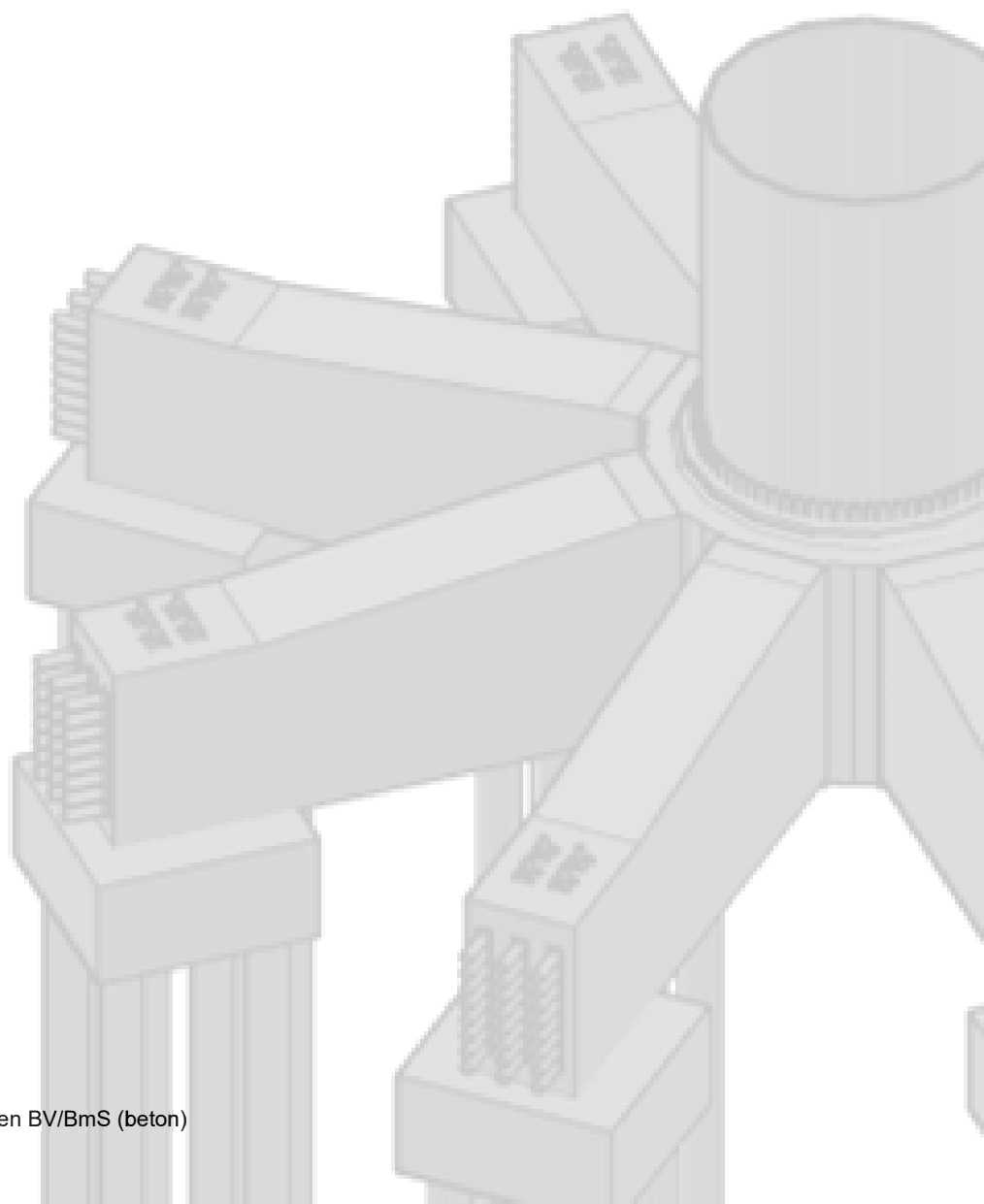


Hoofdrapport

Windturbinefundaties: demontabel én herbruikbaar (circulair)

Document Hoofdrapport
Status Definitief
Versie 1.0
Student Willem van Heeswijkswijk

Opleiding	Constructief ontwerpen BV/BmS (beton)
Datum	30-09-2022
Leerjaar	2020-2021



Voorwoord

Voor u ligt het afstudeeronderzoek “windturbinefundaties: demontabel én herbruikbaar”. In deze studie is onderzoek gedaan naar hoe het ontwerp van een demontabele en herbruikbare windturbinefundatie kan worden vormgegeven én alle aspecten die bij daarbij van belang zijn. Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstuderen aan de opleiding Constructief Ontwerpen BV/BmS Beton aan de Betonvereniging en Bouwen met Staal.

Aan het onderwerp van het afstudeeronderzoek worden diverse randvoorwaarden gesteld waaronder dat het actueel, duurzaam en innovatiegericht dient te zijn. Met het gekozen onderwerp is getracht aan deze eisen tegemoet te komen.

Allereerst wil ik mijn afstudeerbegeleider Ir. Hans Galjaard RO bedanken voor zijn begeleiding gedurende het afstudeertraject. Ik dank hem voor het meelezen, luisteren en het stellen van kritische vragen. Maar in het bijzonder dank ik hem dat hij mij heeft gemotiveerd om mijn afstudeeronderzoek alsnog af te ronden op het moment dat dit niet meer leek te gaan lukken.

Verder wil ik mijn collega's bij Heijmans bedanken voor de hulp en ondersteuning die zij mij hebben geboden. Met in het bijzonder Ir. Leo Molenbroek RO voor het kritische meekijken gedurende het onderzoek. Daarnaast wil ik ook mijn werkgever bedanken voor het feit dat zij mij instaat hebben gesteld om aan de opleiding deel te nemen.

Cuijk, 30 september 2022
Willem van Heeswijk

Samenvatting

Windturbines hebben gemiddeld genomen een levensduur van ca. 20 tot 25 jaar. Bij het bereiken van einde levensduur worden de turbines afgebroken en in veel gevallen wordt de fundering eveneens gesloopt. De betonnen funderingen van windturbines op land hebben in potentie echter een veel langere levensduur. Om bij te dragen aan de doelstellingen van de bouwwereld om te verduurzamen en om de impact op het milieu te beperken, is onderzoek gedaan naar het ontwerp van een demontabele én herbruikbare windturbinefundatie.

Het onderzoek is uitgevoerd op basis van een reeds gerealiseerd referentieproject. De specificaties van de turbine uit het referentieproject zijn als input voor het verdere onderzoek gehanteerd.

Er is onderzoek gedaan naar hedendaagse ontwikkelingen met betrekking tot geprefabriceerde windturbine fundaties. Uit dit vooronderzoek volgt dat er diverse onderzoekers en bedrijven bezig zijn of zijn geweest met concepten voor geprefabriceerde funderingen. Deze concepten hebben over het algemeen één gemeenschappelijke eigenschap, het zijn namelijk allemaal funderingen op staal (zwaartekracht funderingen). Daarom is besloten dit onderzoek te focussen op een fundering op palen. In Nederland is een fundering op palen overigens ook de meest gangbare funderingsvorm. Gerelateerde onderzoeken laten zien dat het realiseren van voldoende stijfheid én het vormgeven van de verbindingen voor geprefabriceerde funderingen de grootste uitdagingen zijn.

De huidige trend is dat windturbines alsmaar groter worden om de efficiëntie te verhogen. Om het ontwerp van de fundering herbruikbaar en toekomst vast te maken, dient hier in bepaalde mate rekening mee te worden gehouden. Echter, gezien de onzekerheid in het toekomstige formaat van windturbines, zoals blijkt uit het vooronderzoek, is in eerste instantie het ontwerp gebaseerd op de belastingen en eisen van de turbine uit het referentieproject.

Aan de hand van een variantenstudie zijn drie varianten opgesteld. Deze varianten zijn op basis van diverse ontwerpcriteria beoordeeld en tegen elkaar afgewogen middels een trade off matrix. Hieruit is een voorkeursvariant naar voren gekomen die in het vervolg van het onderzoek verder is uitgewerkt.

De voorkeursvariant bestaat uit een geprefabriceerde middenconsole waar de toren van de turbine op rust. Rondom sluiten hier 8 geprefabriceerde radiale balken op aan, die aan de uiteinden rusten op in situ poeren. Deze in situ poeren zijn vervolgens gefundeerd op palen.

Bij verdere uitwerking van het ontwerp is gebleken dat het noodzakelijk is om voorspanning in de radiale balken toe te passen om voldoende stijfheid te realiseren. Het inpassen van deze voorspanelementen vormt een uitdaging. Verder is er een voorstel gedaan voor het ontwerp van de voegen tussen de afzonderlijke elementen. Het demontabel maken van deze verbinding blijkt eveneens een uitdaging. Hier is een voorstel voor gedaan, echter dient hier nog nader onderzoek naar gedaan te worden.

Het onderzoek heeft geleid tot een conceptueel ontwerp voor een demontabele en herbruikbare windturbine fundatie. Hierbij zijn op hoofdlijnen enkele constructieve aspecten getoetst, de haalbaarheid van het concept als geheel is echter niet onomstotelijk vastgesteld. Tevens wordt opgemerkt dat het ontwerp, met de dimensies zoals deze nu zijn bepaald, welbeschouwd niet realistisch is. Er zijn namelijk nog diverse aspecten die onderbelicht zijn en nader onderzocht dienen te worden om definitief vast te kunnen stellen dat het concept daadwerkelijk haalbaar is. Hiertoe zijn diverse aanbevelingen gedaan voor nader onderzoek.

Abstract

On average, wind turbines have a lifespan of approximately 20 to 25 years. When they reach the end of their lifespan, the turbines are demolished and in many cases the foundations are also being broken down. However, the concrete foundations of onshore wind turbines potentially have a much longer lifespan. In order to contribute to the objectives of the construction industry to become more sustainable and to limit the impact on the environment, research has been carried out into the design of a demountable and reusable wind turbine foundation.

The research was carried out on the basis of a reference project that has already been completed. The specifications of the turbine from the reference project were used as input for further research.

Research has been done on contemporary developments with regard to prefabricated wind turbine foundations. It follows from this preliminary investigation that various researchers and companies are or have been working on concepts for prefabricated foundations. These concepts generally have one common property, namely that they are all gravity based foundations. It was therefore decided to focus this research on a foundation on piles. In the Netherlands, a foundation on piles also is the most common foundation form. Related studies show that achieving sufficient stiffness and shaping the connections for prefabricated foundations are the biggest challenges.

The current trend is for wind turbines to get bigger and bigger in order to increase efficiency. To make the design of the foundation reusable and future-proof, this must be taken into account to a certain extent. However, given the uncertainty in the future size of wind turbines, as shown by the preliminary study, the design is initially based on the loads and requirements of the turbine from the reference project.

Three variants were drawn based on a variant study. These variants were assessed on the basis of various design criteria and weighed up against each other using a trade-off matrix. This resulted in a preferred variant that was further elaborated in the remainder of the study.

The preferred variant consists of a prefabricated center console on which the tower of the turbine rests. Eight prefabricated radial beams connect to this all around, which rest on in-situ footings at the ends. These in-situ foundations were then founded on piles.

In further elaboration of the design it has been found that it is necessary to apply preload in the radial beams in order to realize sufficient stiffness. Fitting in these prestressing elements is a challenge. Furthermore, a proposal has been made for the design of the joints between the individual elements. Dismantling this connection also proves to be a challenge. A proposal has been made, but further research needs to be done on this.

The research has led to a conceptual design for a demountable and reusable wind turbine foundation. A number of constructive aspects have been tested in general terms, but the feasibility of the concept as a whole has not been conclusively established. It is also noted that the design, with the dimensions as they have now been determined, is not realistic after all. There are still several aspects that are underexposed and need to be further investigated in order to be able to establish definitively that the concept is actually feasible. To this end, various recommendations have been made for further research.

Inhoud

Voorwoord	1
Samenvatting	2
Abstract	3
1 Inleiding	1
1.1 Probleemstelling	1
1.2 Doelstelling	1
1.3 Onderzoeksvraag	1
1.4 Omschrijving referentieproject	2
1.5 Begrenzingsen	3
1.6 Aanpak	3
2 Vooronderzoek	4
2.1 Algemeen – introductie windturbines	4
2.2 Conventionele funderingen	4
2.2.1 Onshore (op land)	4
2.3 Hedendaagse ontwikkelingen/innovaties (gericht op prefabricage)	5
2.3.1 Anker Foundations GmbH (Duitsland)	5
2.3.2 RUTE Foundations (VS) – RUTE30BX (GE 2,5 MW; 90m HH)	5
2.3.3 Artepref Renovables windturbine foundation (Spanje)	6
2.3.4 Overige voorbeelden	6
2.3.5 Samenvatting	7
2.4 Gerelateerde onderzoeken	7
2.4.1 Prefabricated Foundation for Wind Power Plants	7
2.4.2 Structural Design Issues of "Hexapod" Foundations for Wind Turbine Towers	8
2.5 Eisen ten aanzien van windturbine fundaties	9
2.5.1 Normen en richtlijnen	9
2.5.2 Belastingen	10
2.6 Trends in ontwikkeling van formaat windturbines	14
2.7 Constructieve verbinding tussen geprefabriceerde betonelementen	16
2.7.1 Typen verbindingen geprefabriceerde betonelementen	16
2.7.2 Ontwikkelingen ten aanzien van demontabele verbindingen	17
2.7.3 Transport van geprefabriceerde elementen	17
2.8 Multi criteria analyse	18
2.8.1 Ontwerpcriteria	19
2.8.2 Weging	19
3 Variantenstudie	20
3.1 Algemeen	20
3.2 Variant A: Massieve fundering	21
3.3 Variant B: Fundering met radiale elementen	22
3.4 Variant C: Fundering met radiale elementen en dekplaten	23
3.5 Multi criteria analyse (MCA)	24
4 Uitwerking voorkeursvariant	25
4.1 Algemeen	25

4.1.1	<i>Uitgangspunten</i>	25
4.2	Globale haalbaarheid	26
4.2.1	<i>Geometrie</i>	26
4.2.2	<i>Krachtenwerking</i>	26
4.2.3	<i>Controle draagvermogen</i>	27
4.2.4	<i>Controle rotatiestijfheid (handberekening)</i>	27
4.2.5	<i>Dimensionering voorspanning radiale balken</i>	29
4.2.6	<i>Dimensionering middenconsole</i>	31
4.3	Uitwerking	33
4.3.1	<i>Geometrie en schematisering</i>	33
4.3.2	<i>Controle rotatiestijfheid</i>	34
4.3.3	<i>Krachtenwerking</i>	35
4.3.4	<i>Dimensionering radiale balken</i>	36
4.3.5	<i>Dimensionering middenconsole</i>	37
4.4	Verbindingsdetails	39
4.4.1	<i>Algemeen</i>	40
4.4.2	<i>Hoofdwapening</i>	40
4.4.3	<i>Ontwerp voeg</i>	42
4.4.4	<i>Ontwerp shear keys</i>	44
4.5	Definitief ontwerp	46
5	Onderzoeksresultaten	47
5.1	Vooronderzoek	47
5.2	Variantenstudie	47
5.3	Uitwerking voorkeursvariant	48
6	Conclusie en aanbevelingen	49
6.1	Conclusie	49
6.2	Aanbevelingen	50
Bijlage 01	Zelfreflectie	66
Bijlage 02	Reactiekrachten varianten	61
Bijlage 03	Globale dimensionering radiale balken	65
Bijlage 04	In- en uitvoer SCIA Engineer (staafmodel)	70
Bijlage 05	Globale dimensionering middenconsole	95
Bijlage 06	Invoer SCIA Engineer (plaatmodel)	101
Bijlage 07	Uitvoer SCIA Engineer (plaatmodel)	119
Bijlage 08	Uitvoer Idea Statica - radiale balken	144
Bijlage 09	Dimensionering middenconsole	156
Bijlage 10	Voorspanning verbinding	165

1 Inleiding

1.1 Probleemstelling

In verband met de energietransitie en de vraag naar schone, hernieuwbare energie worden in Nederland de komende jaren vele windturbines gerealiseerd, zowel op land als op zee. Het landschap verandert hierdoor voortdurend. Nederland wordt steeds voller en de gebouwde omgeving breidt zich steeds verder uit. Het is daarmee onvermijdelijk dat er zich in de toekomst situaties voor zullen gaan doen, waarbij windturbines (of reeds gerealiseerde windturbines) plaats moeten maken voor andere bebouwing of omgekeerd. De huidige operationele levensduur van windturbines op land bedraagt ca. 20 tot 25 jaar. In tegenstelling tot de turbines zelf, kunnen de (veelal betonnen) funderingen over het algemeen veel langer mee. De huidige trend is dat de windturbines alsmaar groter worden. Dit betekent dat, wanneer een turbine het einde van zijn operationele levensduur heeft bereikt, deze worden gesloopt en in sommige gevallen worden vervangen door turbinemodellen met een groter vermogen. De bestaande funderingen zijn over het algemeen niet berekend op deze grotere turbines en zullen dus eveneens moet worden gesloopt en worden vervangen. Het slopen en vervolgens realiseren van een nieuwe fundatie past niet binnen de circulaire opgave waar de bouwwereld voor staat. Nu is de vraag: Is het mogelijk om de fundering van windturbines zodanig te ontwerpen dat deze demontabel en herbruikbaar zijn én waarbij er minimale nieuwe grondstoffen benodigd zijn?

1.2 Doelstelling

Het doel van het onderzoek is het realiseren van een conceptueel ontwerp voor een betonnen, demontabele en herbruikbare (circulaire) windturbinefundatie. Hierbij wordt getracht het aandeel nieuwe grondstoffen tot een minimum te beperken. Uiteraard dient het ontwerp te voldoen aan de eisen ten aanzien van de uiterste- en bruikbaarheidsgrenstoestand.

1.3 Onderzoeksvraag

Hoofdvraag:

Hoe kan het constructief ontwerp van een betonnen fundering van een windturbine worden vormgegeven, zodanig dat deze demontabel én herbruikbaar is?

Deelvragen:

Vooronderzoek:

- Wat zijn de hedendaagse ontwikkelingen op het gebied van betonnen funderingen voor windturbines?
- Aan welke eisen dient het ontwerp van een fundatie te voldoen?
- Welke belastingen dient de fundering over te kunnen brengen aan de ondergrond?
- Wat is de trend ten aanzien van de ontwikkeling in grootte van de turbines?
- Wat zijn de belangrijkste aandachtspunten bij het ontwerpen van geprefabriceerde betonnen constructies?
- Wat zijn de ontwikkelingen op het gebied van demontabele betonconstructies?
- Welke criteria zijn van belang voor het varianten onderzoek?

Varianten studie:

- Welke varianten komen in aanmerking voor nadere beschouwing?
- Hoe zijn de varianten globaal vormgegeven?
- Wat zijn de voor- en nadelen van de afzonderlijke varianten?
- Welke uitgangspunten worden voor de berekening/dimensionering gehanteerd?
- Welke score kan worden toegekend aan de verschillende varianten met betrekking tot de gestelde criteria?
- Welke variant heeft de voorkeur voor verdere uitwerking?

Uitwerking voorkeursvariant:

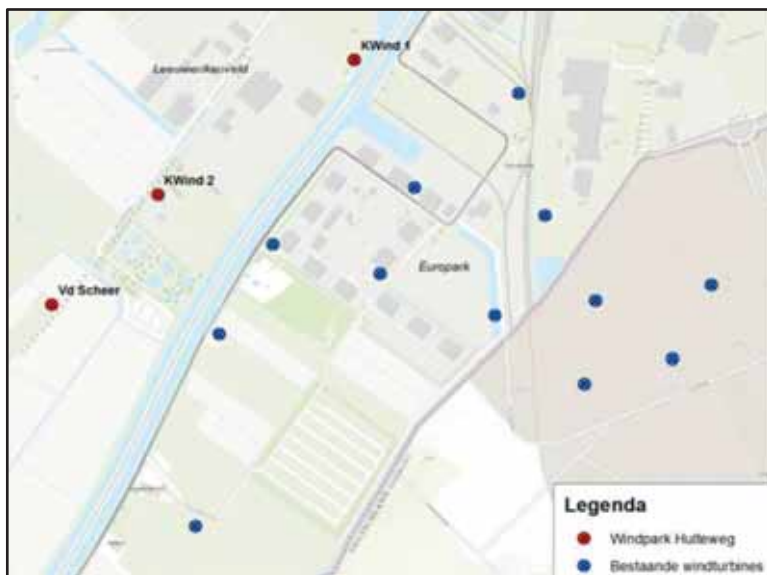
- Welke (geotechnische) omgevingsparameters worden voor de berekening gehanteerd?
- Wat zijn de dimensies van de fundering (op basis van globale haalbaarheidsberekening)?
- Welke wapening dient globaal te worden toegepast om te voldoen aan de gestelde eisen?
- Hoe is de (demontabele) verbinding vormgegeven tussen de constructieve elementen?

1.4 Omschrijving referentieproject

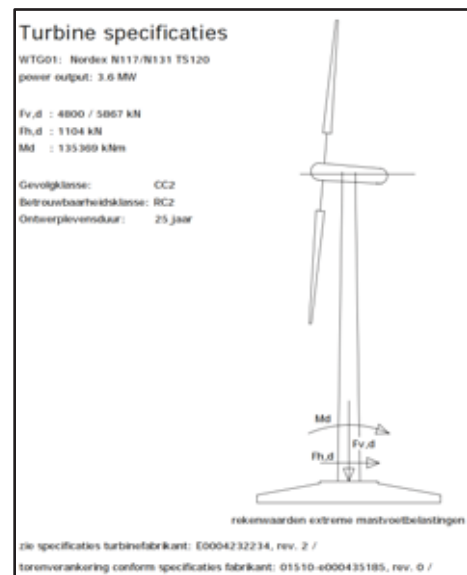
Het onderzoek is gebaseerd op een referentieproject, te weten het Windpark Coevorden Hulteweg Zuid. Door het onderzoek uit te voeren op basis van dit referentieproject kan voldoende diepgang in het ontwerp worden bereikt en kan meer in detail worden getreden. Bovendien kan het bestaande (traditionele) ontwerp uit de case als referentiekader worden gebruikt om diverse aspecten te vergelijken.

Korte omschrijving van het project:

Het windpark Hulteweg voorziet in de oprichting van windturbines in de 3 MW-klasse. De locatie van windturbine Hulteweg-Zuid ligt nabij de Hulteweg. De turbine sluit aan op de windturbines ten oosten van het Coevorderkanaal op en nabij het bedrijventerrein Europark. Op Afbeelding 1.1 is een overzicht van de situatie te zien. In Afbeelding 1.2 zijn de specificaties van de betreffende turbine voor dit onderzoek weergegeven.

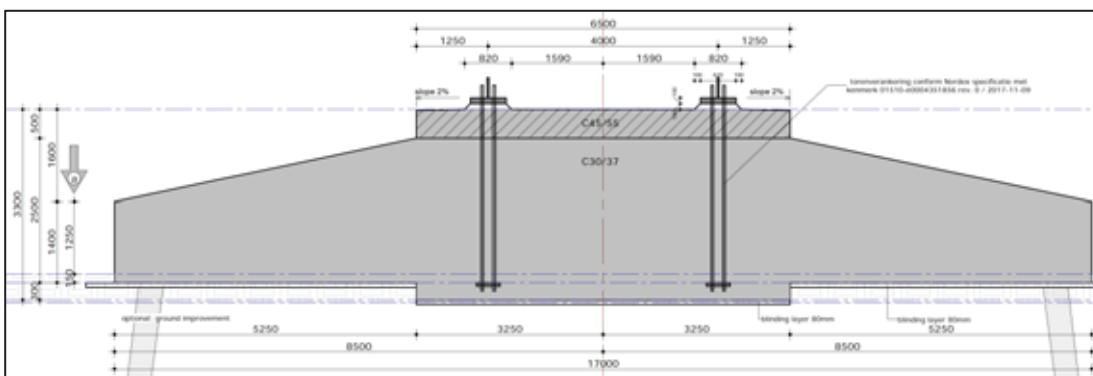


Afbeelding 1.1 - Overzicht situatie

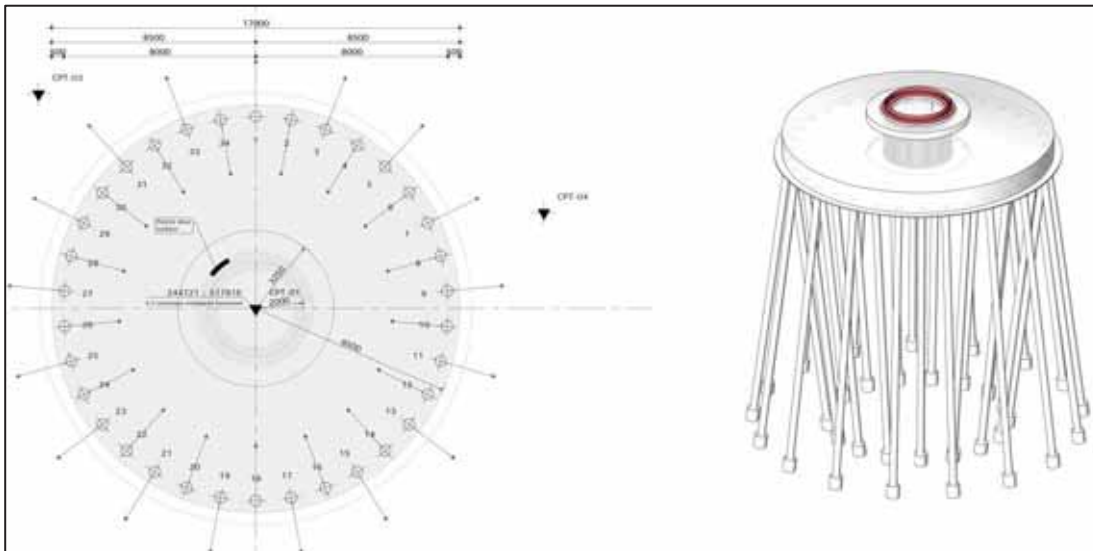


Afbeelding 1.2 - Specificaties windturbine

Op Afbeelding 1.3 en Afbeelding 1.4 is de (traditionele) in situ fundering van het referentieproject weergegeven. Het ontwerp bestaat uit een ronde, massieve, in het werk gestorte betonnen fundering. De middenconsole betreft een massieve cilinder met een hoogte van 3,3 m en een diameter van 6,5 m. De totale doorsnede van de fundering is 17,0 m. Vanaf de omtrek van de middenconsole verloopt de dikte van de fundering van 1,4 m tot 2,5 m. In de middenconsole zit de ankerkooi opgenomen waar de voet van de toren op wordt gemonteerd middels een dubbele, voorgespannen boutenrij (2x 100 st). De funderingspoer is gefundeerd op 34 vibropalen met een lengte van ca. 19,0 m. De palen zijn afwisselend schoor naar binnen en schoor naar buiten geplaatst (schoorstand 8:1). Deze fundering is reeds als zodanig gerealiseerd.



Afbeelding 1.3 - Doorsnede fundering



Afbeelding 1.4 - Bovenaanzicht en 3D-view fundering

1.5 Begrenzingsen

Het onderzoek richt zich enkel op onshore, betonnen windturbine funderingen. Daarnaast is het onderzoek specifiek toegespitst op funderingen gefundeerd op palen. Dit neemt niet weg dat demontabele funderingen op staal mogelijk interessant zijn om te onderzoeken. Deze keuze is gemaakt om de omvang van het onderzoek te beperken.

1.6 Aanpak

Achtereenvolgens worden voor het onderzoek de volgende stappen doorlopen:

1. Algemeen
Beschrijving probleemstelling, doelstelling en de scope van het onderzoek
2. Vooronderzoek
Onderzoek naar trends en ontwikkelingen in huidige markt
Onderzoek naar bestaande/vergelijkbare constructie (inspiratie)
Vaststellen randvoorwaarden en uitgangspunten
Bepalen toetsingscriteria
Bepalen belastingen
3. Variantenstudie
Opstellen varianten
Globale beschrijving variant
Beoordelen varianten op basis van toetsingscriteria
Keuze voorkeursvariant met onderbouwing middels TOM (trade off matrix)
4. Uitwerken voorkeursvariant
Ontwerpberekening ten behoeve van bepalen dimensies en hoeveelheid/configuratie wapening
Uitwerken details diverse verbindingen
5. Conclusie en aanbeveling
Beschrijven conclusie in relatie tot de onderzoeksvraag
Opstellen aanbeveling voor eventueel nader onderzoek
6. Reflectie
Kritische beschrijving met terugblik op het verloop van het onderzoek en het gerealiseerde onderzoek ten opzichte van het voorgenomen resultaat

2 Vooronderzoek

2.1 Algemeen – introductie windturbines

Een windturbine bestaat globaal gezien uit een toren met daarbovenop een gondel (nacelle) met daarin de rotornaaf (hub) waar de rotorbladen aan zijn verbonden. De toren is gemonteerd op de fundering (meestal beton) middels voorgespannen bouten om de belastingen over te dragen naar de ondergrond.

2.2 Conventionele funderingen

Windturbines kunnen zowel op land (onshore) als in zee worden gebouwd (offshore). Afhankelijk van de locatie van de turbine dient een keuze gemaakt te worden voor het type fundering. De keuze is in grote mate afhankelijk van de geotechnische randvoorwaarden. Dit onderzoek richt zich alleen op onshore turbines.

2.2.1 Onshore (op land)

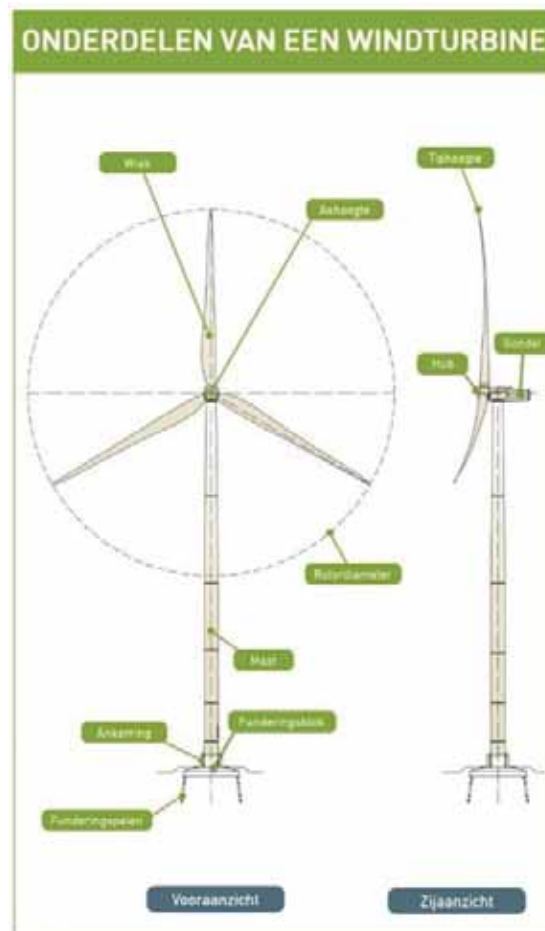
Veel voorkomende voorbeelden van onshore funderingen zijn:

- Zwaartekrachtfunderingen (funderingen op staal)
- Funderingen op palen

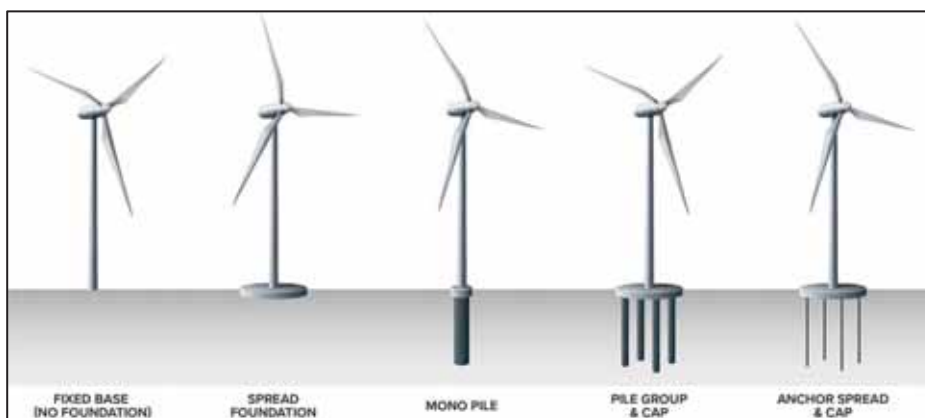
Wereldwijd is de meest gebruikte methode de zwaartekracht fundering (fundering op staal). Deze fundaties hebben een diameter van ca. 15 m tot 20 m en een dikte van 2 á 3 meter. Gewoonlijk hebben ze een vierkante, octogonale of ronde vorm, waarbij de dikte naar het midden toeneemt. In Nederland daarentegen, is een fundering op palen de meest gangbare methode. Dit in verband met de overwegend minderdraagkrachtige grondslag in de windrijke gebieden.

Andere voorbeelden (minder gangbaar voor Nederland) zijn:

- Monopile
- Fixed base (verankering op rotsachtige ondergrond)
- Anchor spread (verankering op rotsachtige ondergrond)



Afbeelding 2.1 - Onderdelen van een windturbine
(www.aspiravi.be, sd)



Afbeelding 2.2 - Onshore windturbine fundaties (www.wsp.com, sd)

2.3 Hedendaagse ontwikkelingen/innovaties (gericht op prefabricage)

Tegenwoordig zijn er diverse ontwikkelingen op het gebied van geprefabriceerde windturbine fundaties. In de navolgende paragrafen zijn enkele voorbeelden uitgelicht waarvan de eigenschappen en kenmerken een raakvlak hebben met het onderwerp deze studie.

2.3.1 Anker Foundations GmbH (Duitsland)

Het Duitse bedrijf Anker Foundations GmbH heeft een geprefabriceerde betonnen fundering voor windmolens op de markt gebracht. Het bedrijf is opgericht in 2017 en hebben in 2020 de eerste volledig geprefabriceerde fundering gerealiseerd (zonder in situ beton) voor turbine type Enercon E-126 (ca. 3,0 – 3,5 MW).

De fundering betreft een fundering op staal en bestaat uit radiale betonnen ribben die middels betonnen ringen aan elkaar worden verbonden. De ringen worden middels verticale voorspanankers op elkaar geklemd. Tussen de ribben worden enkele afdekplaten toegepast om voldoende grondgewicht te kunnen mobiliseren. De fundering is 100% geprefabriceerd wat betekent dat er geen in situ beton benodigd is (Anker Foundations, sd).



Afbeelding 2.3 - Anker foundations – Bovenaanzicht (www.anker-foundations.com, sd)



Afbeelding 2.4 - Anker foundations – zij aanzicht (www.anker-foundations.com, sd)

2.3.2 RUTE Foundations (VS) – RUTE30BX (GE 2,5 MW; 90m HH)

Het Amerikaanse bedrijf RUTE Foundations is eveneens bezig met de ontwikkeling van een geprefabriceerde fundering op staal. De modulaire fundering is opgebouwd uit geprefabriceerde betonnen segmenten die middels voorspanning aan elkaar zijn verbonden. De vier afzonderlijke kwarten worden middels natte knopen aan elkaar vast gemaakt. Het concept is gebaseerd op de doorsnede van gesegmenteerde holle bruggdelen van kokerbruggen (McFeeters-Krone & Fernandes, 2019). De eerste fundering RUTE30BX is in november 2018 gebouwd en ondersteund een GE 2,5 MW windturbine (HH=90m) (Kleiner, sd).



Afbeelding 2.5 - RUTE Foundations - Aanbrengen grond op geprefabriceerde fundering (www.rutefoundations.com, sd)



Afbeelding 2.6 - The RUTE BXG Box Girder Precast Foundation (www.rutefoundations.com, sd)

2.3.3 Artepref Renovables windturbine foundation (Spanje)

Het in Spanje gevestigde bedrijf Artepref Ronovables heeft eveneens een geprefabriceerde windturbine fundatie op staal ontworpen. De modulaire fundering bestaat uit geprefabriceerde betonelementen die middels tangentiële voorspanning aan elkaar zijn verbonden. Deze voorspanning bevindt zich zowel in de vlakke vloer als in de middenconsole. In deze constructie wordt (voor zover dit kan worden afgeleid uit de afbeeldingen) geen gebruik gemaakt van in situ beton. In 2009 heeft het bedrijf patent gekregen op het ontwerp. De fundering op Afbeelding 2.7 is gerealiseerd in het Los Llanos windpark van Enel Green Power en ondersteunt een Vestas-turbine van 2,2 MW (McGovern, 2020).



Afbeelding 2.7 - Artepref windturbine fundatie (www.artepref.com, sd)



Afbeelding 2.8 - Precast-wind-turbine-foundations (www.windfarmbop.com, sd)

2.3.4 Overige voorbeelden

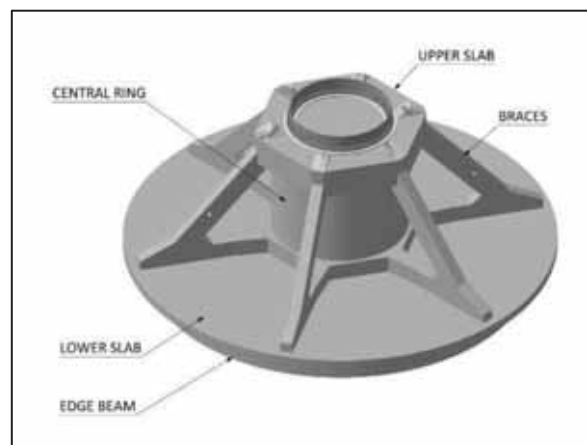
In de paragrafen hierna zijn nog enkele voorbeelden gegeven van (deels) geprefabriceerde fundaties. Deze voorbeelden dienen voornamelijk ter inspiratie voor dit onderzoek en zijn daarom slechts beknopt toegelicht.

2.3.4.1 Braced Foundations – Esteyco (Spanje)

Het Spaanse bedrijf Esteyco heeft een gedeeltelijk geprefabriceerde fundering ontwikkeld op basis van een geschoord systeem. Dit systeem is reeds gevalideerd, gecertificeerd en getest. (Esteyco, 2014).



Afbeelding 2.9 - Braced Foundations windturbine fundatie (www.esteyco.com, sd)



Afbeelding 2.10 - Braced Foundations windturbine fundatie (www.windfarmbop.com, sd)

2.3.4.2 AirBASE – HWS (Spanje)

Het eveneens Spaanse bedrijf HWS heeft een gedeeltelijk geprefabriceerde fundering ontwikkeld geschikt voor windturbines van 4,0+ MW. De fundering bestaat uit een viertal in situ betonnen poeren die zowel op staal als op palen kunnen worden gefundeerd. Het tweede deel bestaat uit een 2-tal geprefabriceerde balken die een kruis vormen. Ter plaatse van de middenconsole worden de balken middels in situ beton aan elkaar verbonden. (HWS, 2020).



Afbeelding 2.11 - HWS AirBASE windturbine fundering (www.hwstowers.com, sd)

2.3.5 Samenvatting

De genoemde voorbeelden zijn een greep uit de ontwikkelingen op het gebied van windturbine fundaties. Er zijn diverse voorbeelden gevonden die (deels) geprefabriceerd zijn. Wat de voorbeelden voor een groot deel met elkaar gemeen hebben is dat tenminste een deel van de fundering bestaat uit in situ beton. Wanneer we kijken naar demontabele constructies heeft het de voorkeur het aandeel in situ beton (natte knopen) zo veel mogelijk te beperken. Er zijn overigens wel enkele voorbeelden uit het onderzoek naar voren genomen waarbij er geen in situ beton nodig is. Deze voorbeelden zijn demontabel en in potentie herbruikbaar. Ze hebben echter één belangrijk gemeenschappelijk kenmerk, het zijn allemaal voorbeelden van zwaartekrachtfunderingen (op staal).

Aangezien de ontwikkelingen op het gebied van prefab windturbine fundaties op staal, reeds in een gevorderd stadium zijn, heeft het niet de voorkeur om het concept voor zwaartekrachtfunderingen in deze studie nog verder uit te diepen. Bovendien zijn funderingen op palen in Nederland de meest gangbare funderingsvormen.

De focus wordt daarom gelegd op een demontabele en herbruikbare windturbine fundatie gefundeerd op palen, daarmee wordt een fundering op staal overigens niet impliciet uitgesloten. Een concept dat voor beide wijzen van funderen een uitkomst kan bieden verdient de voorkeur.

2.4 Gerelateerde onderzoeken

2.4.1 Prefabricated Foundation for Wind Power Plants

In 2013 hebben studenten aan de Chalmers University of Technology onderzoek gedaan naar de mogelijkheden voor het prefabriceren van zwaartekrachtfunderingen voor windturbines (Mållberg & Eneland, 2013).

In dit onderzoek wordt kort ingegaan op wat algemene zaken met betrekking tot windturbine fundaties (zoals aan welke eisen de fundering dient te voldoen, etc.) en het prefabriceren van betonnen constructies. Vervolgens is een globale berekeningsmethode vastgesteld voor de initiële fase. In de initiële fase zijn diverse geometrische vormen vastgesteld die globaal zijn beschouwd op sterkte en stabiliteit. Hierna zijn in de evaluatiefase de veelbelovende concepten verder uitgewerkt op basis van op een windturbine met een vermogen van 2,3 MW (siemens). Hierbij is aandacht besteed aan de wijze waarop de fundering opgedeeld dient te worden in te prefabriceren segmenten. Verder is gekeken naar de mogelijkheden voor de verbinding tussen de afzonderlijke segmenten.

Conclusie uit het onderzoek:

Er is een groot gewicht benodigd om weerstand te bieden tegen het kantelmoment. Hiervoor is een oplossing gevonden in de vorm van een fundering met ribben die aan de onderzijde is voorzien van een doorgaande plaat. Op deze plaat kan grond worden aangebracht om voldoende gewicht te mobiliseren. Het nadeel van deze constructie is dat er veel beton benodigd is wat betekend dat de fundering moet worden verdeeld in een groot aantal elementen. Dit in verband met de beperkingen ten aanzien van transport. Bovendien dienen er dan veel verbindingen te worden gerealiseerd wat niet wenselijk is.

Ten aanzien van de onderlinge verbinding zijn enkele mogelijkheden onderzocht. Natte knopen zijn (constructief gezien) een goede oplossing. Dit is echter niet in lijn met het doel om zo min mogelijk in situ beton toe te passen. Daarnaast volgt dat het de voorkeur heeft om het volledige middenstuk (= ankerkooi) insitu te realiseren, dit aangezien er onvoldoende overlappingsruimte beschikbaar is in geval van een geprefabriceerd middenstuk. Verder is gekeken naar het toepassen radiale voorspanning om losse elementen te koppelen. Geconstateerd wordt dat er veel voorspanning nodig is om te voorkomen dat de verbindingen open gaan staan als gevolg van trekspanningen. Als gevolg hiervan wordt opgemerkt dat de betonspanningen te hoog oplopen. Verder wordt opgemerkt dat de wapeningsstrengen een raakvlak vormen met de ankerkooi omdat deze door het midden van de fundering dienen te lopen. Een oplossing met radiale voorspanning wordt hierdoor niet geschikt bevonden.

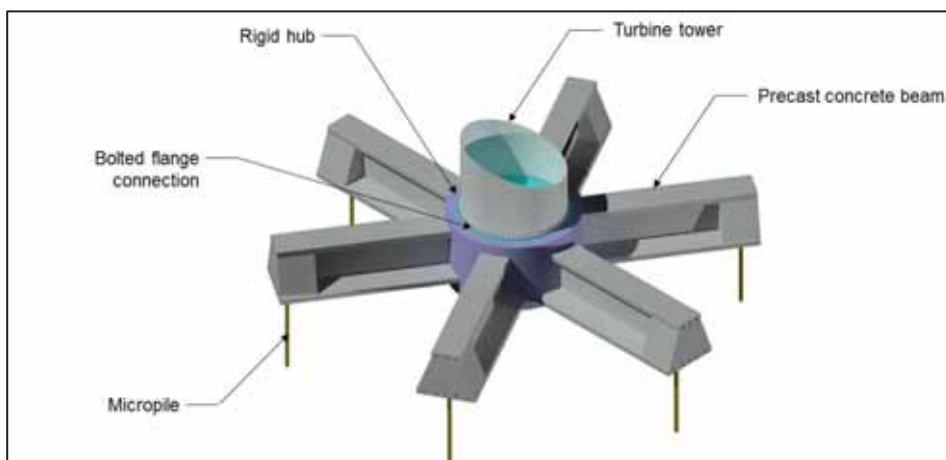
Discussie:

De belangrijkste conclusie uit het onderzoek is dat realiseren van een ontwerp zonder in situ beton vrijwel niet haalbaar is. Daarnaast worden concepten met voorspanning als niet geschikt aangemerkt. Deze conclusies lijken echter wat kort door de bocht. Er zijn namelijk verschillende oplossingen te bedenken voor de te hoge betonspanningen waar geen aandacht aan is besteed (zoals toepassen hogere betonsterkteklasse, grotere betondoorsnede, etc.). De voorbeelden uit paragraaf 2.3 spreken de resultaten uit het onderzoek bovendien tegen. Er zijn immers al een aantal concepten gerealiseerd zonder gebruikmaking van in situ beton en met toepassing van voorspanning. Op basis hiervan is de haalbaarheid voor een demontabel (geprefabriceerd) concept dus niet uitgesloten. De benoemde aandachtspunten met betrekking tot de hoeveelheid voorspanning én het raakvlak van de voorspanning met de ankerkooi komen in het vervolg van dit onderzoek aan bod.

2.4.2 Structural Design Issues of "Hexapod" Foundations for Wind Turbine Towers

In 2016 heeft een student aan de Portland State University onderzoek gedaan naar de haalbaarheid van een concept voor geprefabriceerde windturbine fundaties op palen, genaamd "Hexapod". In het onderzoek is een parametrische studie uitgevoerd om de funderingsconfiguraties te bepalen die de meest gunstige prestaties vertonen volgens de ontwerpcriteria. Op basis van de parametrische studie zijn aanbevelingen voor het ontwerp én voor toekomstig onderzoek opgesteld (Norvell, 2016). Het onderzoek is uitgevoerd in opdracht van het bedrijf RUTE Foundations Systems, zie paragraaf 2.3.2.

De studie gaat kort in op de verschillende typen funderingen en de hedendaagse ontwikkelingen op dit gebied. Vervolgens wordt ingegaan op het constructieve ontwerp van de windturbines, welke eisen eraan worden gesteld en welke belastingen van toepassing zijn. Hierna wordt het ontwerp van de "Hexapod" fundering toegelicht. Het ontwerp bestaat uit 6 radiale voorgespannen betonnen liggers (ca. 1,5m hoog en ca. 7m lang) die zijn gefundeerd op diverse "soil-structure interfaces" (bijv. palen, ankers of op staal) afhankelijk van de geotechnische omstandigheden. Op Afbeelding 2.12 is een weergave van het concept te zien.



Afbeelding 2.12 - 3D weergave van het "hexapod" funderingsconcept (Norvell, 2016)

Van bovenstaand ontwerp zijn 23 modelvarianties beschouwd. Bij elk van de modellen zijn de geometrie en de belasting constant gebleven en is gevarieerd met de doorsnede eigenschappen en de oplegrandvoorwaarden. Uitgangspunt voor de berekening was een 2.3 MW (HH=107m) windturbine van General Electric.

Conclusie uit het onderzoek:

Een groot deel van de onderzochte varianten voldoet niet aan de gestelde eisen ten aanzien van de rotatiestijfheid. De meest effectieve manier om voldoende stijfheid (stijfheid 5x groter dan de toegepaste balk) te verkrijgen is door de buigstijfheid van de betonnen balken te verhogen. Dit resulteert mogelijk echter in een ontwerp dat te duur en zwaar is om te transporteren waarmee de voordelen van het ontwerp wegvallen. Als alternatief wordt genoemd het toepassen van meerdere verankeringselementen over de lengte van de balken om zodoende meer stijfheid te verkrijgen. In het onderzoek worden de volgende aanbevelingen gegeven voor aanvullend onderzoek in verband met zaken die in de studie buiten beschouwing zijn gelaten. De aanbevelingen zijn:

- Beschouwen wat het effect is van taps toelopende doorsnede over de lengte de balken.
- Beschouwen wat het effect is van de werkelijke stijfheid van de middenconsole.
- Beschouwen wat het effect is van een niet-ideale verbinding (niet volledig ingeklemd) tussen de balken en de middenconsole.

