deze zijn vervolgens meegenomen in de RSA, waarbij in dit bijzondere geval ook de frequenties met een aangestoten massa <5% zijn meegenomen. Dit om aan het totaal van 90% te kunnen voldoen. 90% betekent in deze dat 90% van alle massa van het gebouw door een bepaalde eigenwaarde is opgeslingerd.



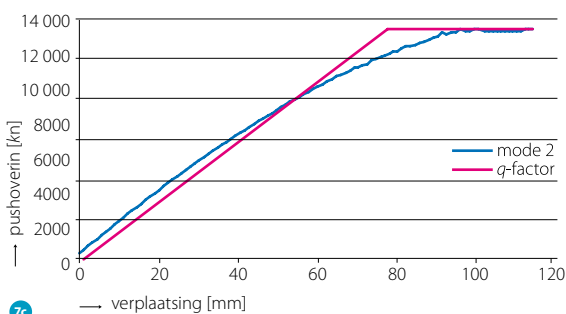
6



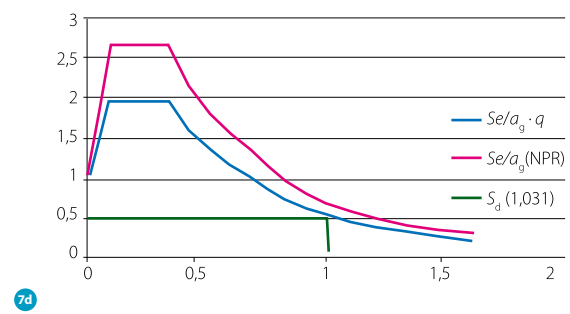
7a



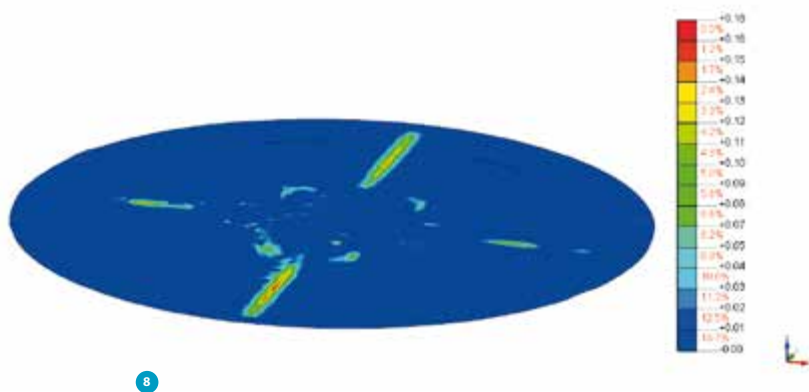
7b



7c



7d

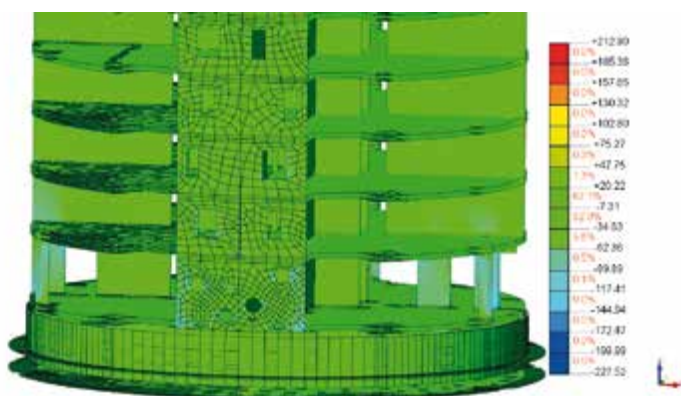


8

Nadat al de spanningen en momenten zijn opgeteld met de CQC-methode [3], is de uitvoer gegenereerd. De CQC-methode is een manier om uitkomsten van verschillende eigenwaarden en richtingen consequent en logisch bij elkaar op te tellen. Daarbij worden maatgevende momenten uit eigenwaarden die heel dicht bij elkaar liggen, bijvoorbeeld tot een hoger aandeel bij elkaar opgeteld. Een aantal typerende onderdelen zijn te vinden in figuur 5.