Verder worden de volgende conclusies getrokken (belangrijkste zijn benoemd):

- Het voldoen aan de eisen ten aanzien van stijfheid voor het huidige ontwerp blijft een uitdaging. Er zou meer aandacht moeten worden gegeven aan het idee om nieuwe (norm) belastingen te genereren met de aanname van meer flexibele funderingen.
- De meest effectieve manier om voldoende stijfheid te verkrijgen is door het verhogen van de stijfheid van de balken met een factor 5. Het realiseren van een dergelijke balk is mogelijk niet realistisch.

Discussie:

Het onderwerp van de studie vertoont veel overeenkomsten met betrekking tot het onderwerp van dit afstudeeronderzoek. De conclusies uit het onderzoek laten zien dat het verkrijgen van voldoende stijfheid een uitdaging vormt, daarbij zijn een aantal belangrijke zaken nog buiten beschouwing gelaten die de uitkomst nog verder kunnen beïnvloeden. In het onderzoek wordt verder geen aandacht besteed aan het detailontwerp van de middenconsole en de verbindingen.

2.5 Eisen ten aanzien van windturbine fundaties

2.5.1 Normen en richtlijnen

Hieronder is een opsomming gegeven van de van toepassing zijnde specifieke regelgeving en normen. Deze opsomming volgt uit de productspecificatie:

- NEN-EN-IEC 61400-1 Wind energy generation systems - Part 1 - Design requirements;
- NEN-EN-IEC 61400-6 Wind energy generation systems - Part 6 -Tower and foundation design requirements.

2.5.1.1 Eisen ten aanzien van de uiterste grenstoestand

In basis dient de fundatie te voldoen aan de geldende normen voor betonconstructies, in dit geval de NEN-EN 1992-1-1. Dit betekent dat de fundatie getoetst dient te worden op de volgende zaken in de uiterste grenstoestand:

- Controle buiging;
- Controle dwarskracht en wrijving;
- Controle vermoeiing;
- Controle stabiliteit.

2.5.1.2 Eisen ten aanzien van bruikbaarheidsgrenstoestand

In basis dient de fundatie te voldoen aan de geldende normen voor betonconstructies, in dit geval de NEN-EN 1992-1-1. Dit betekent dat de fundatie getoetst dient te worden op de volgende zaken in de bruikbaarheidsgrenstoestand:

- Controle op scheurwijdte;
- Controle maximale betondrukspanningen;
- Controle op vervorming.

Aanvullend op de eisen vanuit de algemeen geldende normen worden er specifiek eisen gesteld aan de stijfheid van de fundatie als geheel. Deze eisen volgen uit de specificaties van de windturbineleverancier en zijn per model uniek. Voor de turbine (type Nordex N117/ N131 TS120 3,6MW) uit het referentieproject gelden onderstaande eisen:

- $k_{\phi, \text{dyn}} = 90 \text{ GNm/rad}$;
- $k_{\phi, \text{stat}} = 22,5 \text{ GNm/rad}$;
- $K_h; \text{dyn} = 620 \text{ MN/m}$.

2.5.1.3 Eisen ten aanzien van duurzaamheid

Ten aanzien van duurzaamheid gelden eveneens minimaal de algemeen geldende normen voor betonconstructies. De minimale levensduur volgt uit de specificaties van de leverancier van de windturbines. Conform de NEN-EN-IEC 61400-1 geldt een minimale levensduur van 20 jaar. In het programma van eisen van Windpark Coevorden Hulteweg Zuid, wordt een levensduur van minimaal 25 jaar geëist voor het geheel van de windturbine en fundering.

Deze studie heeft echter als doel om een fundering te ontwikkelen die kan worden hergebruikt. Als uitgangspunt wordt genomen dat de fundering tenminste één keer moet kunnen worden hergebruikt. Hieruit volgt een eis voor de levensduur van de fundering van minimaal $2 * 25 = 50$ jaar.

2.5.2 Belastingen

2.5.2.1 ULS (fundamenteel)

De grootte van de belasting wordt door de leverancier van de windturbines opgegeven. Voor de uiterste grenstoestand worden de volgende zaken geleverd:

- Resulterende extreme belasting voor ULS (normaal & abnormaal)

Bestaande uit:

- o F_x = verticale belasting
- o F_{yz} = horizontale belasting
- o M_x = torsie Ter plaatse van. o.k. mast
- o M_{yz} = moment Ter plaatse van. o.k. mast

De belastingen dienen nog vermenigvuldigd te worden met de juiste partiële belastingfactoren voor het verkrijgen van de rekenwaarden van de belastingen. De rekenwaarde van de belasting wordt eveneens door de leverancier van de turbines gespecificeerd. Voor de turbine (type Nordex N117/ N131 TS120 3,6MW) uit het referentieproject gelden de belastingen uit Tabel 2.1 en Tabel 2.2.

ULS (normal)	characteristic	γ_f		Design	
		unfavourable	favourable	unfavourable	favourable
F_x [kN]	5720	1,35	0,90	7722	5148
F_{yz} [kN]	773	1,35		1044	
M_x [kNm]	-658	1,35		-888	
M_{yz} [kNm]	92020	1,35		124227	

Tabel 2.1 - Belastingen ULS (normal)

ULS (abnormal)	characteristic	γ_f		Design	
		unfavourable	favourable	unfavourable	favourable
F_x [kN]	5334	1,10	0,90	5867	4800
F_{yz} [kN]	1004	1,10		1104	
M_x [kNm]	2213	1,10		2434	
M_{yz} [kNm]	123063	1,10		135369	

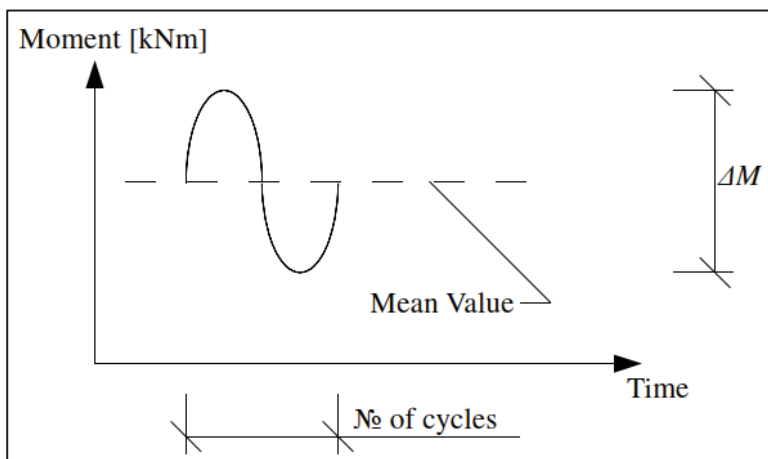
Tabel 2.2 - Belastingen ULS (abnormal)

2.5.2.2 ULS (vermoeiing)

De fundering van een windturbine wordt blootgesteld aan vermoeiingsbelastingen vanuit verschillende bronnen, waaronder (turbulente) windbelasting, het passeren van de rotorbladen langs de toren en operationele belasting zoals stoppen, starten en het roteren van de gondel (nacelle). Gewoonlijk worden de vermoeiingsbelastingen op twee manieren aangeleverd door de leverancier van de turbines te weten: Markov matrices en Schade-equivalente belastingen (Damage Equivalent Load; DEL). In het algemeen bieden de Markov matrices een preciezere en meer uitgebreide manier voor het analyseren van de fundering ten aanzien van vermoeiing. Beide methoden zijn hierna kort toegelicht.

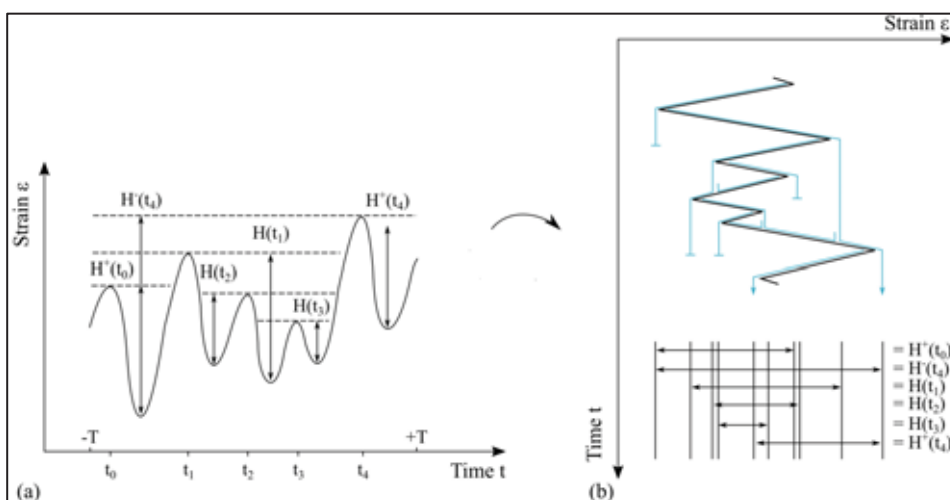
Markov matrix:

Voor elke afzonderlijke funderingsbelasting (M_{yz} , F_{hor} , etc.) geeft de leverancier een Markov matrix. De matrix is een lijst van belastingcycli, met voor elke belastingcyclus de volgende gegevens: de gemiddelde belasting (M_{mean}), de variatie over die gemiddelde belasting (ΔM), en het aantal cycli (n_i) die bij die gemiddelde belasting en variatie hoort. Aangezien de Markov-matrix zowel de totale variatie in belasting als de bijbehorende gemiddelde belastingwaarde biedt, zijn de Markov-matrixen geschikt voor alle vermoeiingsanalyses waarbij rekening moet worden gehouden met het gemiddelde spanningsniveau, zoals bijvoorbeeld bij de vermoeiingsanalyse van beton.



Afbeelding 2.13 - Definitie termen in Markov matrix (Göransson & Nordenmark, 2011)

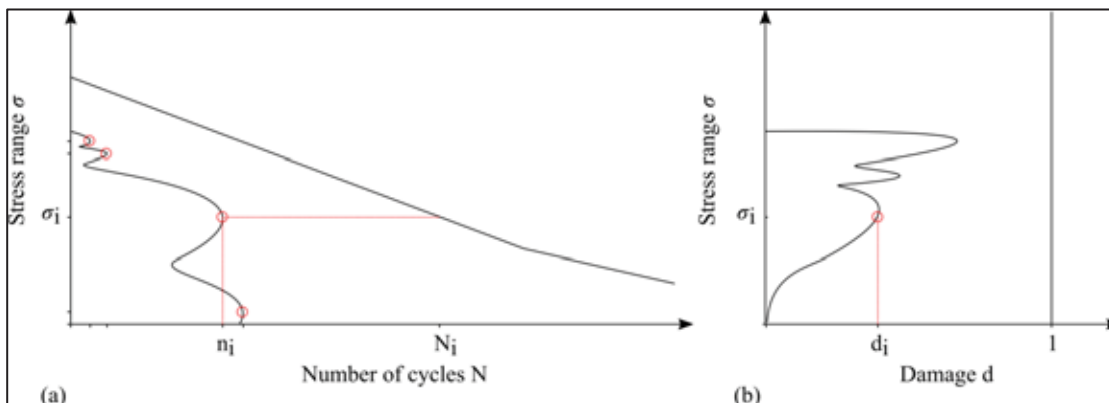
De belastingsspectra in de Markov-matrixen worden vastgesteld volgens een methode genaamd Rainflow Cycle Counting (RFCC). De naam is afgeleid van het basisprincipe van het tellen van “regendruppels” die van dak op dak vallen (Wilberts, 2017). Zie Afbeelding 2.14.



Afbeelding 2.14 - Rainflow Counting Method (a) voor een rek-tijd curve (b) (Wilberts, 2017).

De vermoeiingsspanningscycli als gevolg van buiging rond de twee assen worden afzonderlijk geleverd. Een gecombineerde vermoeiingsspanningscyclus (Mres) kan niet worden samengesteld omdat de faserelaties van de spanningscycli verloren gaan in het proces van het creëren van de belastingspectra (RFCC) voor de Markov matrix. Voor het constructief ontwerp van de fundering is het My-moment gewoonlijk de “ontwerpdriever”, waardoor de schadeberekeningen over het algemeen alleen op de My-belasting kunnen worden gebaseerd.

Op basis van de belastingspectra kan, met behulp van de vergelijking van Palmgren-Miner, de schade over de levensduur van een constructie worden berekend. De vergelijking gaat ervan uit dat de schade van elke afzonderlijke spanningswisseling, bij een gegeven aantal wisselingen, kunnen worden opgeteld tot één schadegetal.



Afbeelding 2.15 - S-N-curve (a) en resulterende schade (b) (Wilberts, 2017)

Op Afbeelding 2.15 (a) is een S-N-curve weergegeven die kan worden gebruikt voor het bepalen van het toelaatbare aantal wisselingen (N_i) bij een gegeven spanning (σ_s). Door het aantal optredende wisselingen (n_i) te delen door het toelaatbare aantal wisselingen (N_i) wordt de optredende schade verkregen voor de bijbehorende spanningsamplitude. De gecombineerde schade dient kleiner te zijn dan 1,0, zie onderstaande vergelijking:

$$D_{eq} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1,0$$

Waarin

$n(\Delta\sigma_i)$ is het aantal optredende wisselingen bij een spanningsbereik van $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$ is het aantal opneembare wisselingen bij een spanningsbereik van $\Delta\sigma_i$

Afbeelding 2.15 (b) laat de bijdrage van de afzonderlijke spanningsamplitudes op de totale schade zien. Wat hierin opvalt is dat een klein aantal wisselingen met een groot spanningsbereik meer schade veroorzaakt dan een groot aantal wisselingen bij een klein spanningsbereik.

Schade-equivalente belasting:

De schade-equivalente belasting (Damage Equivalent Load, DEL) is een afgeleide van de belastingen op basis van de Markov matrices. Bij het vaststellen van de schade equivalente belasting wordt uitgegaan van een vaste waarde voor het aantal belastingcycli (N_{eq}) en een vaste waarde voor de helling van de S-N-curve (m). Op basis van deze gefixeerde waarden kan een constante amplitude worden berekend, die een gelijkwaardige schade oplevert overeenkomstig de optelling van afzonderlijke spanningswisselingen met bijbehorende aantal wisselingen. Onderstaand is de vergelijking gegeven:

$$DEL = \left(\frac{\sum_i (\Delta\sigma_i)^m * n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{eq}} \right)^{1/m}$$

Waarin:

$n(\Delta\sigma_i)$ is het aantal optredende wisselingen bij een spanningsbereik van $\Delta\sigma_i$
 $\Delta\sigma_i$ is het optredende spanningsbereik
 m is helling van de S-N-curve
 N_{eq} is het aantal optredende wisselingen van de equivalente belasting ($= 10^7$)

Aangenomen wordt dat de spanning evenredig is met de belasting, daarom kan in bovenstaande vergelijking de spanning worden vervangen door de belasting. Op basis van deze aanname bepaalt de leverancier een schade-equivalente belasting uit de belastingspectra (Markov matrix). In Tabel 2.3 zijn de Schade-equivalente belastingen gegeven conform opgave van de leverancier. De Markov matrix zijn helaas niet beschikbaar voor dit onderzoek, daarom wordt de Schade-equivalente methode gehanteerd.

Betriebslasten Schädigungsäquivalente ESK					
N	m	FXTB kN	FZTB kN	MXTB kNm	MYTB kNm
1.00E+07	3	118	379	5494	27975
1.00E+07	4	97	331	4624	28231
1.00E+07	5	91	323	4342	29490
1.00E+07	6	90	327	4281	30970
1.00E+07	7	92	335	4322	32504
1.00E+07	8	95	346	4413	34077
1.00E+07	9	99	358	4529	35730
1.00E+07	10	104	371	4655	37523
1.00E+07	11	108	385	4785	39499
1.00E+07	12	113	401	4913	41657
gamma-f-FAT		1	1	1	1
Mittellast		5415	312	-250	40173

Tabel 2.3 - Schade-equivalente belastingen

De schade-equivalente methode heeft echter een beperking. Er wordt namelijk gerekend met één constante waarde voor de helling van de S-N-curve. In de praktijk heeft de S-N-curve van wapeningsstaal twee hellingen (afhankelijk van type wapening) met een knik in de curve bij een aantal van N^* wisselingen, zie figuur 6.30 uit NEN-EN1992-1-1 art. 6.8.4. Om een veilige methodologie te hebben, moet een helling $m = 5,0$ in de vergelijking worden gebruikt. Het toepassen van deze methode is hierdoor conservatiever dan wanneer er wordt uitgegaan van de Markov matrices. In NEN-EN 1992-1-1 tabel 6.3N zijn de waarden van de parameters voor de S-N-curven voor betonstaal gegeven. De toelaatbare spanning (in combinatie met de bijbehorende schade-equivalente belasting) kan worden gevonden middels onderstaande vergelijking:

$$\Delta\sigma_{Rsk,n} = \Delta\sigma_{Rsk,N^*} * \left(\frac{N^*}{n}\right)^{1/m}$$

Omdat de ontwerplevensduur 50 jaar bedraagt i.p.v. 20 jaar (conform de opgave van de vermoeiingsbelasting), dient het aantal wisselingen te worden vermenigvuldigd met een factor $50 / 20 = 2,5$ [-]. Er dient dus gerekend te worden met $n = 2,5 * 10^7$ wisselingen.

Onderstaand is de toelaatbare spanning berekend:

Voor staven met $12 < \varnothing \leq 16$

$$\Delta\sigma_{Rsd,n} = 140 * \left(\frac{2 * 10^6}{2,5 * 10^7}\right)^{1/5} = 84 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \frac{84}{1,15} = 73 \text{ N/mm}^2$$

Voor staven met $16 < \varnothing \leq 20$ en $\varnothing > 20$

$$\Delta\sigma_{Rsd,n} = 130 * \left(\frac{2 * 10^6}{2,5 * 10^7}\right)^{1/5} = 78 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \frac{78}{1,15} = 68 \text{ N/mm}^2$$

(N.B.: bovenstaande toelaatbare spanningen gelden voor rechte staven, voor gebogen staven dienen de toelaatbare spanningen gereduceerd te worden afhankelijk van de diameter van de buigdoorn. Dit geldt niet voor dwarskrachtbeugels.)

Voor voorspanstaal (nagerekt):

$$\Delta\sigma_{Rsd,n} = 150 * \left(\frac{10^6}{2,5 * 10^7} \right)^{1/5} = 79 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \frac{79}{1,1} = 72 N/mm^2$$

2.5.2.3 SLS

De grootte van de belasting wordt door de leverancier van de windturbines opgegeven. Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand worden de volgende zaken geleverd:

- Resulterende belasting voor SLS

Bestaande uit:

- o F_x = verticale belasting
- o F_{yz} = horizontale belasting
- o M_x = torsie Ter plaatse van. o.k. mast
- o M_{yz} = moment Ter plaatse van. o.k. mast

Voor de turbine (type Nordex N117/ N131 TS120 3,6MW) uit het referentieproject gelden de belastingen uit Tabel 2.4.

SLS (normal)	characteristic	γ_f	Design
F_x [kN]	5746	1,00	5746
F_{yz} [kN]	588	1,00	588
M_x [kNm]	2125	1,00	2125
M_{yz} [kNm]	67802	1,00	67802

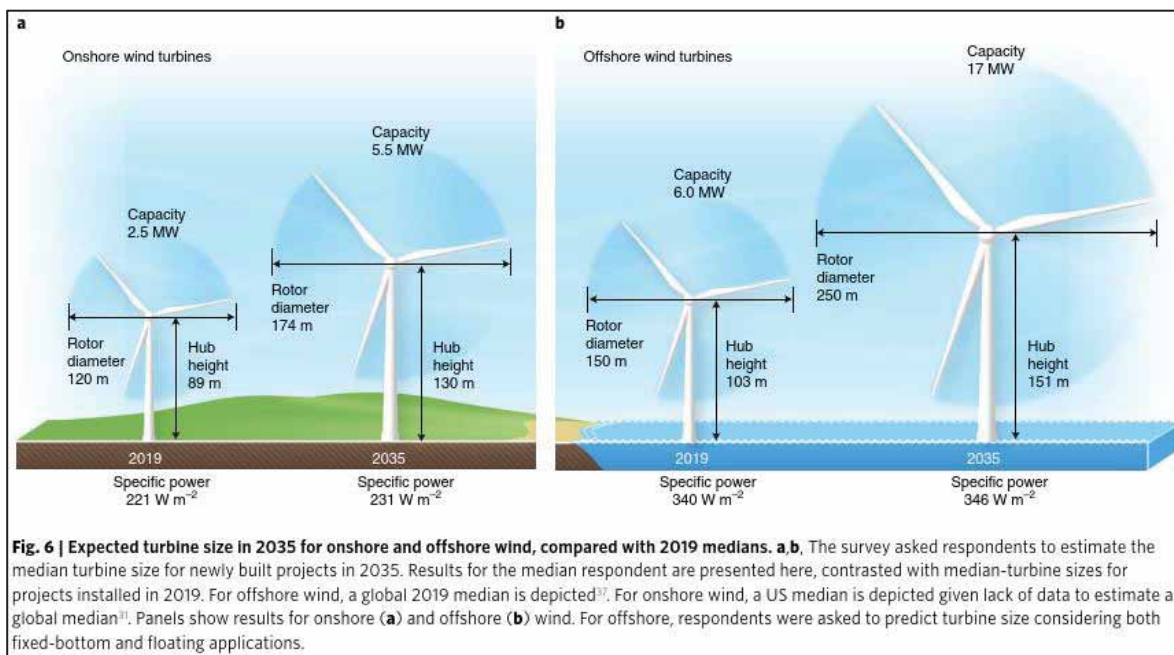
Tabel 2.4 - Belastingen SLS

2.6 Trends in ontwikkeling van formaat windturbines

De kostenreductie van windenergie is de afgelopen jaren in een stroomversnelling geraakt. Aan de basis van deze ontwikkeling liggen technologische innovaties en het volwassen worden van de industrie zoals bijvoorbeeld, turbinegrootte, industrialisatie, risicobeperking, concurrentie van leveranciers. (Wiser, et al., 2021)

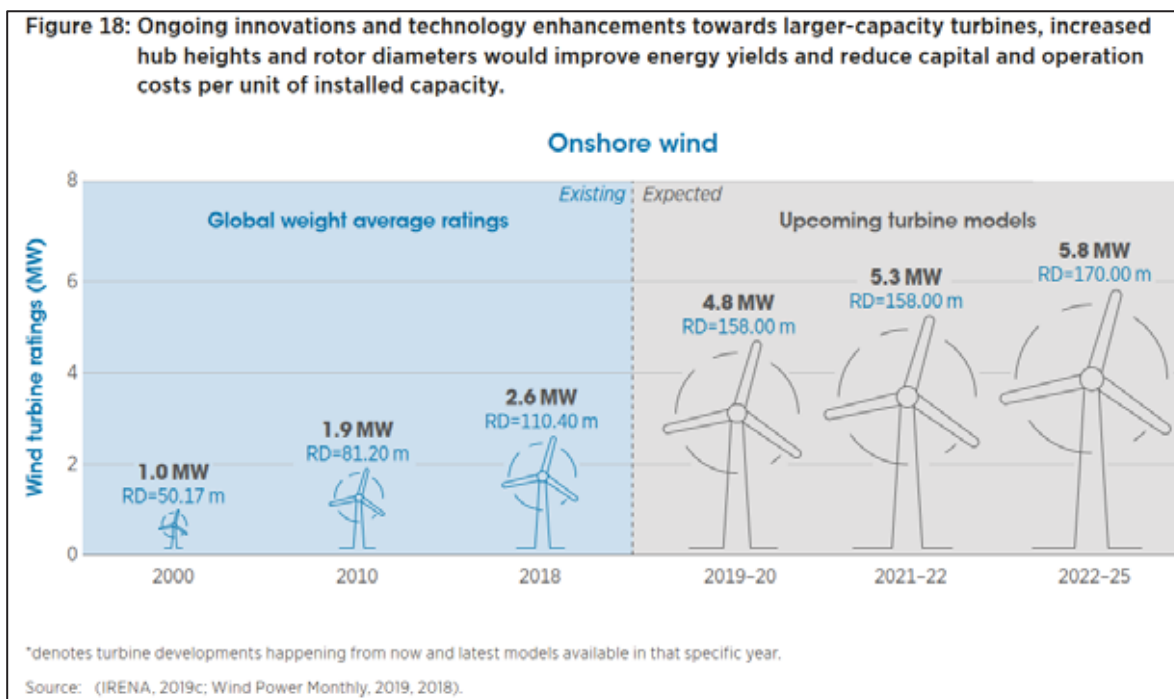
Het doel van deze studie is het ontwikkelen van een windturbinefundatie die demontabel én herbruikbaar is. Indien men de fundatie wil hergebruiken na het bereiken van de levensduur van de eerste turbine, dan zal men bij voorkeur de meest efficiënte turbine van dat moment willen plaatsen die, gezien de huidige ontwikkelingen, naar alle waarschijnlijkheid groter zal zijn (lees, zwaardere belastingen zal uitoefenen op de fundering). In het ontwerp dient hier rekening mee te worden gehouden.

In het vakblad Nature Energy is een onderzoek gepubliceerd door (Wiser, et al., 2021) met betrekking tot de verwachte daling van de kosten voor windenergie. Het onderzoek bestaat uit een enquête onder experts op het gebied van windenergie. In het onderzoek wordt o.a. aan de respondenten gevraagd wat zij verwachten dat de capaciteit van de windturbines is over 15 jaar. De verwachting is dat de windturbines in 2035 een gemiddelde capaciteit zullen hebben van ca. 5,5 MW, zie Afbeelding 2.16.



Afbeelding 2.16 - Verwachte groei windturbines in 2035 (Wiser, et al., 2021)

Een ander onderzoek, uitgevoerd door International Renewable Energy Agency (IRENA) in 2019, laat zien dat de grootste onshore windturbines in het jaar 2022-25 naar verwachting al een capaciteit hebben van ca. 5,8 MW, zie Afbeelding 2.17.



Afbeelding 2.17 - Verwachte groei windturbines tot 2025 (IRENA, 2019)

Conclusie:

De voorspellingen van experts in de verschillende onderzoeken lopen ver uiteen. Er is geen eenduidig groeipatroon of limiet in het formaat vast te stellen. Dit is logisch te verklaren doordat men op voorhand niet weet welke technologische innovaties/doorbraken er in de toekomst zullen komen.

Wat vast lijkt te staan is dat het formaat van de windturbines niet eindeloos zal blijven toenemen. Er is een kantelpunt waarbij het economisch niet langer rendabel is om de turbines groter te maken. Waar dit punt precies ligt, durven verschillende experts geen uitspraak over te doen.

Daarnaast zijn er ook fysieke beperkingen (met name voor onshore turbines). Denk bijvoorbeeld aan de maximaal toelaatbare afmetingen van constructieonderdelen bij transport over het wegennet, of de limieten van het beschikbare materieel om grote windturbines te bouwen. Verder is lokale regelgeving mogelijk een beperkende factor, zoals bijvoorbeeld hoogtebeperkingen. (Het is niet duidelijk of met bovenstaande randvoorwaarden rekening is gehouden in de gepresenteerde onderzoeken.)

Voor dit onderzoek is ervoor gekozen om een eventueel grotere windturbines (groter dan de turbine uit het referentieproject (Nordex N117; 3,6MW) voor de conceptfase nog buiten beschouwing te laten. In eerste instantie zal er namelijk een haalbaar concept moeten worden ontwikkeld. De volgende stap is het verschalen van de fundering, zodanig deze toepasbaar is voor grotere windturbines. Tot welke grootte er dan moet worden opgeschaald, zal met nader onderzoek moeten worden vastgesteld. Het economische aspect zal hierin een grote rol spelen. Indien men namelijk de fundering over dimensioneert voor de volgende generatie windturbines, dan zijn er onnodig hoge kosten gemaakt. Het omgekeerde geldt ook, indien men de fundering onder dimensioneert voor de volgende generatie, dan is deze niet her te gebruiken voor een nieuwere turbine (ervan uitgaande dat de nieuwere generatie groter is).

2.7 Constructieve verbinding tussen geprefabriceerde betonelementen

Het belangrijkste doel van constructieve verbindingen is om krachten over te brengen tussen prefab betonelementen om zodoende onderlinge interactie te verkrijgen wanneer het systeem wordt belast. Het ontwerp van constructieve verbindingen is niet alleen een kwestie van het bepalen van de juiste afmetingen van de verbindingsmiddelen. Het krachtenspel door de verbinding moet worden beschouwd met een globale blik op de gehele verbindingen en de aangrenzende delen (fédération internationale du béton (fib), 2008).

2.7.1 Typen verbindingen geprefabriceerde betonelementen

De verbindingen kunnen globaal worden onderverdeeld in twee categorieën: natte en droge verbindingen. Het verschil tussen beide is gerelateerd aan het al dan niet toepassen van in situ beton in de verbinding.

Natte verbinding:

In de natte verbinding heeft het beton tijd nodig om uit te harden. Daardoor kan het zijn dat het constructieproces wordt beïnvloed. Bij voorkeur worden deze verbindingen daarom niet gebruikt. Deze verbindingen worden echter nog op grote schaal toegepast omdat ze minder gevoelig zijn voor afwijkingen en ze zijn meer ductiel. Daarnaast dragen ze bij aan een hoge weerstand tegen brand (voornamelijk van belang bij woningbouw en utiliteit) (Bruggeling & Huyghe, 1991).

Naast de genoemde nadelen is er nog een ander nadeel te benoemen wat specifiek voor deze studie van belang is. Ten aanzien van herbruikbaarheid zijn natte verbindingen onwenselijk. Ze moeten namelijk destructief worden verwijderd om de verbinding te demonteren. Hierdoor kan er schade optreden waardoor hergebruik niet mogelijk is. Daarnaast betekent dit dat de fundering niet voor 100% herbruikbaar is (dat is overigens geen vereiste).

Droge verbindingen:

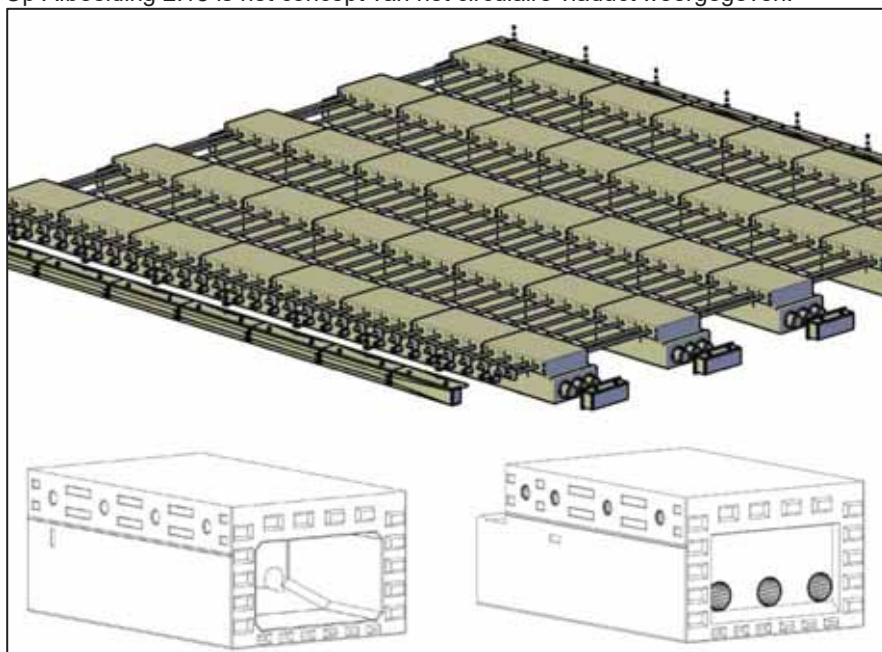
In een droge verbinding wordt over het algemeen gebruik gemaakt van voorspankabels (of voorspanbouten), lassen of "gewone" bouten om trek- en/of drukkrachten over te brengen. Dwarskracht in verticale of horizontale richting moeten van het ene element over worden gebracht op het andere element. In droge verbindingen wordt dit veelal door frictie tussen de elementen of door overlappende afschuifnokken gerealiseerd. In geval van geboute verbindingen worden hoge eisen gesteld aan het materiaal om gedurende de levensduur voldoende capaciteit te hebben. Het voorspannen van beton kan op drie manieren: met voorgerekt staal, met nagerekt staal met aanhechting en met nagerekt staal zonder aanhechting. Van deze drie manieren is alleen de laatste, voorspanning zonder aanhechting, geschikt voor toepassing in de fundering. Dit in verband met demontage en hergebruik.

2.7.2 Ontwikkelingen ten aanzien van demontabele verbindingen

In februari 2017 is een werkgroep gestart met daarin onder andere Van Hattum en Blankevoort, VolkerInfra (tegenwoordig VolkerWessels Infra Competence Centre) en Consolis Spanbeton met als doel een brugdek ontwerpen voor het circulair viaduct (Rijkswaterstaat, 2019). Op de publicatiedatabank van het ministerie van Infrastructuur en Waterstaat zijn achtergronddocumenten met betrekking tot het ontwerp van het viaduct terug te vinden.

In het ontwerp van het circulaire viaduct zijn enkele technieken toegepast die mogelijk ook een toepassing kunnen hebben het ontwerp van de windturbine fundering. Zo wordt er gebruik gemaakt van shear-keys voor het overdragen van dwarskracht in de verbinding tussen de afzonderlijke componenten. Verder is er onderzoek gedaan naar de “koude verbindingen” (geen aanhechting tussen componenten).

Op Afbeelding 2.18 is het concept van het circulaire viaduct weergegeven:



Afbeelding 2.18 - Prototype Circulair viaduct (Rijkswaterstaat, 2019)

2.7.3 Transport van geprefabriceerde elementen

Transport en logistiek zijn een belangrijke factor bij prefabricage. De geprefabriceerde betonnen onderdelen moeten op de bouwplaats worden afgeleverd. De kwaliteit van de toegangswegen moet daarom voldoende zijn om zwaar transport mogelijk te maken. De wegen moeten voldoende breed en draagkrachtig zijn en moeten vrij zijn van obstakels. Vaak worden windturbines namelijk op afgelegen of moeilijk bereikbare plaatsen gerealiseerd (Mållberg & Eneland, 2013).

Het is van belang om tijdens het ontwerp rekening te houden met het transport van de geprefabriceerde elementen. De grootte en massa van de elementen is hierin bepalend. Voor uitzonderlijk grote en zware objecten is speciaal transport noodzakelijk. Vanuit een economisch aspect is het wenselijk om zo min mogelijk transportbewegingen te hebben. Het ontwerp moet worden afgestemd op de geldende regelgeving ten aanzien van maximaal transport gewicht en afmetingen in Nederland. De maximale capaciteit van de transportvoertuigen moet daarom in beschouwing worden genomen.

2.7.3.1 Wetten en regelgeving ten aanzien van transport

De toegestane afmetingen en massa's van voertuigen zijn vastgelegd in enkele EU-richtlijnen. De toegestane afmetingen en massa's van voertuigen zijn in Nederland vastgelegd in de Regeling Voertuigen. Wanneer de afmetingen van het transport buiten deze regeling vallen dient ontheffing te worden aangevraagd bij de RDW. De RDW geeft daarnaast incidentele ook jaarontheffingen af. Dit wordt verderop nader toegelicht.

Massa's van voertuigen en combinaties

Nederland hanteert de toegestane aslasten van de EU-normen, maar wijkt voor de toegestane maximum massa's soms af. De EU-normen stellen de maximum massa voor voertuigen en combinaties mede afhankelijk van de asconfiguratie. De toegestane maximum massa is beperkt tot maximaal 40 ton. In overeenkomsten tussen landen onderling worden soms hogere massa's toegestaan. Nederland hanteert standaard 50 ton. Voor rijdende werktuigen wordt een hogere massa toegestaan (Evofenedex, 2021).

Breedte en hoogte vrachtwagen en combinaties waarvoor geen ontheffing benodigd is:

De maximumbreedte is beperkt tot 2,55 meter en 2,60 meter bij geconditioneerde voertuigen, mits de wanden van het voertuig ten minste 4,5 cm dik zijn. De hoogte mag niet meer zijn dan 4,00 meter.

De maximumlengte van (Evofenedex, 2021):

- Een vrachtauto of trekker is 12,00 meter
- Een aanhangwagen is 12,00 meter
- Een oplegger is wettelijk niet bepaald, maar feitelijk ongeveer 13,60 meter, uitgaande van een toegestane kopstraal (afstand koppeling tot voorzijde oplegger) van 2,04 meter, en een toegestane afstand tussen de koppeling en de achterzijde van 12,00 meter.

(Er zijn voertuigen die om technische redenen niet kunnen voldoen aan de toegestane maxima. Ze worden na goedkeuring door de RDW voorzien van een kenteken met de beginletters 'ZZ'. Deze voertuigen rijden altijd met een ontheffing)

Jaarontheffingen

Een jaarontheffing wordt afgegeven tot de volgende maximale transportafmetingen (RDW, 2021):

- Lengte $\leq 27,50$ m
- Breedte $\leq 3,50$ m
- Hoogte $\leq 4,25$ m
- Massa ≤ 100.000 kg
- Aslasten ≤ 10.000 kg voor normale assen
- Aslasten ≤ 12.000 kg voor pendelassen

Incidentele ontheffingen

Indien de afmetingen van het transport buiten de afmetingen voor een jaarontheffing vallen of indien de transporteur niet beschikt over een jaarontheffing, dan dient er een incidentele ontheffing te worden aangevraagd. Ten aanzien van incidentele ontheffingen zijn geen absolute maxima gedefinieerd voor de breedte, lengte en massa van het transport. Een en ander is afhankelijk van de transportroute en de eisen van de wegbeheerder.

Conclusie:

De maximale afmetingen van het transport is van verschillende factoren afhankelijk. Als praktisch uitgangspunt is het voor de hand liggend om uit te gaan van de maximale afmetingen die binnen een jaarontheffing zijn toegestaan (Massa < 100.000 kg). Dit is slechts een uitgangspunt voor de variantenstudie en betreft dus geen harde eis. Indien noodzakelijk kan ervan worden afgeweken.

2.8 Multi criteria analyse

Als startpunt voor het ontwerpen van een concept worden diverse varianten bedacht. Om vast te kunnen stellen welke variant daarin de voorkeur heeft is een Trade Off Matrix (TOM) opgesteld. De TOM dient als middel om een gefundeerde keuze te maken. Het is een tabel met aan een zijde de varianten en aan de andere zijde de aspecten waarop je de varianten tegen elkaar afweegt, dit zijn de ontwerpcriteria. Aan deze criteria wordt een waarde/ weging toegekend die iets zegt over de significantie van dat bepaalde aspect.

Weging:

Elke ontwerpcriteria heeft een weging van 1 tot 3. Hierbij geldt dat hoe hoger de score, hoe belangrijker het aspect is.

1 = Niet heel belangrijk, 2 = Neutraal, 3 = Belangrijk.

Score:

Elk ontwerp krijgt per ontwerpcriteria een score krijgen van 1 tot 5. Ook hier geldt, hoe hoger de score, hoe beter het ontwerp voldoet aan het betreffende criteria.

1 = heel slecht, 2 = slecht, 3 = neutraal, 4 = Goed, 5 = Heel goed.

Om tot een uiteindelijke score te komen worden de twee getallen met elkaar vermenigvuldigd en vervolgens aan het einde allemaal gesommeerd. Het ontwerp met de hoogste totaalscore verdient de voorkeur voor nadere uitwerking.

2.8.1 Ontwerpcriteria

Alle varianten worden getoetst aan de hand van diverse ontwerpcriteria. Hieronder zijn de belangrijke criteria opgesomd (in willekeurige volgorde) en kort toegelicht. Hierbij is gedefinieerd wat de hoogte van de scores bepaald:

Criteria	Toelichting
Bouwtijd	Gaat over de doorlooptijd van de uitvoering. Hoe korter de doorlooptijd, hoe hoger de score.
Uitvoerbaarheid	Is de mate waarin het systeem praktisch uit te voeren is. Hoe minder inspanning er geleverd dient te worden, hoe hoger de score.
Kosten	Is de kostprijs van de fundering (inclusief uitvoeringskosten). Hoe lager de kosten, hoe hoger de score.
Herbruikbaarheid	Gaat over welk percentage van de fundering kan worden hergebruikt. Een percentage van 100% geeft de hoogste score.
Demonteerbaarheid	Is de mate waarin het systeem te demonteren is. Hoe minder inspanning er geleverd dient te worden bij demontage, hoe hoger de score.
Modulariteit	Is de mate waarin de componenten van het systeem kunnen worden gescheiden en gecombineerd, wat vaak de flexibiliteit van het systeem vergroot. Hoe groter de flexibiliteit van het systeem, hoe hoger de score.
Esthetiek	Gaat over de inpassing in het landschap. Ten aanzien van de beoordeling wordt gesteld dat hoe minder massa van de fundering boven het maaiveld uitsteekt, hoe hoger de score.
Onderhoud	Betreffen de (verwachte) benodigde activiteiten t.b.v. het in stand houden van een aanvaardbare conditie. Hoe minder frequent er onderhoud/inspecties benodigd zijn, hoe hoger de score.

Tabel 2.5 - Ontwerpcriteria

2.8.2 Weging

Voor de beoordeling van de ontwerpcriteria is gedefinieerd wat de hoogte van de scores bepaald. Hierdoor is het in zekere mate mogelijk om objectief scores toe te kennen aan de verschillende varianten. Ten aanzien van de weging/zwaarte van de verschillende ontwerpcriteria is het minder goed mogelijk om objectief de waarde vast te stellen. In realiteit zullen verschillende opdrachtgevers, verschillende waarden toe kennen aan bepaalde aspecten, een en ander afhankelijk van wat de doelstelling en wensen van de opdrachtgever zijn. Om de weging van verschillende keuzecriteria zo objectief mogelijk te houden en om te voorkomen dat er (al dan niet onbewust) sturing wordt gegeven aan de eigen voorkeur, is besloten om een aantal collega's (professionals uit het werkveld) de weging van de keuzecriteria vast te laten stellen. De scores van de collega's zijn gemiddeld om zodoende de weging van de keuzecriteria vast te stellen.

Criteria	Persoon 1	Persoon 2	Persoon 3	Gemiddelde
Bouwtijd	2	2	2	2,00
Uitvoerbaarheid	2	3	2	2,33
Kosten	3	2	2	2,33
Herbruikbaarheid	3	3	3	3,00
Demonteerbaarheid	2	3	3	2,67
Modulariteit	3	2	3	2,67
Esthetiek	1	1	1	1,00
Onderhoud	1	1	2	1,33

Tabel 2.6 - Weging ontwerpcriteria

3 Variantenstudie

3.1 Algemeen

Het doel van de variantenstudie is om te komen tot een voorkeursvariant op basis van kwalitatieve beschouwing (dus geen uitgebreide berekeningen en/of uitwerking). Dit betekent dat bij het beoordelen van de diverse aspecten er sprake kan zijn van enige onzekerheid in de zuiver van de beoordeling. Het is ook niet de bedoeling om direct tot de juiste variant te komen, maar om een startpunt vast te stellen voor verdere ontwikkeling van het concept. Immers, pas wanneer alle varianten tot in detail zijn uitgewerkt kan met enige zekerheid worden vastgesteld welke variant de beste is.

De haalbaarheid van de afzonderlijke varianten is daarmee niet gegarandeerd. Na of tijdens het uitwerken van de voorkeursvariant zal blijken of de keuze voor de betreffende variant de juiste is. Bij het bepalen van de globale dimensies van de varianten is de in situ fundering uit het referentieproject als basis genomen.

Als uitgangspunt is genomen dat het aantal palen ongeveer gelijk moet zijn aan het aantal palen van de in situ fundering (met een bandbreedte van ± 2 palen). Zodoende kan grofweg worden gesteld dat de varianten zullen voldoen ten aanzien van het geotechnische draagvermogen. Tevens kan worden gesteld dat bij benadering aan de eisen met betrekking tot stijfheid wordt voldaan (stijfheid van fundering zelf buiten beschouwing gelaten).

Het draagvermogen van de palen uit het referentieproject bedraagt ca. 1700 kN druk en ca. 700 kN trek. Bij dimensionering van de varianten is op deze waarden gestuurd.

De volgende zaken zijn in beschouwing genomen:

- geotechnisch draagvermogen

De volgende zaken zijn buiten beschouwing gelaten:

- sterkte
- stijfheid
- vermoeiing

In de volgende paragrafen worden drie varianten behandeld. De berekening van de reactiekrachten per variant is opgenomen in Bijlage 02.

3.2 Variant A: Massieve fundering

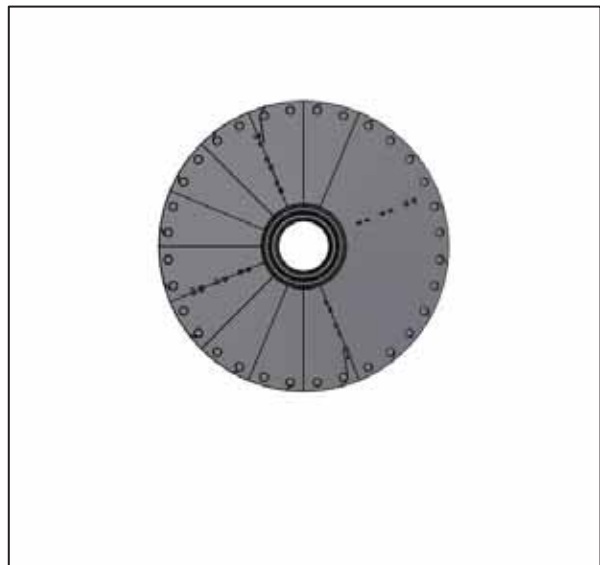
Variant A is qua afmetingen een kopie van de in situ fundering uit het referentieproject. Deze variant heeft een gesloten structuur bestaande uit 16 elementen. Uitgangspunt is dat de fundering langs de omtrek cirkelvormig is. De koppeling tussen de afzonderlijke onderdelen bestaat uit tangentiële voorspanning zonder aanhechting die rondloopt en de verschillende elementen tegen elkaar aandrukt. Tussen de verschillende elementen worden dwarskrachtdeuvels toegepast om te voorzien in de krachtsoverdracht. De verbinding met de palen bestaat uit sparingen in het beton waar de palen doorheen steken, waarbij deze vervolgens middels een natte knoop verbinding aan fundering worden vastgemaakt. Hierbij dienen alle palen te lood te worden geplaatst, anders is het niet mogelijk om de elementen over de palen heen te laten zakken. Andere opties zijn bijvoorbeeld een koppeling waarbij gebruik wordt gemaakt van een deuvelverbinding, of verbinding middels (voerspan) bouten.

Afmetingen fundering (globaal):

Aantal elementen:	16 st.
Aantal palen:	32 st. (te lood)
Buitendiameter plaat:	17,0 m
Dikte plaat:	1,4 m tot 3,3 m (variabel)
Massa per element:	655 kN
Massa totaal:	10480 kN



Afbeelding 3.1 - Variant A - 3D-view



Afbeelding 3.2 - Variant A - bovenaanzicht

Voordelen:

- Het ontwerp heeft zich reeds bewezen (afmetingen en aantal palen zijn toereikend);
- Door de gesloten structuur zal het verkrijgen van voldoende (rotatie) stijfheid geen belemmering zijn.

Nadelen:

- De hoeveelheid materiaal en het totale transportgewicht zijn aanzienlijk. Hierdoor zijn er veel afzonderlijke elementen benodigd;
- Verbinding tussen verschillende constructiedelen is complex om te realiseren;
- Qua modulairiteit/ vrije indeelbaarheid scoort dit ontwerp niet goed. Met het aantal palen is niet te variëren.