Op basis van deze moment- en dwarskrachtplots kan worden gecontroleerd of de doorsneden voldoende zijn afgewapend. De toetsing van de momentwapening kan ook plaatsvinden aan de hand van het uitlezen van de wapeningsspanningen, indien er wapening vooraf in het model wordt aangebracht (fig. 6). Uit de wapeningsspanningen kan vooral kwalitatief worden beoordeeld waar de zwakkere doorsneden aanwezig zijn. De werkelijke staalspanningen worden bij voorkeur beoordeeld op basis van de niet-lineaire (pushover-)berekening.

9a



- 8 Scheurvorming in de keldervloer tot 0,2 mm
- 9 Staalspanningen (a) en maximale drukspanningen in de kolommen (b)

### Conclusie

Met behulp van deze analyse kunnen momenten en dwarskrachten worden berekend vanuit een aardbevingsbelasting. Deze kunnen vervolgens met een doorsnede toets per onderdeel worden geverifieerd. Er wordt echter geen inzicht verkregen in het werkelijke bezwijkgedrag of het lokaliseren van lokale zwakke plekken.

### Pushover-analyse

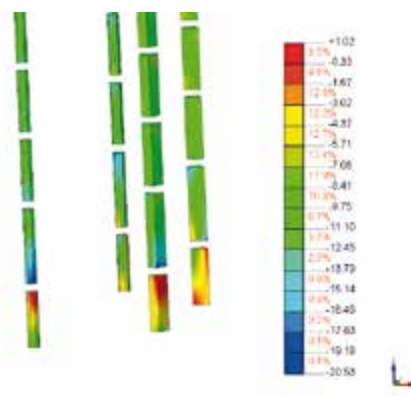
Om een meer gedetailleerd beeld te krijgen van het gedrag van de constructie in vervormingen en lokaal bezwijken, is vervolgens een pushover-berekening gemaakt. Met pushover-analyses van een karakteristiek materiaalgedrag kunnen de verschillende krachtvervormingsdiagrammen worden weergegeven (fig. 7a, b, c).

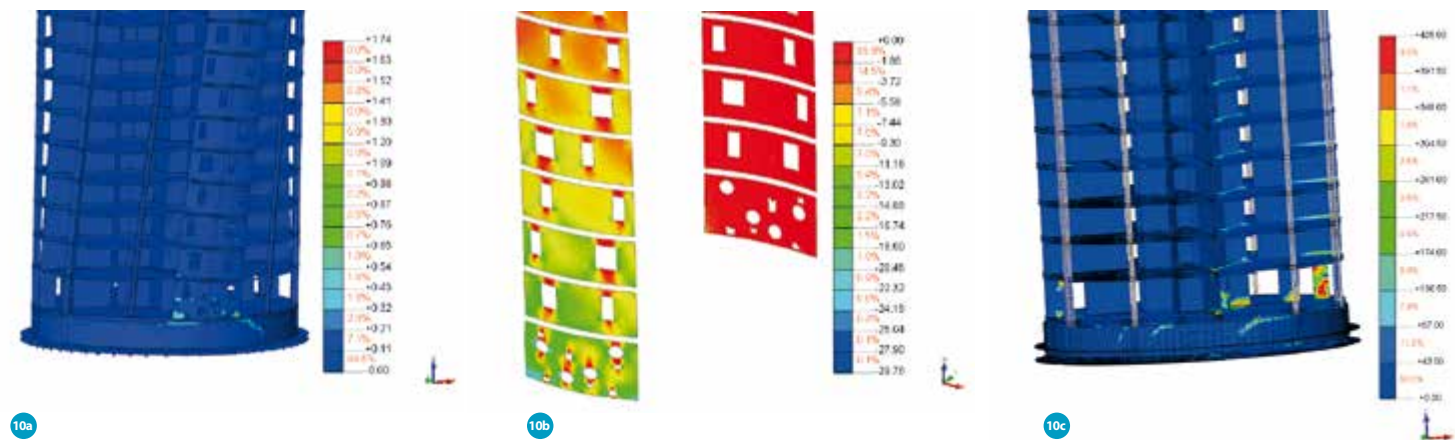
Met behulp van deze diagrammen kan vervolgens de  $q$ -factor worden bepaald. Dit gebeurt door het pushover-diagram (blauwe lijn) te vervangen door een bilineair diagram (rode lijn). De  $q$ -factor wordt vervolgens berekend uit de verhouding tot de uiterste vervorming en het knikpunt (elastische vervorming). Deze blijkt voor de drie varianten te variëren tussen de 1,3 en 1,4.