3.3 Variant B: Fundering met radiale elementen

Variant B bestaat uit een middenconsole met radiale balken. De balken hebben een variabele hoogte die naar het midden toe groter wordt. Het aantal balken is vastgesteld op 8. Een groter aantal balken resulteert in een beperkte ruimte voor het realiseren van de verbinding tussen de balken en middenconsole. Bij een kleiner aantal is het verkrijgen van voldoende sterkte en stijfheid mogelijk weer een uitdaging (zie ook conclusie in paragraaf 2.4.2). De balken hebben een rechthoekige, massieve doorsnede. In een verdere fase kan de doorsnede mogelijk nog worden geoptimaliseerd, denk hierbij aan de vorm van I-profielen, of andere vormen van gewichtsbesparing. Aan de uiteinden rusten de balken op in situ poeren met daaronder palen. De verbinding tussen de prefab elementen en de verbinding tussen poeren en balken zijn nader te bepalen (denk aan ankers en/of voorspanning).

Afmetingen fundering (globaal):

Aantal (prefab) elementen: $8 + 1 = 9$ st. (balken + middenconsole)

Aantal palen: $8 \times 4 = 32$ st. (te lood)

Lengte balken

(hart poer - hart middenconsole): 9,5 m (diameter = 19,0 m)

Afmetingen balken: 1,0 x 1,5 m tot 3,3 m (variabel) (BxH)

Afmetingen middenconsole: 4,0 m x 1,0 m x 3,3 m ($\emptyset$ xBxH)

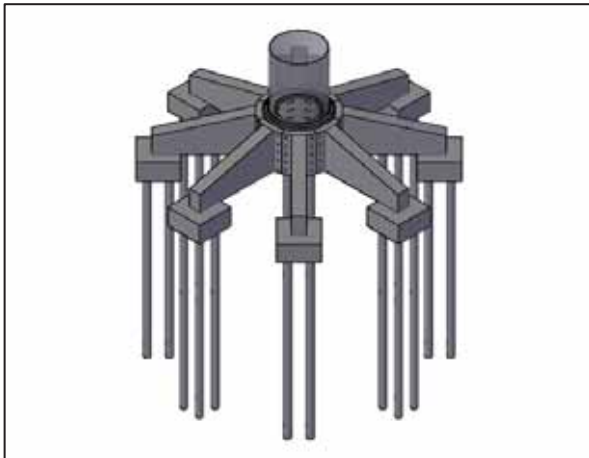
Afmetingen poeren: 3,0 m x 3,0 m x 1,5 m (LxBxH)

Massa per balk: 500 kN

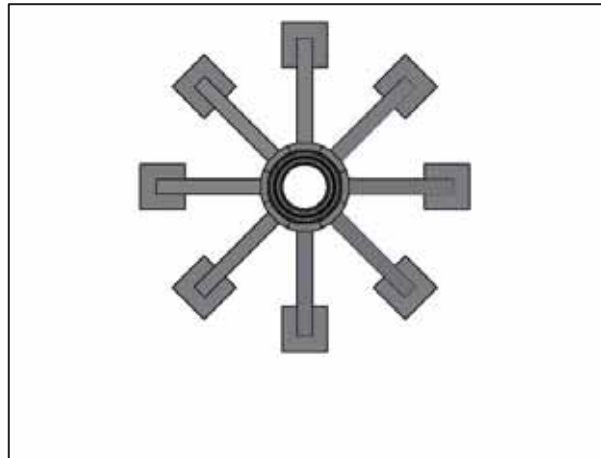
Massa middenconsole: 1037 kN

Massa poer: 338 kN

Massa totaal: 7741 kN



Afbeelding 3.3 - Variant B - 3D-view



Afbeelding 3.4 - Variant B - bovenaanzicht

Voordelen:

- Ten opzichte van de in situ fundering wordt er veel materiaal (massa) bespaard;
- De elementen zijn makkelijk te verlengen voor groter koppel op funderingsniveau;
- Door de in het werk gestorte poeren is het makkelijker om te variëren met het aantal palen wat de haalbaarheid van het ontwerp zeer ten goede komt. Qua modulairiteit/ vrije indeelbaarheid scoort dit ontwerp dus beter.

Nadelen:

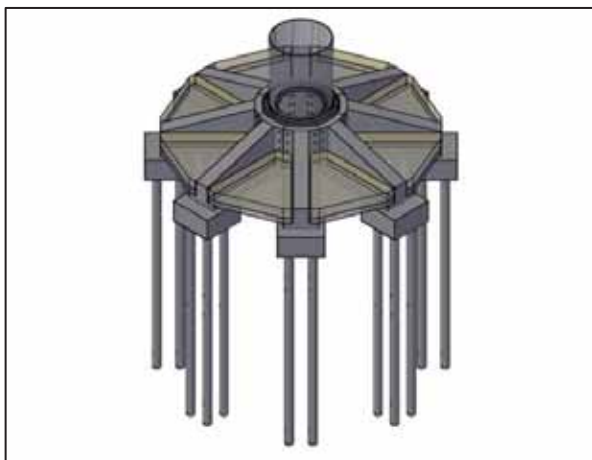
- Door toepassen van in situ poeren is de constructie niet in zijn geheel her te gebruiken;
- Verbinding tussen verschillende constructiedelen is complex om te realiseren;
- Het realiseren van voldoende stijfheid is een uitdaging.

3.4 Variant C: Fundering met radiale elementen en dekplaten

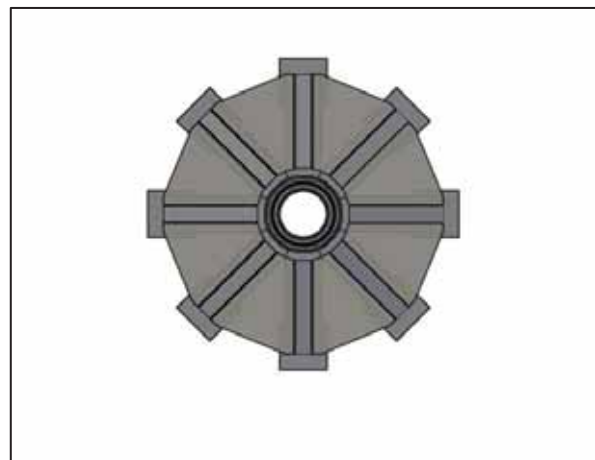
Variant C vertoont grote gelijkenissen met variant B. Het ontwerp bestaat eveneens uit 8 radiale balken met een middenconsole. De belangrijkste aanvulling zijn betonnen dekplaten met daarbovenop grondaanvulling. Met deze grondaanvulling wordt extra gewicht gemobiliseerd waardoor de trekkracht in de palen kan worden gereduceerd. Anders dan bij variant B zijn de balken aan de onderzijde voorzien van een flens die aan weerszijden van de balk uitsteekt. Op deze flens rusten de dekplaten met daarop de grondaanvulling.

Afmetingen fundering (globaal):

Aantal (prefab) elementen:	$8 + 1 + 8 = 17$ st.
Aantal palen:	$8 \times 4 = 32$ st. (te lood)
Lengte balken	
(hart poer - hart middenconsole):	8,5 m (diameter = 17,0 m)
Afmetingen balken:	1,0 x 1,5 m tot 3,3 m (variabel) (BxH)
Afmetingen middenconsole:	4,0 m x 1,0 m x 3,3 m (ØxBxH)
Afmeting dekplaten:	ca. 6,0 m x 1,1 m tot 5,7 m x 0,4 m (LxBxH)
Afmetingen poeren:	3,0 m x 3,0 m x 1,5 m (LxBxH)
Hoogte grondaanvulling:	0,7 m
Massa per balk:	520 kN
Massa middenconsole:	1037 kN
Massa dekplaten:	200 kN
Massa poer:	338 kN
Massa totaal:	9501 kN
Massa grondgewicht:	2025 kN



Afbeelding 3.5 - Variant C - 3D-view



Afbeelding 3.6 - Variant C - bovenaanzicht

Voordelen:

- Door het mobiliseren van extra grondgewicht wordt de trekkracht in de palen gereduceerd;
- Door de i.h.w. gestorte poeren is het makkelijker om te variëren met het aantal palen wat de haalbaarheid van het ontwerp zeer ten goede komt. Qua modulariteit/vrije indeelbaarheid scoort dit ontwerp dus goed.

Nadelen:

- Bij toepassen van i.h.w. gestorte poeren is de constructie niet in zijn geheel her te gebruiken;
- Verbinding tussen verschillende constructiedelen is complex om te realiseren;
- Mogelijk dienen de funderingen bij dit ontwerp dieper geplaatst te worden om voldoende grondgewicht te mobiliseren. Dit is mogelijk onwenselijk i.v.m. ontgraven onder grondwaterniveau;
- Het realiseren van voldoende stijfheid is een uitdaging.

3.5 Multi criteria analyse (MCA)

Teneinde een voorkeursvariant vast te stellen zijn voor elk ontwerp de ontwerpcriteria kwalitatief beoordeeld. De scores zijn in een trade-off matrix (Tabel 3.1) opgenomen.

Ontwerpcriteria	Weging	Variant A		Variant B		Variant C	
Bouwtijd	2,00	4	8,0	3	6,0	2	4,0
Uitvoerbaarheid	2,33	3	7,0	4	9,3	2	4,7
Kosten	2,33	2	4,7	2	4,7	2	4,7
Herbruikbaarheid	3,00	5	15,0	3	9,0	4	12,0
Demonteerbaarheid	2,67	2	5,3	5	13,3	4	10,7
Modulariteit	2,67	1	2,7	5	13,3	5	13,3
Esthetiek	1,00	3	3,0	2	2,0	3	3,0
Onderhoud	1,33	2	2,7	3	4,0	2	2,7
Totaalscore			48,3		61,7		55,0

Tabel 3.1 - Trade off matrix.

Uit de beschouwing volgt dat variant B de voorkeur heeft voor verder uitwerking. Doorslaggevend hierin is het feit dat het een flexibel systeem betreft wat het ontwerp geschikt maakt voor toepassing op diverse ondergronden en voor diverse windturbines.

Let wel: de voorkeursvariant betreft slechts een oplossingsrichting. De haalbaarheid is hiermee allermist vastgesteld. Verdere uitwerking van de variant zal uitwijzen of de gekozen oplossing de juiste blijkt te zijn.

4 Uitwerking voorkeursvariant

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk is het ontwerp van variant B nader uitgewerkt. Hierbij zijn allereerst middels wat handberekeningen en schattingsformules de dimensies van het ontwerp getoetst. Vervolgens is aan de hand van een model in een EEM-software programma het ontwerp meer in detail geanalyseerd.

4.1.1 Uitgangspunten

Algemeen:

Gevolgklasse:	CC2
Betrouwbaarheidsklasse:	RC2
Ontwerplevensduur:	50 jaar

Fundering:

Betonklasse:	C30/37 (eerste uitgangspunt)
Betonklasse bovenste deel:	C45/55
Milieuklasse:	XC4/XF3
Wapeningsstaal:	B500B
Betondekking:	60 mm
Max. scheurwijde:	0,30 mm

Geotechnisch:

Horizontale stijfheid palen:

De horizontale stijfheid van een paal volgt uit $k_h = F_h / u$. De totale stijfheid van de groep palen volgt uit de vermenigvuldiging van de stijfheid per paal met het totaal aantal palen. Als uitgangspunt wordt de berekende horizontale stijfheid uit de DO-berekening van de in situ fundering uit het referentieproject gehanteerd. Deze bedraagt:

- $k_h = 12 \text{ MN/m per paal}$

Verticale stijfheid palen:

De verticale stijfheid is sterk afhankelijk van het type paal en de grondslag. Daarnaast bepaalt de optredende belasting eveneens de berekende veerwaarde. Omdat de stijfheid van de puntveer hierdoor sterk kan variëren wordt voor de verticale veer een grove aanname gedaan. In plaats van een aanname te doen voor de grootte van de puntveer wordt een aanname gedaan voor de zakking van de paalkop (= zakking paalpunt + elastische verkorting paal). Voor de paalkopzakking wordt uitgegaan van 5 mm (bij gebruiksbelasting) dit komt ordegrootte overeen met het referentieproject. Voor deze fase volstaat het om uit te gaan van een lineair-elastische veer. In de DO-berekening van het referentieproject bedraagt de karakteristieke paalbelasting ca. 1250 kN. De bijbehorende veerwaarde bedraagt dan:

- $k_{v, \text{paalkop}} = 1250 / 0,005 = 250000 \text{ kN/m} = 250 \text{ MN/m per paal}$.

Draagvermogen:

Het draagvermogen van de palen wordt overgenomen van de DO-berekening van het referentieproject. Uit de betreffende berekening volgt een draagvermogen van:

- Drukdraagvermogen: ca. 1700 kN per paal
- Trekdraagvermogen: ca. 700 kN per paal

4.2 Globale haalbaarheid

Allereerst wordt de globale haalbaarheid van het ontwerp beschouwd. Hiertoe is in eerste instantie gekeken naar de grootste belastingen in de hoofdrichtingen. Op basis daarvan is globaal wapening bepaald voor de haalbaarheid ten aanzien van de ULS- en SLS-ontwerpsituaties.

4.2.1 Geometrie

De fundering bestaat uit een ringbalk met een diameter van 4,0 m. De doorsnede van de ringbalk bedraagt 1000 mm x 3300 mm (BxH). De poeren worden op een afstand van 9,5 m ten opzichte van het midden aangebracht. De lengte van de balken bedraagt dan $9,5 - 2 - 0,5 = 7,0$ m. De doorsnede verloopt in hoogte van 3300 mm Ter plaatse van de middenconsole naar ca. 1500 mm Ter plaatse van de poeren. De breedte van de balken wordt aangenomen op 1000 mm. De afmetingen van de poeren zijn aangenomen op $3,0 \times 3,0 \times 1,5$ m (LxBxH). Per poer zijn 4 palen aanwezig (het type paal is niet van belang). De h.o.h. afstand van de palen bedraagt dan 2,0 m in beide richtingen.

4.2.2 Krachtswerking

Bepaling krachtswerking ten behoeve van de controle op sterkte:

De kracht per poer (= uiteinden balk) kan wordt berekend met onderstaande vergelijking:

- $P_i = (M_f \cdot d_i) / \sum d_i^2 + F_f / n$
 - o M_f = het moment op de fundering
 - o d_i = horizontale afstand van poer "i" ten opzichte van het zwaartepunt van de fundering in de richting van het moment
 - o F_f = de verticale belasting Ter plaatse van de fundering
 - o n = het aantal poeren

Op basis van bovenstaande vergelijking is de reactiekracht op poeren bepaald voor de verschillende belastingcombinaties. Hiervoor is gebruik gemaakt van MS Excel om snel te kunnen rekenen. In Afbeelding 4.1 zijn de resultaten uit de berekening weergegeven.

Reactiekrachten					Som x^2	ULS normal		ULS abnormal		SLS	FAT
					361,0	unfavourable	favourable	unfavourable	favourable	unfavourable	
nr	α	x	y		x^2	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]
1	0,00	9,5	0,000		90,3	5032	4444	4946	4694	3093	2085
2	0,79	6,7	6,718		45,1	4075	3487	3902	3651	2571	1858
3	1,57	0,0	9,500		0,0	1763	1175	1383	1132	1309	1309
4	2,36	-6,7	6,718		45,1	-549	-1136	-1136	-1387	47	760
5	3,14	-9,5	0,000		90,3	-1506	-2094	-2179	-2430	-475	533
6	3,93	-6,7	-6,718		45,1	-549	-1136	-1136	-1387	47	760
7	4,71	0,0	-9,500		0,0	1763	1175	1383	1132	1309	1309
8	5,50	6,7	-6,718		45,1	4075	3487	3902	3651	2571	1858

Afbeelding 4.1 - Reactiekrachten Ter plaatse van poeren (verticaal)



Afbeelding 4.2 - Visualisatie reactiekrachten Ter plaatse van. poeren (verticaal)

4.2.3 Controle draagvermogen

Controle druk:

De maximale reactiekracht (druk) Ter plaatse van. het uiteinde van de balken bedraagt ca. 5032 kN. Hier dient het gewicht van de poeren nog bij opgeteld te worden. Het gewicht van de poeren bedraagt:

- $F_{Ed,poer} = 3 * 3 * 1,5 * 25 * 1,35 = 456 \text{ kN}$ (aanname)

De reactiekracht per paal bedraagt dan:

- $F_{Ed,paal} = (5032 + 456) / 4 = 1372 \text{ kN}$

Controle draagvermogen:

- $U.c. = 1372 / 1700 = 0,81 \rightarrow \text{voldoet}$

Controle trek:

De maximale reactiekracht (trek) Ter plaatse van. het uiteinde van de balken bedraagt ca. -2430 kN. Hier dient het gewicht van de poeren nog bij opgeteld te worden. Het gewicht van de poeren bedraagt:

- $F_{Ed,poer} = 3 * 3 * 1,5 * 25 * 0,9 = 304 \text{ kN}$

De reactiekracht per paal bedraagt dan:

- $F_{Ed,paal} = (-2430 + 304) / 4 = -532 \text{ kN}$

Controle draagvermogen:

- $U.c. = -532 / -700 = 0,76 \rightarrow \text{voldoet}$

4.2.4 Controle rotatiestijfheid (handberekening)

Uit het vooronderzoek is naar voren gekomen dat het verkrijgen van voldoende stijfheid een uitdaging vormt. Daarom wordt dit aspect als eerste beschouwd middels een globale inschatting. Voor de axiale veerstijfheid van de palen wordt uitgegaan van $k_p = 250 \text{ MN/m}$ per paal (= stijfheid puntveer inclusief stijfheid paal). Per poer worden 4 palen toegepast. Uitgaande van een oneindig stijve fundering wordt de rotatiestijfheid gevonden middels onderstaande vergelijking:

- $C_p = k_p * \sum d_i^2 \rightarrow C_p = (250 * 4) * 361 = 361 \text{ GNm/rad}$

Voor de stijfheid van de fundering zelf kan ook een inschatting worden gemaakt. Hiertoe worden de balken geschematiseerd als liggers op twee steunpunten met aan één uiteinde een moment. De hoekverdraaiing kan dan worden gevonden middels onderstaande vergelijking (vergeet-mij-nietje):

- $$\Phi_r = (M \cdot L) / (3 \cdot EI)$$

Bovenstaande vergelijking gaat uit van een prismatische ligger met een constante buigstijfheid over de lengte van ligger. In het ontwerp is echter sprake van een niet-prismatische ligger met een verlopende hoogte van 3300 mm naar 1500 mm. Om gebruik te maken van de vergelijking dient een equivalente doorsnede te worden bepaald op basis van de buigstijfheid.

- $$I_{eq} = (1/12 \cdot 1000 \cdot 3300^3 + 1/12 \cdot 1000 \cdot 1500^3) / 2 = 1,638 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

De equivalente hoogte van de doorsnede bedraagt dan:

- $$h_{eq} = (1,638 \cdot 10^{12} \cdot 12 / 1000)^{1/3} = 2699 \text{ mm}$$

Op basis van de equivalente hoogte kan globaal de rotatiestijfheid worden bepaald. De waarde van M volgt uit onderstaande vergelijking:

- $$M = L \cdot (M_r \cdot d_i) / \sum d_i^2$$

Voor de vergelijking volgt dan:

- $$\Phi_r = ((M_r \cdot d_i) / \sum d_i^2 \cdot L^2) / (3 \cdot EI)$$

Met een eenheidslast van 100.000 kNm en een elasticiteitsmodulus van 10.000 N/mm² (gescheurd beton = eerste uitgangspunt) volgt voor de rotatiestijfheid van de balken:

- $$((100.000 \cdot 9,5) / 361 \cdot 7,0^2) / (3 \cdot 10.000 \cdot 10^3 \cdot 1,638) = 2,6 \text{ mrad.}$$

N.B.: Bovenstaande vergelijking gaat uit van een oneindig stijve middenconsole (geen hoekrotatie (buiging) in middenconsole). Bij verdere uitwerking dient het effect van de middenconsole op de totale stijfheid beschouwd te worden.

De rotatiestijfheid van de fundering is gelijk aan:

- $$C_r = 100.000 / 0,0026 \cdot 10^{-6} = 38,1 \text{ GNm/rad}$$

De gecombineerde stijfheid van de constructie bedraagt:

- $$C_{tot,stat} = (1/361 + 1/38,1)^{-1} = 34,5 \text{ GNm/rad}$$

De statische rotatiestijfheid bedraagt ca. 34,5 GNm/rad. De minimale statische stijfheid die wordt geëist bedraagt 22,5 GNm/rad. Ten aanzien van deze eis voldoet de fundering.

Verder wordt er een dynamische stijfheid geëist van 90 GNm/rad. De dynamische stijfheid wordt verkregen door de stijfheid van de palen te vermenigvuldigen met een factor 3 (= aanname overgenomen uit berekening referentieproject). Er is niet veel literatuur te vinden met betrekking tot het vaststellen van een dynamische stijfheid voor paalveren. Een meer nauwkeurige inschatting van de dynamische stijfheid is in deze fase echter niet van belang. Bovendien is de stijfheid van de betonnen fundering zelf de dominante factor in de gecombineerde stijfheid. Wanneer we uitgaan van de dynamische factor van 3 op de stijfheid van de palen, dan bedraagt de gecombineerde stijfheid:

- $$C_{tot,stat} = (1/(3 \cdot 361) + 1/38,1)^{-1} = 36,8 \text{ GNm/rad}$$

Hieruit volgt dat de dynamische stijfheid niet voldoet aan het criterium. Ongeacht de stijfheid van de palen (wel of geen dynamische factor) zal niet worden voldaan aan het criterium. De veerstijfheden worden immers reciproque opgeteld. Anders gezegd, bij een oneindige stijfheid van de palen (starre oplegpunten) zal de rotatiestijfheid niet groter worden dan 38,1 GNm/rad. De stijfheid van de elementen zal dus minimaal met een factor $90 / 36,8 = 2,4 \approx 2,5$ verhoogd dienen te worden. Er zijn een verschillende mogelijkheden om de stijfheid te vergroten. Hieronder zijn enkele mogelijkheden benoemd:

- Verhogen doorsnede;
- Verbreden doorsnede;
- Verhogen elasticiteitsmodulus:
 - o Hogere betonkwaliteit;
 - o Uitgaan van ongescheurd beton;
- Vergroten aantal radiale elementen.

De beste optie is om uit te gaan van ongescheurd beton. De ongescheurde stijfheid is grofweg 3 keer zo groot als de gescheurde. Dat zou betekenen dat met ongescheurd beton aan de eisen met betrekking tot rotatie stijfheid wordt voldaan. De ongescheurde stijfheid is te realiseren door het toepassen van voorspanwapening.

Met een eenheidslast van 100.000 kNm en een elasticiteitsmodulus van 33.000 N/mm² (ongescheurd) volgt voor de rotatiestijfheid van de fundering:

- $((100.000 * 9,5) / 361 * 7,0^2) / (3 * 33.000 * 10^3 * 1,638) = 0,80 \text{ mrad}.$

De rotatiestijfheid van de fundering is gelijk aan:

- $C_f = 100.000 / 0,00080 * 10^{-6} = 125 \text{ GNm/rad}$

De gecombineerde dynamische stijfheid bedraagt dan:

- $C_{\text{tot,stat}} = (1/(3 * 361) + 1/125)^{-1} = 112 \text{ GNm/rad}$

Controle dynamische stijfheid:

- $90 \text{ GNm/rad} < 112 \text{ GNm/rad} \rightarrow \text{voldoet}$

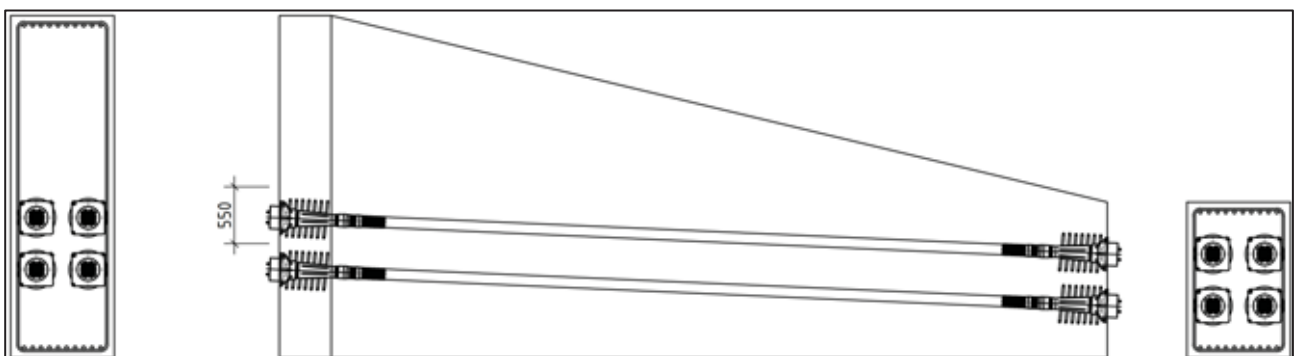
4.2.5 Dimensionering voorspanning radiale balken

De belangrijkste snedekrachten voor de berekening:

- $M_{y,\text{ULS}} = 7,0 * 5032 = 35224 \text{ kNm}$ (= conservatief, eigengewicht deels als gelijkmatig verdeeld over ligger)
- $M_{y,\text{SLS}} = 7,0 * 3093 = 21651 \text{ kNm}$
- $V_{z,\text{Ed}} = 5032 \text{ kN}$

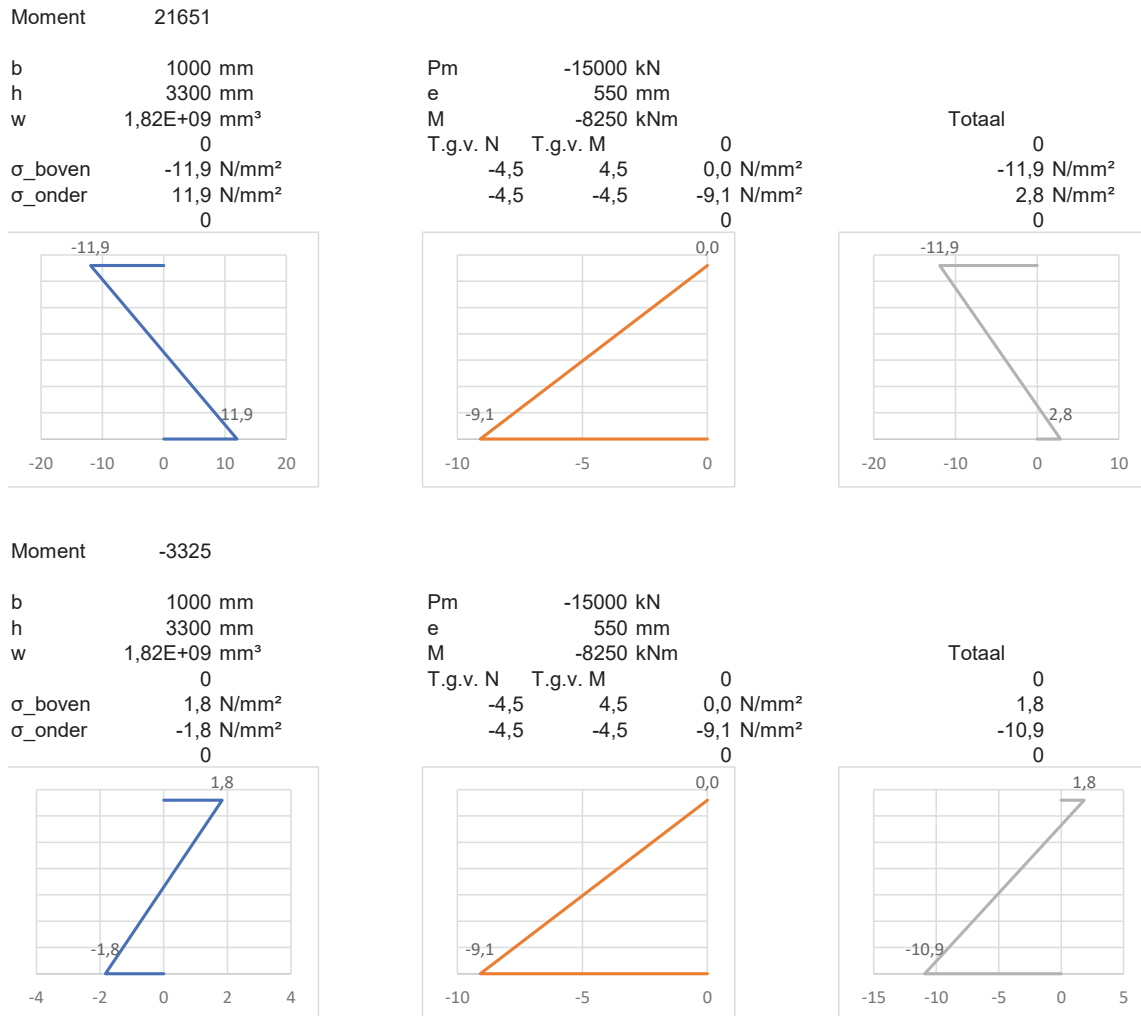
De doorsnede van de ligger moet volgens Eurocode 1992 deel 1-1 worden beschouwd als een gedrongen ligger indien geldt: $l_{\text{eff}} < 3 * h$. Waarbij voor een uitkragende ligger geldt: $l_{\text{eff}} = 2 * a$. Waarin a = de lengte van de uitkraging. De ligger dient dus als gedrongen ligger te worden beschouwd wanneer geldt: $2 * a < 3 * h$. $\rightarrow 2 * 7,0 = 14,0 \text{ m} > 3 * 3,3 = 9,9 \text{ m} \rightarrow$ ligger is niet gedrongen.

De controle op rotatiestijfheid betreft een SLS-toets. Daarom wordt de voorspanning gedimensioneerd op de belasting in de SLS-situatie. Er mogen in deze ontwerptoestand geen scheuren optreden, trekspanningen zijn wel toegestaan. Het betonstaal dient in combinatie met de voorspanwapening te voorzien in de weerstand in de ULS. Op Afbeelding 4.3 is het verloop van de voorspanwapening geschetst. Uitgangspunt is een systeem van voorspanning zonder aanhechting (VZA) bijvoorbeeld van VSL. De globale uitwerking van de wapening is opgenomen in Bijlage 03.



Afbeelding 4.3 - Verloop voorspanning in radiale balken

De excentriciteit van de voorspanwapening is aangenomen op $1/6^e$ van de hoogte (= 550 mm) van de doorsnede zodat er geen trekspanningen ontstaan ten gevolge van de voorspanning. De benodigde voorspankracht bedraagt ca. 15000 kN. Zoals op de spanningsdiagrammen in Afbeelding 4.4 is te zien is de scheurspanning van het beton ($F_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$) niet overschreden.



Afbeelding 4.4 - Spanningsfiguren radiale balken (met voorspanning)

Stel er wordt uitgegaan van voorspankabels met strengen $\varnothing 15,7 \text{ mm}$, Y1860S7 met $A_p = 150 \text{ mm}^2$. Het voorspanverlies wordt geschat op 20%. De eindvoorspankracht bedraagt dan:

- $F_p = 1860 \cdot 0,75 \cdot 150 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} = 167,4 \text{ kN}$

Het aantal benodigde strengen bedraagt:

- $n_p = 15000 / 167,4 = 89,6 \text{ strengen} \rightarrow 90 \text{ strengen}$

Stel spankoppens toepassen 4 spankanalen dan bedraagt het aantal strengen per kop:

- $n_{p/kop} = 90 / 4 = 22,5 \text{ strengen/kanaal} \rightarrow \text{toepassen VSL 6-22 (= 22 streken per kanaal)}$

De totale oppervlakte van de voorspanwapening bedraagt dan:

- $A_p = 88 \cdot 150 = 13200 \text{ mm}^2$

Controle maximaal opneembaar moment ULS

Hiernaast is de capaciteit van de doorsnede met voorspanwapening bepaald. Hierbij is uitgegaan van 1 laag betonstaal wapening van 10xØ32.

Uit de berekening volgt een opneembaar moment van ca. $M_{Rd} = 40000 \text{ kNm}$

Controle moment:

- U.c. = $35224 / 40000 = 0,88 \rightarrow$ voldoet

Conclusie:

Uit bovenstaande beschouwing volgt dat de afmetingen van de radiale balken toereikend zijn om te voldoen aan de eisen voor de fundering van de windturbine.

4.2.6 Dimensionering middenconsole

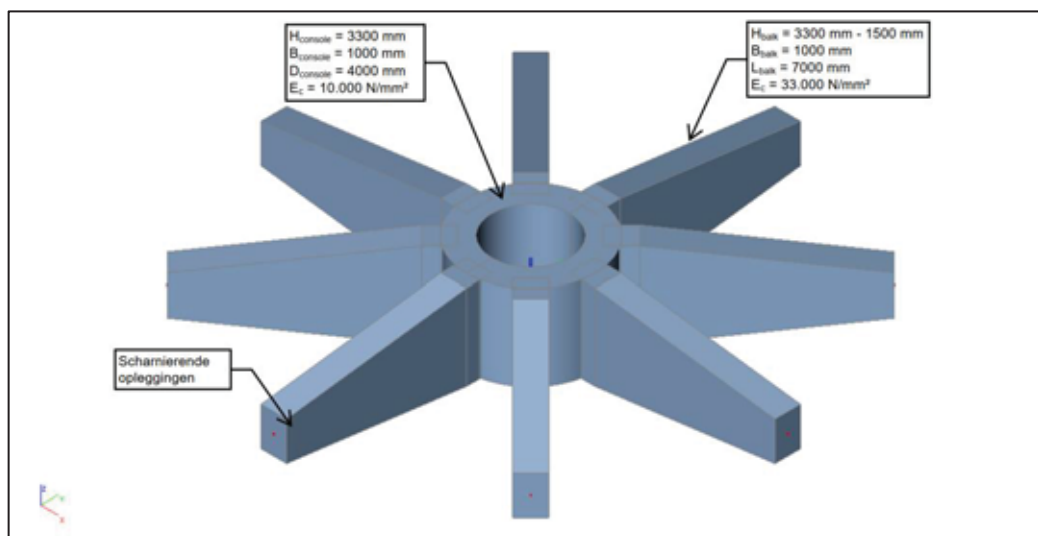
Voor het vaststellen van de krachtswerking in de middenconsole is gebruikgemaakt van het EEM-software pakket SCIA Engineer. Dit is gedaan omdat in de middenconsole sprake is van een combinatie van buigende én wringmomenten waardoor het handmatige berekenen van de krachtswerking complex is.

σ_{pu}	1426 N/mm ²	A_{p2}	6600 mm ²
Capaciteit UGT		A_{p1}	6600 mm ²
N_c	22315 kN	A_s	8042 mm ²
α	0,75 [-]	$\Delta\epsilon_{p2}$	0,00109 [-]
b	1000 mm	$\Delta\epsilon_{p1}$	0,00226 [-]
x_u	1488 mm	ϵ_s	0,00381 [-]
y	579 mm	ϵ_{p2}	0,00681 [-]
f_{ck}	30 N/mm ²	ϵ_{p1}	0,00799 [-]
f_{cd}	20,0 N/mm ²	σ_{p2}	1328 N/mm ²
f_{yk}	500 N/mm ²	σ_{p1}	1523 N/mm ²
f_{yd}	435 N/mm ²	$\sigma_{p, gem}$	1426 N/mm ²
f_{pk}	1860 N/mm ²	$\Delta\sigma$	0 N/mm ²
f_{pd}	1691 N/mm ²	ΔN_{p2}	1400 kN
ϵ_{cu}	0,0035 [-]	ΔN_{p1}	2686 kN
ϵ_{pu}	0,035 [-]	N_s	3498 kN
E_{pm}	195000 N/mm ²	N_{p1}	7366 kN
E_s	200000 N/mm ²	N_{p2}	7366 kN
σ_{pm}	1116 N/mm ²	N_{tot}	22315 kN
f_{pd}/E_{pm}	0,0078 [-]		
ϵ_{pm}	0,0057 [-]		
d_{p2}	1950 mm		
d_{p1}	2450 mm		8849 kNm
d_s	3108 mm		5027 kNm
			1920 kNm
			13784 kNm
			10102 kNm
		M_{Rd}	39681 kNm

Afbeelding 4.5 - Berekening ULS-capaciteit radiale balken

Geometrie en schematisering:

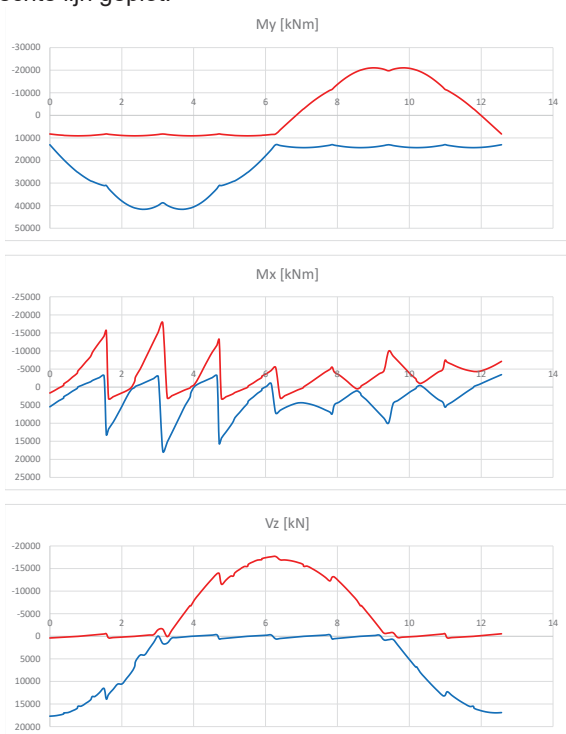
Voor het vaststellen van de krachtswerking in SCIA Engineer is een 3D-staafwerkmodel (XYZ-model) opgesteld. Dit model betreft een sterke vereenvoudiging van de werkelijkheid. De middenconsole bestaat uit een ringbalk (1D-staafelement) met afmetingen 1000 mm x 3300 mm (BxH) en een diameter van 4000 mm (hart ringbalk). Voor materiaal van de middenconsole wordt in eerste instantie uitgegaan van gescheurd beton ($E=10.000 \text{ N/mm}^2$). De acht radiale balken (1D-staafelementen) hebben een variabele doorsnede waarbij de hoogte verloopt van 3300 mm naar 1500 mm aan de uiteinden. De breedte van de balken is 1000 mm. Voor het materiaal van de balken wordt uitgegaan van ongescheurd betond ($E=33.000 \text{ N/mm}^2$) in verband met de aanwezige voorspanwapening zoals hiervoor bepaald. Voor de in- en uitvoer van het rekenmodel wordt verwezen naar Bijlage 04. Het model dient overigens enkel voor een globale inschatting van de haalbaarheid. Een meer nauwkeurige beschrijving van het gedrag kan worden verkregen met 2D-schaafelementen. Dat wordt in de volgende fase beschouwd.



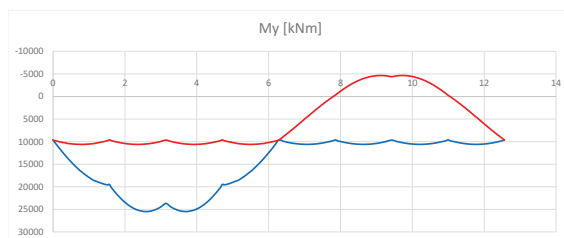
Afbeelding 4.6 - 3D weergave model

Krachtenwerking:

Op Afbeelding 4.7 en Afbeelding 4.8 zijn de belangrijkste snedekrachten weergegeven (V_y en M_z zijn minder relevant). Voor een beter inzicht in het verloop van de krachtenwerking in de ring zijn de moment- en dwarskrachtlijnen over een rechte lijn geplot.



Afbeelding 4.7 - Krachtenwerking ULS



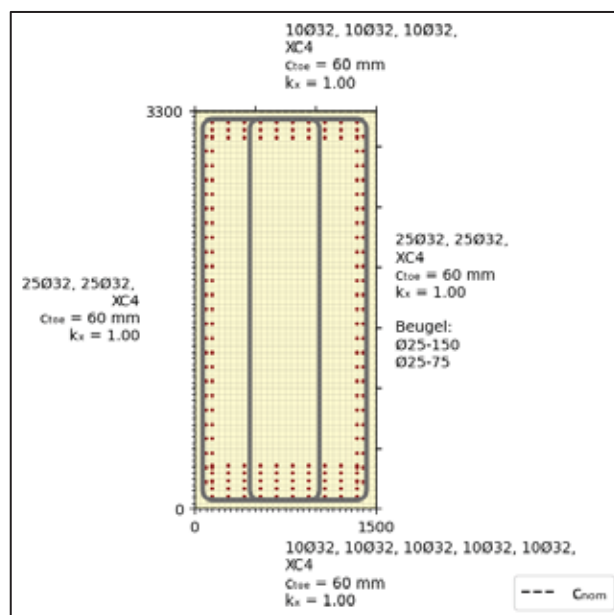
Afbeelding 4.8 - Krachtenwerking SLS

Dimensionering wapening

In verband met de combinatie van buigende momenten, dwarskracht en wrijving is gebruik gemaakt van een doorsnede programma voor de controle van de doorsnede. Hierin is de capaciteit van de ankerkooi buiten beschouwing gelaten. Voor de beschouwing van de ringbalk wordt verwezen naar Bijlage 05. De belangrijkste conclusie is dat de breedte van de doorsnede vergroot dient te worden naar 1,5 m en dat voor de betonsterkteklasse een hogere kwaliteit aangenomen dient te worden, namelijk C45/55. Op Afbeelding 4.9 is de berekende wapening weergegeven.

Controle rotatiestijfheid (rekenmodel):

Aanvullend op de eerdere controle van de rotatiestijfheid (handberekening) kan middels het staafmodel een inschatting worden gemaakt van de invloed van de ringbalk op de totale stijfheid van de fundering. Voor het vaststellen van de rotatiestijfheid van de fundering is een eenheidsmoment van 100000 kNm aangebracht op de ringbalk. Uit de hoekrotatie ten gevolge van dit eenheidsmoment kan de rotatiestijfheid worden afgeleid.



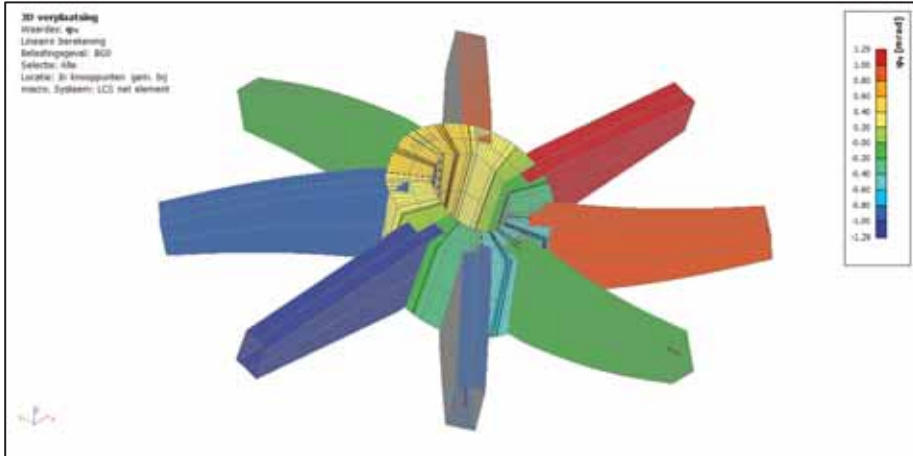
Afbeelding 4.9 - Berekende wapening middenconsole

In het model zijn hiertoe de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Doorsnede ringbalk: $H \times B = 3300 \times 1500$ mm; $E_c = 12.000$ N/mm²

- Doorsnede radiale balken: $H \times B = (3300 - 1500) \times 1000 \text{ mm}$; $E_c = 36.300 \text{ N/mm}^2$
- Veerstijfheid steunpunten $k_{z,\text{dynamisch}} = 4 \cdot 250 \cdot 3 = 3000 \text{ MN/m}$

Op Afbeelding 4.10 is de optredende hoekrotatie weergegeven:



Afbeelding 4.10 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van een eenheidsbelasting

De rotatiestijfheid van de fundering is gelijk aan:

- $C_r = 100.000 / 0,00129 \cdot 10^{-6} = 78 \text{ GNm/rad}$

Controle dynamische stijfheid:

- $90 \text{ GNm/rad} > 78 \text{ GNm/rad} \rightarrow$ voldoet niet

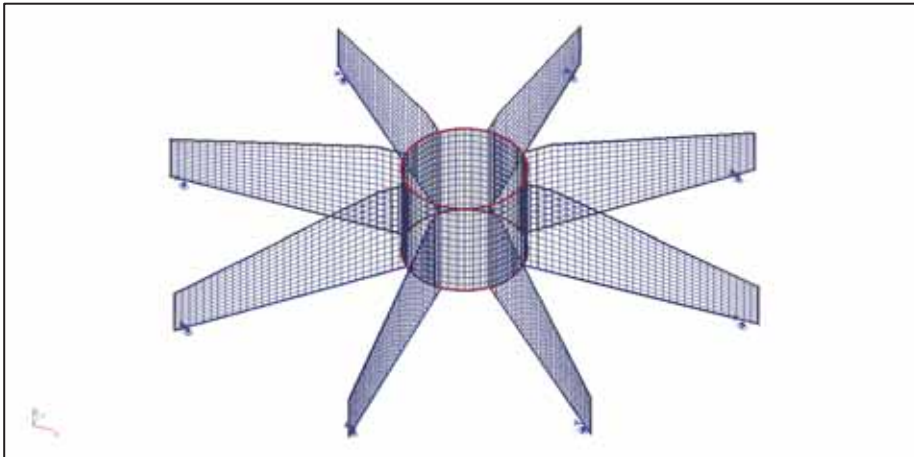
Uit bovenstaande controle volgt dat de constructie onvoldoende rotatiestijfheid bezit. Bij de verdere uitwerking is hier aandacht aan besteed.

Belangrijk om op te merken is dat de betrouwbaarheid van de resultaten in relatie tot de werkelijkheid lastig te controleren zijn. De ringbalk is immers gemodelleerd als 1D-staafelement. Het is echter maar de vraag of de gekozen modellering de vervorming op de juiste manier beschrijft. Zo is het bijvoorbeeld niet duidelijk of de verhoogde wringstijfheid ten gevolge van verhinderde welving in rekening wordt gebracht (theorie van Vlasov-theorie, voor zover bekend wordt dit niet gedaan). Anderzijds is bekend dat een balk met rondgaande wringscheuren een veel lagere stijfheid heeft. Beter inzicht kan worden verkregen door de ringbalk te modelleren middels 2D-plaatelementen. Dit wordt gedaan bij de verdere uitwerking van de fundering.

4.3 Uitwerking

4.3.1 Geometrie en schematisering

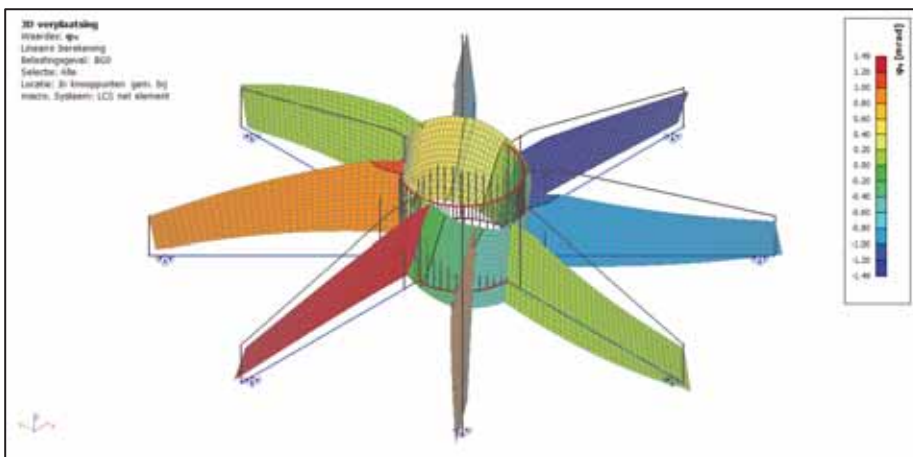
Voor een meer gedetailleerde beschouwing van de constructie is het staafmodel geüpgraded naar een 2D-plaatelementen model. Hierbij zijn de oplegcondities ongewijzigd ten opzichte van het staafmodel. De belastingen zijn eveneens ongewijzigd gebleven. De radiale balken zijn opgebouwd uit plaatelementen en de middenconsole is opgebouwd uit segmenten van schaalelementen. Op Afbeelding 4.11 is het model weergegeven. Voor de invoer van SCIA Engineer wordt verwezen naar Bijlage 06.