Vervolgens kan het gereduceerde spectrumresponsdiagram worden getekend (fig. 7d). De rode lijn is het aan te houden spectrum uit het interim-advies [1] en de blauwe lijn is het met de  $q$ -factor gereduceerde spectrum.

De aan te houden responsiefactor voor de gekozen eigenwaarde kan dan worden afgelezen uit het diagram (fig. 7d). Deze is voor mode 1 (groene lijn)  $S_d = 0,47 \cdot 0,42 = 0,20g$ . Op basis van deze waarde wordt opnieuw een pushover-analyse uitgevoerd tot 0,20g, maar dan met de rekenwaarden voor de materialen.

9b





Daaruit volgt de toets van de constructie niet-lineair, inclusief eventuele scheurvorming en het vloeien van de wapening (fig. 8 en 9).

De conclusie kan worden getrokken dat de constructie voldoet aan de norm. De constructie bezwijkt niet en de scheurvorming, beton- en staalspanningen bleven beperkt. De scheurwijdte in de keldervloer bedraagt bijvoorbeeld 0,2 mm (fig. 8) en de staalspanningen bleven beneden de 250 MPa.

Daarna is een berekening voor de eerste drie eigenwaarden uitgevoerd tot aan het punt van bezwijken. De verschillende uiteindelijke bezwijkvormen zien eruit als in figuur 10. Figuur 10a laat de scheurwijdte zien in de kelderwand en de betonelementen die in de gevel staan. In figuur 10b zijn de drukspanningen in het gevelelement weergegeven. Dat bezwijkt onder druk op stuikrek. Figuur 10c toont de wapeningsspanningen van de wand op de begane grond, die vanwege een deuropening is gereduceerd in breedte. Op basis van deze uitkomsten kon aan de opdrachtgever worden geadviseerd aanpassingen in zijn ontwerp door te voeren om het gebouw nog aardbevingsbestendiger te maken.

## Resultaten Selwerd

Met behulp van een eindige-elementenanalyse met DIANA is een berekening gemaakt voor de aardbevingsbestendigheid van de bovenbouw van het appartementencomplex in Selwerd. Het blijkt dat het met de huidige technologie zeer goed mogelijk is een dergelijk gebouw binnen een week te controleren op de uitgangspunten van de normeringen. Daarbij is duidelijk dat een pushover-analyse niet wezenlijk moeilijker is of meer tijd vraagt dan een RSA. Tevens komt eruit naar voren dat een pushover-analyse veel meer inzicht geeft in de zwakke plekken en het uiteindelijke bezwijkgedrag van het gebouw. Het ontwerp van het onderhavige gebouw is gecontroleerd en

blijkt aan de uitgangspunten te voldoen. Daarbij is op basis van het pushover-model aangegeven waar een geringe aanpassing aan het ontwerp een grote verbetering in de bestendigheid kan geven. Mede door de analyse is een aantal verbeteringen uitgevoerd, die het gebouw nog aardbevingsbestendiger maken: De boorpalen worden vervangen door een geheel paalsysteem. In de keldervloer worden staalvezels toegevoegd om de taaiheid te vergroten. Een aantal wanden op de begane grond wordt om dezelfde reden met staalvezelbeton uitgevoerd. ☒

### ● LITERATUUR

- 1 NEN Interim Advies, Voorlopige ontwerpuitgangspunten voor nieuwbouw en verbouw onder aardbevingsbelasting ten gevolge van de gaswinning in het Groningenveld, 15 mei 2014.
- 2 User's Manual, Release 9.5, TNO DIANA, 2014.
- 3 User's Manual, Release 9.6, TNO DIANA, 2014.
- 4 NEN-EN 1998-1:2005 Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen.

### ● PROJECTGEGEVENS

**project** Woontoren Patrimonium  
**opdrachtgever** Christelijke Woningstichting Patrimonium, Groningen  
**architect** Oving Architecten, Groningen  
**constructeur** Ingenieursbureau Dijkhuis bv, Groningen  
**aardbevingsanalyse** TNO DIANA bv  
**bouwkundig aannemer** Bouwgroep Dijkstra Draisma, Dokkum  
**installatieadviseur** 1232, Groningen  
**installateur** ITTB, Groningen  
**geotechnisch adviseur** Wiertsema & Partners, Tolbert