Afbeelding 4.11 - 3D weergave rekenmodel

4.3.2 Controle rotatiestijfheid

Alvorens wordt overgegaan op de toetsing van de inwendige krachswerking wordt allereerst aandacht besteed aan de controle ten aanzien van rotatiestijfheid aangezien uit de globale haalbaarheidsberekening is gebleken dat deze voornamelijk bepalend is voor de afmetingen van de constructie. Op Afbeelding 4.12 zijn de vervormingen gegeven ten gevolge van een eenheidslast van 100.000 kNm.



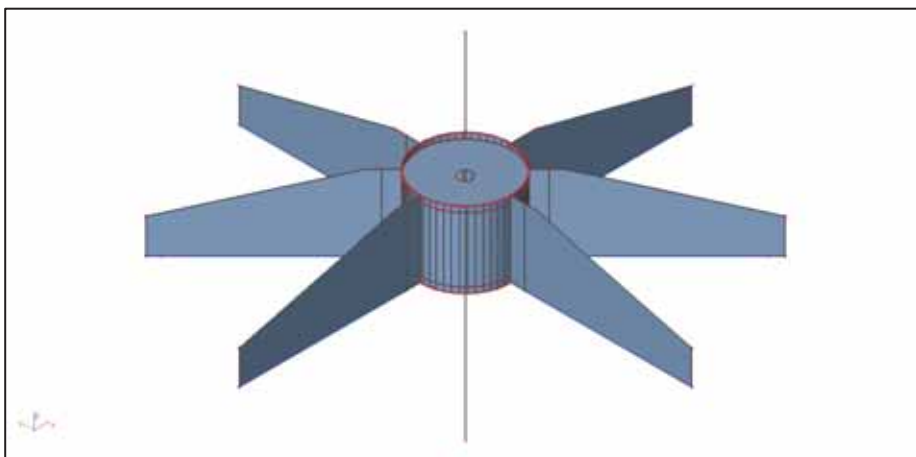
Afbeelding 4.12 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van een eenheidslast (plaatmodel)

Het vervormingsbeeld komt overeen met die uit het 1D-staafmodel. De hoekrotatie valt echter hoger uit dan berekend met het staafmodel. Uit het plaatmodel volgt een hoekrotatie van 1,49 mrad.

De maximaal toelaatbare hoekrotatie ten gevolge van de eenheidslast bedraagt:

- $\varphi_{x,\max} = 100.000 / (90 \cdot 10^6) \cdot 10^3 = 1,11 \text{ mrad}$

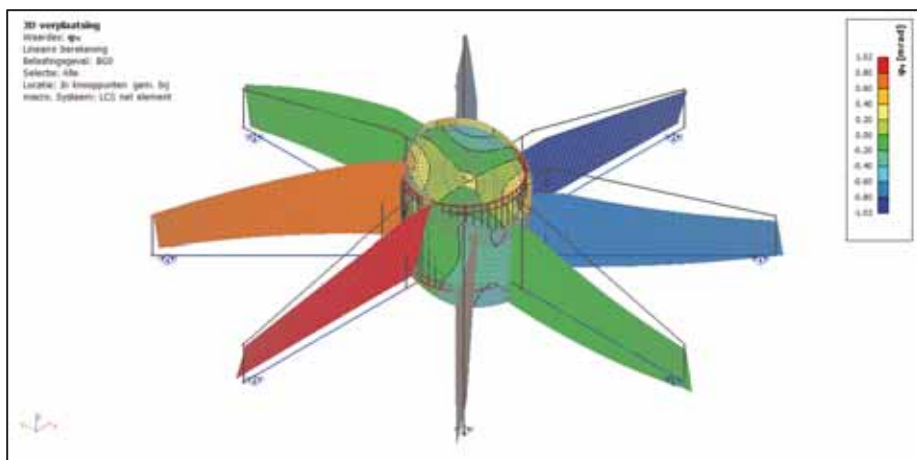
Een voor de hand liggende manier voor het verkrijgen van meer stijfheid is het vergroten van de doorsneden van de radiale balken en middenconsole. Gezien de grootte en het gewicht van de elementen heeft dit niet de voorkeur. Wanneer je kijkt naar het vervormingsbeeld valt op dat de middenconsole sterk vervormt ter plaatse van de aansluiting van de radiale balken. Hier wordt de ringbalk maximaal belast op wringing/ buiging uit het vlak, waardoor er grote vervormingen ontstaan. Het terugdringen van deze vervorming levert potentieel een efficiënte bijdrage aan de rotatiestijfheid. Dit kan worden bereikt door het toepassen van dekplaten ter plaatse van de boven- en onderzijde van de middenconsole. Hierdoor ontstaat een gesloten cilinder met een hoge stijfheid. Hierbij is rekening gehouden met een opening in de dekplaat van 600 mm in verband met toegankelijkheid bij montage en demontage. Op Afbeelding 4.13 is het model met dekplaten te zien.



Afbeelding 4.13 - 3D weergave rekenmodel inclusief dekplaten (plaatmodel)

Door toepassing van de dekplaten reduceert de hoekverdraaiing tot ca. 1,30 mrad. Dit is echter nog niet voldoende stijf. Hiertoe zijn de afmetingen van de radiale balken aangepast. Na een aantal iteraties, waarbij is gevarieerd met diverse afmetingen, is voldoende stijfheid gerealiseerd. De rotatie bedraagt 1,00 mrad en is daarmee voldoende stijf. De volgende afmetingen zijn noodzakelijk:

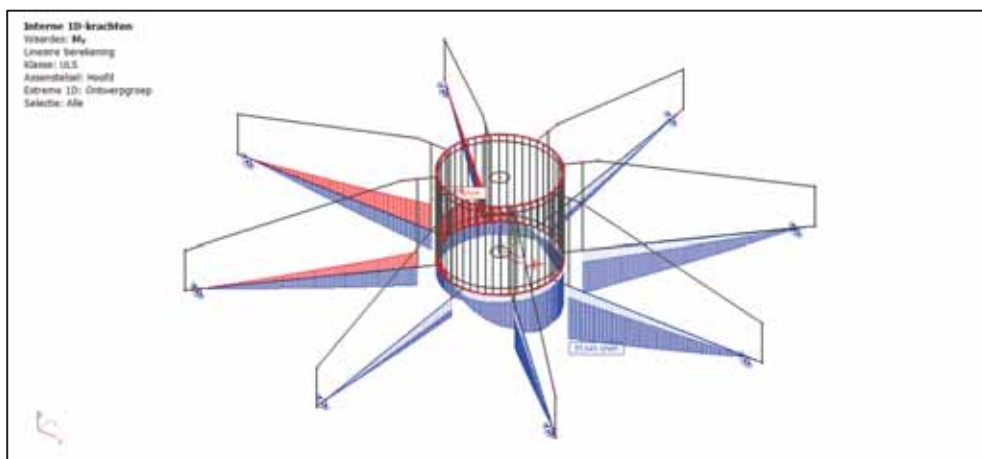
- Dekvloeren: $d = 500$ mm
- Middenconsole: $d = 1500$ mm
- Radiale balken: $d = 1500$ mm



Afbeelding 4.14 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van eenheidslast (plaatmodel inclusief dekplaten)

4.3.3 Krachtswerking

Voor de uitvoer van SCIA Engineer wordt verwezen naar Bijlage 07. Met het huidige 2D-plaatmodel kunnen de 2D-resultaten van plaalementen worden afgelezen zoals de buigende momenten in de platen, dwarskrachten en normaalkracht in het vlak van de platen. Verder beschikt SCIA over de mogelijkheid om integratie-elementen toe te passen. Deze integratie-elementen integreren de 2D-spanningen in de plaalementen tot 1D-snedekrachten in een 1D-staafelement (zie Afbeelding 4.15). Hiermee worden momentenlijnen, dwarskrachtlijnen en normaalkrachtenlijnen verkregen die qua verloop overeenkomen met de lijnen uit het staafmodel. Zodoende kunnen de radiale balken volgens de buigtheorie worden beschouwd voor het dimensioneren van de wapening. Daarnaast kunnen de snedekrachten in de middenconsole worden vergeleken met de resultaten uit het 1D-staafmodel om het effect van de dekplaten op de globale krachtswerking inzichtelijk te maken.



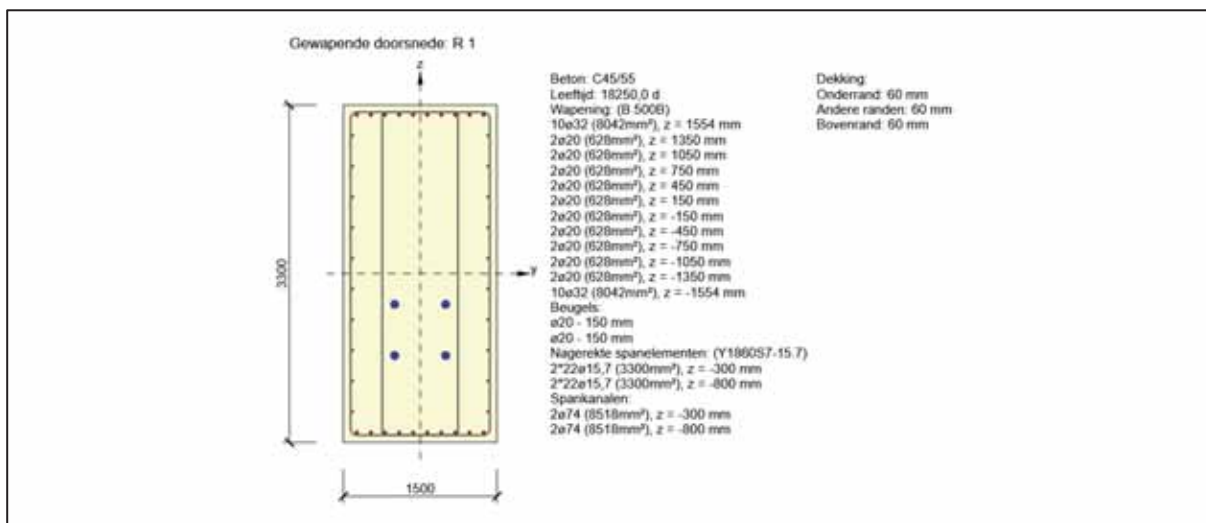
Afbeelding 4.15 - Krachtswerking op basis van integratie-elementen

4.3.4 Dimensionering radiale balken

Omdat de radiale balken zijn te beschouwen als buigliggers is de wapening voor deze elementen bepaald op basis van de snedekrachten uit de integratie-elementen, zie Tabel 4.1. Voor de gedetailleerde controle van de radiale balken is gebruik gemaakt van het doorsnede programma Idea Statica. In dit programma zijn de omhullende snedekrachten ingevoerd. Op Afbeelding 4.16 is de berekende (maatgevende) doorsnede inclusief voorspanwapening weergegeven. Voor de uitvoer van de berekening wordt verwezen naar Bijlage 08.

Snedes h = 3300 mm						
Snedekrachten radiale balken	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ULS	235	147	4611	-	35345	1011
					-17417	
SLS	94	-	-	-	21700	614
					-3625	
FAT	92	-	-	-	14447	891
Perm	0	-	-	-	9092	0
Snedes h = 1500 mm						
Snedekrachten radiale balken	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ULS	235	147	5427	-	0	0

Tabel 4.1 - snedekrachten radiale balken (omhullend)

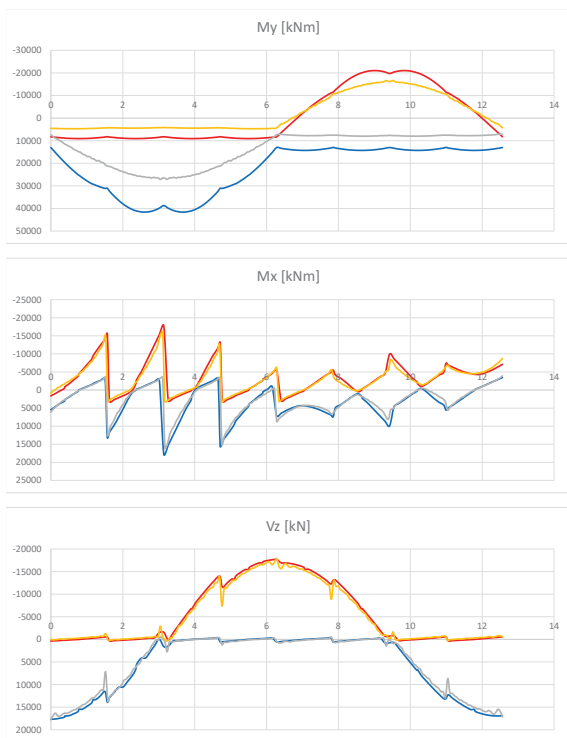


Afbeelding 4.16 - Overzicht toe te passen wapening radiale balken

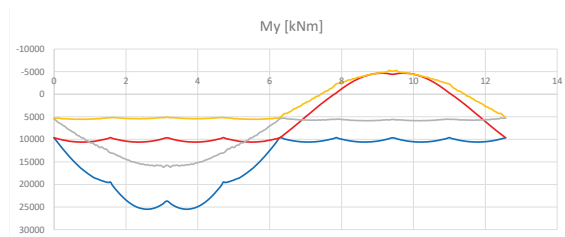
4.3.5 Dimensionering middenconsole

Krachtenwerking:

Op Afbeelding 4.17 en Afbeelding 4.18 zijn de belangrijkste snedekrachten weergegeven (V_y en M_z zijn minder relevant). Voor een beter inzicht in het verloop van de krachtenwerking langs het hart van de ring, zijn de moment- en dwarskrachtlijnen over een rechte lijn geplot.

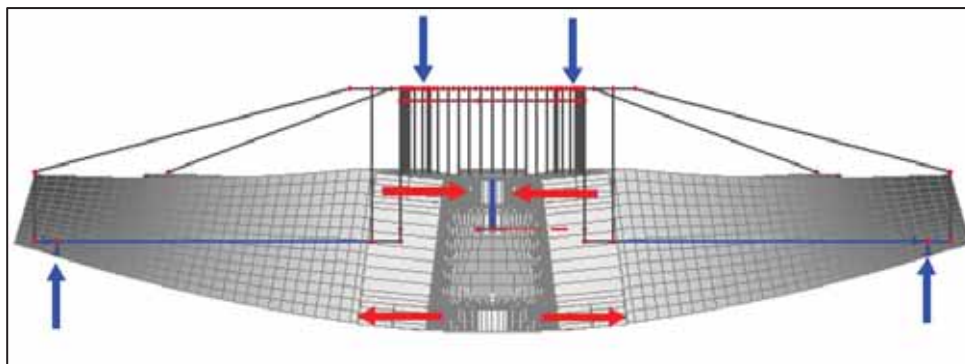


Afbeelding 4.17 - Krachtenwerking ULS



Afbeelding 4.18 - Krachtenwerking SLS

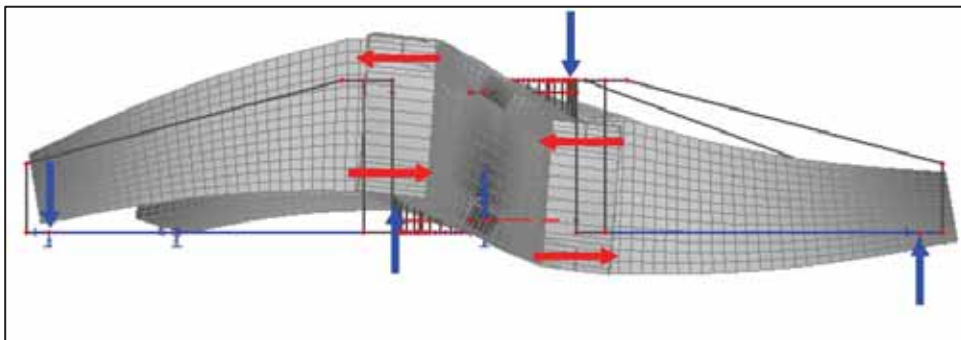
De rode en blauwe lijnen zijn de snedekrachten als berekend met het staafmodel. De gele en grijze lijnen betreffen de snedekrachten op basis van de integratie-elementen uit het plaatmodel. Wat opvalt is dat het buigende moment in de ringbalk bij het plaatmodel lager uitvalt. Dit is te verklaren door het effect van de dekplaten. De dekplaten zorgen er namelijk voor dat er een druk- en trekband gevormd kan worden. Deze druk- en trekbanden dragen met name bij aan het opnemen van de verticale belastingen in de fundering (eigen gewicht fundering en gewicht windturbine). Zie Afbeelding 4.19 ter illustratie.



Afbeelding 4.19 - Schematische weergave druk- en trekband ten gevolge van verticale belasting

Bij het buigende moment ten gevolge van kantelen van de toren, is het effect van de dekplaten significant minder aanwezig. Door het kantelen van de middenconsole ontstaan er buigende momenten ter plaatse van de aansluiting op de radiale balken. In tegenstelling tot de moment als gevolg van verticale belasting, roteren deze momenten in dezelfde richting.

Hierdoor kan er zich geen druk- en trekband vormen aan de boven respectievelijk onderzijde. Zie Afbeelding 4.20 ter illustratie.



Afbeelding 4.20 - Schematische weergave krachtswerking ten gevolge van kantelmoment

Uit bovenstaande afbeelding is af te leiden dat de momenten uit de balken voor het grootste deel opgenomen dienen te worden door wringing in de ringbalk. Slechts een klein deel wordt door de dekplaten opgenomen als buiging. Dit is dan ook terug te zien op de geplote Mx-lijnen waar slechts een geringe afname van het wringmoment is waar te nemen.

4.3.5.1 Dimensionering wapening dekplaten

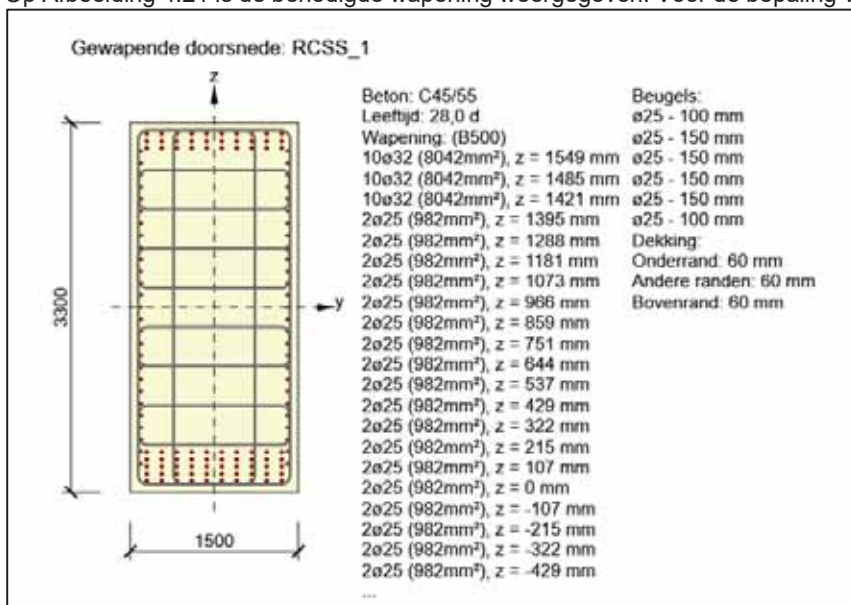
Op basis van de snedekrachten uit Bijlage 07 is de wapening in de dekplaten bepaald. De benodigde wapening bedraagt:

- Wapening radiaal: $\varnothing 25-100$ (b+o) (Ter plaatse van aansluiting dekplaten op ringbalk)
- Wapening tangentieel: $\varnothing 25-100$ (b+o)
- Dwarskrachtwapening: $\varnothing 16-300$ (3-snedig) rondom

Voor de bepaling van de wapening zie Bijlage 09.

4.3.5.2 Dimensionering wapening ringbalk

Op Afbeelding 4.21 is de benodigde wapening weergegeven. Voor de bepaling van de wapening zie eveneens Bijlage 09.



Afbeelding 4.21 - Overzicht toe te passen wapening in ringbalk

De berekende wapening heeft een andere configuratie dan de wapening zoals bepaald op basis van het staafmodel. Dit is een logisch gevolg van de wijze waarop de maatgevende snedekrachten zijn bepaald.

De methode op basis van plaatelementen geeft meer inzicht in de lokale effecten. De vraag is echter in hoeverre deze lokale effecten juist worden beschreven door het model. Er zijn namelijk een aantal belangrijke vereenvoudigingen in het plaatmodel aanwezig, de belangrijkste zijn:

- De radiale balken zijn in het model monoliet verbonden aan de middenconsole. Dat wil zeggen dat ze over gehele hoogte zijn verbonden. In werkelijkheid is in de aansluiting sprake van een voeg tussen twee aansluitvlakken. In het model ontstaan hoge piekspanningen die in werkelijkheid mogelijk niet als zodanig optreden.
- De platen zijn in de hartlijnen van de afzonderlijke elementen aan elkaar verbonden als een discrete lijn. Hierdoor ontstaan in het model grote spanningen in de ringbalk ter plaatse van de aansluitingen. In werkelijkheid hebben de platen een aanzienlijke dikte en is er dus sprake van een zekere spreiding.
- De belastingen vanuit de ankerkooi zijn in het model als puntlasten op de bovenrand van de ring gemodelleerd. Hierdoor ontstaan er in verticale richting grote trek- en drukkrachten die in werkelijkheid niet optreden. Er is namelijk te allen tijde sprake van een normaalrukkraft in de ring.
- Verder geldt dat de berekening fysisch-lineair is uitgevoerd met een constante elasticiteitsmodulus in de afzonderlijke constructieonderdelen. Herverdeling van de krachten in de constructie zijn hierdoor niet inzichtelijk. Dit zorgt eveneens voor meer onnauwkeurigheid met betrekking tot het werkelijke gedrag.

Conclusie:

Het plaatmodel geeft meer inzicht in de lokaal optredende krachtwerving. Daarnaast wordt het vervormingsgedrag beter beschreven dan bij het staafmodel. Er zijn echter een aantal belangrijke vereenvoudigingen in het plaatmodel. Dit concentreert zich met name in de aansluiting van de elementen.

De beste oplossing lijkt het opstellen van een model bestaande uit (3D) volume elementen. Met een dergelijk model kunnen verbindingen met werkelijke dimensies worden gemodelleerd. Tevens kunnen middels 3D-elementen de optredende druk- en trekstaven inzichtelijk worden gemaakt die zullen ontstaan.

Er is ordegrrootte een beeld van de benodigde wapening. Dit is in eerste instantie ook het doel. Er is daarom ook geen uitgebreide analyse gedaan op de detailleringseisen. Het blijkt dat er relatief gezien veel wapening benodigd is in een beperkte ruimte. Hoewel de hoeveelheid wapening aanzienlijk is, is de haalbaarheid niet uitgesloten. Een meer nauwkeurigere berekening met een model op basis van volume-elementen kan meer inzicht verschaffen en vermoedelijk resulteren in minder wapening wat de haalbaarheid van het ontwerp ten goede komt.

Geconcludeerd wordt dat het voor nu acceptabel is om verder te ontwerpen met de wapening bepaald op basis van de snedekrachten uit het plaatmodel. De exact toe te passen wapening is voor het concept als geheel in mindere mate bepalend voor de haalbaarheid. De wijze waarop de verbindingen zijn vormgegeven is van groter belang, dit wordt in paragraaf 4.4 behandeld.

4.4 Verbindingsdetails

De belasting vanuit de toren/middenconsole wordt via de verbindingen te worden overgedragen naar de radiale balken en vervolgens naar de poeren.

De meest kritische verbinding voor de haalbaarheid van het concept is die tussen de balken en de middenconsole. Deze verbinding wordt daarom meer in detail beschouwd. De verbinding tussen de balken en de poeren is niet in detail uitwerkt maar op hoofdlijnen beschreven.

Voor de verbinding zijn onderstaand de belangrijkste eisen benoemd:

- De verbindingskrachten over te brengen tussen prefab betonelementen en te voldoen aan eisen met betrekking tot stijfheid en duurzaamheid.
- De verbinding dient demontabel te zijn.

4.4.1 Algemeen

Uitgangspunt voor de verbinding is een “droge” verbinding. Dat wil zeggen dat er geen (of in beperkte mate) in situ beton of andere materialen in het werk worden toegevoegd om de verbinding tot stand te laten komen. Een voor de hand liggende methode om de verbinding te realiseren is door gebruik te maken van de voorspanwapening in de radiale balken. De voorspanning dient dan aan de binnenzijde van de ringbalk te verankeren en aan het uiteinde van de radiale balken te worden gespannen zodat de aansluitvlakken van de verbinding tegen elkaar worden gedrukt. In de navolgende paragrafen is deze verbinding nader uitgewerkt.

4.4.2 Hoofdwapening

Aanvullend op de eerdergenoemde eisen voor de verbindingen wordt in de NEN-EN 1992-2 art. 7.3.1 (112) een eis gesteld aan voegen die niet door betonstaal worden gekruist én die loodrecht op de hoofd draagrichting staan. Conform deze eis dient in de bruikbaarheidsgrenstoestand te allen tijde een minimale betondrukspanning van 1,0 N/mm² aanwezig te zijn.

De huidige voorspanning in de radiale balken laat trekspanning toe en voldoet dus niet aan deze eis. De voorspanning moet daarom worden verhoogd om te voldoen aan bovenstaande eis. Uit de berekening in Bijlage 10 volgt dat de hoeveelheid voorspanning bijna verdubbeld dient te worden om ervoor te zorgen dat aan de eis wordt voldaan. De bijbehorende benodigde eindvoorspanning bedraagt ca. 28.750 kN met een verticale excentriciteit van -300 mm ten opzichte van hart doorsnede/ aansluiting. Dit is een significante verhoging en gezien de beperkte inpassingsruimte geen gunstige ontwikkeling, verderop wordt hier aandacht aan besteed. Belangrijk om hierbij te vermelden is dat deze voorspanning uitsluitend is benodigd voor de verbinding, in de balken zelf volstaat de voorspanning als eerder bepaald.

4.4.2.1 Voorspansysteem

Zoals gezegd is het uitgangspunt het doortrekken van de voorspanwapening door de ringbalk. Dit levert echter raakvlakken op met de wapening en ankerkooi in de betonnen ringbalk. Om meer ruimte te creëren is de ontwerpvrijheid genomen om de configuratie van de ankerkooi aan te passen. In het ontwerp van de leverancier van de windturbine bestaat de ankerkooi uit 2x100 ankers M42 10.9. Bij voorkeur is het aantal ankers een veelvoud van 8 stuks, dat is namelijk gelijk aan het aantal radiale balken. De configuratie van de ankers wordt daarom aangenomen op 2x72 ankers M48 10.9 (is ongeveer gelijkwaardig).

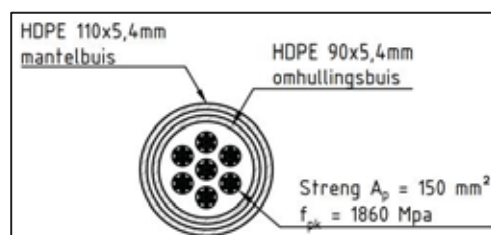
Hierbij is op te merken dat in de praktijk het mogelijk lastig is om aanpassingen aan de ankerkooi voor elkaar te krijgen. Het ontwerp van deze ankerkooi wordt namelijk door de leverancier afgegeven en deze ankerconstructie zijn gecertificeerde constructies. Voor dit onderzoek wordt dit echter niet als beperkende factor aangenomen.

Het aantal benodigde stengen voor de verbinding bedraagt:

- $28.750 / 167,4$ (= capaciteit per streng) = 171 strengen

Door de beperkte ruimte tussen de ankers in de ankerkooi is het niet mogelijk om de spankabels van het type VSL 6-22 toe te passen zoals eerder bepaald. Op basis van de beschikbare ruimte tussen de ankers van de ankerkooi wordt ervoor gekozen om kabels van 7 strengen in plaats van 22 strengen toe te passen. Dit betekent dat er ca. $171 / 7 \approx 24$ kabels benodigd zijn. Er wordt voor gekozen om 3 x 8 kabels (168 strengen) van het type VSL E6-7@43/53 toe te passen. Er is in dit onderzoek, enigszins arbitrair, gekozen voor een voorspansysteem van leverancier VSL. Uiteraard zijn systemen van andere leveranciers niet uitgesloten, mits deze vergelijkbare eigenschappen hebben.

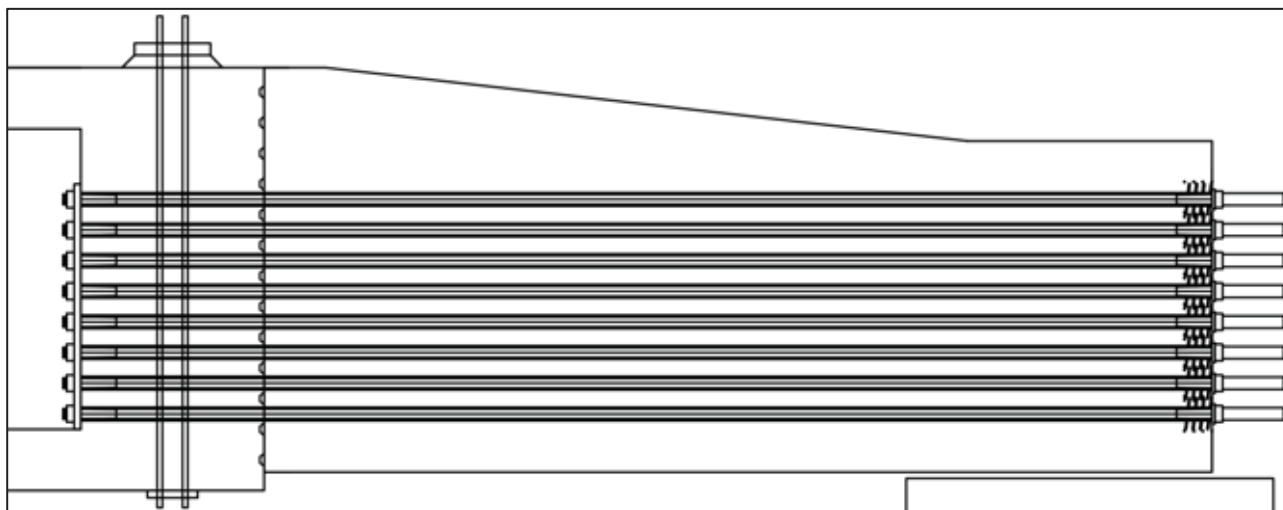
Het systeem bestaat uit een HDPE-mantelbuis 110x5,4 mm die in het beton wordt opgenomen en ter plaatse van de voeg wordt onderbroken. Vervolgens wordt bij montage een doorgaande HDPE-omhullingsbuis 90x5,4 mm, met daarin spankabels, door de mantelbuis aangebracht. De verankeringen worden vervolgens afgedekt met een beschermkap. Met dit systeem is het mogelijk om bij demontage de omhullingsbuis met spankabels als geheel te verwijderen. Bij hergebruik kunnen vervolgens nieuwe spankabels worden aangebracht.



Afbeelding 4.22 - Doorsnede voorspankanaal

Een belangrijk aspect van de voorspanning is het demonteren van de voorspanstrengen. Om demontage mogelijk te maken dienen de strengen aan één zijde minimaal 500 mm uit te steken. Het uiteinde van de balken lijkt hiervoor de meest geschikte locatie te zijn.

Als praktisch uitgangspunt wordt de voorspanning over de gehele lengte van de radiale balken door gezet. Hierbij wordt nogmaals opgemerkt dat deze voorspanning uitsluitend voor de verbinding benodigd is en niet voor de radiale balken zelf. In verticale richting hebben de voorspankabels een h.o.h. afstand van 250 mm en in dwarsrichting een h.o.h. afstand van 500 mm (Ter plaatse van. uiteinde radiale balken). Bijgevolg dient de hoogte van de balken op het uiteinde vergroot te worden voor het inpassen van de spankoppes in het kopvlak, tot een hoogte van ca. 2700 mm (zie Afbeelding 4.23). Hierdoor neemt de massa van de totale ligger significant toe (ca. 12 m³ beton). Ten aanzien van het totale transportgewicht is dit zeer ongunstig. Daar komt bij dat het additionele beton inefficiënt is gepositioneerd waardoor dit materiaal nauwelijks bij draagt aan bijvoorbeeld extra stijfheid. De vormgeving van de balken kan eventueel worden geoptimaliseerd door de voorspanning getrappt terug te laten lopen zodat bij benadering de liggerhoogte hetzelfde blijft. Dit betreft echter een optimalisatie en is in dit onderzoek niet verder uitgewerkt.



Afbeelding 4.23 - Zijaanzicht Radiale balken incl. voorspanwapening

Het is niet mogelijk om de voorspankabels in lengterichting, parallel aan de radiale balken, de ankerkooi te laten passeren. Om deze reden dienen de kabels de ankerkooi haaks te kruisen. Als gevolg hiervan dient er een afbuiging in het horizontale verloop van de kabels te worden aangebracht. Op Afbeelding 4.24 is dit inzichtelijk gemaakt.



Afbeelding 4.24 - Boveenaanzicht radiale balken incl. voorspanwapening

Optimalisatie ankerkoppen

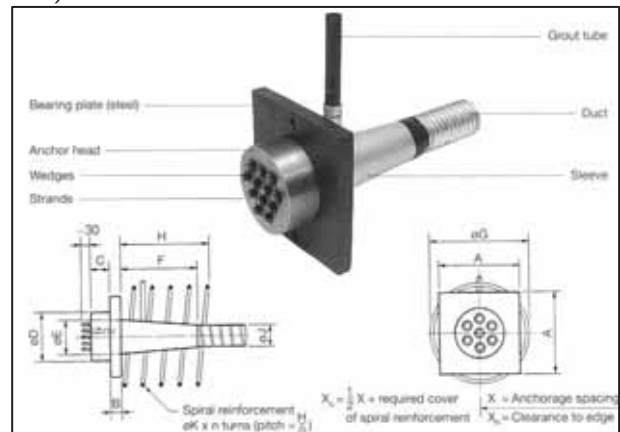
Standaard zijn de ankerkoppen type E6-7@43/53 voorzien van spiraalwapening en/of beugels ten behoeve van het opnemen van de spijtkrachten onder de spankoppes. Deze spiraalwapening zorgt ervoor dat in het beton achter het anker, alzijdige druk ontstaat. Hierdoor kan het beton hogere drukspanningen opnemen (hoger dan de cilinderdruksterkte waarbij het beton niet is opgesloten). Het nadeel van deze spiraal- en/of beugelwapening is dat deze de inpassing van de ankerkoppen bemoeilijkt. Er ontstaat namelijk een raakvlak met de wapening in de ringbalk. Gezien de beperkte ruimte heeft het daarom de voorkeur om deze spijtwapening weg te laten. Dit houdt in dat de geconcentreerde spanningen onder de ankerkoppen gereduceerd dienen te worden. Dit kan worden bewerkstelligd door het toepassen van dikkere drukverdeelplaten zodat de kracht onder de ankerplaten over een grotere oppervlakte wordt verdeeld.

Voor het vaststellen van de afmetingen van de drukverdeelplaten wordt gebruikgemaakt van onderstaande vergelijkingen uit documentatie van VSL (Rogowsky & Marti, 1996), zie Afbeelding 4.25 en Afbeelding 4.26.

$$A^2 - \frac{\pi E^2}{4} = \frac{0.95 P_N}{2.2 f'_{ci}} \quad (3.1)$$

$$B = 6.4 (A-E) \sqrt[3]{\frac{f'_{ci}}{E_s}} \quad (3.2)$$

Afbeelding 4.25 - Vergelijkingen 3.1 en 3.2 uit (Rogowsky & Marti, 1996)



Afbeelding 4.26 - VSL Type E verankering

In bovenstaande vergelijking wordt de opneembare betondrukspanning vermenigvuldigd met een factor 2,2. Dit wordt gedaan omdat er sprake is van opgesloten beton door de spiraalwapening. Omdat we nu geïnteresseerd zijn in de benodigde afmetingen van de verankeringsplaat zonder spiraalwapening wordt de factor 2,2 uit de vergelijking weggelaten. Uit de berekening volgt:

- $A = \sqrt{((0.95 * 1953 * 10^3) / 45) + ((\pi * 84^2) / 4)} = 216 \text{ mm} \rightarrow 220 \text{ mm}$
- $B = 6,4 * (220 - 84) * (45 / 200000)^{1/3} = 52,9 \text{ mm} \rightarrow 55 \text{ mm}$

Op Afbeelding 4.27 is de geoptimaliseerde ankerplaat weergegeven. Vanuit praktisch oogpunt wordt ervoor gekozen één lange ankerplaat toe te passen voor 8 ankerkoppen met een breedte van 220 mm, een dikte van 55 mm en een totale hoogte van 2000 mm.

4.4.3 Ontwerp voeg

Voor de overdracht van de dwarskracht vanuit de radiale balken naar de middenconsole is het ontwerp van het aansluitvlak van groot belang.

4.4.3.1 Type voeg

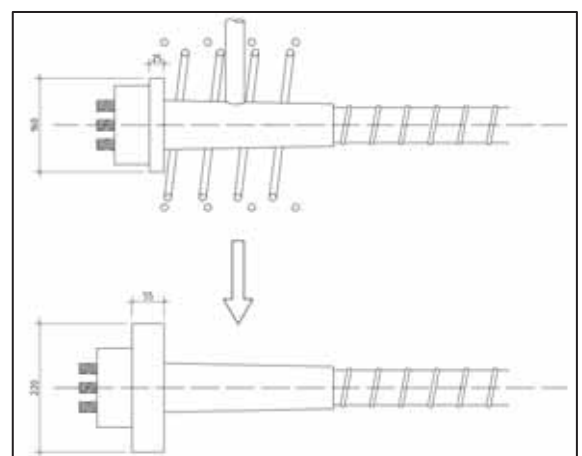
Allereerst is gekeken naar de afschuifcapaciteit van het aansluitvlak door wrijving. Berekening afschuiving aansluitvlak van op verschillende tijdstippen gestort beton conform NEN-EN 1992-1-1 art. 6.2.5 (1)

- $V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} (\mu \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) < 0,5 * v * f_{cd}$

Waarin:

$c = 0,025$

$\rho = 0,0 \text{ mm}^2$ (geen wapening kruist het aansluitvlak)



Afbeelding 4.27 - Geoptimaliseerde ankerplaat

$$\begin{aligned}\mu &= 0,5 & v &= 0,6 * (1 - 45 / 250) = 0,49 \\ f_{ctd} &= 2,7 / 1,5 = 1,8 \text{ N/mm}^2 & \text{De voorspankracht bedraagt ca. 30.000 kN hieruit volgt:} \\ f_{cd} &= 45 / 1,5 = 30 \text{ N/mm}^2 & \sigma_n &= 30000 * 10^3 / (3300 * 1500) = 6,1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 0,6 * 30 = 18 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord}\end{aligned}$$

- $V_{Rdi} = 0,025 * 1,8 + 0,5 * 6,1 = 3,1 \text{ N/mm}^2 < 0,5 * 0,49 * 30 = 7,35 \text{ N/mm}^2 \rightarrow V_{Rdi} = 3,1 \text{ N/mm}^2$
- $V_{Edi} = V_{Ed} / (z * b_i) \rightarrow V_{Edi} = 4611 * 10^3 / (0,8 * 3300 * 1500) = 1,2 \text{ N/mm}^2$

Controle:

- $u.c. = 1,2 / 3,1 = 0,4 \rightarrow \text{voldoet.}$

Uit de berekening volgt dat de wrijving in combinatie met de voorspanning voldoende afschuifcapaciteit levert (uitgaande van beton dat “koud” tegen elkaar wordt gedrukt). De vraag is echter of een dergelijke verbinding, die zuiver de capaciteit van de wrijving benut, voldoende betrouwbaar is. In geval van slippen of falen van de verbinding is er geen restcapaciteit aanwezig. Om die reden heeft het de voorkeur om dwarskracht deuvels ofwel shear keys toe te passen. Deze shear keys leveren namelijk een mechanische weerstand in geval van slippen van de verbinding. Daarnaast hebben shear keys een bijkomend voordeel. Ze kunnen namelijk worden gebruikt voor het uitlijnen/ positioneren van de geprefabriceerde elementen bij montage. Op basis van bovenstaande argumenten heeft het toepassen van een systeem met shear keys de voorkeur.

4.4.3.2 Voegvulling

Een belangrijke eis dat de verbinding demontabel dient te zijn. Daarom worden er bij voorkeur geen “natte” voegmaterialen toegepast (“droge” verbinding). Een van de aandachtspunten bij dergelijke “droge” verbindingen is het voorkomen van hoge lokale spanningen. Deze lokale spanningen kunnen ontstaan doordat de aansluitvlakken van de afzonderlijke elementen niet perfect op elkaar aansluiten. Wanneer deze lokale spanningen te groot worden kan er schade ontstaan aan de constructie-elementen. Een methode die wordt toegepast om deze spanningen te beperken is het toepassen van de match-casting (contramal) methode waarbij nieuw te storten elementen tegen eerder gestorte elementen worden gegoten. Het eerder gestorte element fungeert hierbij als contramal. Met deze methode sluiten de aansluitvlakken bijna perfect op elkaar. Het is echter nooit te voorkomen dat er alsnog lokale contactpunten vormen in het aansluitvlak waar geconcentreerde spanningen kunnen ontstaan. Om deze reden wordt op de aansluitvlakken veelal een dunne laag epoxy of cementgebonden mortel (van enkele millimeters) aangebracht. Een ander risico bij het toepassen van droge verbindingen is indringing van water in de voeg. Door bevriezing van het water kan de voeg beschadigd raken.

Een andere methode om lokale spanningen te beperken is het (machinaal) “vlakschuren” van de aansluitvlakken met grote precisie. Deze methode wordt onder andere toegepast bij het ontwerp van Anker Foundations (paragraaf 2.3.1). Echter door het toepassen van de shear keys in de aansluitvlakken biedt deze methode geen uitkomst.

Bij het Circulaire Viaduct, als beschreven in paragraaf 2.7.2, wordt een voeg toegepast die wordt aangegoten met een gietmortel. Bij deze methode wordt een kleine voeg (ca. 5 mm) opengelaten tussen de aansluitvlakken. Deze voeg wordt vervolgens met een cementgebonden mortel aangegoten of geïnjecteerd. Met deze methode worden piekspanningen vermeden. Aandachtspunt hierbij is dat insluiting van lucht zoveel mogelijk voorkomen dient te worden. Verder zorgt het toepassen van een gietmortel voor aanhechting tussen de aansluitvlakken, dit is niet wenselijk voor het demonteren van de elementen.

Conclusie

De match-casting methode lijkt vanuit constructief oogpunt de voorkeur te hebben. In de praktijk is dit echter minder wenselijk. In de praktijk zal het toepassen van een stalen bekisting de voorkeur hebben. Met dergelijke bekistingen is een perfecte aansluiting niet te garanderen. Daar komt nog bij dat, zelfs bij het toepassen van de match-casting methode, er nog steeds gebruik gemaakt dient te worden van een laag epoxy of cementgebonden mortel. Dit bemoeilijkt het demonteren en het hergebruik in de toekomst. Om deze reden wordt uitgegaan van het toepassen een voeg met cementgebonden mortel.

4.4.3.3 Demontage voegen

Bij het “traditioneel” toepassen van cementgebonden mortel in de voeg zal er een zekere mate van aanhechting ontstaan. Dit is ten aanzien van het demonteren en hergebruiken van de verbinding niet wenselijk. Bij het Circulaire Viaduct, als beschreven in paragraaf 2.7.2, wordt een vergelijkbaar ontwerp voor de voeg gehanteerd waarbij gebruik wordt gemaakt van gietmortel in het aansluitvlak. Men heeft bij het ontwerp van het circulaire viaduct ervoor gekozen om onthechtingsolie op de aansluitvlakken van de afzonderlijke elementen aan te brengen om demontage eenvoudiger te maken. Daarbij ontstaat echter een belangrijk aandachtspunt. De invloed van de onthechtingsolie op de wrijvingscoëfficiënt tussen betonnen contactvlakken is onbekend. Daarom is bij het ontwerp van het circulaire viaduct als conservatief uitgangspunt aangenomen dat er geen afschuifcapaciteit kan worden ontleend aan wrijving. Alle dwarskracht dient dus door de shear keys opgenomen te worden. Voor het ontwerp van de voeg is het toepassen van deze methode met onthechtingsolie een goed uitgangspunt. In het ontwerp van de shear keys dient dan de wrijvingscapaciteit in het aansluitvlak te worden verwaarloosd.

4.4.4 Ontwerp shear keys

De eurocode 2 geeft geen specifieke ontwerpregels voor het ontwerp van shear keys. In de literatuur zijn diverse ontwerpregels te vinden ondersteund door proeven. De AASHTO 1999 “guide specification for design and construction of segmental concrete bridges, second edition” geeft een vergelijking voor de sterkte van droge verbindingen met shear keys. Deze vergelijking is echter op basis van het imperiale stelsel. Turmo (Turmo, Ramos, & Aparicio, 2006) doet een voorstel voor het gebruik van de vergelijking uit AASHTO in de eurocode 2. De vergelijking is als volgt:

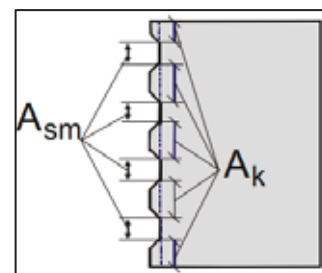
$$V_n = A_k \cdot \sqrt[3]{(f_{ck}^2) / 100 \cdot (7 \cdot \sigma_n + 33)} + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n$$

Waarin:

A_k = is oppervlakte van de basis van alle shear keys in het afschuifvlak

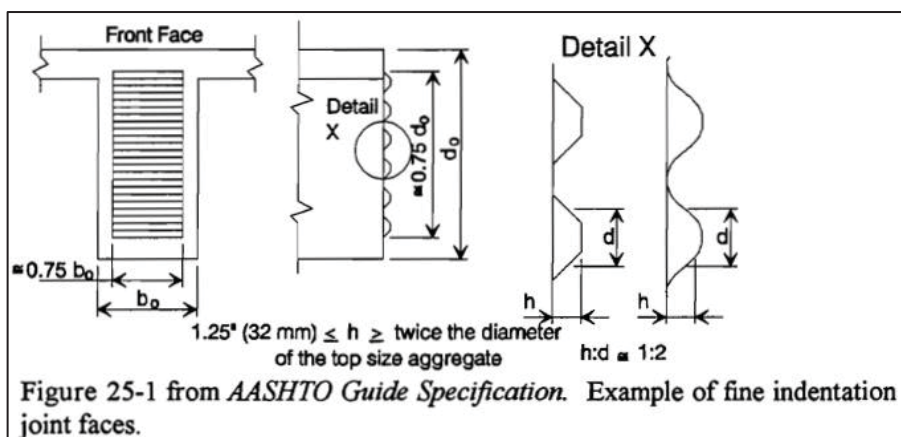
A_{sm} = is contactoppervlak tussen de shear keys (zie Afbeelding 4.28)

In deze vergelijking wordt, in tegenstelling tot enkele andere vergelijkingen in de literatuur, onderscheid gemaakt tussen het aandeel van de shear keys zelf en het aandeel van wrijving tussen de shear keys. Door gebruikmaking van deze vergelijking kan het aandeel van wrijving buiten beschouwing worden gelaten.

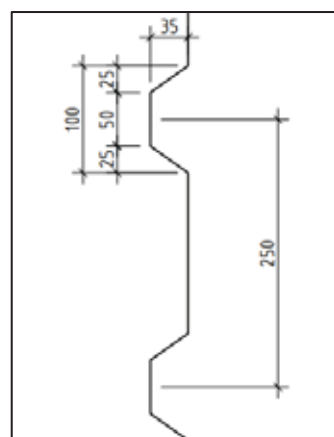


Afbeelding 4.28 - Afschuifvlakken

Afbeelding 4.29 geeft richtlijnen voor de vormgeving van de shear keys (AASHTO).



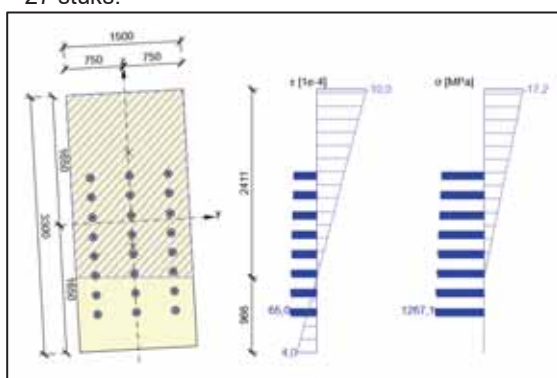
Afbeelding 4.29 - Voorbeeld detaillering shear keys (AASHTO)



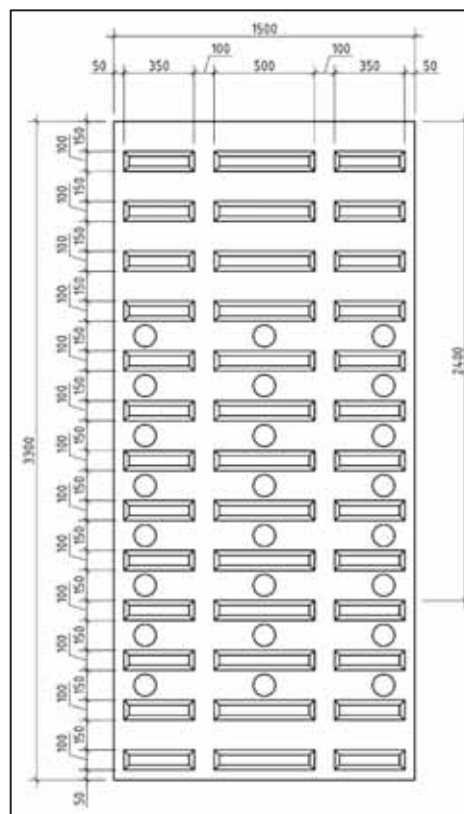
Afbeelding 4.30 - Uitwerking shear keys

Op basis van deze richtlijnen is de vorm voor de shear keys voorgesteld, zie Afbeelding 4.30 en Afbeelding 4.31. Hierbij is ervoor gekozen om de shear keys over de breedte te onderbreken zodat de cementgebonden mortel goed tussen de voeg kan vloeien. (N.B.: het effect van de sparingen/mantelbuizen boven en onder de shear keys is niet onderzocht. Wellicht is het beter de shear keys tussen de verticale kolommen van mantelbuizen aan te brengen. Het ontwerp is hier niet meer op aangepast.)

In de uiterste grenstoestand gaat de voeg openstaan als gevolg van het buigende moment. Hierdoor worden niet alle afschuifnokken gemobiliseerd. De hoogte van de drukzone bedraagt ca 2400 mm, zie Afbeelding 4.32. Het aantal meewerkende shear keys bedraagt dan $9 \times 3 = 27$ stuks.



Afbeelding 4.32 - Hoogte betondrukzone



Afbeelding 4.31 - Ontwerp aansluitvlak voeg

Toets shear keys:

De rekenwaarde van de shear keys exclusief de weerstand van wrijving bedraagt:

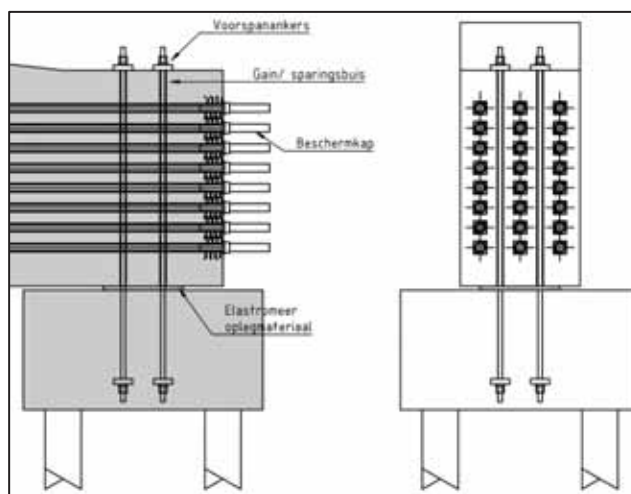
$$V_{Rd} = (350 + 350 + 500) \cdot 100 \cdot 9 \cdot 3 \cdot \sqrt{(45^2)} / 100 \cdot (7 \cdot (17,2 / 2) + 33) / 1,5 \cdot 10^{-3} = 8490 \text{ kN}$$

Controle:

$$U.c. = 4611 / 8490 = 0,54 \rightarrow \text{voldoet (ruim)}$$

4.4.4.1 Verbinding radiale balken – poeren

De radiale balken rusten aan het uiteinde op in het werk gestorte poeren. Deze verbinding is minder kritisch dan de verbinding met de middenconsole omdat er meer ruimte beschikbaar is voor het bedenken van oplossingen. De eisen voor de verbinding zijn vergelijkbaar met de verbinding balken – middenconsole. In de berekening is deze verbinding aangenomen als een zuiver scharnier. Hierdoor werken er alleen verticale en horizontale krachten op de poer. Om ervoor te zorgen dat de verbinding geen (of beperkt) moment op neemt biedt het toepassen van een elastomeer (rubber) oplegging mogelijk een uitkomst. Het oplegmateriaal zorgt voor een goede drukverdeling en kan de hoekverdraaiingen opnemen. Belangrijk om hierbij op te merken is dat dit oplegmateriaal mogelijk invloed heeft op de totale rotatiestijfheid van de constructie. Het effect van het oplegmateriaal op de rotatiestijfheid dient nader onderzocht te worden.



Afbeelding 4.33 - Principedetail verbinding balken - poeren

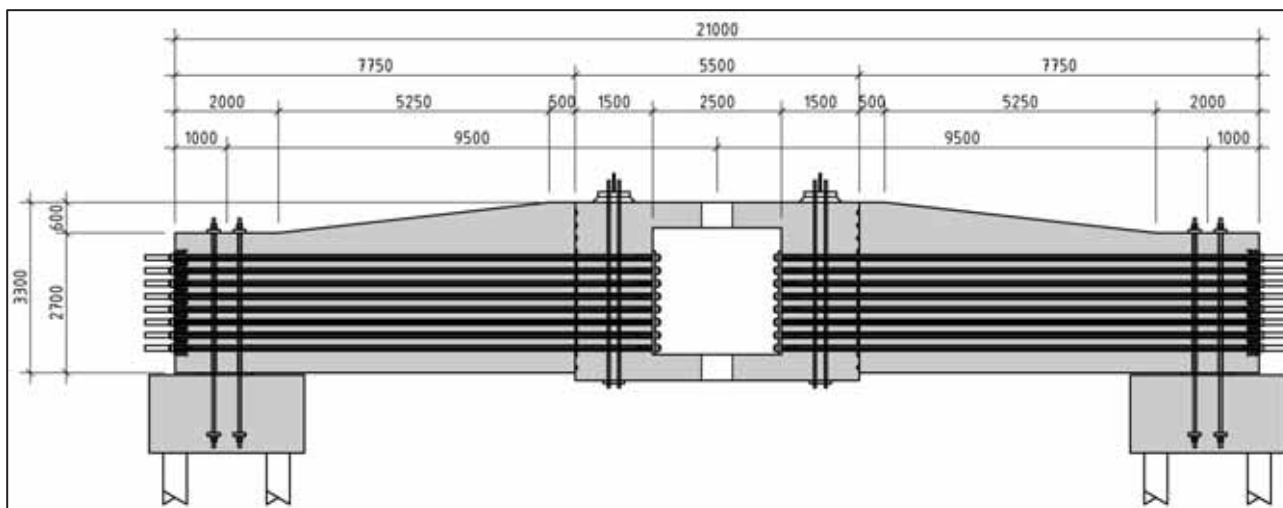
Voor het overdragen van de verticale en horizontale belasting biedt het toepassen van verticale voorspanankers mogelijk een uitkomst, zie Afbeelding 4.33. De verticale belasting wordt dan opgenomen door de ankers. De horizontale weerstand wordt geleverd door wrijving tussen het beton en het oplegmateriaal. De ankers kunnen bij het storten van de poeren, direct in het beton worden opgenomen. Door sparingsbuizen of gains op te nemen in radiale balken kan men de balken over de reeds ingestorte ankers laten zakken.

Belangrijke aandachtspunten zijn verder:

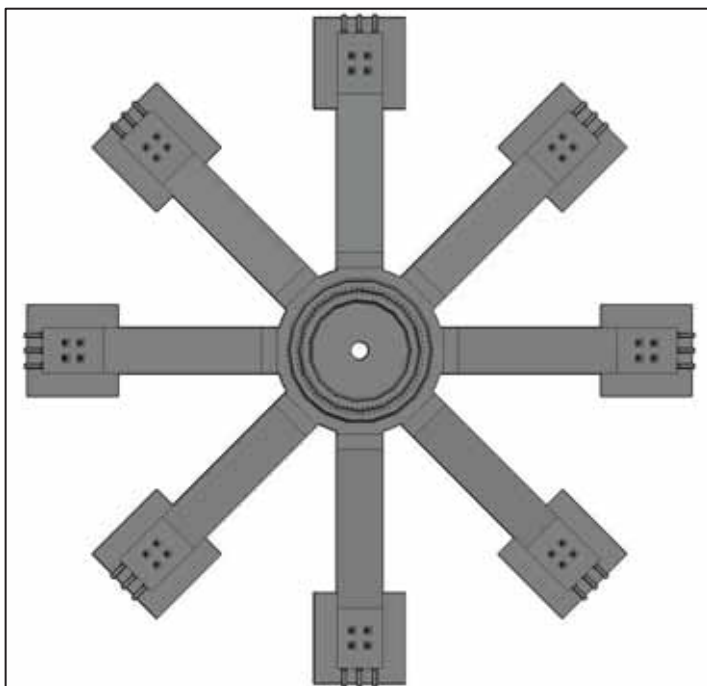
- Rondom de ankerkoppen in de radiale balken is spiraalwapening aanwezig. Dit vormt mogelijk een raakvlak met de verticale voorspankers.
- Er dient rekening te worden gehouden met voldoende uitvoeringstolerantie in de gains.

4.5 Definitief ontwerp

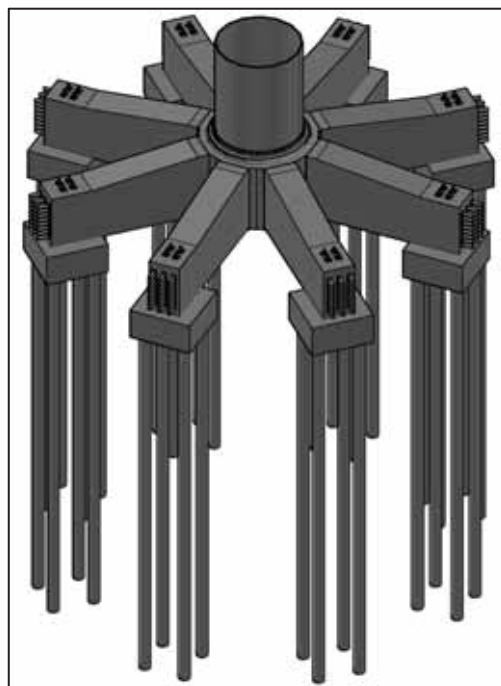
Op Afbeelding 4.34 tot en met Afbeelding 4.36 is het definitieve ontwerp weergegeven.



Afbeelding 4.34 - Doorsnede samengestelde constructie



Afbeelding 4.35 - Bovenaanzicht samengestelde constructie



Afbeelding 4.36 - 3D-view samengestelde constructie

5 Onderzoeksresultaten

In dit hoofdstuk zijn per deelvraag de belangrijkste conclusies toegelicht.

5.1 Vooronderzoek

Het vooronderzoek is toegespitst op het beantwoorden van onderstaande vragen:

- Wat zijn de hedendaagse ontwikkelingen op het gebied van betonnen funderingen voor windturbines?
- Aan welke eisen dient het ontwerp van een fundatie te voldoen?
- Welke belastingen dient de fundering over te kunnen brengen aan de ondergrond?
- Wat is de trend ten aanzien van de ontwikkeling in grootte van de turbines?
- Wat zijn de belangrijkste aandachtspunten bij het ontwerpen van geprefabriceerde betonnen constructies?
- Wat zijn de ontwikkelingen op het gebied van demontabele betonconstructies?
- Welke criteria zijn van belang voor het varianten onderzoek?

Er zijn tegenwoordig vele soorten funderingen die worden toegepast voor het funderen van windturbines. De keuze van het type fundering wordt in grote mate bepaald door het type grondslag en de draagkracht van de ondergrond. Uit het vooronderzoek is gebleken dat internationaal enkele bedrijven concepten hebben ontwikkeld voor funderingen van windturbines die volledig of deels geprefabriceerd zijn. Enkele van deze bedrijven claimen dat hun ontwerp demontabel én herbruikbaar is. Een opvallende overeenkomst tussen deze funderingen is dat deze vrijwel allemaal zijn ontworpen als zwaartekrachtfunderingen (op staal). Om deze reden is ervoor gekozen om dit onderzoek te richten op een fundering op palen. Verder zijn er enkele onderzoeken verricht naar prefab fundaties. In de betreffende onderzoeken worden enkele aandachtspunten benoemd die later in dit onderzoek aan bod zijn gekomen.

De eisen aan de windturbines zijn in basis hetzelfde als voor iedere andere fundering, namelijk het overdragen van belasting van de constructie naar de ondergrond. Voor windturbinefundaties in het bijzonder geldt dat er strenge eisen worden gesteld aan de stijfheid van de fundering. De stijfheidseisen volgen uit de specificaties van de turbine leverancier. De belastingen op de fundering volgen eveneens uit de specificaties van de leverancier.

Door de jaren heen zijn windturbines telkens groter geworden om de efficiëntie te verhogen. De efficiëntie is van windturbines is van vele factoren afhankelijk maar in basis zijn grotere windturbines het meest efficiënt. Er zijn diverse onderzoeken gedaan naar de ontwikkelingen in het formaat. Geen van de onderzoeken geeft uitsluitsel over de limiet van het formaat. De limiet in het formaat is van vele factoren afhankelijk, denk aan transport, lokale wet- en regelgeving en beschikbaar materieel om de turbines te realiseren. Als uitgangspunt voor het onderzoek is ervoor gekozen om het ontwerp te baseren op de specificaties uit het referentieontwerp. Er dient immers eerst een concept te worden gerealiseerd, in een latere fase kan het ontwerp worden verschaald om deze toekomst vast te maken voor hergebruik.

Op hoofdlijnen zijn er twee categorieën voor verbindingen in geprefabriceerde betonnen elementen te onderscheiden, te weten droge en natte verbindingen. Ten aanzien van demontabele verbindingen hebben droge verbindingen de voorkeur. In het ontwerp van het dek van het circulaire viaduct zijn verbindingen tussen betonnen elementen toegepast die demontabel zijn. De eisen aan deze verbindingen zijn vergelijkbaar met de eisen voor de demontabele verbindingen in de windturbine fundatie. Bepaalde aspecten uit deze verbinding kunnen ook worden toegepast bij de verbindingen in de windturbine fundatie. Uit het onderzoek volgt dat criteria als herbruikbaarheid, modulariteit en demonteerbaarheid de belangrijkste aspecten zijn.

5.2 Variantenstudie

In de variantenstudie zijn onderstaande deelvragen beantwoord:

- Welke varianten komen in aanmerking voor nadere beschouwing?
- Hoe zijn de varianten globaal vormgegeven?
- Wat zijn de voor- en nadelen van de afzonderlijke varianten?
- Welke uitgangspunten worden voor de berekening/dimensionering gehanteerd?
- Welke score kan worden toegekend aan de verschillende varianten met betrekking tot de gestelde criteria?
- Welke variant heeft de voorkeur voor verdere uitwerking?

In de variantenstudie zijn drie ontwerpen naar voren gekomen die kwalitatief zijn beoordeeld en tegen elkaar zijn afgewogen. De dimensies van de varianten zijn bepaald op basis van grove ontwerpberekeningen waarbij het aantal palen en de bijbehorende draagkracht conform de in situ variant als randvoorwaarden zijn gebruikt. De eerste variant (variant A) is qua vormgeving vergelijkbaar met de in situ variant. Het betreft een massieve ronde fundering die is opgeknipt in afzonderlijke geprefabriceerde "taartpunten". Ten aanzien van de eisen voor strekte en stijfheid lijken de dimensies toereikend. Het grootste nadeel van deze variant is dat er veel grondstoffen benodigd zijn. Daar komt bij dat de verbinding tussen de elementen complex is om te realiseren. Variant B bestaat uit een geprefabriceerde middenconsole met radiale balken. Aan de uiteinden van de balken zijn in situ poeren voorzien gefundeerd op palen. Het voordeel van deze variant is dat de hoeveelheid materiaal beperkt is ten opzichte van de in situ variant. Daarnaast leent deze variant zich goed om op verschillende ondergronden te worden toegepast door de in situ poeren. Het nadeel hiervan is dat de constructie niet voor 100% kan worden hergebruikt. Variant C is een sub-variant van variant B. Het belangrijkste verschil is het toepassen van dekplaten om extra grondgewicht te mobiliseren. De winst die hiermee behaald wordt is echter beperkt en lijkt niet op te wegen tegen de extra kosten, uitvoeringstijd etc. Uit de beoordeling van de varianten middels de multi criteria analyse volgt dat variant B de voorkeur heeft voor verdere uitwerking.

5.3 Uitwerking voorkeursvariant

Bij uitwerking van de voorkeursvariant zijn onderstaande deelvragen beantwoord:

- Welke (geotechnische) omgevingsparameters worden voor de berekening gehanteerd?
- Wat zijn de dimensies van de fundering (op basis van globale haalbaarheidsberekening)?
- Welke wapening dient globaal te worden toegepast om te voldoen aan de gestelde eisen?
- Hoe is de (demontabele) verbinding vormgegeven tussen de constructieve elementen?

Voor het toetsen van de constructie zijn allereerst de omgevingsparameters vastgesteld, daarmee wordt met name bedoeld de stijfheid van de paalveren (stijfheid palen + puntveer). Deze parameters vormen een belangrijke input voor de controle op (rotatie) stijfheid. Voor het onderzoek zijn de parameters van het referentieproject gehanteerd.

Met een handberekening zijn de snedekrachten in de radiale balken bepaald. Op basis van deze snedekrachten zijn, middels globale ontwerpberekeningen, de dimensies en de wapening in de balken bepaald. Hierna is een inschatting gemaakt van de rotatiestijfheid van de fundering inclusief de palen (het effect van de middenconsole op de stijfheid is hierbij buiten beschouwing gelaten (oneindig stijf)). Hieruit volgt dat het nodig is om de radiale balken voor te spannen (VZA) om voldoende stijfheid te verkrijgen.

Voor de globale berekening van de middenconsole is gebruik gemaakt van een simpel staafmodel voor het bepalen van de krachtswerking. Dit staafmodel is tevens gebruikt voor een meer nauwkeurige inschatting van de stijfheid. De conclusie is dat het ontwerp verder geoptimaliseerd dient te worden voor het verkrijgen van voldoende stijfheid. Hiertoe is een meer gedetailleerd model opgesteld bestaande uit 2D-plaatelementen. Op basis van de resultaten uit het plaatelementen model is het ontwerp verder aangepast door de toevoeging van dekplaten aan de boven- en onderzijde van de ringbalk. Tevens zijn de afmetingen van de radiale balken vergroot. Gebaseerd op deze aangepaste geometrie is de voorspanning in de radiale balken en de wapening in de middenconsole opnieuw bepaald.

Het ontwerp van de verbindingen is van groot belang voor de haalbaarheid van het concept als geheel. Er is een aanvullende eis in aanmerking genomen die stelt dat er in de bruikbaarheidsgrenstoestand ten alle tijden een minimale drukspanning aanwezig dient te zijn in voegen die niet worden gekruist door betonstaal. Om deze reden is de hoeveelheid voorspanning verhoogd. Aanvullend is de voorspanning verdeeld over meerdere kleinere voorspankanalen. Dit is noodzakelijk om ervoor te zorgen dat de spankanalen de ankerkooi kunnen passeren. Het voorspanstelsel bestaat uit een mantelbuis die in het beton wordt ingestort en ter plaatse van de voeg is onderbroken. Door deze mantelbuis wordt een omhullingsbuis aangebracht met daarin de voorspanstrengen. Doordat er in het horizontale verloop van de kabel een afbuiging zit dient de omhullingsbuis lokaal geïnjecteerd te worden met grout om de strengen te beschermen. Het ontwerp van de voeg bestaat uit aansluitvlakken die zijn voorzien van dwarskracht deuvels de zogenoemde shear keys. De ruimte tussen de voeg wordt gevuld met een cementgebonden mortel. Vóór het aangieten worden de aansluitvlakken voorzien van een onthechtingsolie om demontage makkelijker te maken. Het effect van de onthechtingsolie op de wrijvingscoëfficiënt is onbekend. Als veilige aanname is daarom alleen de afschuifweerstand van de deuvels zelf in aanmerking genomen.

6 Conclusie en aanbevelingen

Windturbines hebben in de praktijk een levensduur van ca. 20 tot 25 jaar. De funderingen van deze turbines hebben in potentie een veel langere levensduur. De realiteit is echter dat windturbines bij het bereiken van het einde van hun levensduur worden ontmanteld, waarbij in veel gevallen de fundering eveneens wordt gesloopt. Dit past niet binnen de transitie naar een circulaire economie én huidige ambities van de samenleving om te verduurzamen. In deze studie is onderzoek gedaan om te komen tot een (conceptueel) ontwerp van een windturbine fundatie die demontabel én herbruikbaar is. De onderzoeksvraag luidt als volgt:

“Hoe kan het constructief ontwerp van een betonnen fundering van een windturbine worden vormgegeven, zodanig dat deze demontabel én herbruikbaar is?”

6.1 Conclusie

In het afstudeeronderzoek is een uitgebreid literatuuronderzoek verricht omtrent het onderwerp van demontabele windturbine fundaties. Op basis hiervan zijn drie varianten bedacht, beoordeeld en tegen elkaar afgewogen. Hieruit is een variant naar voren gekomen voor verdere uitwerking.

Bij het uitwerken van de voorkeurvariant is veel aandacht besteedt aan het verkrijgen van voldoende stijfheid. Verder is globaal de benodigde wapening in de middenconsole bepaald en is de benodigde voorspanning in de radiale balken bepaald. De verbinding tussen de balken en de middenconsole is op hoofdlijnen uitgewerkt en voor de verbinding tussen de poeren en de uiteinden van de balk is een oplossingsrichting beschreven.

Het concept ontwerp van de demontabele én herbruikbare windturbinefundatie is als volgt vormgegeven:

De constructie bestaat uit een betonnen, geprefabriceerde middenconsole met daarin opgenomen de ankerkooi van de windturbine. Rondom sluiten hier acht betonnen, geprefabriceerde radiale balken op aan. Deze radiale balken zijn voorzien van voorspanning (VZA), waarbij de voorspanning tevens dienstdoet als verbindingskracht. Op de uiteinden rusten de radiale balken op betonnen in situ poeren welke zijn gefundeerd op palen.

Conclusie:

Het onderzoek heeft geleid tot een conceptueel ontwerp voor een demontabele en herbruikbare windturbine fundatie. Hierbij zijn op hoofdlijnen enkele constructieve aspecten getoetst, de haalbaarheid van het concept als geheel is echter niet onomstotelijk vastgesteld. Tevens wordt opgemerkt dat het ontwerp, met de dimensies zoals deze nu zijn bepaald, welbeschouwd niet realistisch is. Er zijn namelijk nog diverse aspecten die onderbelicht zijn en nader onderzocht dienen te worden om definitief vast te kunnen stellen dat het concept daadwerkelijk haalbaar is. De belangrijkste aandachtspunten hierin zijn:

- Kosten: het aspect kosten is in het onderzoek onderbelicht gelaten. Dit is een bewuste keuze. Er dient immers eerst een (concept) ontwerp te worden gerealiseerd te worden alvorens deze kan worden afgeprijsd. In de praktijk is dit aspect echter van groot belang voor de haalbaarheid.
- Transportgewicht en afmetingen: In het huidige ontwerp zijn de afmetingen dusdanig (massa middenconsole ca. 155 ton) dat de elementen enkel met exceptioneel transport kunnen worden vervoerd. Optimalisatie hierin is sterk aan te bevelen.
- Wapening in ringbalk: De benodigde wapening in de ringbalk dient met een meer geavanceerde berekening te worden vastgesteld. De inpassing van de benodigde wapening dient vervolgens in meer detail te worden beschouwd, denk aan overlappingslassen, h.o.h. afstanden etc.
- Afschuifcapaciteit voeg: Om demontage mogelijk te maken is voorgesteld om onthechtingsolie toe te passen in de aansluiting van de voeg. Er dient nader onderzocht te worden wat het effect hiervan is op de afschuifcapaciteit. Ook dient het effect van de dynamische belasting op de voeg nader onderzocht te worden, dit is in het onderzoek niet behandeld. Bij voorkeur worden deze zaken onderzocht middels proeven.
- Toekomstvastheid (verschaalbaarheid): Het ontwerp is gebaseerd op een windturbine van het type Nordex N117 (3,6 MW). Bij hergebruik zal echter naar alle waarschijnlijkheid een ander, dan wel groter type windturbine worden toegepast. Hier dient bij het ontwerp uiteindelijk rekening mee te worden gehouden.

6.2 Aanbevelingen

Uit het onderzoek is naar voren gekomen dat er nog diverse aspecten nader onderzocht dienen worden. Hieronder zijn de belangrijkste aanbevelingen benoemd:

- Het wordt aanbevolen om een inschatting te maken van de globale realisatiekosten. Hierbij is het van belang om vast te stellen hoe zich dit verhoudt tot traditionele windturbine funderingen. Het feit dat de demontabele fundering hergebruikt kan worden dient hierin meegenomen te worden.
- In het onderzoek is geen aandacht besteed aan het verder optimaliseren van de constructie. Onderstaand zijn enkele aspecten benoemd waarvoor het aan te bevelen is om deze verder te optimaliseren:
 - o Het aantal radiale balken
 - o Formaat van de balken
 - o Vorm van de balken
 - o Andere materialen (hogesterktebeton, etc.)
- Aanbevolen wordt om de middenconsole te analyseren met meer geavanceerde software met gebruikmaking van een 3D-solid model om inzicht te krijgen in de krachtwerving. Hierbij dienen de resultaten zeer zorgvuldig gecontroleerd te worden.
- Het wordt aanbevolen om gedegen onderzoek te doen naar de invloed van de onthechtingsolie op de werking van de voeg.
- Aanbevolen wordt om te onderzoeken op welke manier de fundering toekomst vast gemaakt kan worden voor toepassing bij een nieuwere dan wel grotere windturbine.
- Aanbevolen wordt om een MKI-waarde te bepalen van het ontwerp. Hiermee kan worden ingeschat hoe de fundering zich verhoudt tot traditionele fundering met betrekking tot duurzaamheid. Tevens wordt hiermee inzichtelijk op welke vlakken de fundering specifiek duurzamer wordt gemaakt.

Bibliografie

- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.artepref.com: <https://www.artepref.com/empresa/innovacion/precast-concrete-for-wind-turbines/>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.anker-foundations.com: <https://www.anker-foundations.com/en/wind-turbine-foundation/>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.aspiravi.be: <https://www.aspiravi.be/nl/over-windenergie/onderdelen-van-een-windturbine>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.offshore-stiftung.de: <https://www.offshore-stiftung.de/en/foundations>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.rutefoundations.com: <https://www.rutefoundations.com/bxgproducts>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.wsp.com: <https://www.wsp.com/en-SE/insights/getting-your-wind-farm-on-the-right-footing>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.esteyco.com: <https://www.esteyco.com/proyectos/eurostars-full-scale-prototype-telescopic-tower/>
- (sd). Opgeroepen op 3 11, 2022, van www.hwstowers.com: <http://www.hwstowers.com/airbase-a-disruptive-new-solution-for-onshore-wind-turbine-foundations/>
- (sd). Opgeroepen op 08 24, 2022, van www.windfarmbop.com: <https://www.windfarmbop.com/tag/precast-foundations/>
- (sd). Opgeroepen op 08 24, 2022, van www.windfarmbop.com: <https://www.windfarmbop.com/wind-turbines-precast-foundations/>
- Anker Foundations. (sd). *Wind turbine foundations*. Opgehaald van Anker Foundations: <https://www.anker-foundations.com/en/wind-turbine-foundation/>
- BLIX. (2019). *190311 Produkteisen Civiele- en funderings werken*.
- Bruggeling, A., & Huyghe, G. (1991). *Prefabrication with concrete*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Esteyco. (2014). *DEVELOPMENT OF A NEW PRECAST CONCRETE FOUNDATION THROUGH BRACED FOUNDATIONS*. Opgehaald van Esteyco: <https://www.esteyco.com/proyectos/eurostars-full-scale-prototype-telescopic-tower/>
- Esteyco. (sd). *BEITASHAN WIND FARM*. Opgehaald van Esteyco: <https://www.esteyco.com/proyectos/beitashan-wind-farm/>
- Evofenedex. (2021, 12 03). *MAXIMALE AFMETINGEN EN MASSA'S VAN DE VRACHTWAGEN*. Opgehaald van www.evofenedex.nl/: <https://www.evofenedex.nl/kennis/vervoer/maten-en-gewichten-vrachtwagens>
- fédération internationale du béton (fib). (2008). *Bulletin 43 - Structural connections for precast concrete*. Lausanne: fib.
- Göransson, F., & Nordenmark, A. (2011). *Fatigue Assessment of Concrete Foundations for Wind Power Plants*. Division of Structural Engineering. Göteborg, Zweden: CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY Department of Civil and Environmental Engineering.
- HWS. (2020, april 9). *AirBASE, a disruptive new solution for ONSHORE Wind Turbine FOUNDATIONS*. Opgehaald van HWStowers: <http://www.hwstowers.com/airbase-a-disruptive-new-solution-for-onshore-wind-turbine-foundations/>
- IRENA. (2019). *Future of wind: Deployment, investment, technology, grid integration and socio-economic aspects*. Abu Dhabi: International Renewable Energy Agency.
- Kleiner, G. (sd). *Wind Turbine Foundation that Cuts Concrete Use and CO2 Emissions Wins Prestigious Construction Industry Award*. Opgehaald van Vertulab: <https://vertuelab.org/blog/rute-foundation-systems>
- Lotsberg, Inge;Det Norske Veritas. (2005). *Background for Revision of DNV-RP-C203 Fatigue Analysis of Offshore Steel Structure*. Noorwegen: DNV Norway.
- Mållberg, L., & Eneland, E. (2013). *Prefabricated Foundation for Wind Power Plants*. Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology.
- McFeeters-Krone, D., & Fernandes, C. (2019, 08 27). Opgehaald van Windtech-international: <https://www.windtech-international.com/editorial-features/the-business-of-concrete-foundations>
- McGovern, M. (2020, februari 28). *Are prefabricated foundations the future for onshore sites*. Opgehaald van Windpower monthly: <https://www.windpowermonthly.com/article/1674900/prefabricated-foundations-future-onshore-sites>
- Norvell, C. A. (2016). *STRUCTURAL DESIGN ISSUES OF "HEXAPOD" FOUNDATIONS FOR WIND TURBINE TOWERS*. Civil and Environmental Engineering Master's Project Reports.

RDW. (2021, 12 03). *Jaarontheffingen*. Opgehaald van www.rdw.nl:
<https://www.rdw.nl/zakelijk/branches/transporteurs/jaarontheffing>
Rijkswaterstaat. (2019). *Prototype Circulair Viaduct*. Rijkswaterstaat.
Rogowsky, D. M., & Marti, P. (1996). *DETAILING FOR POST-TENSIONED*. Bern: VSL International LTD.
RUTE Foundations. (sd). *Products*. Opgehaald van RUTE Foundations: <https://www.rutefoundations.com/products>
Smienk, E. (2016). Duurzaamheidsaspecten bij funderingen en ondergronds bouwen State-of-the-art. *Geotechniek*, 10-20.
Turmo, J., Ramos, G., & Aparicio, A. (2006). *Shear strength of match cast dry joints of precast concrete segmental bridges: proposal for Eurocode 2*. Barcelona, Spanje: Universidad Polit cnica de Catalu a.
Wilberts, F. (2017). *MEASUREMENT DRIVEN FATIGUE ASSESSMENT OF OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATIONS*. Zweden: Uppsala University.
Wiser, R., Rand, J., Seel, J., Beiter, P., Baker, E., Lantz, E., & Gilman, P. (2021). Expert elicitation survey predicts 37% to 49% declines in wind energy costs by 2050. *Nature Energy*, pp. 555-565.

Afbeeldingen

Afbeelding 1.1 - Overzicht situatie.....	2
Afbeelding 1.2 - Specificaties windturbine.....	2
Afbeelding 1.3 - Doorsnede fundering.....	2
Afbeelding 1.4 - Bovenaan­zicht en 3D-view fundering.....	3
Afbeelding 2.1 - Onderdelen van een windturbine (www.aspiravi.be, sd).....	4
Afbeelding 2.2 - Onshore windturbine fundaties (www.wsp.com, sd).....	4
Afbeelding 2.3 - Anker foundations – Bovenaan­zicht (www.anker-foundations.com, sd).....	5
Afbeelding 2.4 - Anker foundations – zijaan­zicht (www.anker-foundations.com, sd).....	5
Afbeelding 2.5 - RUTE Foundations - Aanbrengen grond op geprefabriceerde fundering (www.rutefoundations.com, sd).....	5
Afbeelding 2.6 - The RUTE BXG Box Girder Precast Foundation (www.rutefoundations.com, sd).....	5
Afbeelding 2.7 - Artepref windturbine fundatie (www.artepref.com, sd).....	6
Afbeelding 2.8 - Precast-wind-turbine-foundations (www.windfarmbop.com, sd).....	6
Afbeelding 2.9 - Braced Foundations windturbine fundatie (www.esteyco.com, sd).....	6
Afbeelding 2.10 - Braced Foundations windturbine fundatie (www.windfarmbop.com, sd).....	6
Afbeelding 2.11 - HWS AirBASE windturbine fundering (www.hwstowers.com, sd).....	7
Afbeelding 2.12 - 3D weergave van het “hexapod” funderingsconcept (Norvell, 2016).....	8
Afbeelding 2.13 - Definitie termen in Markov matrix (Göransson & Nordenmark, 2011).....	11
Afbeelding 2.14 - Rainflow Counting Method (a) voor een rek-tijd curve (b) (Wilberts, 2017).....	11
Afbeelding 2.15 - S-N-curve (a) en resulterende schade (b) (Wilberts, 2017).....	12
Afbeelding 2.16 - Verwachte groei windturbines in 2035 (Wiser, et al., 2021).....	15
Afbeelding 2.17 - Verwachte groei windturbines tot 2025 (IRENA, 2019).....	15
Afbeelding 2.18 - Prototype Circulair viaduct (Rijkswaterstaat, 2019).....	17
Afbeelding 3.1 - Variant A - 3D-view.....	21
Afbeelding 3.2 - Variant A - bovenaan­zicht.....	21
Afbeelding 3.3 - Variant B - 3D-view.....	22
Afbeelding 3.4 - Variant B - bovenaan­zicht.....	22
Afbeelding 3.5 - Variant C - 3D-view.....	23
Afbeelding 3.6 - Variant C - bovenaan­zicht.....	23
Afbeelding 4.1 - Reactiekrachten Ter plaatse van. poeren (verticaal).....	26
Afbeelding 4.2 - Visualisatie reactiekrachten Ter plaatse van. poeren (verticaal).....	27
Afbeelding 4.3 - Verloop voorspanning in radiale balken.....	29
Afbeelding 4.4 - Spanningsfiguren radiale balken (met voorspanning).....	30
Afbeelding 4.5 - Berekening ULS-capaciteit radiale balken.....	31
Afbeelding 4.6 - 3D weergave model.....	31
Afbeelding 4.7 - Krachtswerking ULS.....	32
Afbeelding 4.8 - Krachtswerking SLS.....	32

Afbeelding 4.9 - Berekende wapening middenconsole	32
Afbeelding 4.10 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van een eenheidsbelasting	33
Afbeelding 4.11 - 3D weergave rekenmodel	34
Afbeelding 4.12 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van een eenheidslast (plaatmodel)	34
Afbeelding 4.13 - 3D weergave rekenmodel inclusief dekplaten (plaatmodel)	35
Afbeelding 4.14 - Optredende hoekrotatie ten gevolge van eenheidslast (plaatmodel inclusief dekplaten)	35
Afbeelding 4.15 - Krachtswerking op basis van integratie-elementen	36
Afbeelding 4.16 - Overzicht toe te passen wapening radiale balken	36
Afbeelding 4.17 - Krachtswerking ULS	37
Afbeelding 4.18 - Krachtswerking SLS	37
Afbeelding 4.19 - Schematische weergave druk- en trekband ten gevolge van verticale belasting	37
Afbeelding 4.20 - Schematische weergave krachtswerking ten gevolge van kantelmoment	38
Afbeelding 4.21 - Overzicht toe te passen wapening in ringbalk	38
Afbeelding 4.22 - Doorsnede voorspankanaal	40
Afbeelding 4.23 - Zijaanzicht Radiale balken incl. voorspanwapening	41
Afbeelding 4.24 - Bovenaanzicht radiale balken incl. voorspanwapening	41
Afbeelding 4.25 - Vergelijkingen 3.1 en 3.2 uit (Rogowsky & Marti, 1996)	42
Afbeelding 4.26 - VSL Type E verankering	42
Afbeelding 4.27 - Geoptimaliseerde ankerplaat	42
Afbeelding 4.28 - Afschuifvlakken	44
Afbeelding 4.29 - Voorbeeld detaillering shear keys (AASHTO)	44
Afbeelding 4.30 - Uitwerking shear keys	44
Afbeelding 4.31 - Ontwerp aansluitvlak voeg	45
Afbeelding 4.32 - Hoogte betondrukzone	45
Afbeelding 4.33 - Principedetail verbinding balken - poeren	45
Afbeelding 4.34 - Doorsnede samengestelde constructie	46
Afbeelding 4.35 - Bovenaanzicht samengestelde constructie	46
Afbeelding 4.36 - 3D-view samengestelde constructie	46

Tabellen

Tabel 2.1 - Belastingen ULS (normal)	10
Tabel 2.2 - Belastingen ULS (abnormal)	10
Tabel 2.3 - Schade-equivalente belastingen	13
Tabel 2.4 - Belastingen SLS	14
Tabel 2.5 - Ontwerpcriteria	19
Tabel 2.6 - Weging ontwerpcriteria	19
Tabel 3.1 - Trade off matrix	24
Tabel 4.1 - snedekrachten radiale balken (omhullend)	36

Bijlage 01 Zelfreflectie

Het vinden van een geschikt afstudeeronderwerp bleek een uitdaging, gezien de randvoorwaarden die aan het onderwerp worden gesteld. Uiteindelijk is het gelukt om naar mijn mening een interessant onderwerp te bedenken. Het uitwerken van het afstudeervoorstel was daardoor goed te doen. Ik had globaal gezien een goed beeld gevormd van de stappen die ik zou moeten doorlopen om tot een eindresultaat te komen.

Op het moment dat ik goedkeuring had gekregen voor mijn afstudeervoorstel ben ik gestart met het vooronderzoek. Gedurende het onderzoek kwam ik erachter dat er meer literatuur over het onderwerp te vinden was dan ik aanvankelijk had verwacht. Met name in de Engelstalige literatuur. Enerzijds wat het prettig dat er interessante literatuur over te vinden was, anderzijds zorgde dit er ook voor dat ik soms uren aan het lezen was zonder dat ik concreet vooruitgang aan het boeken was. Hierdoor heeft het vooronderzoek veel langer geduurd dan ik op voorhand had ingeschat.

Na het vooronderzoek kwam de variantenstudie aan bod. Het bedenken van de varianten zelf was goed te doen. De belangrijkste eisen en randvoorwaarden waren immers bekend. Het grootste struikelblok voor mij was dat ik in deze fase al voor honderd procent zeker wilde weten welke variant de beste was voor nadere uitwerking. Ik wilde te veel aspecten behandelen waaronder aspecten die verder van mijn eigen expertise afliggen. Denk hierbij aan het aspect kosten of uitvoeringstijd. Hierdoor bleef ik véél te lang stilstaan, juist omdat het zoveel werk was. Uiteindelijk heb ik de keuze gemaakt om de aspecten slecht globaal te beoordelen en niet in detail uit te werken. Immers, pas nadat alle varianten volledig zijn uitgewerkt kan met enige zekerheid de juiste variant worden gekozen. Dit bleek de juiste keuze te zijn, waardoor ik uiteindelijk een voorkeursvariant kon vaststellen.

Bij het uitwerken van de voorkeursvariant ben ik begonnen met wat globale handsommetjes. Vervolgens heb ik hierin een verdiepingsslag gemaakt door gebruik te maken van rekensoftware. De grootste uitdaging bij de dimensionering was het verkrijgen van voldoende stijfheid in het ontwerp. Na een aantal iteraties is het uiteindelijk gelukt om te komen tot een ontwerp wat rekentechnisch voldoet aan de eisen. De volgende stap was uitwerken van de verbindingdetails en het bepalen van een geschikt voorspansysteem. Uiteindelijk, op advies van mij begeleider, heb ik contact gezocht met specialisten binnen Heijmans die mij omtrent dit onderwerp hebben geadviseerd.

Het onderzoek heeft uiteindelijk geleid tot een conceptueel ontwerp voor een demontabele én herbruikbare windturbinefundatie. Er zijn echter nog diverse aspecten buiten beschouwing gelaten waardoor de haalbaarheid van het ontwerp niet onomstotelijk is vastgesteld. Deze conclusie is niet zo bevredigend en hierdoor ook niet wat ik op voorhand had gehoopt te bereiken. Ik heb echter wel diverse aanbevelingen kunnen doen die hopelijk bijdragen aan het realiseren van een demontabele en herbruikbare (circulaire) fundatie.

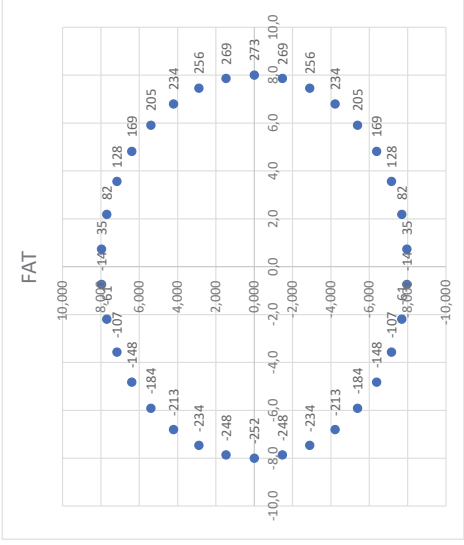
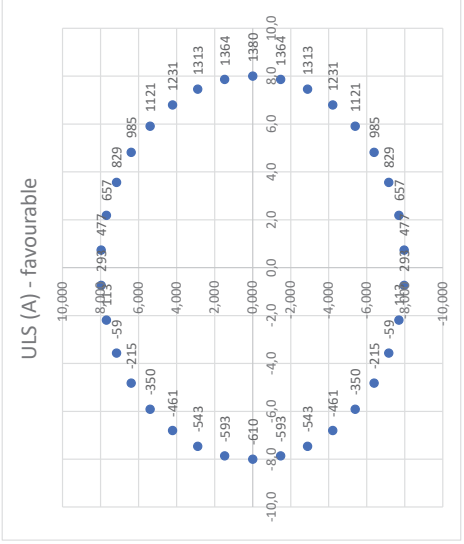
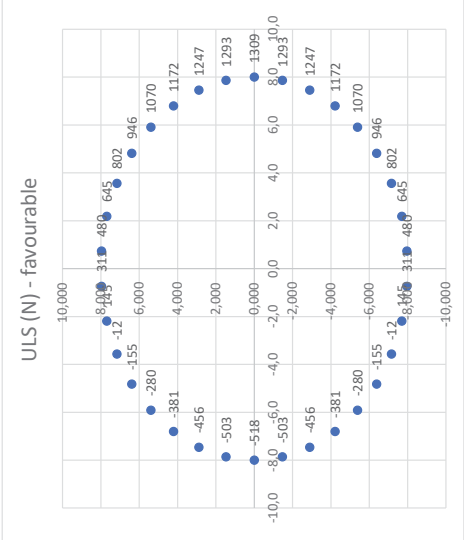
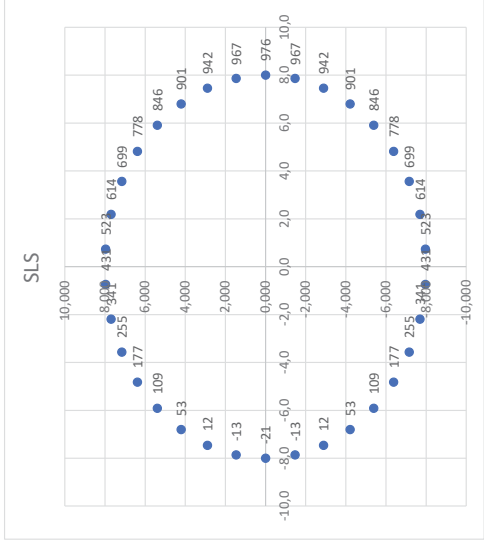
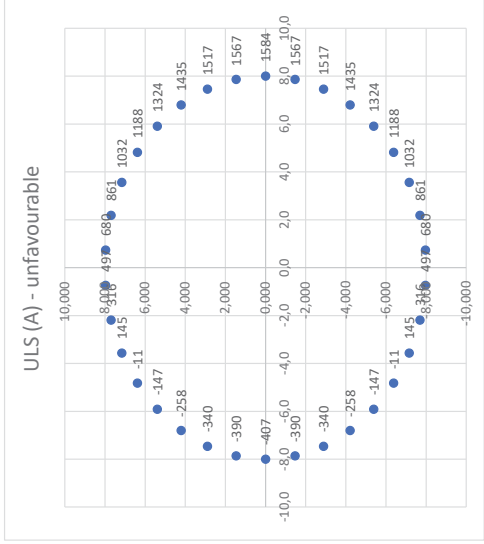
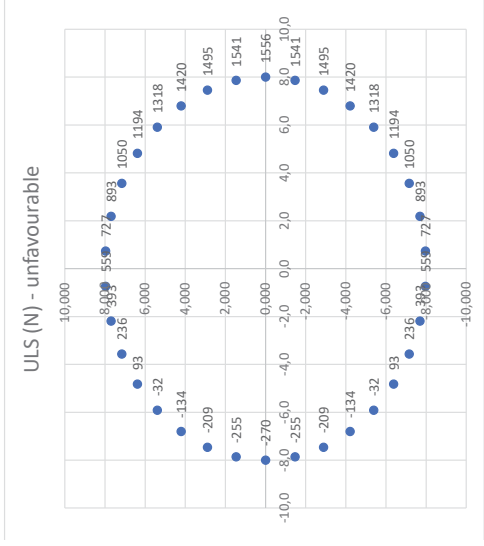
In het vervolg is het voor mij belangrijk om te zorgen dat ik niet te lang stil blijf staan bij bepaalde onderwerpen. Door het lange stilstaan ging het met mijn motivatie bergafwaarts. Ik heb geleerd dat het vaak beter om zaken maar “gewoon” op papier te zetten, dit hoeft dan niet meteen “perfect” te zijn. Het is altijd makkelijker om zaken in een later stadium opnieuw te bekijken en indien nodig iets aan te passen. Dat is voor mij de belangrijkste les geweest.

Bijlage 02 Reactiekrachten varianten

Variant A

Samenvatting reactiekrachten

	U1.S normal		U1.S favourable		U1.S abnormal		SLS		FAT
	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]	F [K _N]
max	1556	1309	1584	1380	976	942	273		
min	-270	-518	-407	-610	-21	-55	-252		

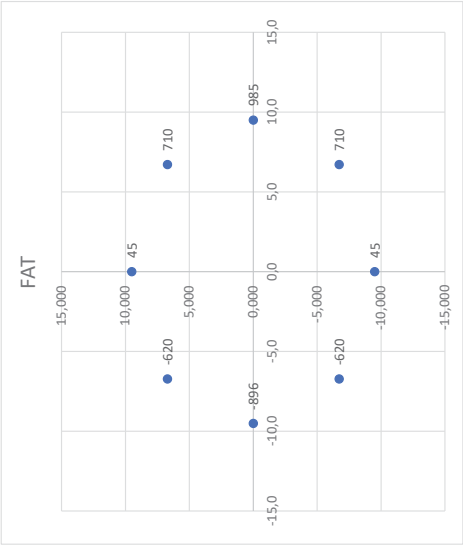
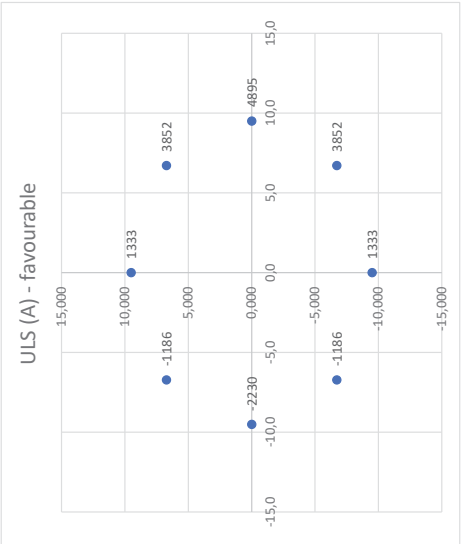
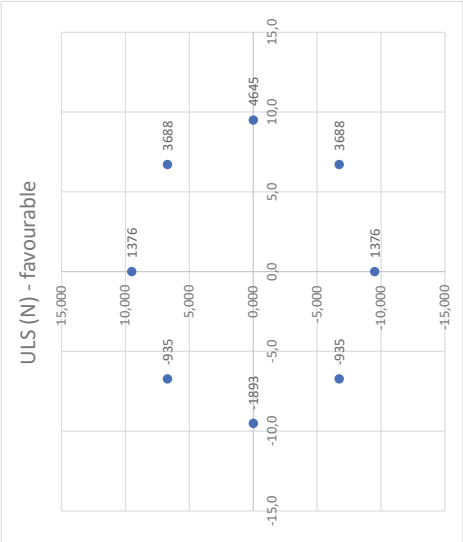
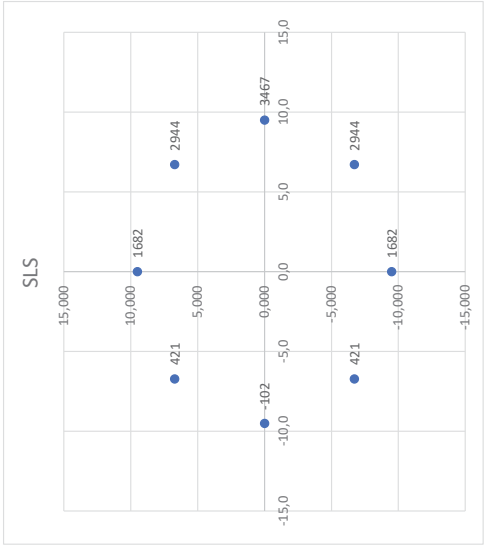
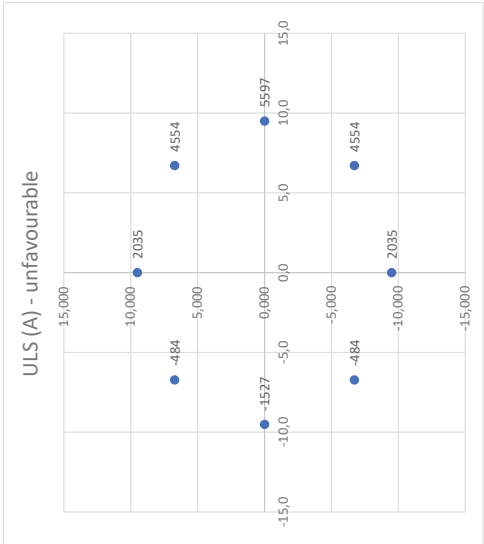
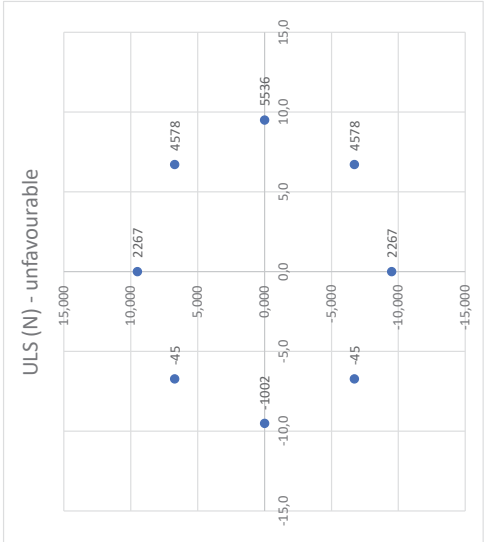


Variant B

Samenvatting reactiekrachten

	ULS normal		ULS abnormal		SLS		FAT	
	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable
	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]
max	5536	4645	5597	4895	3467	3602	985	985
min	-1002	-1893	-1527	-2230	-102	33	-896	-896

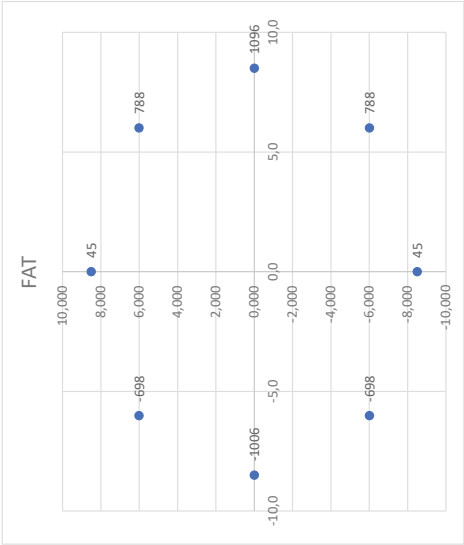
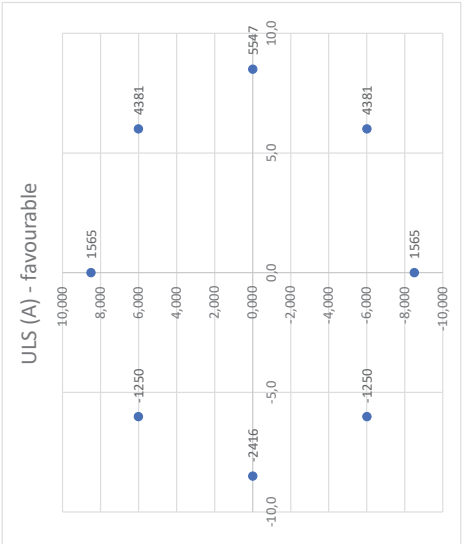
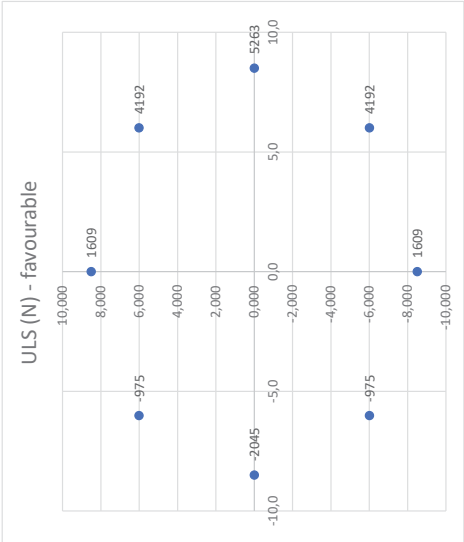
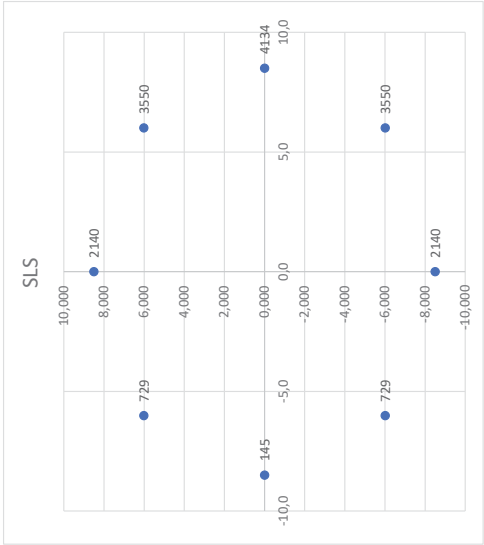
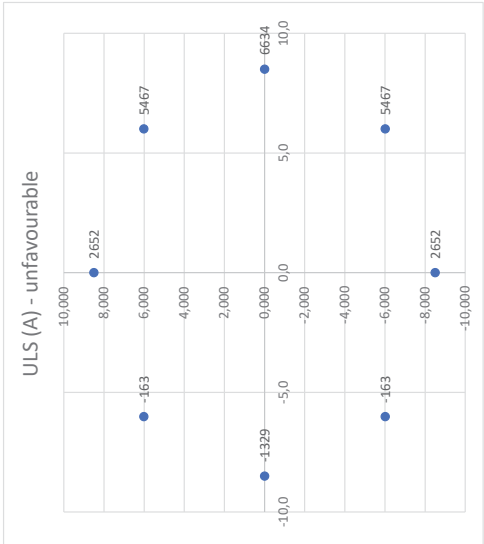
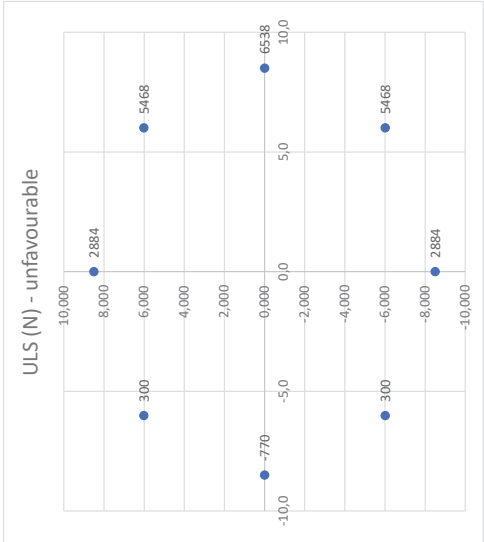
max totaal	5597	1399
min totaal	-2230	-557



Variant C

Samenvatting reactiekrachten

	ULS normal		ULS abnormal		SLS		FAT	
	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable	unfavourat	favourable
	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]	F [kN]
max	6538	5263	6634	5547	4134	3820	1096	
min	-770	-2045	-1329	-2416	145	-168	-1006	
max totaal	6634	1658						
min totaal	-2416	-604						



Bijlage 03 Globale dimensionering radiale balken

Dimensionering radiale balken

De controle op rotatiestijfheid betreft een SLS-toets. Daarom wordt de voorspanning gedimensioneerd op de belasting in de SLS-situatie, er mogen in deze ontwerptoestand geen scheuren optreden. Het betonstaal dient i.c.m. de voorspanwapening te voorzien in de weerstand in de ULS.

Het moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt:

- $M_{SLS} = 21651 \text{ kNm}$

Uitgaande van een trekspanning in het beton van $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ (C30/37) dan volgt hieruit een scheurmoment van:

- $M_{cr} = 1/6 * 1000 * 3300^2 * 2,9 * 10^{-6} = 5264 \text{ kNm}$

Het beton zal dus scheuren in de bruikbaarheidsgrenstoestand ($5264 < 21651$). Er dient voorkomen te worden dat het beton scheurt om voldoende stijfheid te verkrijgen. De optredende spanning t.g.v. het moment in de SLS bedraagt:

- $\sigma_c = (21651 * 10^6) / (1/6 * 1000 * 3300^2) = 11,9 \text{ N/mm}^2$

Als eerste uitgangspunt wordt genomen dat er geen trekspanning ($\sigma_{c,t} = 0 \text{ N/mm}^2$; volledige voorspanning) mag ontstaan (= conservatief want zolang de trekspanning van het beton ($\sigma_{ctm} = 0 \text{ N/mm}^2$) niet wordt overschreden ontstaan er geen scheuren = beperkte voorspanning). Wanneer we uitgaan van centrische voorspanning bedraagt de benodigde voorspankracht:

- $N_{Ed} = (1000 * 3300) * 11,9 * 10^{-3} = 39270 \text{ kN}$

Stel er wordt uitgegaan van voorspankabels met strengen $\varnothing 15,7 \text{ mm}$, Y1860S7 met $A_p = 150 \text{ mm}^2$. Het voorspanverlies wordt geschat op 20%. De eindvoorspankracht bedraagt dan:

- $F_p = 1860 * 0,75 * 150 * 0,8 * 10^{-3} = 167,4 \text{ kN}$

Het aantal benodigde strengen bedraagt:

- $n_p = 39270 / 167,4 = 235$ strengen

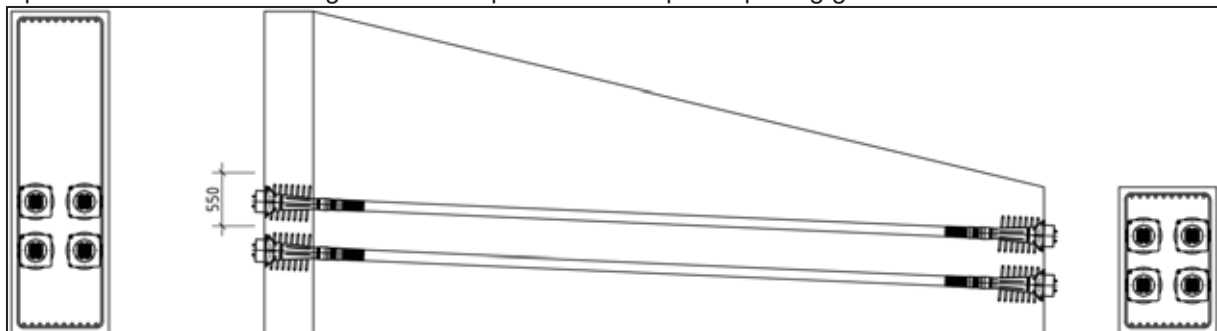
Stel toepassen 8 spankopen, dan bedraagt het aantal strengen per spankop:

- $n_{p,kop} = 235 / 8 = 29,3 \rightarrow$ toepassen 30 strengen per kop

Een snelle check t.a.v. inpassing laat zien dit het niet mogelijk is op 8 spankopen in het kopvlak van de elementen kwijt te kunnen. Gestreefd dient te worden naar maximaal 4 spankopen (andere mogelijkheid is het vergroten van het kopvlak). Enkel centrische voorspanning is dus niet toereikend. Als vervolgstap is gekeken naar het toepassen van excentrische voorspanwapening. Hierbij dient rekening te worden gehouden met het feit dat er een moment optreedt met zowel trek aan de onderzijde als aan de bovenzijde. Wanneer de excentriciteit te groot wordt aangenomen kan dit ervoor zorgen dat er trek ontstaat aan de bovenzijde en dat is onwenselijk. Als eerste uitgangspunt wordt ervoor gekozen om het zwaartepunt van de wapening aan te laten grijpen op de rand van de kern van de doorsnede. Deze rand zit op $1/6 * h$ vanaf het hart van de doorsnede hieruit volgt:

- $e_0 = 1/6 * 3300 = 550 \text{ mm}$

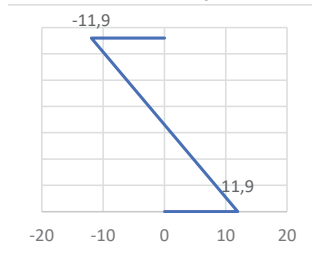
Op onderstaande afbeelding is het verloop van de voorspanwapening geschetst.



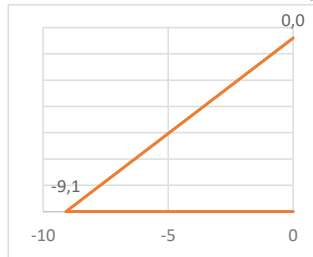
O.b.v. de excentriciteit van de voorspanning van 550 mm is iteratief gezocht naar een geschikte hoeveelheid wapening, zie hieronder. De benodigde voorspankracht bedraagt ca. 15000 kN. Zoals op onderstaande spanningsdiagrammen is te zien is de scheurspanning van het beton niet overschreden.

Moment 21651

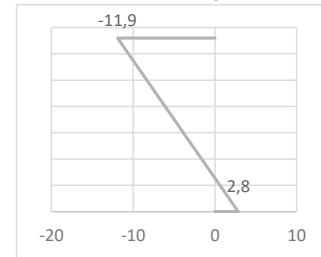
b 1000 mm
h 3300 mm
w $1,82E+09 \text{ mm}^3$
0
 σ_{boven} -11,9 N/mm²
 σ_{onder} 11,9 N/mm²
0



Pm -15000 kN
e 550 mm
M -8250 kNm
T.g.v. N T.g.v. M 0
-4,5 4,5 0,0 N/mm²
-4,5 -4,5 -9,1 N/mm²
0

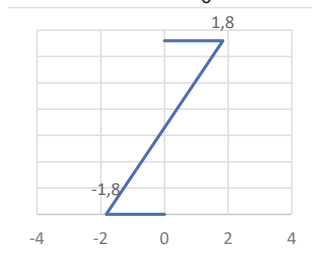


Totaal
0
-11,9 N/mm²
2,8 N/mm²
0

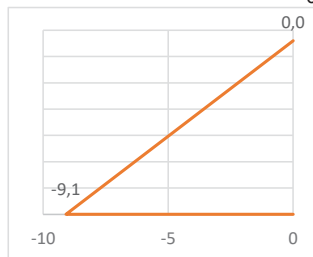


Moment -3325

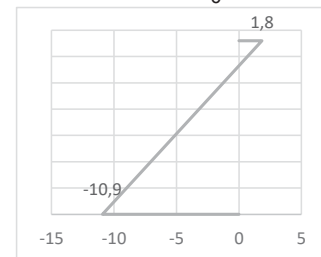
b 1000 mm
h 3300 mm
w $1,82E+09 \text{ mm}^3$
0
 σ_{boven} 1,8 N/mm²
 σ_{onder} -1,8 N/mm²
0



Pm -15000 kN
e 550 mm
M -8250 kNm
T.g.v. N T.g.v. M 0
-4,5 4,5 0,0 N/mm²
-4,5 -4,5 -9,1 N/mm²
0



Totaal
0
1,8
-10,9
0



Het aantal benodigde strengen bedraagt:

- $n_p = 15000 / 167,4 = 89,6$ strengen $\rightarrow$ 90 strengen

Stel spankoppens toepassen 4 spankoppens dan bedraagt het aantal strengen per kop:

- $n_{p/kop} = 90 / 4 = 22,5$ strengen/kop $\rightarrow$ toepassen VSL 6-22

De totale oppervlakte van de voorspanwapening bedraagt dan:

- $A_p = 88 * 150 = 13200 \text{ mm}^2$

Controle maximaal opneembaar moment ULS

Onderstaand is de capaciteit van de doorsnede met voorspanwapening bepaald. Hierbij is uitgegaan van 1 laag betonstaal wapening van 10xØ32.

σ_{pu}	1426 N/mm ²	A_{p2}	6600 mm ²
Capaciteit UGT		A_{p1}	6600 mm ²
N_c	22315 kN	A_s	8042 mm ²
α	0,75 [-]	$\Delta\epsilon_{p2}$	0,00109 [-]
b	1000 mm	$\Delta\epsilon_{p1}$	0,00226 [-]
x_u	1488 mm	ϵ_s	0,00381 [-]
y	579 mm		
		ϵ_{p2}	0,00681 [-]
f_{ck}	30 N/mm ²	ϵ_{p1}	0,00799 [-]
f_{cd}	20,0 N/mm ²		
f_{yk}	500 N/mm ²	σ_{p2}	1328 N/mm ²
f_{yd}	435 N/mm ²	σ_{p1}	1523 N/mm ²
f_{pk}	1860 N/mm ²	$\sigma_{p,gem}$	1426 N/mm ²
f_{pd}	1691 N/mm ²		
ϵ_{cu}	0,0035 [-]	$\Delta\sigma$	0 N/mm ²
ϵ_{pu}	0,035 [-]		
E_{pm}	195000 N/mm ²	ΔN_{p2}	1400 kN
E_s	200000 N/mm ²	ΔN_{p1}	2686 kN
$\sigma_{pm\infty}$	1116 N/mm ²	N_s	3498 kN
f_{pd}/E_{pm}	0,0078 [-]	N_{p1}	7366 kN
$\epsilon_{pm\infty}$	0,0057 [-]	N_{p2}	7366 kN
		N_{tot}	22315 kN
d_{p2}	1950 mm		
d_{p1}	2450 mm		8849 kNm
d_s	3108 mm		5027 kNm
			1920 kNm
			13784 kNm
			10102 kNm
		M_{Rd}	39681 kNm

Uit de berekening volgt een opneembaar moment van ca. $M_{Rd} = 40000$ kNm

Controle moment:

- U.c. = $35224 / 40000 = 0,88 \rightarrow$ voldoet

Conclusie:

Uit bovenstaande beschouwing volgt dat de afmetingen van de radiale balken toereikend zijn voor het opnemen van de belastingen uit de windturbine.

Controle vermoeiing voorspanning:

Citaat syllabus voorspanning:

Door het ontbreken van scheuren zullen ook de spanningswisselingen in het staal klein zijn. Volledig voorgespannen beton is daarom bijzonder goed bestand tegen vermoeiing.

Een meer nauwkeurige beschouwing van de doorsnede wordt bij de detailuitwerking gedaan.

Controle dwarskracht

T.p.v. de maximale dwarskracht in de doorsnede heeft de ligger een hoogte van ca. 1500 mm. de grootte van de dwarskracht bedraagt $V_{Ed} = 5032 \text{ kN}$.

Controle betondrukdiagonaal:

De toelaatbare drukspanning bedraagt:

- $\sigma_{Rd,max} = 0,6 * (1 - (30 / 250)) * (30 / 1,5) = 10,6 \text{ N/mm}^2$

De maximaal opneembare dwarskracht bedraagt:

- $V_{Rd,max} = 0,5 * 1000 * (1500 * 0,8) * 10,6 * 10^{-3} = 6360 \text{ kN} > 5032 \text{ kN} \rightarrow \text{voldoet}$

Controle afschuifwapening:

De opneembare afschuifkracht door het beton bedraagt:

- $V_{Rd,c} = 0,12 * k * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * b_w * d$
 - $k = 1 + (200 / (0,9 * 1500))^{1/2} = 1,39$
 - $\rho = 8040 / (1000 * 0,9 * 1500) = 0,00596$
- $V_{Rd,c} = 0,12 * 1,39 * (100 * 0,00596 * 30)^{1/3} * 1000 * 0,9 * 1500 * 10^{-3} = 588 \text{ kN} \rightarrow \text{maatgevend}$
- $V_{Rd,c,min} = 0,035 * 1,39^{3/2} * 30^{1/2} * 1000 * 0,9 * 1500 * 10^{-3} = 424 \text{ kN}$

Controle dwarskrachtcapaciteit beton:

- $U.c. = 5032 / 588 = 8,56 \rightarrow \text{voldoet niet, dwarskrachtwapening benodigd}$

Bepaling benodigde dwarskrachtwapening:

- $A_{sw}/s = (5032 * 10^3) / (0,8 * 1500 * 435 * 1,0) = 9,6 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Stel toepassen beugels $\emptyset 20$ -125 (4-snedig) ($= 10,0 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

- $9,6 / 10,0 = 0,96 \rightarrow \text{voldoet}$

Controle vermoeiing dwarskrachtwapening:

De dwarskracht voor vermoeiing bedraagt $\Delta V_{fat} = 776 \text{ kN} (= (2085 - 533) / 2 = 776 \text{ kN})$

De optredende staalspanning bedraagt:

- $\sigma_{s,fat} = (776 * 10^3) / (0,8 * 1500 * 9,6) = 67,4 \text{ N/mm}^2 < 68 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$

Bijlage 04 In- en uitvoer SCIA Engineer (staafmodel)

1. Project

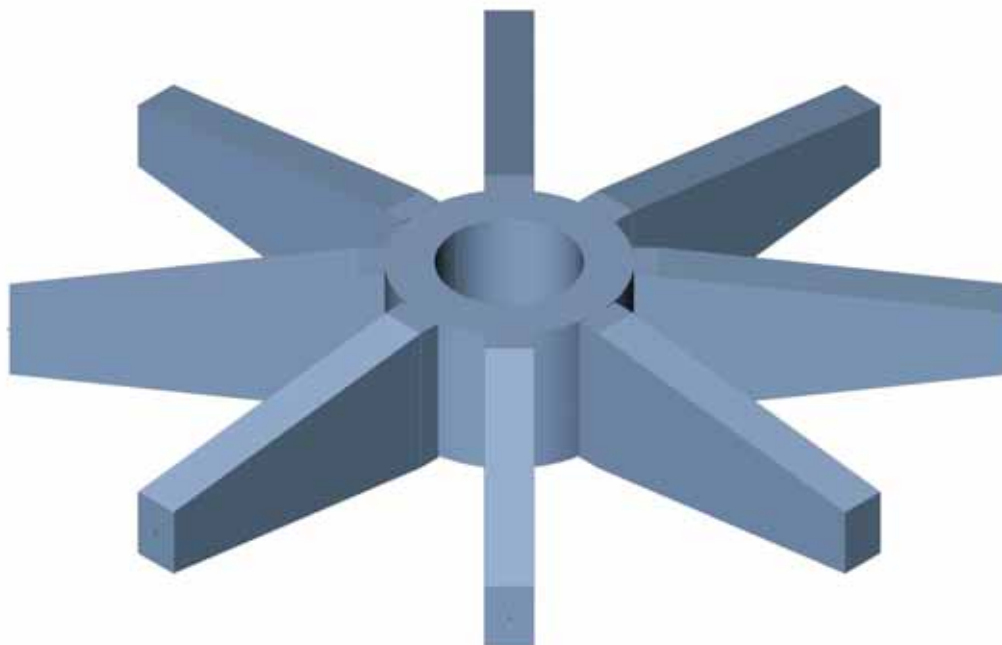
Gebruiker van licentie	wheeswijk2@heijmans.nl
Project	Afstudeeronderzoek
Onderdeel	Variant B
Omschrijving	Staaftmodel
Auteur	Heijmans
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	43
Aantal staven :	26
Aantal platen :	0
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	4
Aantal belastingsgevallen :	18
Aantal gebruikte materialen :	3
Gravitatieversnelling [m/s ²]	10,000
Nationale norm	EC - EN

2. Inhoudsopgave

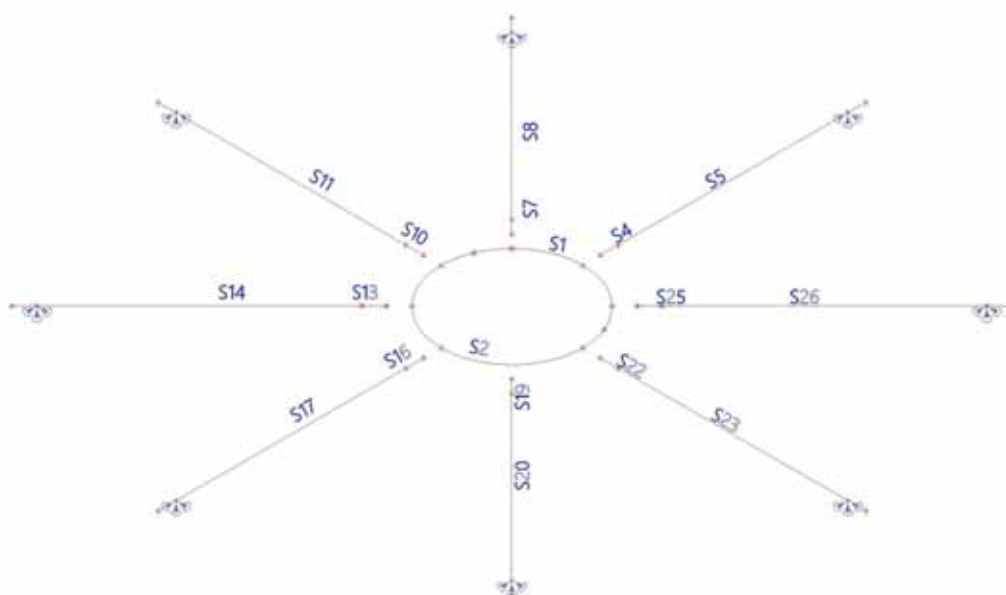
1. Project	1
2. Inhoudsopgave	1
3. Algemeen	2
3.1. 3D weergave model	2
3.2. 3D weergave rekenmodel	2
3.3. Lagen	3
3.4. Doorsneden	3
3.5. Materialen	6
4. Rekenmodel	6
4.1. Knopen	6
4.2. Staven	6
4.3. Knoopondersteuning	7
5. Belastingen	8
5.1. Belastinggevallen	8
6. Combinaties en resultaatklassen	17
6.1. Resultaatklassen	17
6.2. Combinaties	17
7. Resultaten	19
7.1. Radiale balken	19
7.2. Middenconsole	21

3. Algemeen

3.1. 3D weergave model



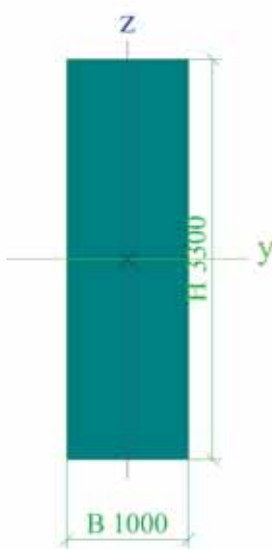
3.2. 3D weergave rekenmodel



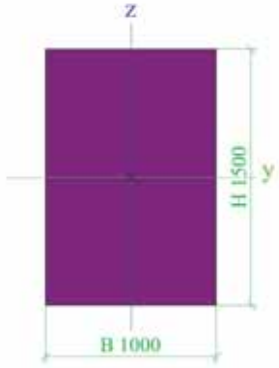
3.3. Lagen

Naam	enkel	Constructiemodel	Kleur
Radiale balken	✗		
Middenconsole	✗		
Dummy	✗		

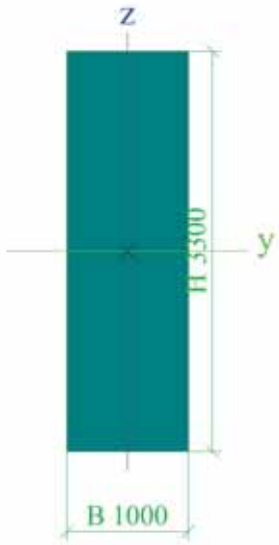
3.4. Doorsneden

CS1 - ongescheurd			
Type	Rechthoek		
Gedetailleerd	3300; 1000		
Vorm type	Dikke wanden		
Onderdeelmateriaal	C45/55		
Bouwwijze	beton		
Kleur			
A [m²]	3,3000e+00		
A _y [m²], A _z [m²]	2,7577e+00	2,7507e+00	
A _L [m²/m], A _D [m²/m]	8,6000e+00	8,6000e+00	
c _{y,ucs} [mm], c _{z,ucs} [mm]	500	1650	
α [deg]	0,00		
I _y [m⁴], I _z [m⁴]	2,9948e+00	2,7500e-01	
i _y [mm], i _z [mm]	953	289	
W _{el,y} [m³], W _{el,z} [m³]	1,8150e+00	5,5000e-01	
W _{pl,y} [m³], W _{pl,z} [m³]	0,0000e+00	0,0000e+00	
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
d _y [mm], d _z [mm]	0	0	
I _t [m⁴], I _w [m⁶]	8,8828e-01	1,6938e-01	
β _y [mm], β _z [mm]	0	0	
Afbeelding			

CS2 - ongescheurd			
Type	Rechthoek		
Gedetailleerd	1500; 1000		
Vorm type	Dikke wanden		
Onderdeelmateriaal	C45/55		
Bouwwijze	Algemeen		
Kleur			
A [m²]	1,5000e+00		
A _y [m²], A _z [m²]	1,2520e+00	1,2509e+00	
A _L [m²/m], A _D [m²/m]	5,0000e+00	5,0000e+00	
c _{y,ucs} [mm], c _{z,ucs} [mm]	500	750	
α [deg]	0,00		
I _y [m⁴], I _z [m⁴]	2,8125e-01	1,2500e-01	
i _y [mm], i _z [mm]	433	289	
W _{el,y} [m³], W _{el,z} [m³]	3,7500e-01	2,5000e-01	

$W_{pl,y}$ [m ³], $W_{pl,z}$ [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
$M_{pl,y,+}$ [Nm], $M_{pl,y,-}$ [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
$M_{pl,z,+}$ [Nm], $M_{pl,z,-}$ [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
d_y [mm], d_z [mm]	0	0
I_t [m ⁴], I_w [m ⁶]	2,9321e-01	3,7389e-03
β_y [mm], β_z [mm]	0	0
Afbeelding		

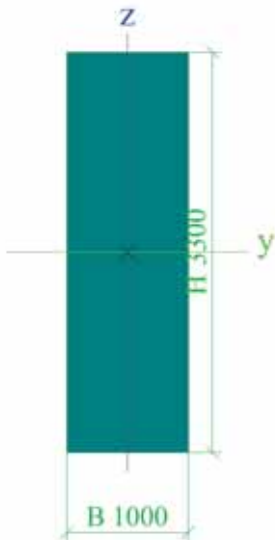
CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m³)

Type	Rechthoek	
Gedetailleerd	3300; 1000	
Vorm type	Dikke wanden	
Onderdeelmateriaal	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	
Bouwwijze	beton	
Kleur		
A [m ²]	3,3000e+00	
A_y [m ²], A_z [m ²]	2,7577e+00	2,7507e+00
A_L [m ² /m], A_D [m ² /m]	8,6000e+00	8,6000e+00
$c_{y,ucs}$ [mm], $c_{z,ucs}$ [mm]	500	1650
α [deg]	0,00	
I_y [m ⁴], I_z [m ⁴]	2,9948e+00	2,7500e-01
i_y [mm], i_z [mm]	953	289
$W_{el,y}$ [m ³], $W_{el,z}$ [m ³]	1,8150e+00	5,5000e-01
$W_{pl,y}$ [m ³], $W_{pl,z}$ [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
$M_{pl,y,+}$ [Nm], $M_{pl,y,-}$ [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
$M_{pl,z,+}$ [Nm], $M_{pl,z,-}$ [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
d_y [mm], d_z [mm]	0	0
I_t [m ⁴], I_w [m ⁶]	8,8828e-01	1,6938e-01
β_y [mm], β_z [mm]	0	0
Afbeelding		

--	--	--

CS4 - gescheurd

Type	Rechthoek	
------	-----------	--

Gedetailleerd	3300; 1000	
Vorm type	Dikke wanden	
Onderdeelmateriaal	C45/55 ($E_c=12.000\text{N/mm}^2$)	
Bouwwijze	beton	
Kleur		
A [m ²]	3,3000e+00	
A _y [m ²], A _z [m ²]	2,7577e+00	2,7507e+00
A _L [m ² /m], A _D [m ² /m]	8,6000e+00	8,6000e+00
c _{y,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	500	1650
α [deg]	0,00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	2,9948e+00	2,7500e-01
i _y [mm], i _z [mm]	953	289
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	1,8150e+00	5,5000e-01
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
d _y [mm], d _z [mm]	0	0
I _t [m ⁴], I _w [m ⁶]	8,8828e-01	1,6938e-01
β _y [mm], β _z [mm]	0	0
Afbeelding		

Verklaring van symbolen	
A	Gebied
A _y	Afschuifoppervlak in hoofd y-richting - Berekend door 2D EEM analyse
A _z	Afschuifoppervlak in hoofd z-richting - Berekend door 2D EEM analyse
A _L	Omtrek per eenheidslengte
A _D	Uithardingsoppervlakte per eenheidslengte
c _{y,UCS}	Zwaartepunt coördinaten in Y-richting van het invoer assen systeem
c _{z,UCS}	Zwaartepunt coördinaten in Z-richting van het invoer assen systeem
I _{y,LCS}	Tweede moment van het gebied rond de YLCS as
I _{z,LCS}	Tweede moment van het gebied rond de ZLCS as
I _{yz,LCS}	Product moment van het gebied in het LCS systeem
α	Rotatiehoek van het hoofd assen systeem
I _y	Tweede moment van het gebied rond de hoofd y-as
I _z	Tweede moment van het gebied rond de hoofd z-as

Verklaring van symbolen	
i _y	Traagheidsstraal rond de hoofd y-as
i _z	Traagheidsstraal rond de hoofd z-as
W _{el,y}	Elastische doorsnede modulus rond de hoofd y-as
W _{el,z}	Elastische doorsnede modulus rond de hoofd z-as
W _{pl,y}	Plastische doorsnede modulus rond de hoofd y-as
W _{pl,z}	Plastische doorsnede modulus rond de hoofd z-as
M _{pl,y,+}	Plastisch moment rond de hoofd y-as voor een positief My moment
M _{pl,y,-}	Plastisch moment rond de hoofd y-as voor een negatief My moment
M _{pl,z,+}	Plastisch moment rond de hoofd z-as voor een positief Mz moment
M _{pl,z,-}	Plastisch moment rond de hoofd z-as voor een negatief Mz moment
d _y	Afschuif middencoördinaat in hoofd y-richting gemeten vanaf het zwaartepunt - Berekend door 2D EEM analyse
d _z	Afschuif middencoördinaat in hoofd z-richting gemeten vanaf het

Verklaring van symbolen

	zwaartepunt - Berekend door 2D EEM analyse
I_t	Torsie constante - Berekend door 2D EEM analyse

Verklaring van symbolen

I_w	Welvings constante - Berekend door 2D EEM analyse
β_y	Mono-symmetrische constante rond de hoofd y-as
β_z	Mono-symmetrische constante rond de hoofd z-as

3.5. Materialen

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	Dichtheid in natte toestand [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]	Kleur
C45/55	Beton	2500,0	2600,0	3,6300e+04	0.2	0,00	45,00	
C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	Beton	0,0	0,0	3,6300e+04	0.2	0,00	45,00	
C45/55 (Ec=12.000N/mm ²)	Beton	2500,0	2600,0	1,2000e+04	0.2	0,00	45,00	

Verklaring van symbolen

Dichtheid in natte toestand	De waarde van de dichtheid van het kenmerk nieuwe toestand wordt alleen gebruikt als een samengesteld dek wordt ingevoerd en rekening wordt gehouden met de belasting van het eigengewicht.
-----------------------------	---

4. Rekenmodel

4.1. Knopen

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K1	0,000	-2,000	0,000
K2	2,000	0,000	0,000
K3	0,000	2,000	0,000
K4	-2,000	0,000	0,000
K5	10,000	0,000	0,000
K6	1,414	1,414	0,000
K7	1,414	-1,414	0,000
K8	0,765	1,848	0,000
K9	0,765	-1,848	0,000
K10	9,500	0,000	0,000
K11	2,500	0,000	0,000
K12	3,000	0,000	0,000
K13	7,071	7,071	0,000
K14	6,718	6,718	0,000
K15	1,768	1,768	0,000
K16	2,121	2,121	0,000
K17	0,000	10,000	0,000
K18	0,000	9,500	0,000
K19	0,000	2,500	0,000
K20	0,000	3,000	0,000
K21	-7,071	7,071	0,000
K22	-6,718	6,718	0,000

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K23	-1,768	1,768	0,000
K24	-2,121	2,121	0,000
K25	-1,414	-1,414	0,000
K26	-10,000	0,000	0,000
K27	-9,500	0,000	0,000
K28	-2,500	0,000	0,000
K29	-3,000	0,000	0,000
K30	-7,071	-7,071	0,000
K31	-6,718	-6,718	0,000
K32	-1,768	-1,768	0,000
K33	-2,121	-2,121	0,000
K34	-1,414	-1,414	0,000
K35	0,000	-10,000	0,000
K36	0,000	-9,500	0,000
K37	0,000	-2,500	0,000
K38	0,000	-3,000	0,000
K39	7,071	-7,071	0,000
K40	6,718	-6,718	0,000
K41	1,768	-1,768	0,000
K42	2,121	-2,121	0,000
K43	-1,414	1,414	0,000

4.2. Staven

Naam	Doorsnede	Materiaal	Lengte [m]	Beginknoop	Eindknoop
S1	CS4 - gescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (Ec=12.000N/mm ²)	6,283	K3	K1
S2	CS4 - gescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (Ec=12.000N/mm ²)	6,283	K1	K3
S3	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K2	K11
S4	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K11	K12
S5	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K12	K5
S6	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K6	K15
S7	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K15	K16
S8	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K16	K13
S9	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K3	K19
S10	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K19	K20
S11	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K20	K17

Naam	Doorsnede	Materiaal	Lengte [m]	Beginknoop	Eindknoop
S12	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K43	K23
S13	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K23	K24
S14	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K24	K21
S15	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K4	K28
S16	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K28	K29
S17	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K29	K26
S18	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K34	K32
S19	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K32	K33
S20	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K33	K30
S21	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K1	K37
S22	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K37	K38
S23	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K38	K35
S24	CS3 - ongescheurd (EG=0,0kN/m ³) - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	0,500	K7	K41
S25	CS1 - ongescheurd - Rechthoek (3300; 1000)	C45/55	0,500	K41	K42
S26	CS2 - ongescheurd - Rechthoek (1500; 1000)	C45/55	7,000	K42	K39

4.3. Knoopondersteuningen

Naam	Knoop	Systeem	Type	X	Stijfheid X [MN/m]	Y	Stijfheid Y [MN/m]	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Rx	Ry	Rz
Sn52	K10	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn53	K14	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn54	K18	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn55	K22	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn56	K27	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn57	K31	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn58	K36	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn59	K40	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij

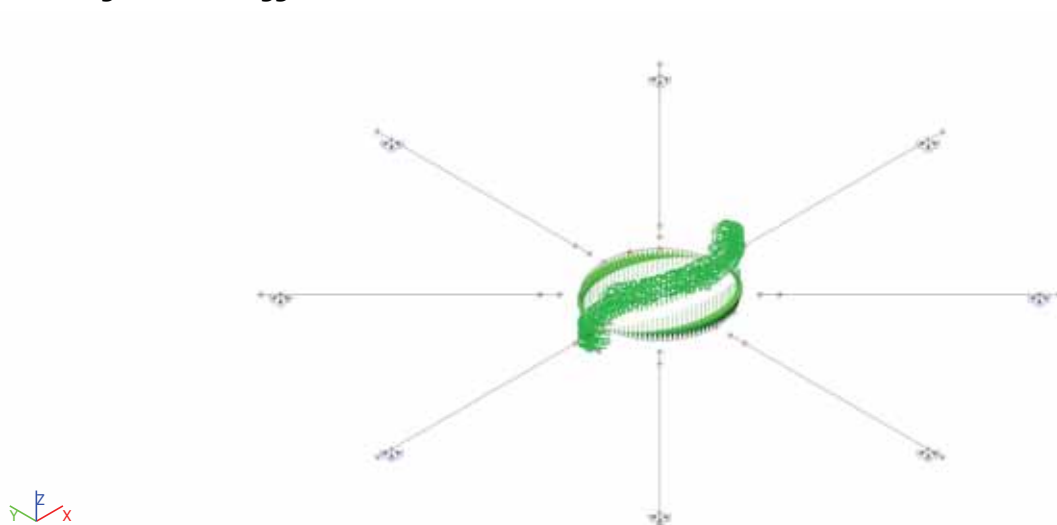
5. Belastingen

5.1. Belastingsgevallen

5.1.1. Belastingsgevallen - BG0

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG0	Eenhedslast	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

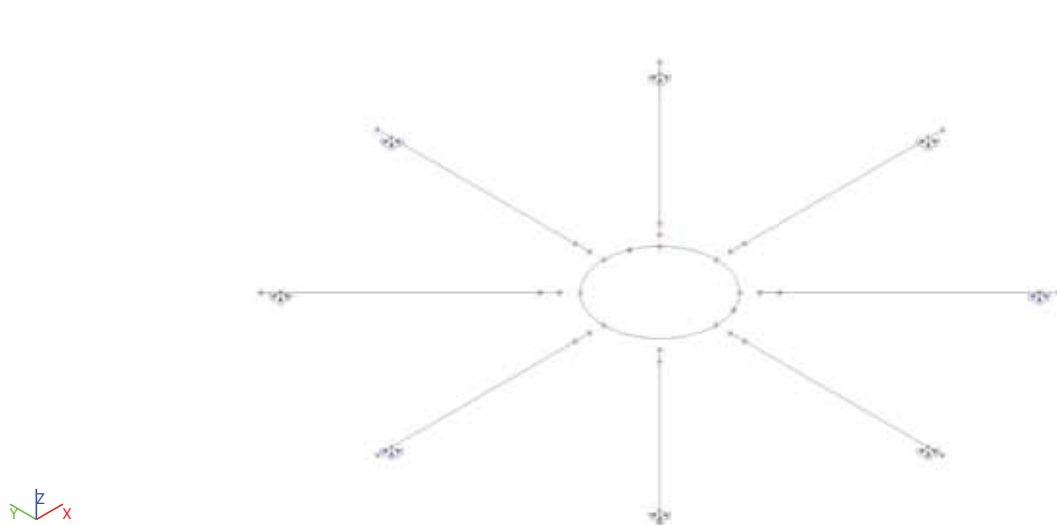
5.1.1.1. Weergave belastinggeval



5.1.2. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Richting
	Spec	Belastingtype		
BG1	Eigen gewicht	Permanent	LG1	-Z
	Eigen gewicht			

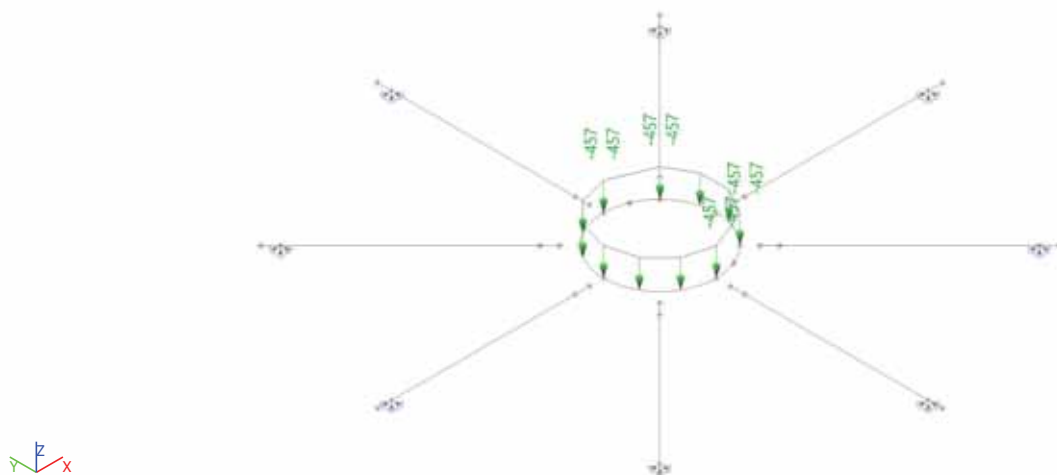
5.1.2.1. Weergave belastinggeval



5.1.3. Belastingsgevallen - BG2

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG2	Vertical load SLS	Permanent	LG1
	Standaard		

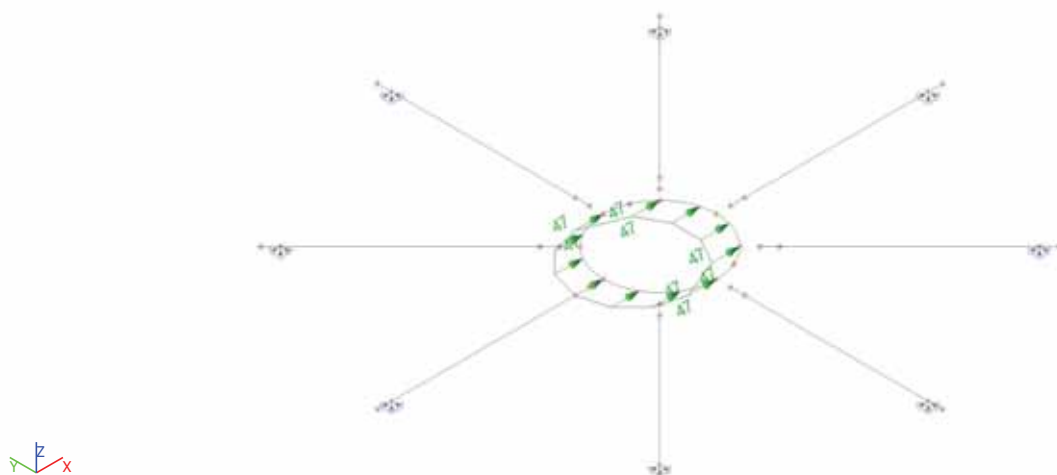
5.1.3.1. Weergave belastinggeval



5.1.4. Belastingsgevallen - BG3

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG3	Horizontal load SLS	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

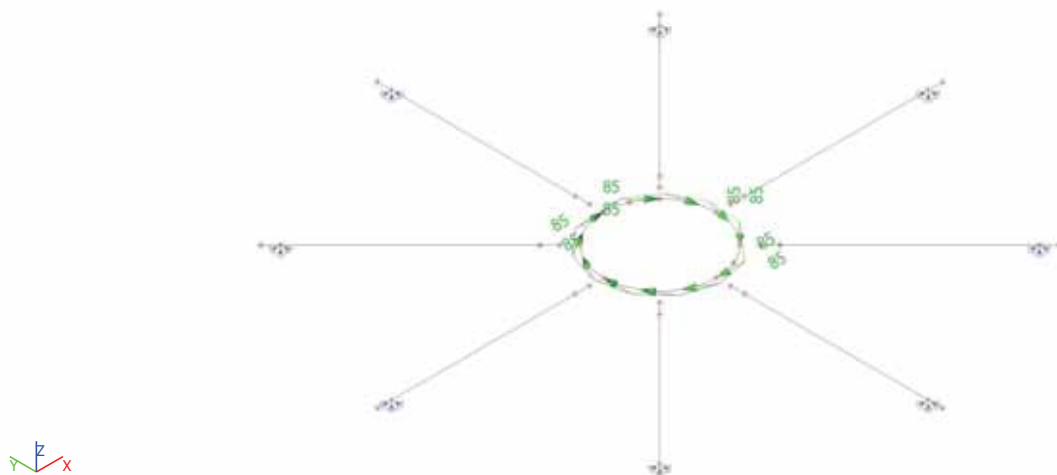
5.1.4.1. Weergave belastinggeval



5.1.5. Belastingsgevallen - BG4

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG4	Torsion moment SLS Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

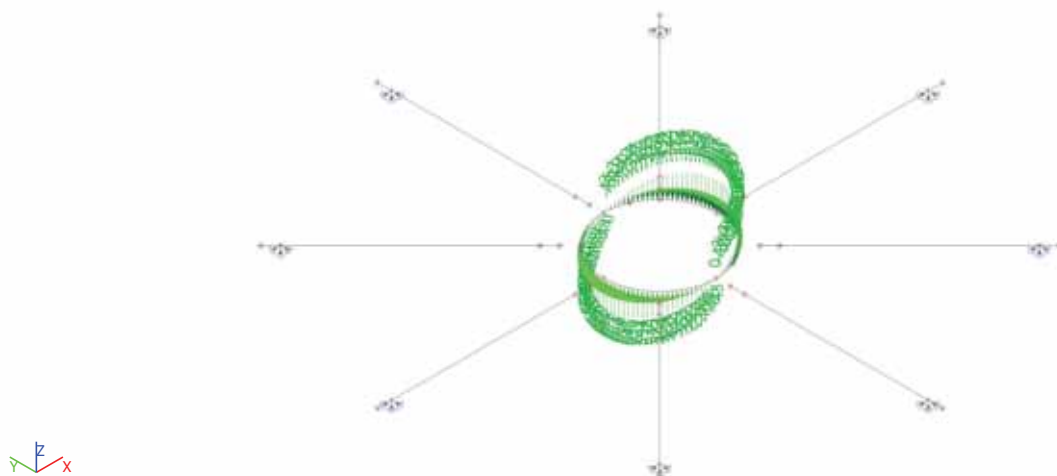
5.1.5.1. Weergave belastinggeval



5.1.6. Belastingsgevallen - BG5

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG5	Bending moment SLS Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

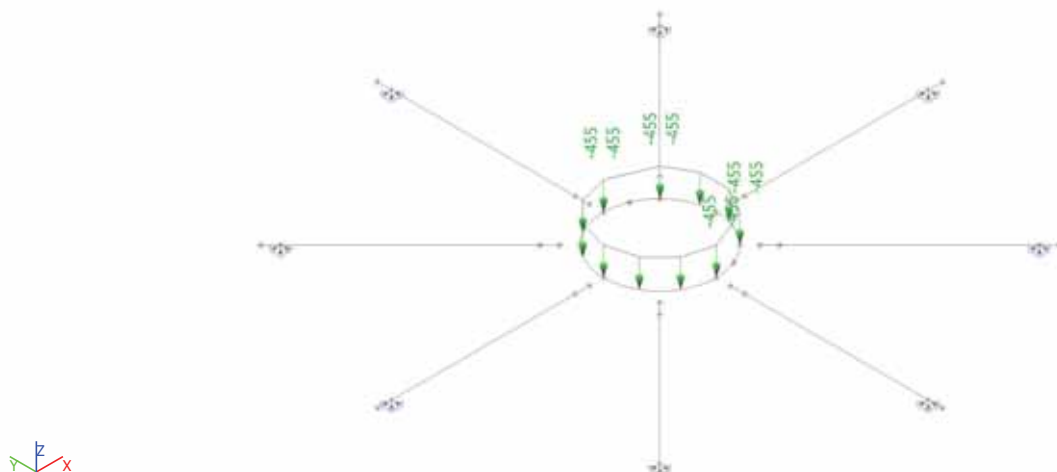
5.1.6.1. Weergave belastinggeval



5.1.7. Belastingsgevallen - BG6

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG6	Vertical load ULS (normal)	Permanent	LG1
	Standaard		

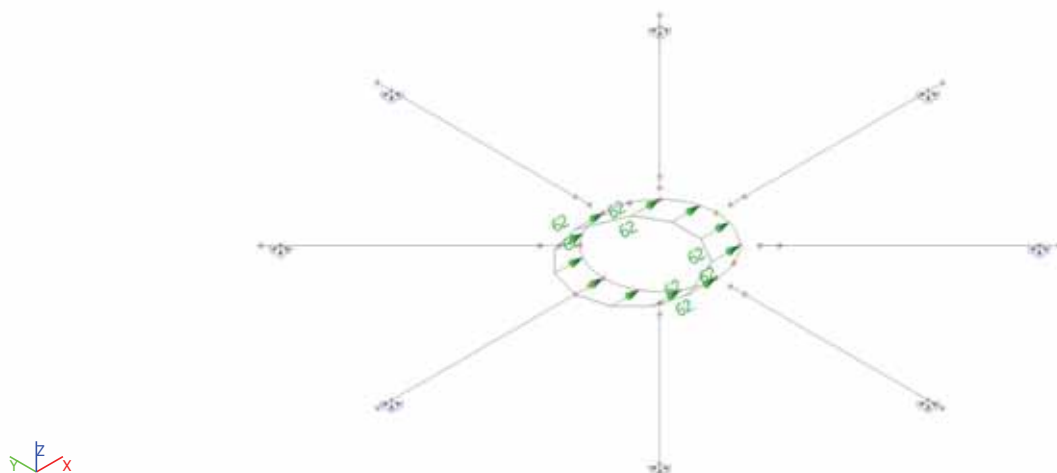
5.1.7.1. Weergave belastinggeval



5.1.8. Belastingsgevallen - BG7

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG7	Horizontal load ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

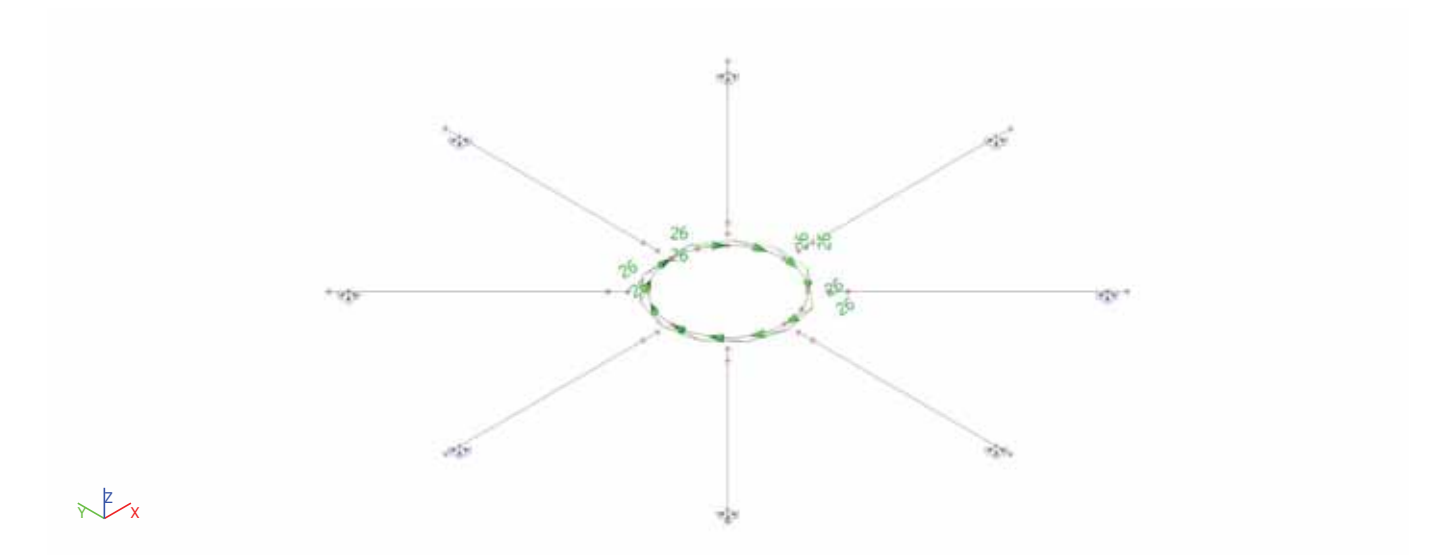
5.1.8.1. Weergave belastinggeval



5.1.9. Belastingsgevallen - BG8

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG8	Torsion moment ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

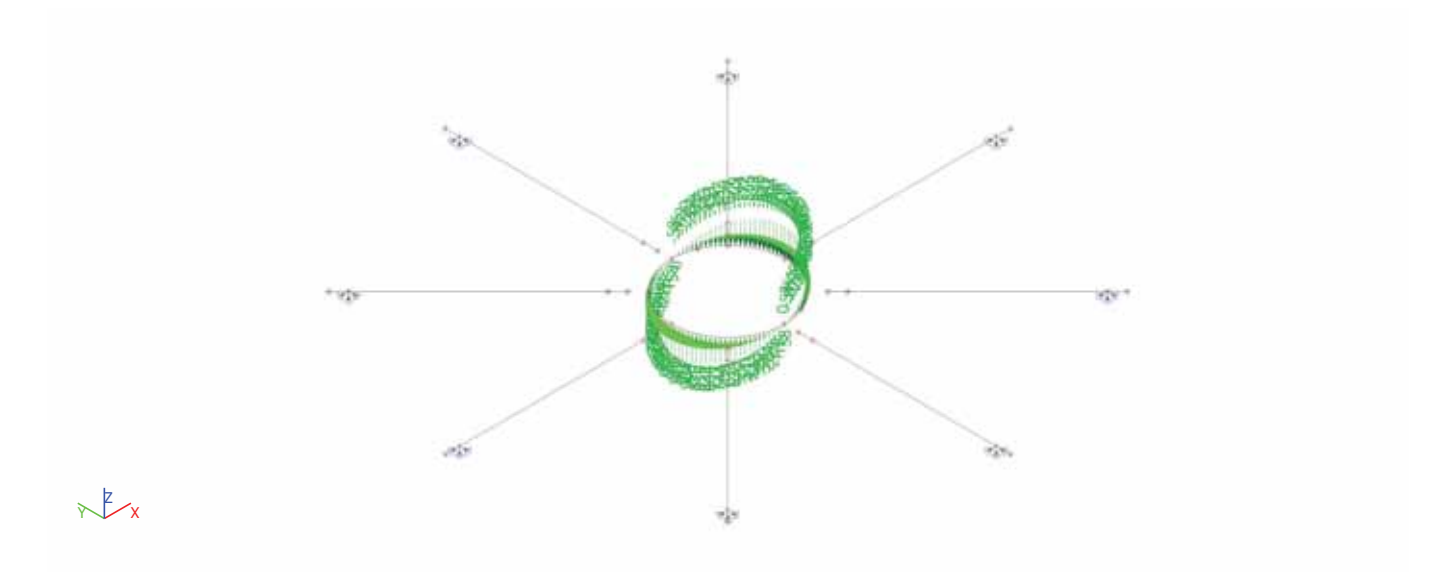
5.1.9.1. Weergave belastinggeval



5.1.10. Belastingsgevallen - BG9

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG9	Bending moment ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

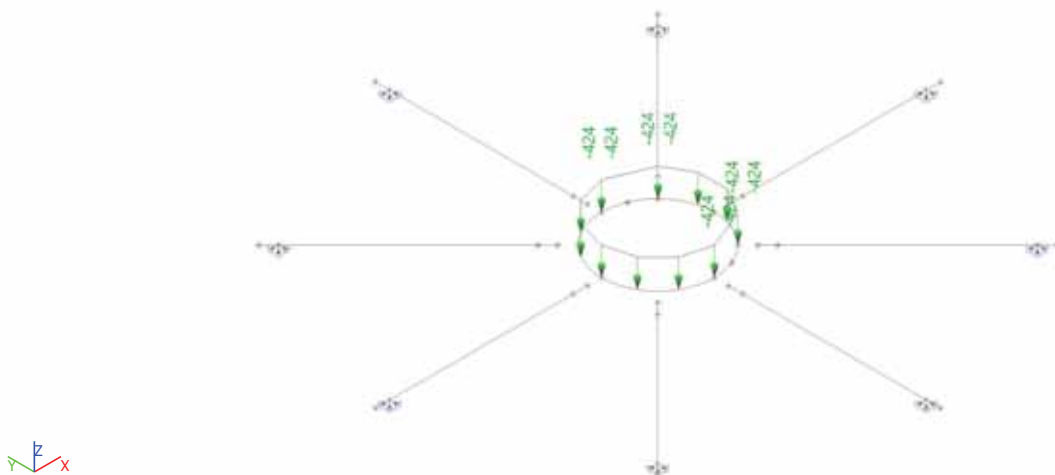
5.1.10.1. Weergave belastinggeval



5.1.11. Belastingsgevallen - BG10

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG10	Vertical load ULS (abnormal)	Permanent	LG1
	Standaard		

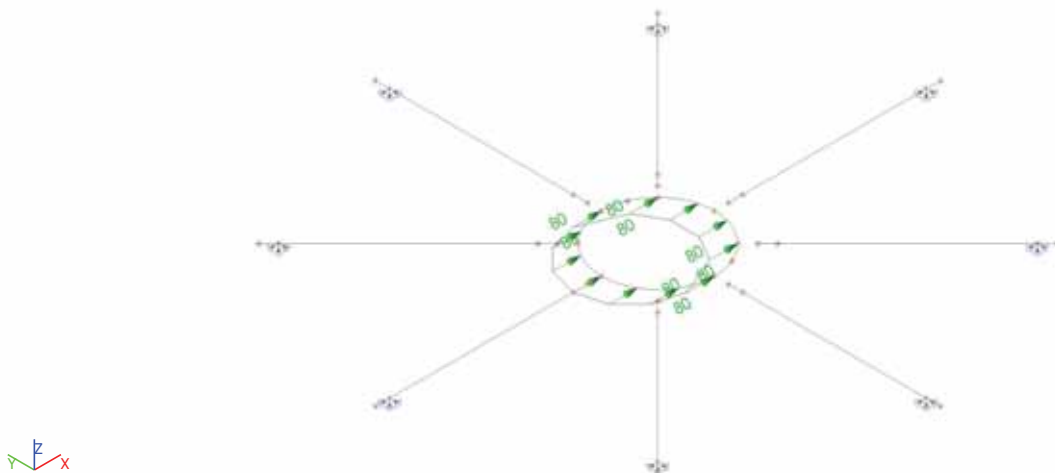
5.1.11.1. Weergave belastinggeval



5.1.12. Belastingsgevallen - BG11

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG11	Horizontal load ULS (abnormal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

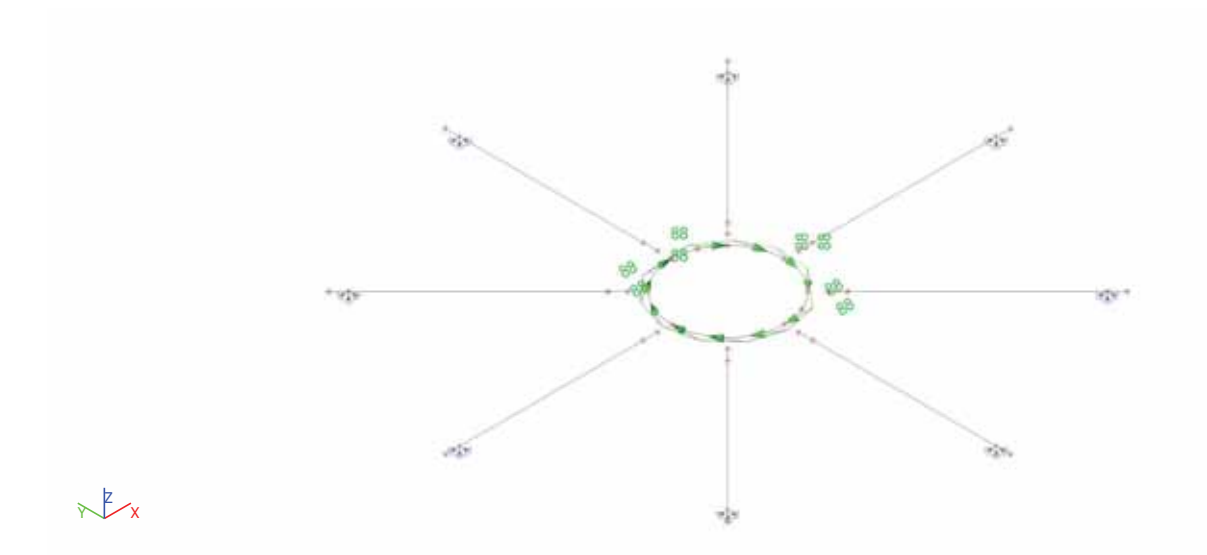
5.1.12.1. Weergave belastinggeval



5.1.13. Belastingsgevallen - BG12

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG12	Torsion moment ULS (abnormal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

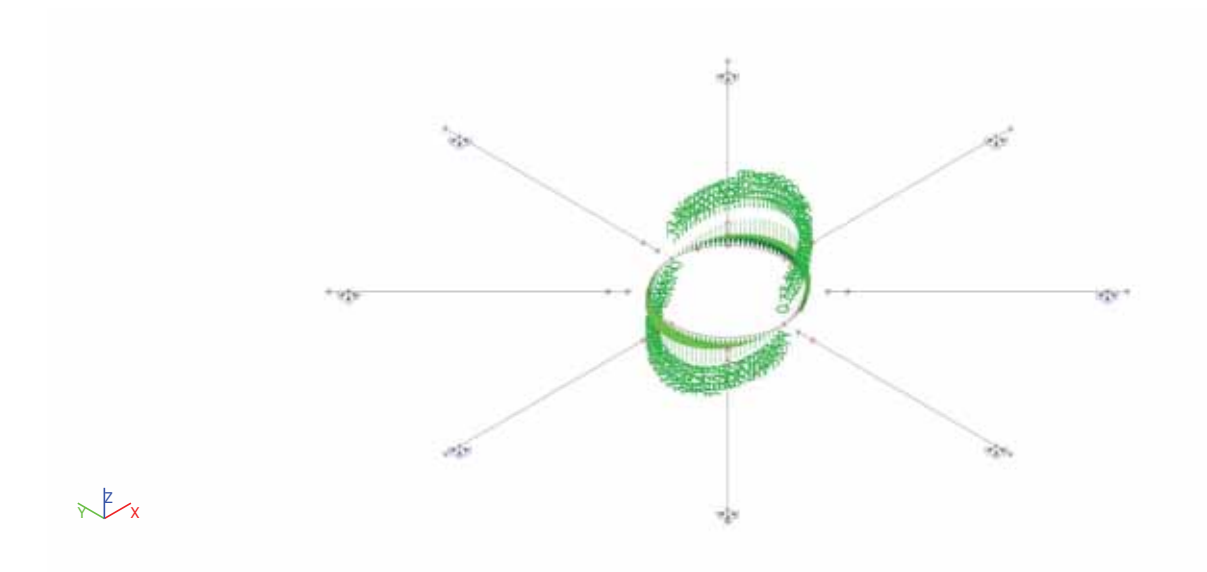
5.1.13.1. Weergave belastinggeval



5.1.14. Belastingsgevallen - BG13

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG13	Bending moment load ULS (abnormal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

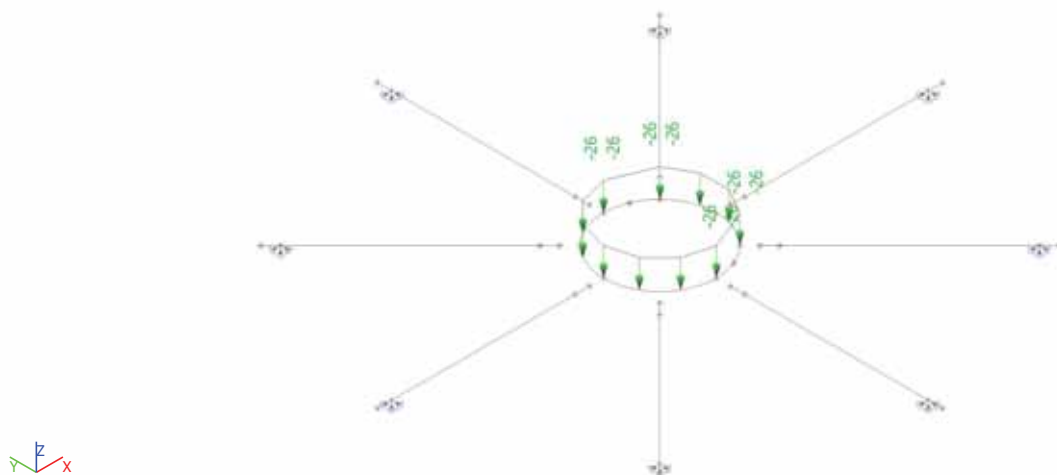
5.1.14.1. Weergave belastinggeval



5.1.15. Belastingsgevalen - BG14

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG14	Vertical load FAT	Permanent	LG1
	Standaard		

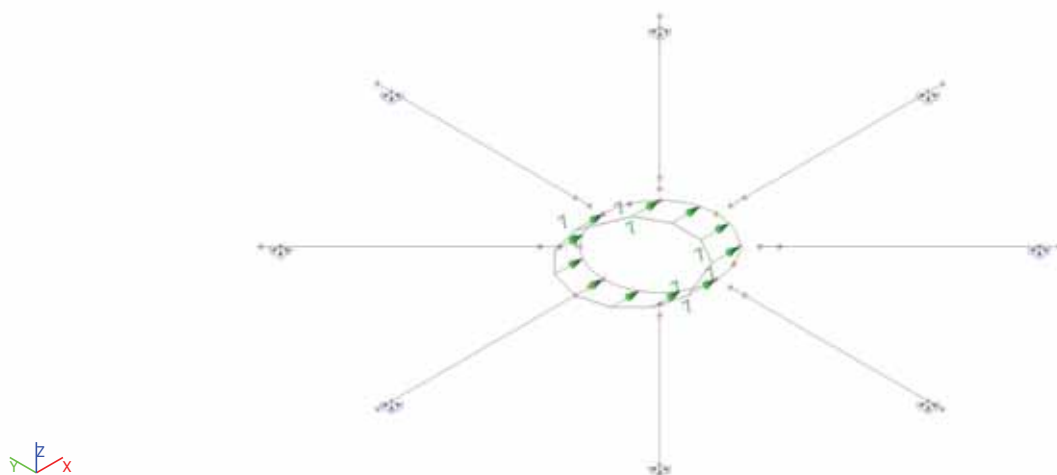
5.1.15.1. Weergave belastinggeval



5.1.16. Belastingsgevalen - BG15

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG15	Horizontal load FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

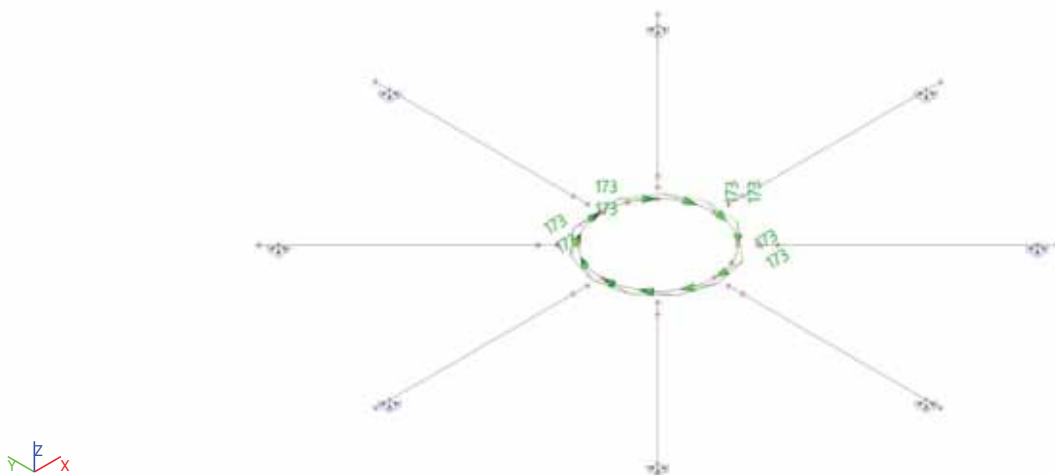
5.1.16.1. Weergave belastinggeval



5.1.17. Belastingsgevallen - BG16

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG16	Torsion moment FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

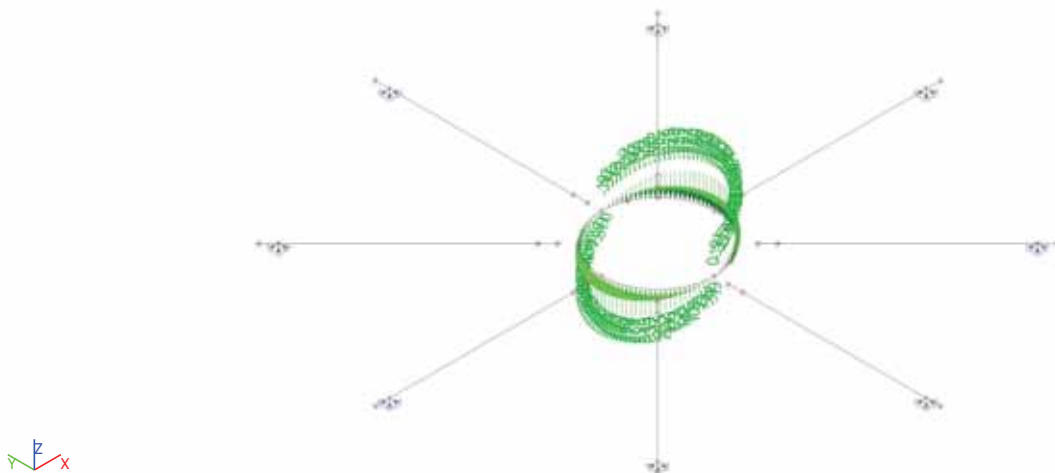
5.1.17.1. Weergave belastinggeval



5.1.18. Belastingsgevallen - BG17

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG17	Bending moment load FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

5.1.18.1. Weergave belastinggeval



6. Combinaties en resultaatklassen

6.1. Resultaatklassen

Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid
FAT	FAT - Omhullende - uiterst

6.2. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
ULS (N) - favourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	0,90
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,90
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	1,35
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	1,35
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	1,35
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
ULS (N) - unfavourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,35
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	1,35
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	1,35
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	1,35
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	1,35
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
ULS (A) - favourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	0,90
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,90
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	1,10
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	1,10
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	1,10
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
ULS (A) - unfavourable		Omhullende - uiterst	BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
			BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,10
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	1,10
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	1,10
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	1,10
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	1,10
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
SLS		Omhullende - bruikbaarheid	BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
			BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,00
			BG2 - Vertical load SLS	1,00
			BG3 - Horizontal load SLS	1,00
			BG4 - Torsion moment SLS	1,00
			BG5 - Bending moment SLS	1,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
FAT		Omhullende - uiterst	BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
			BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,00
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	1,00
			BG15 - Horizontal load FAT	1,00
			BG16 - Torsion moment FAT	1,00
			BG17 - Bending moment load FAT	1,00

7. Resultaten

7.1. Radiale balken

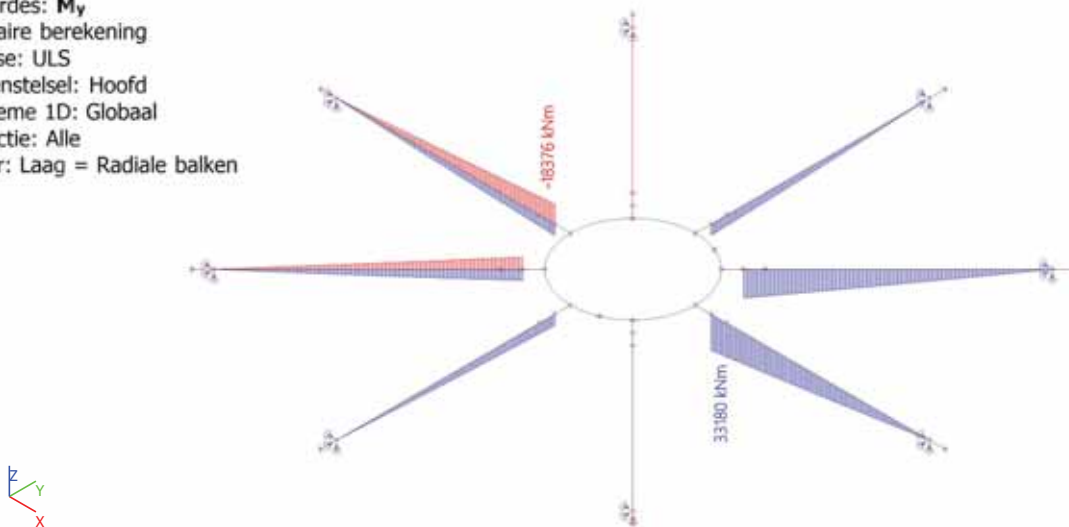
7.1.1. Resultaatklassen

7.1.1.1. Resultaatklassen - ULS

Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst

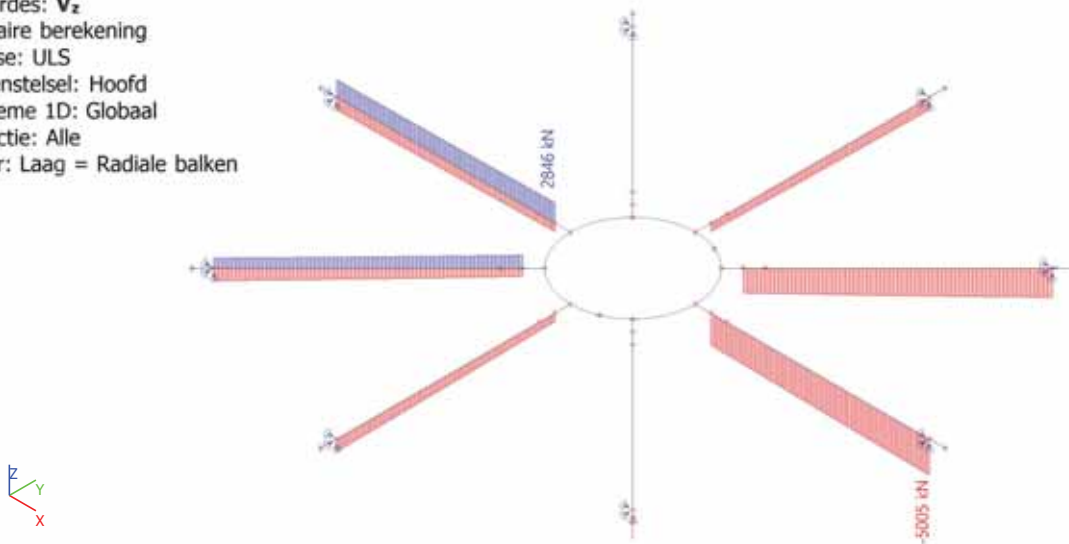
7.1.1.1.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
 Lineaire berekening
 Klasse: ULS
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Radiale balken



7.1.1.1.2. Interne 1D-krachten; V_z

Waardes: V_z
 Lineaire berekening
 Klasse: ULS
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Radiale balken

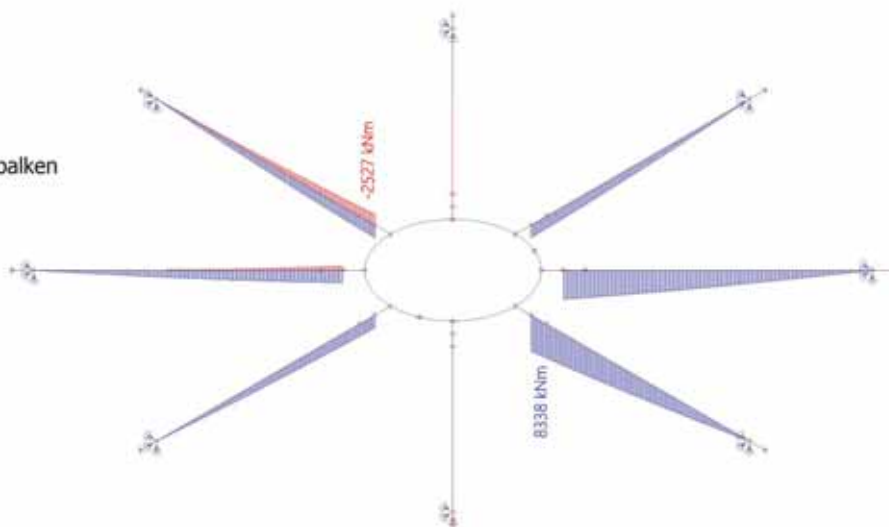


7.1.1.2. Resultaatklassen - FAT

Naam	Lijst
FAT	FAT - Omhullende - uiterst

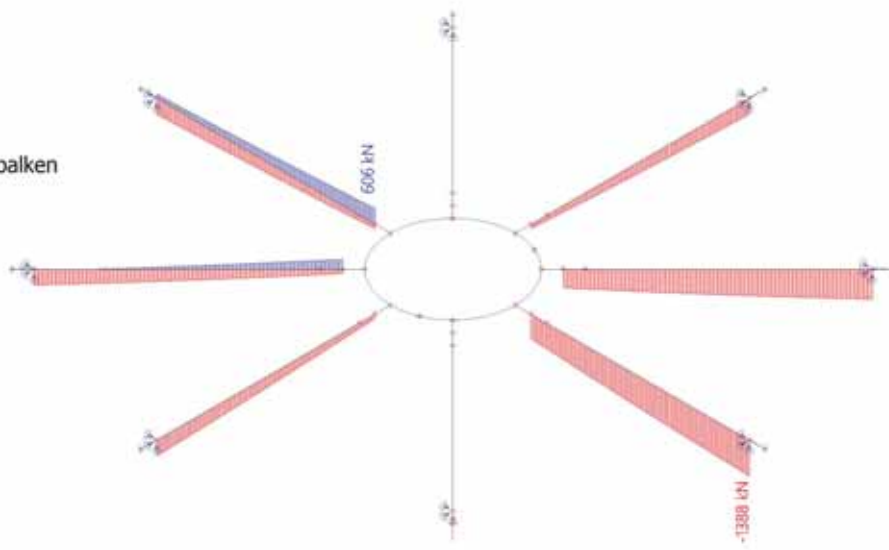
7.1.1.2.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



7.1.1.2.2. Interne 1D-krachten; V_z

Waardes: V_z
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



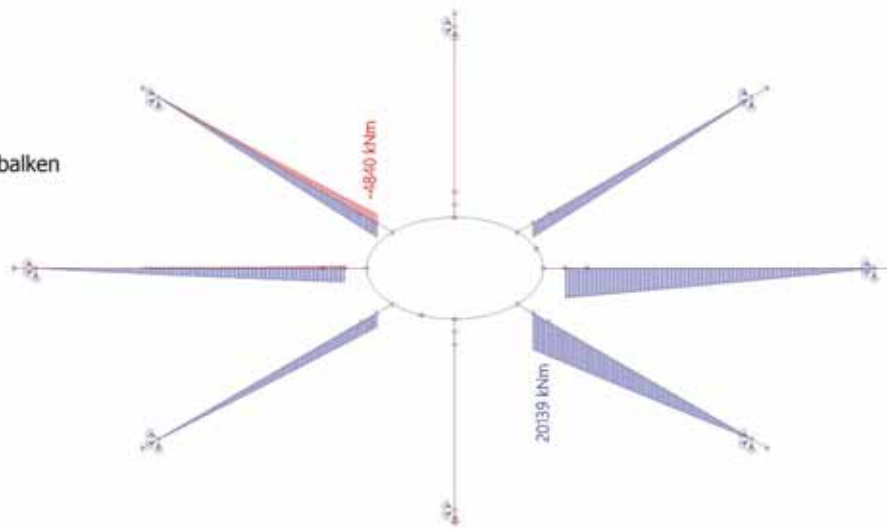
7.1.2. Resultaatklassen

7.1.2.1. Resultaatklassen - SLS

Naam	Lijst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid

7.1.2.1.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



7.2. Middenconsole

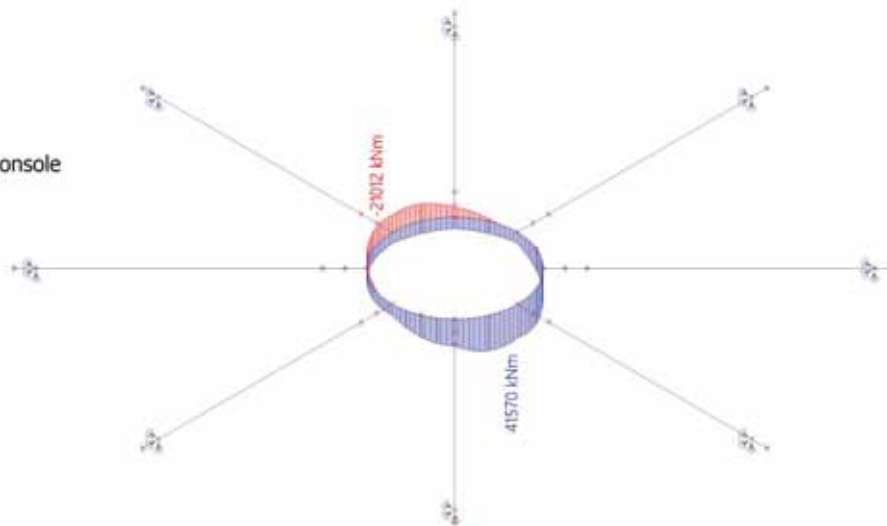
7.2.1. Resultaatklassen

7.2.1.1. Resultaatklassen - ULS

Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst

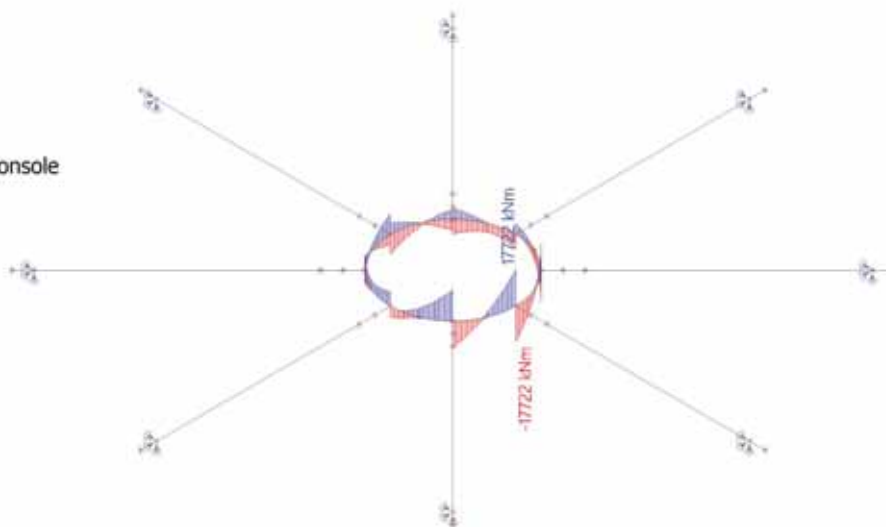
7.2.1.1.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole



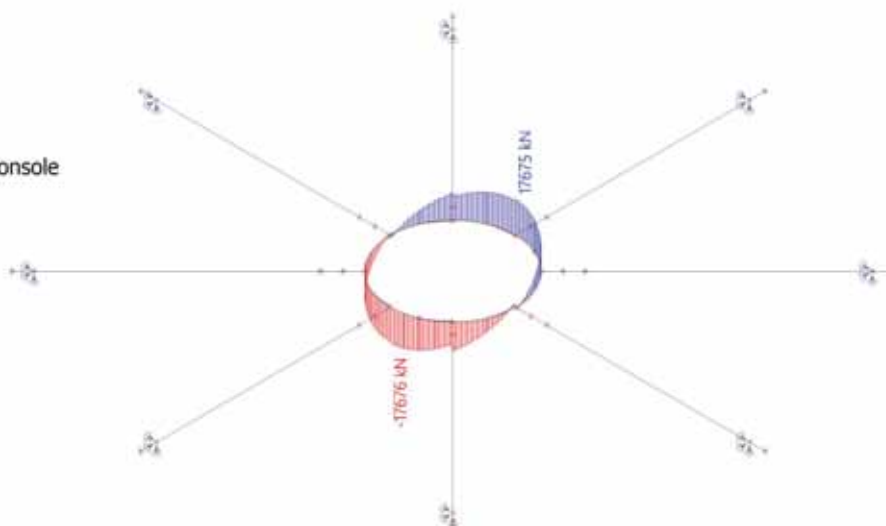
7.2.1.1.2. Interne 1D-krachten; M_x

Waardes: M_x
 Lineaire berekening
 Klasse: ULS
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Middenconsole



7.2.1.1.3. Interne 1D-krachten; V_z

Waardes: V_z
 Lineaire berekening
 Klasse: ULS
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Middenconsole

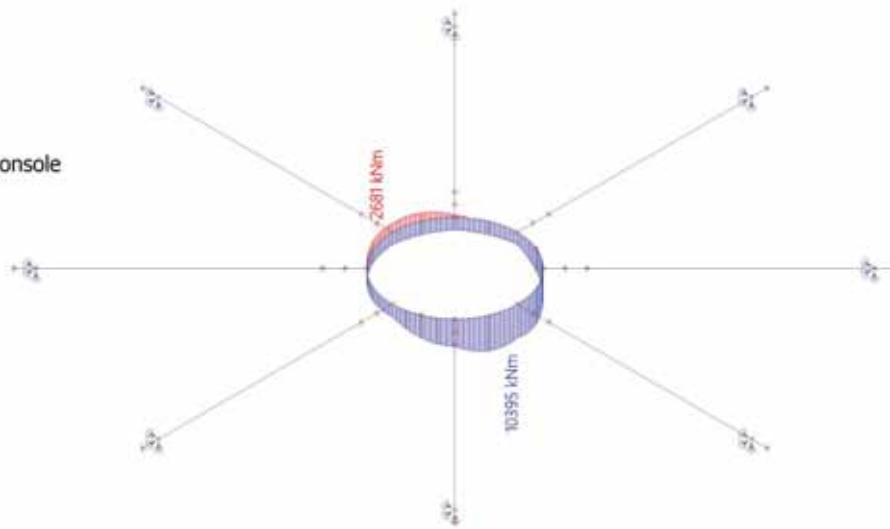


7.2.1.2. Resultaatklassen - FAT

Naam	Lijst
FAT	FAT - Omhullende - uiterst

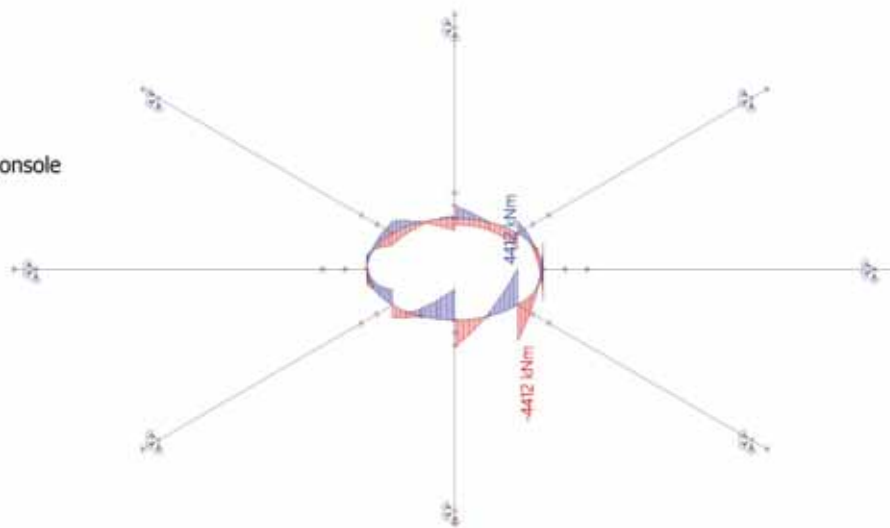
7.2.1.2.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole



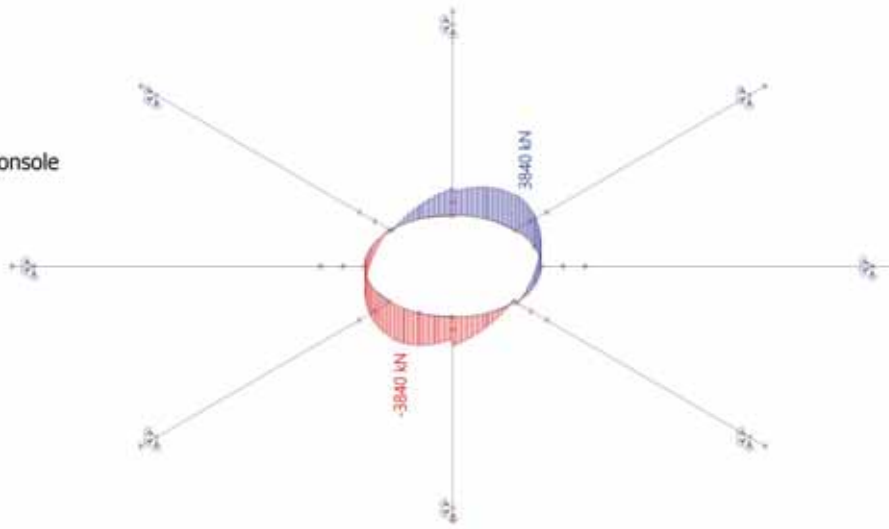
7.2.1.2.2. Interne 1D-krachten; M_x

Waardes: M_x
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole



7.2.1.2.3. Interne 1D-krachten; V_z

Waardes: V_z
 Lineaire berekening
 Klasse: FAT
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Middenconsole



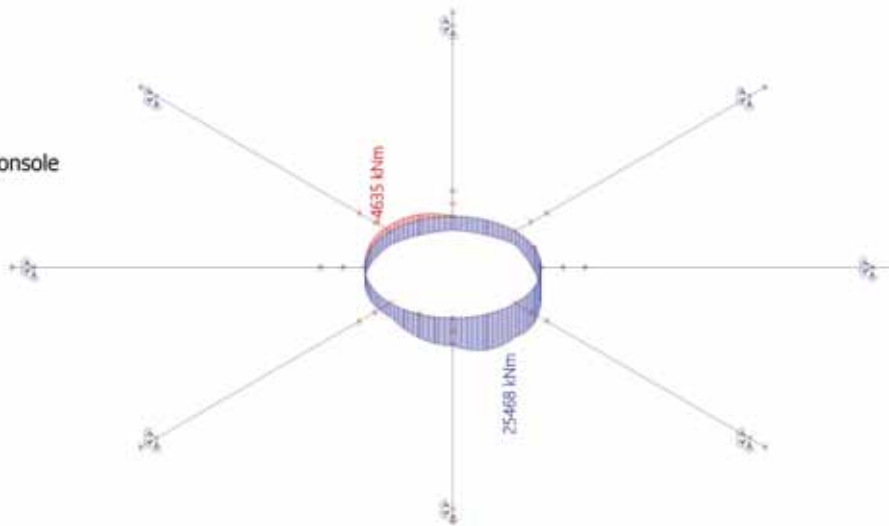
7.2.2. Resultaatklassen

7.2.2.1. Resultaatklassen - SLS

Naam	Lijst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid

7.2.2.1.1. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
 Lineaire berekening
 Klasse: SLS
 Assenstelsel: Hoofd
 Extreme 1D: Globaal
 Selectie: Alle
 Filter: Laag = Middenconsole



Bijlage 05 Globale dimensionering middenconsole

Globale dimensionering middenconsole (ringbalk)

Controle buiging ULS

Voor een eerste inschatting van de wapening wordt gebruikt gemaakt van schattingsformules om vast te stellen hoeveel wapening er globaal benodigd is en of dat deze wapening in te passen is. Voor de inschatting van de hoeveelheid wapening wordt gebruik gemaakt van onderstaande formule:

- $A_s = M_{Ed} / (z * f_{yd})$

De afstand tussen de momentennulpunten bedraagt ca. $\frac{1}{2}$ van de lengte van de ringbalk. De theoretische overspanning bedraagt dan $L_{0v} = \frac{1}{2} * (4 * \pi) = 6,3$ m. Een ligger dient als gedrongen te worden beschouwd indien geldt: $L_{0v} < 3 * h \rightarrow 6,3 < 3 * 3,3 = 9,9$ m. Strikt genomen is er volgens deze regel sprake van een gedongen ligger.

De hoogte van de inwendige hefboomsarm volgt dan uit:

- $z = 0,3 * 6,4 + 0,3 * 3,3 < 0,8 * 6,4 = 2,91 \text{ m} < 5,12 \text{ m} \rightarrow z = 2,91 \text{ m}$

Op basis van de globale schattingsformule, zoals eerder gehanteerd in deze rapportage, volgt voor de inwendige hefboomsarm:

- $z = 0,8 * 3,3 = 2,64 < 2,91 \rightarrow$ voor z wordt conservatief uitgegaan van $z = 0,8 * 3,3 = 2,64 \text{ m}$

De globaal benodigde wapening bedraagt:

- $A_{s,ben} = (41570 * 10^6) / (0,8 * 3300 * 435) = 36198 \text{ mm}^2$

Stel toepassen staven $\varnothing 32$ mm ($A_s = 804 \text{ mm}^2$) dan volgt voor het aantal staven $n = 36198 / 804 = 45$ staven. Toepassen 5 lagen 10 $\varnothing 32$ ($A_{s,toeg} = 40200 \text{ mm}^2$).

Controle wapening SLS:

Er wordt geen uitgebreide berekening gemaakt voor het vaststellen van de scheurwijdte. In plaats daarvan wordt een gereduceerde staalspanning aangenomen. De staalspanning wordt aangenomen op $\sigma_s = 250 \text{ N/mm}^2$. Hieruit volgt een benodigde hoeveelheid wapening van:

- $A_{s,ben,freq} = (25468 * 10^6) / (0,8 * 3300 * 250) = 38588 \text{ mm}^2$

Controle betondrukdiagonaal:

De toelaatbare drukspanning bedraagt:

- $\sigma_{Rd,max} = 0,6 * (1 - (30 / 250)) * (30 / 1,5) = 10,6 \text{ N/mm}^2$

De maximaal opneembare dwarskracht bedraagt:

- $V_{Rd,max} = 0,5 * 1000 * (3300 * 0,8) * 10,6 * 10^{-3} = 13992 \text{ kN} < 17675 \text{ kN} \rightarrow$ voldoet niet

De betondrukdiagonaal is onvoldoende sterk om de dwarskracht op te nemen. Dit kan worden opgelost door het vergroten van de doorsnede, ofwel het verhogen van de betonsterkteklasse. Dit laatste heeft de voorkeur omdat t.a.v. transport een grotere doorsnede en daarmee een groter gewicht onwenselijk is (huidige ring weegt ca. 105 ton). Het verhogen van de betonsterkteklasse is goed mogelijk, de prefab elementen worden immers in een gecontroleerde omgeving gerealiseerd. De betondruksterkte dient verhoogd te worden met een factor van ca. $17675 / 13992 = 1,26 \rightarrow 1,30$. Neem ruim aan $\rightarrow$ C45/55. De opneembare dwarskracht bedraagt nu:

De toelaatbare drukspanning bedraagt:

- $\sigma_{Rd,max} = 0,6 * (1 - (45 / 250)) * (45 / 1,5) = 14,8 \text{ N/mm}^2$

De maximaal opneembare dwarskracht bedraagt:

- $V_{Rd,max} = 0,5 * 1000 * (3300 * 0,8) * 14,8 * 10^{-3} = 19536 \text{ kN} > 17675 \text{ kN} \rightarrow$ voldoet

Bepaling benodigde dwarskrachtwapening:

- $A_{sw/s} = (17675 * 10^3) / (0,8 * 3300 * 435 * 1,0) = 15,4 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Stel toepassen beugels $\varnothing 25$ -100 (4-snedig) ($= 19,6 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

- $15,4 / 19,6 = 0,79 \rightarrow$ voldoet

Controle wringing:

Het opneembare wringend moment door beton volgt uit:

- $T_{Rd,c} = 2 * A_k * t_{ef,min} * f_{ctd}$
 - o $t_{ef,1} = (1000 * 3300) / (2 * 1000 + 2 * 3300) = 384 \text{ mm} > (2 * 60 + 2 * 25 + 25) = 195$
 - o $t_{ef,2} = (1000 * 3300) / (2 * 1000 + 2 * 3300) = 384 \text{ mm} > (2 * 60 + 2 * 25 + 32) = 202$
 - o $t_{ef,min} = \min\{384 ; 384\} = 384 \text{ mm}$
 - o $A_k = (1000 - 384) * (3300 - 384) = 1796256 \text{ mm}^2$
- $T_{Rd,c} = 2 * 1796256 * 384 * (2,7 / 1,5) * 10^{-6} = 2483 \text{ kNm} < 17722 \text{ kNm} \rightarrow \text{voldoet niet}$

Controle maximaal opneembaar wringend moment:

Het maximaal opneembare wringend moment volgt uit:

- $T_{Rd,max} = 1,2 * (1 - f_{ck} / 250) * f_{cd} * A_k * t_{ef,min} * 0,5$
- $T_{Rd,max} = 1,2 * (1 - 45 / 250) * (45 / 1,5) * 1796256 * 384 * 0,5 * 10^{-6} = 10180 \text{ kNm} \rightarrow \text{voldoet niet}$

Hieruit volgt dat de afmetingen van de doorsnede niet voldoen. De meest efficiënte manier om de wringcapaciteit toe te laten nemen is door de doorsnede breder te maken. Stel $b = 1500 \text{ mm}$ en hellingshoek $\theta = 45^\circ$.

- $T_{Rd,max} = 1,2 * (1 - f_{ck} / 250) * f_{cd} * A_k * t_{ef,min} * \sin(30) * \cos(30)$
 - o $t_{ef,1} = (1500 * 3300) / (2 * 1500 + 2 * 3300) = 516 \text{ mm} > (2 * 60 + 2 * 25 + 25) = 195$
 - o $t_{ef,2} = (1500 * 3300) / (2 * 1500 + 2 * 3300) = 516 \text{ mm} > (2 * 60 + 2 * 25 + 32) = 202$
 - o $t_{ef,min} = \min\{516 ; 516\} = 516 \text{ mm}$
 - o $A_k = (1500 - 516) * (3300 - 516) = 2739456 \text{ mm}^2$
- $T_{Rd,max} = 1,2 * (1 - 45 / 250) * (45 / 1,5) * 2739456 * 516 * 0,5 * 10^{-6} = 20863 \text{ kNm} \rightarrow \text{voldoet}$

Uit de berekening volgt dat de balk voldoet bij een doorsnede van 1500 mm .

De benodigde wapening bedraagt dan:

- $A_{sw}/s = (17840 * 10^6) / (2 * 2739456 * 435) = 7,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Stel toepassen beugels dubbele beugels $\varnothing 25-125$ (2-snedig) ($= 7,8 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

- $7,5 / 7,8 = 0,96 \rightarrow \text{voldoet}$

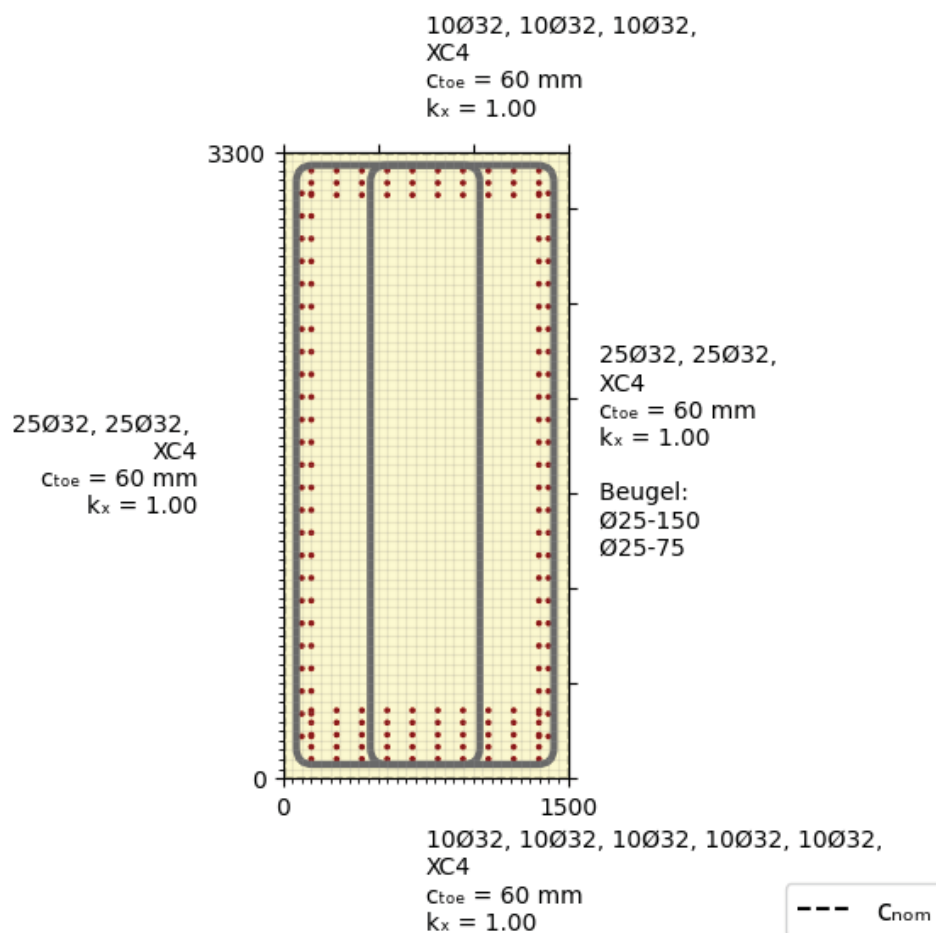
Bij bovenstaande beschouwing is de combinatie van dwarskracht en wringing niet beschouwd. Wanneer de maximale torsie wordt gecombineerd met de maximale dwarskracht kan op voorhand worden geconstateerd dat de doorsnede onvoldoende capaciteit heeft. Deze benadering zou te conservatief zijn. Zoals op de geplote moment- en dwarskrachtenlijnen te zien is, is t.p.v. de het maximale wringmoment de dwarskracht minimaal. Omgekeerd is t.p.v. de maximale dwarskracht, het wringmoment weer kleiner. De maatgevende combinatie van dwarskracht met wringing ligt dus niet per definitie op een van de benoemde punten maar kan ook daartussen liggen. Er dienen dus meerdere combinaties van dwarskracht en wringing beschouwd te worden. Deze controle is uitgevoerd met de betonddoorsnede applicatie van Heijmans. In deze applicatie worden alle combinaties van moment en wringing met elkaar vergeleken. De maatgevende toetsingen worden vervolgens gepresenteerd.

Onderstaand is de ingevoegde betonddoorsnede weergegeven. Uit de toetsingen volgt dat de bij de combinatie van dwarskracht en wringing de betondrukdiagonaal net niet voldoende weerstand heeft. Hier is sprake van een minimale overschrijding van ca. 4%. Voor nu is het acceptabel om met deze afmetingen verder te ontwerpen. Verder volgt als gevolg van de grote wringkrachten dat er een aanzienlijke hoeveelheid rondgaande langswapening/wringwapening benodigd. Het is echter maar de vraag op de benodigde wapening o.b.v. de theorie uit de eurocode (formules van Bredt) ook wel als zodanig toepasbaar is.

Verificatie doorsnede

Geometrie doorsnede

In de onderstaande figuur is de ingevoerde doorsnede schematisch weergegeven.



Sterkteklasse beton: **C45/55**

Sterkteklasse wapeningsstaal: **B500**

Toetsing van buiging en normaalkracht

Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de verschillende grenstoestanden de omhullende bepaald. Deze omhullende punten zijn met IDEA/RCS geverifieerd. In de onderstaande tabellen zijn per grenstoestand de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID		N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	U.C. [-]
ULS (N) unfavourable/16	-	340.0	41570.0	-65.0	0.45
ULS (N) unfavourable/16	-	336.0	41570.0	-34.0	0.45
ULS (N) unfavourable/16	-	333.0	41492.0	-76.0	0.45
ULS (N) unfavourable/16	-	347.0	41322.0	-57.0	0.45
ULS (N) unfavourable/16	-	340.0	41322.0	-11.0	0.45

Bruikbaarheidgrenstoestand (FRQ) cf. NEN-EN 1990 (6.14b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	σ_s [MPa]	w [mm]	wmax [mm]	k_x wmax [mm] *	U.C. [-]
SLS/1	196.0	25468.0	-65.0	155	0.232	0.300	0.300	0.77
SLS/1	185.0	25468.0	9.0	155	0.231	0.300	0.300	0.77
SLS/1	201.0	25296.0	-73.0	155	0.230	0.300	0.300	0.77
SLS/7	194.0	25296.0	-19.0	154	0.229	0.300	0.300	0.76
SLS/6	5.0	25468.0	-38.0	154	0.229	0.300	0.300	0.76

Toetsing van dwarskracht en wrijving

Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de uiterste grenstoestand onderstaand de dwarskracht en wrijving getoetst. De capaciteiten van de doorsnede zijn in twee richtingen door IDEA/RCS bepaald voor zowel het beton- als het staalaandeel.

In het geval van dwarskracht in twee richtingen (i.c.m. wrijving) is onderstaande toetsing dan ook in twee richtingen uitgevoerd. In de betontoetsen ($V_{rd,c}$ en $V_{rd,c,max}$) wordt één unity check gepresenteerd. Deze zijn als volgt opgebouwd:

$$U.C. V_{rd,c} = U.C. V_{rd,c;y} + U.C. V_{rd,c;z} + U.C. T_{rd,c}$$

$$U.C. V_{rd,c,max} = U.C. V_{rd,c,max;y} + U.C. V_{rd,c,max;z} + U.C. T_{rd,c,max}$$

In de volgende tabellen zijn de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	U.C. Vrdc
ULS (A) - unfavourable/23	302.0	-238.0	-13894.0	-12588.0	7.44
ULS (A) - unfavourable/10	-1.0	-1.0	13894.0	12588.0	7.30
ULS (N) - unfavourable/16	291.0	281.0	12918.0	13136.0	7.22
ULS (N) - unfavourable/16	280.0	-168.0	-12918.0	-13136.0	7.19
ULS (A) - unfavourable/3	-64.0	587.0	16799.0	-6080.0	7.17

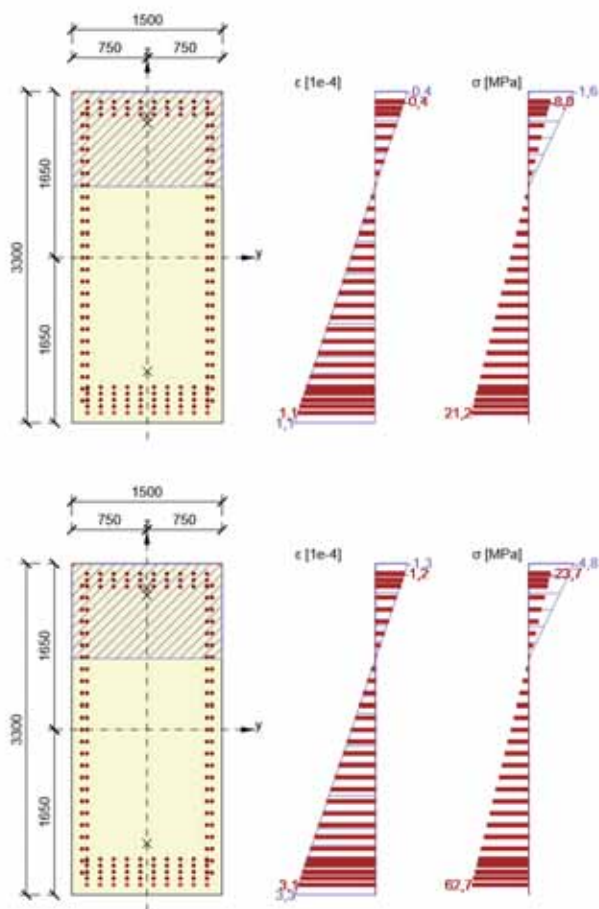
Controle betonaandeel

ID	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	U.C. Vrdc;max	U.C. Vrds;y	U.C. Vrds;z
ULS (A) - unfavourable/10	-1.0	-1.0	13894.0	12588.0	1.04	0.34	0.94
ULS (A) - unfavourable/23	302.0	-238.0	-13894.0	-12588.0	1.04	0.37	0.94
ULS (A) - favourable/14	-15.0	156.0	-13814.0	-11805.0	1.00	0.34	0.91
ULS (N) - unfavourable/16	291.0	281.0	12918.0	13136.0	1.04	0.39	0.91
ULS (N) - unfavourable/13	5.0	56.0	12918.0	13136.0	1.03	0.36	0.91

Controle staalaandeel

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]	ΣA_{sl} [mm ²]	U.C.
ULS (N) - unfavourable/16	354.0	38694.0	48.0	-17722.0	66794	0.98

Controle vermoeiing:



Weerstand tegen vermoeiing van wapeningstaal (1992-1-1, 6.8.5 (3))

N^* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ [MPa]	Waarde _{calc} [MPa]	Waarde _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
1,00	162,5	41,5	41,5	141,3	29,4	100,0	Oké

De optredende staalspanning bedraagt:

- $\sigma_{s,fat} = 41,5 \text{ N/mm}^2 < 68 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{voldoet}$

Bijlage 06 Invoer SCIA Engineer (plaatmodel)

1. Project

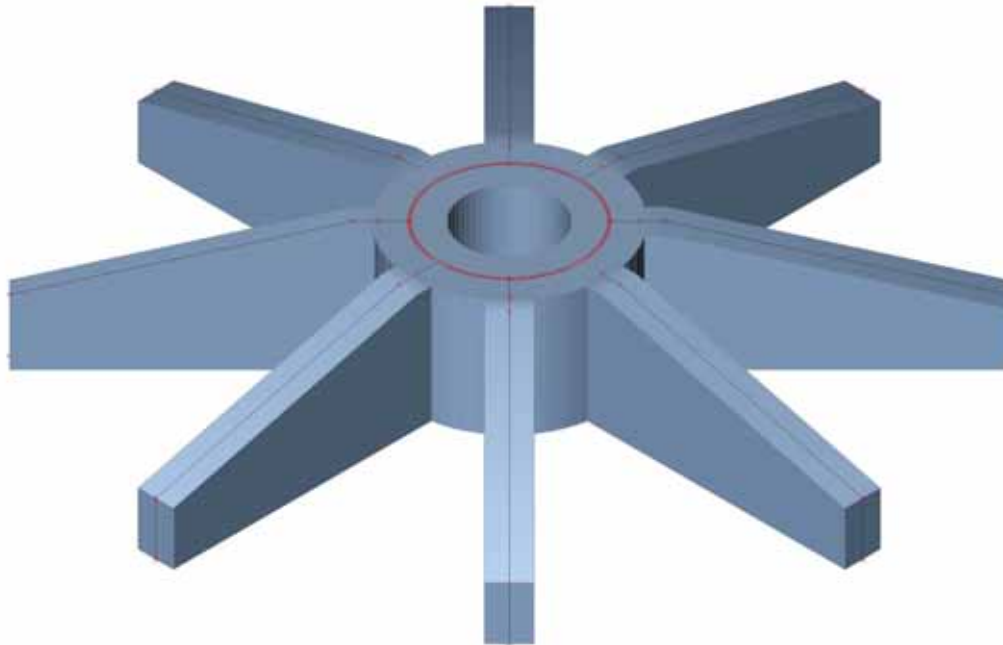
Gebruiker van licentie	wheeswijk2@heijmans.nl
Project	Afstudeeronderzoek
Onderdeel	Variant B
Omschrijving	Plaatmodel
Auteur	Heijmans
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	268
Aantal staven :	0
Aantal platen :	66
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	0
Aantal belastingsgevallen :	18
Aantal gebruikte materialen :	3
Gravitatieversnelling [m/s ²]	10,000
Nationale norm	EC - EN

2. Inhoudsopgave

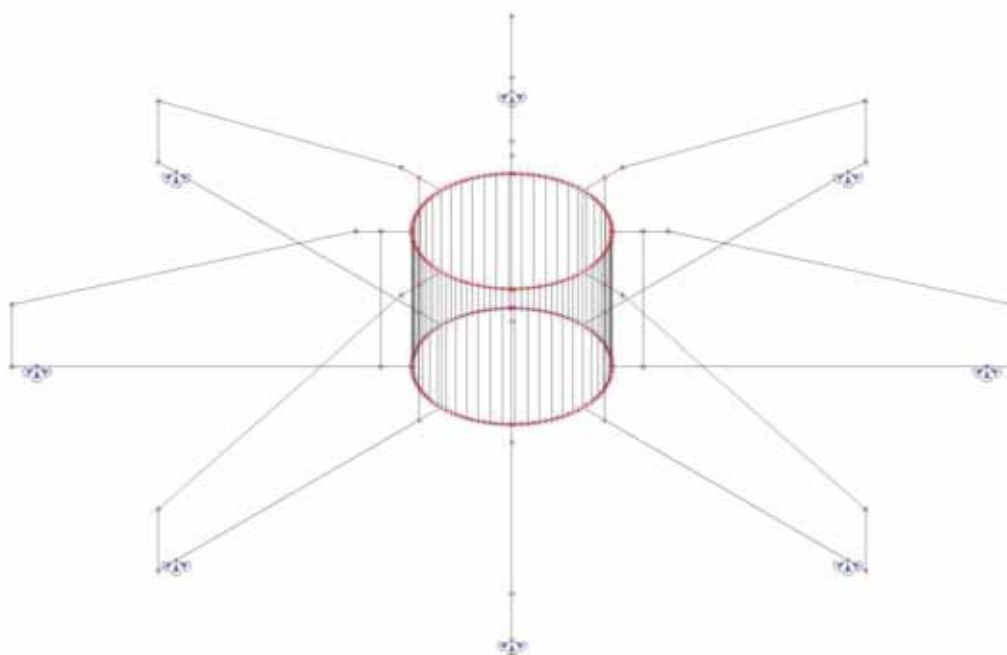
1. Project	1
2. Inhoudsopgave	1
3. Algemeen	2
3.1. 3D weergave model	2
3.2. 3D weergave rekenmodel	2
3.3. Lagen	3
3.4. Materialen	3
3.5. Instellingen net	3
3.6. Weergave elementennet	4
4. Rekenmodel	5
4.1. 2D-elementen	5
4.2. 2D-element openingen	6
4.3. Integratie-element	6
4.4. Knoopondersteuning	6
5. Belastingen	7
5.1. Belastingsgevallen	7
5.1.1. Belastingsgevallen - BG0	7
5.1.2. Belastingsgevallen - BG1	7
5.1.3. Belastingsgevallen - BG2	8
5.1.4. Belastingsgevallen - BG3	8
5.1.5. Belastingsgevallen - BG4	9
5.1.6. Belastingsgevallen - BG5	9
5.1.7. Belastingsgevallen - BG6	10
5.1.8. Belastingsgevallen - BG7	10
5.1.9. Belastingsgevallen - BG8	11
5.1.10. Belastingsgevallen - BG9	11
5.1.11. Belastingsgevallen - BG10	12
5.1.12. Belastingsgevallen - BG11	12
5.1.13. Belastingsgevallen - BG12	13
5.1.14. Belastingsgevallen - BG13	13
5.1.15. Belastingsgevallen - BG14	14
5.1.16. Belastingsgevallen - BG15	14
5.1.17. Belastingsgevallen - BG16	15
5.1.18. Belastingsgevallen - BG17	15
6. Belastingcombinaties en resultaatklassen	16
6.1. Resultaatklassen	16
6.2. Combinaties	16

3. Algemeen

3.1. 3D weergave model



3.2. 3D weergave rekenmodel



3.3. Lagen

Naam	enkel	Constructiemodel	Kleur
Radiale balken	x		
Middenconsole	x		
Dekplaten	x		
Dummy	x		

3.4. Materialen

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	Dichtheid in natte toestand [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]	Kleur
C45/55	Beton	2500,0	2600,0	3,6300e+04	0.2	0,00	45,00	
C45/55 (EG=0,0kN/m ³)	Beton	0,0	0,0	3,6300e+04	0.2	0,00	45,00	
C45/55 (Ec=12.000N/mm ²)	Beton	2500,0	2600,0	1,2000e+04	0.2	0,00	45,00	

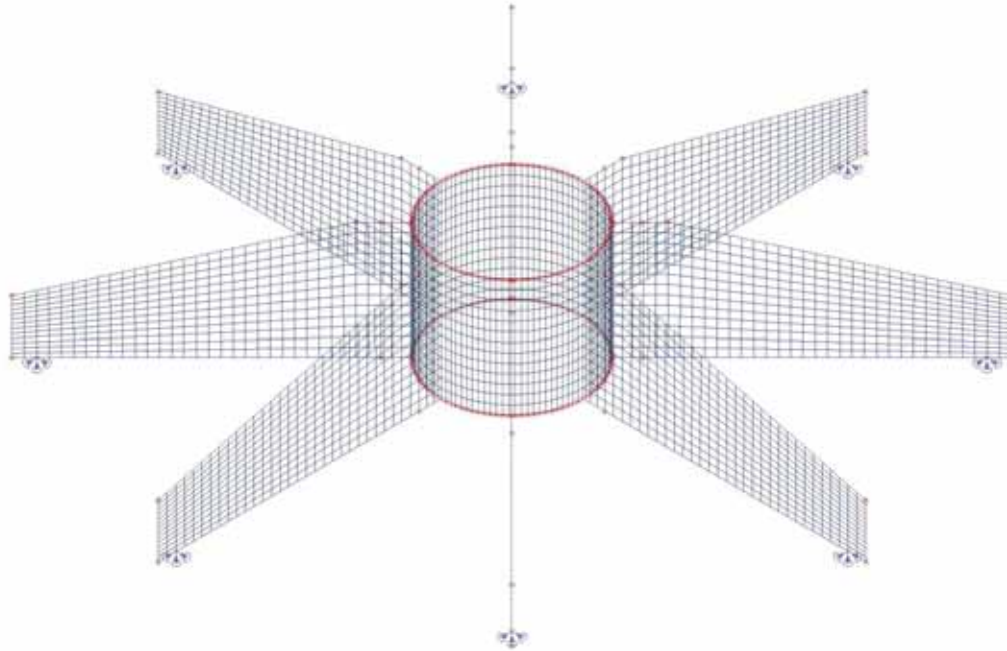
Verklaring van symbolen

Dichtheid in natte toestand	De waarde van de dichtheid van het kenmerk nieuwe toestand wordt alleen gebruikt als een samengesteld dek wordt ingevoerd en rekening wordt gehouden met de belasting van het eigengewicht.
-----------------------------	---

3.5. Instellingen net

Naam	NetInstelling1
Generatie van excentrische elementen op staven met variabele hoogte	x
Generatie van knopen op staven	x
Elastisch net	✓
Pas automatische netverfijning toe	x
Constructie-entiteiten verbinden	✓
Verdeling op consoles en variabele staven	5
Verdeling voor 2D-1D upgrade	50
Gemiddeld aantal tussenpunten op 1D element	1
Gemiddelde grootte van 2D element/gekromd element [m]	0,250
Minimum lengte van staafelement [m]	0,100
Maximum lengte van staafelement [m]	0,100
Gemiddelde grootte van kabels, staven op elastische bedding, niet-lineaire grondveer [m]	1,000
Maximale hoek uit het vlak van vierhoekig element [mrad]	30,00
Verh. voorgedefinieerd net	1.5
Minimumafstand tussen definitiepunt en -lijn [m]	0.001
Gemiddelde afmeting van paneelelement [m]	1,000
Netverfijning volgens het liggertype	Geen
Definitie van netelementen afmetingen voor panelen	Handmatig

3.6. Weergave elementennet



Naam	Laag	Type	Element type	Materiaal	Dikte type	D. [mm]
E63	Radiale balken	vloer (90)	Standaard	C45/55	constant	1000
E64	Dummy	vloer (90)	Standaard	C45/55 (EG=0,0kN/m³)	constant	1000
E65	Radiale balken	vloer (90)	Standaard	C45/55	constant	1000
E66	Dummy	vloer (90)	Standaard	C45/55 (EG=0,0kN/m³)	constant	1000

4.2. 2D-element openingen

Lege tabel

4.3. Integratie-element

Naam	Vorm	Links [m]	Onder [m]	Integratie relatief aan positie van
		Rechts [m]	Boven [m]	
IM11	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM12	Rechthoek	0,750	0,000	Definitieassen
		0,750	3,300	
IM13	Rechthoek	0,750	0,000	Definitieassen
		0,750	3,300	
IM14	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM15	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM16	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM17	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM18	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM19	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	
IM20	Rechthoek	0,500	0,000	Definitieassen
		0,500	3,300	

4.4. Knoopondersteuning

Naam	Knoop	Systeem	Type	X	Stijfheid X [MN/m]	Y	Stijfheid Y [MN/m]	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Rx	Ry	Rz
Sn1	K206	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn2	K212	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn3	K220	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn4	K226	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn5	K234	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn6	K240	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn7	K248	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij
Sn8	K254	GCS	Standaard	Verend	4,8000e+01	Verend	4,8000e+01	Verend	3,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij

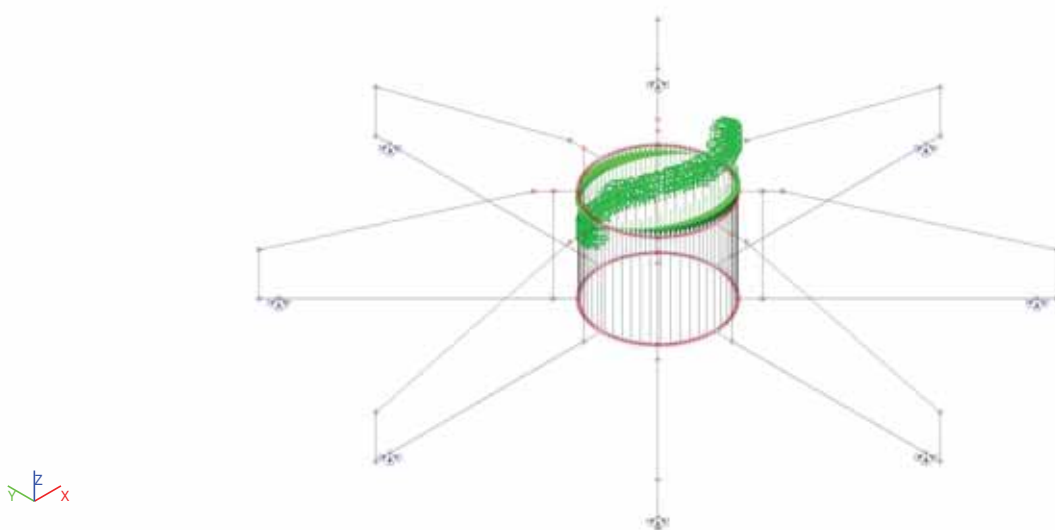
5. Belastingen

5.1. Belastingsgevallen

5.1.1. Belastingsgevallen - BG0

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG0	Eenhedslast	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

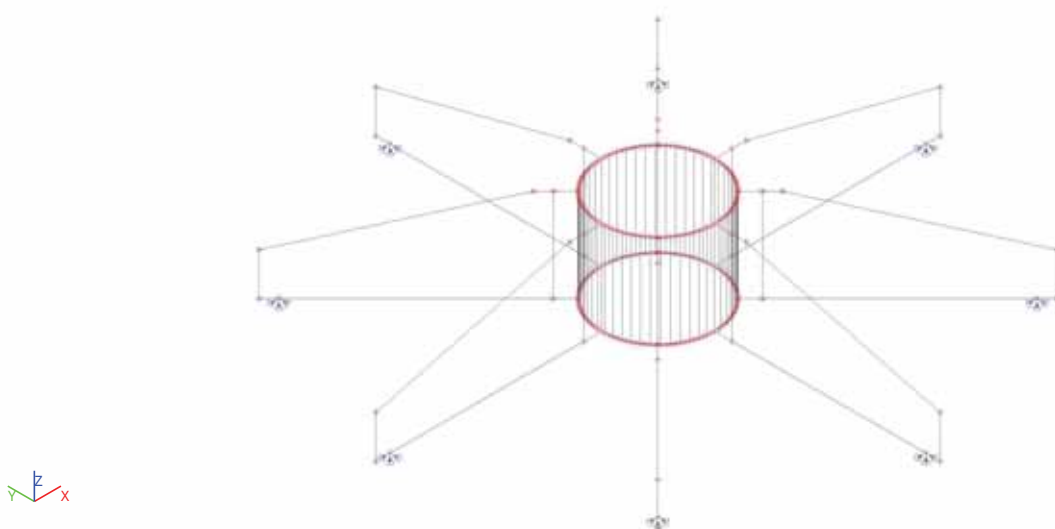
5.1.1.1. Weergave belastinggeval



5.1.2. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Richting
	Spec	Belastingtype		
BG1	Eigen gewicht	Permanent	LG1	-Z
	Eigen gewicht			

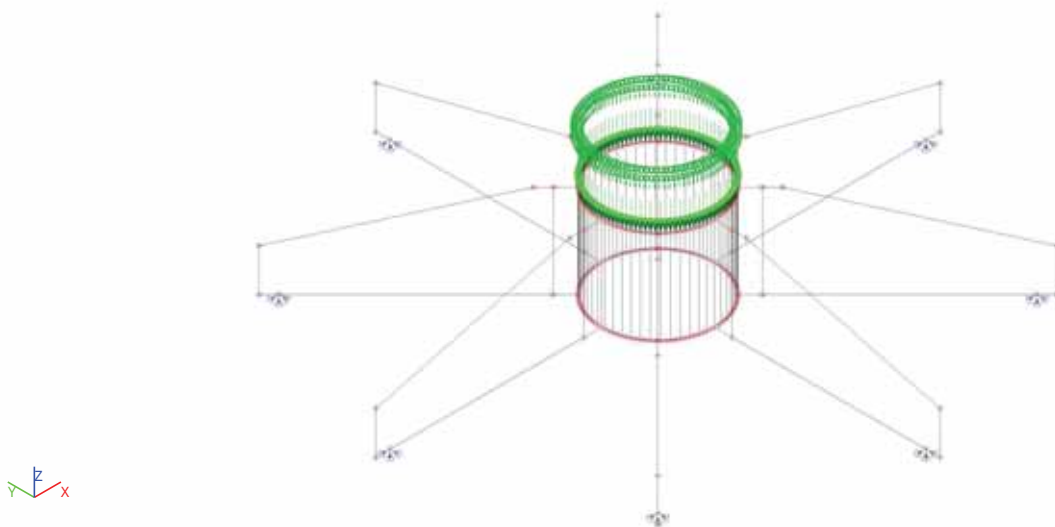
5.1.2.1. Weergave belastinggeval



5.1.3. Belastingsgevallen - BG2

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG2	Vertical load SLS	Permanent	LG1
	Standaard		

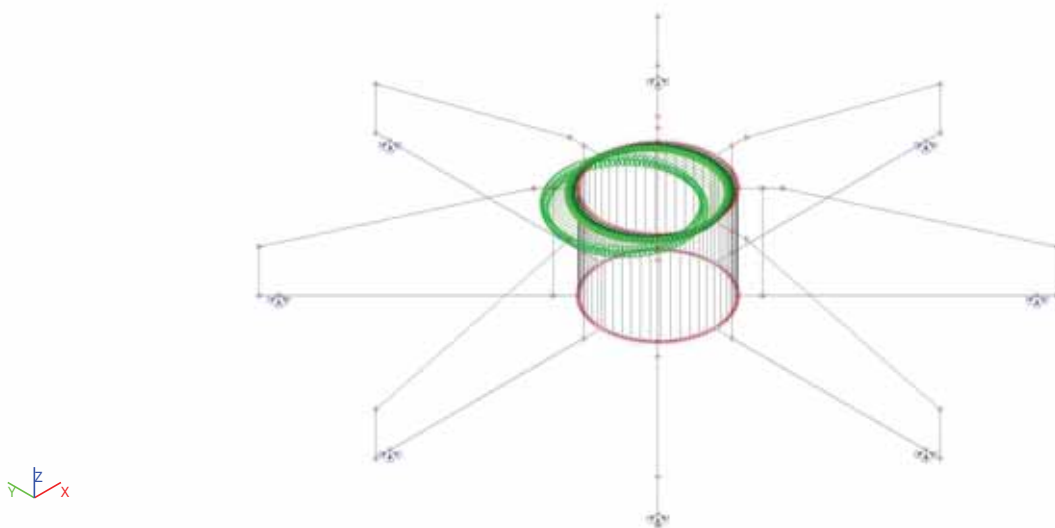
5.1.3.1. Weergave belastinggeval



5.1.4. Belastingsgevallen - BG3

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG3	Horizontal load SLS	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

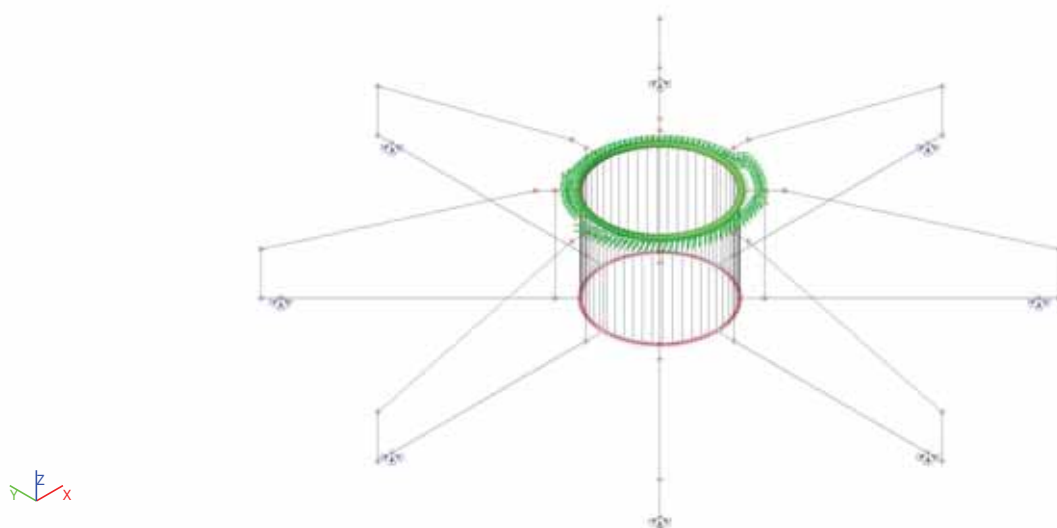
5.1.4.1. Weergave belastinggeval



5.1.5. Belastingsgevallen - BG4

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG4	Torsion moment SLS Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

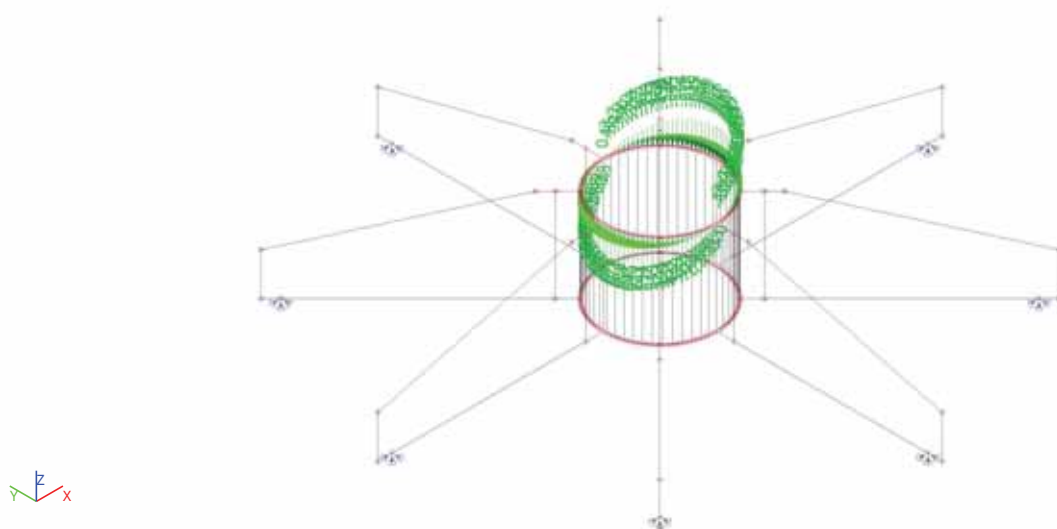
5.1.5.1. Weergave belastinggeval



5.1.6. Belastingsgevallen - BG5

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG5	Bending moment SLS Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

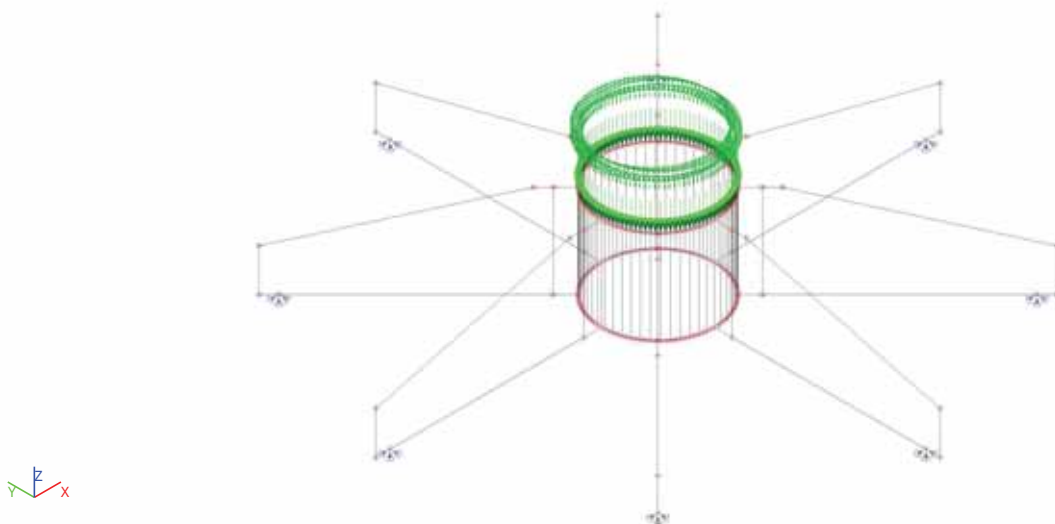
5.1.6.1. Weergave belastinggeval



5.1.7. Belastingsgevallen - BG6

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG6	Vertical load ULS (normal)	Permanent	LG1
	Standaard		

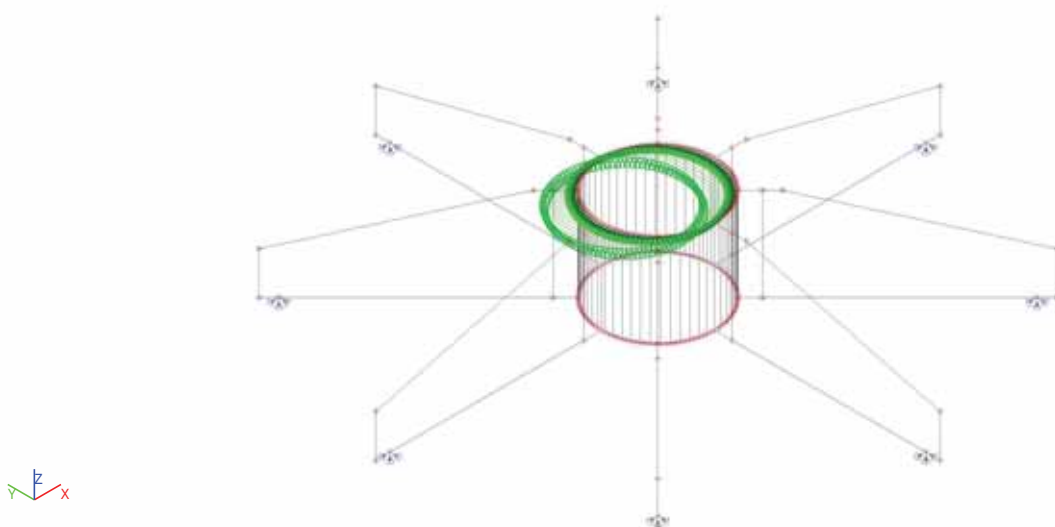
5.1.7.1. Weergave belastinggeval



5.1.8. Belastingsgevallen - BG7

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG7	Horizontal load ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

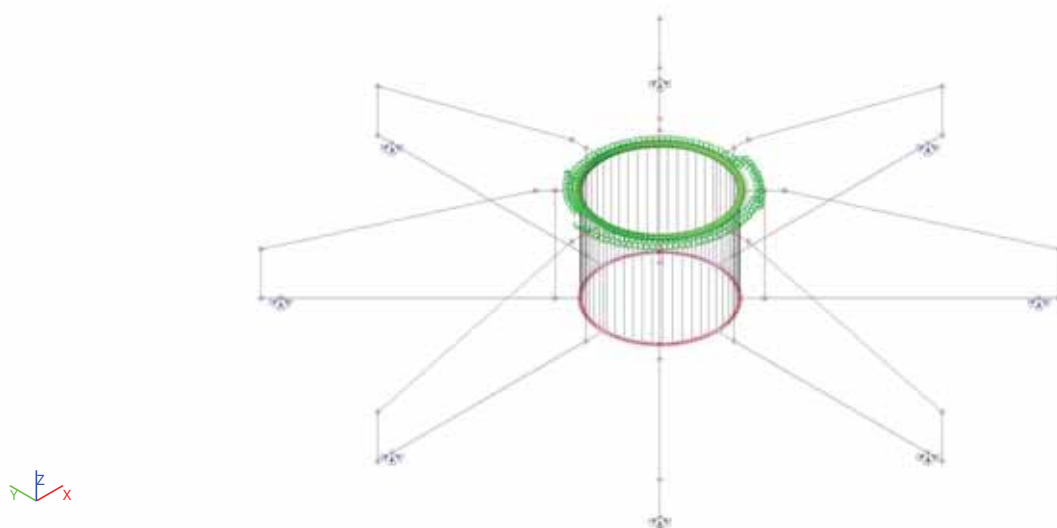
5.1.8.1. Weergave belastinggeval



5.1.9. Belastingsgevallen - BG8

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG8	Torsion moment ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

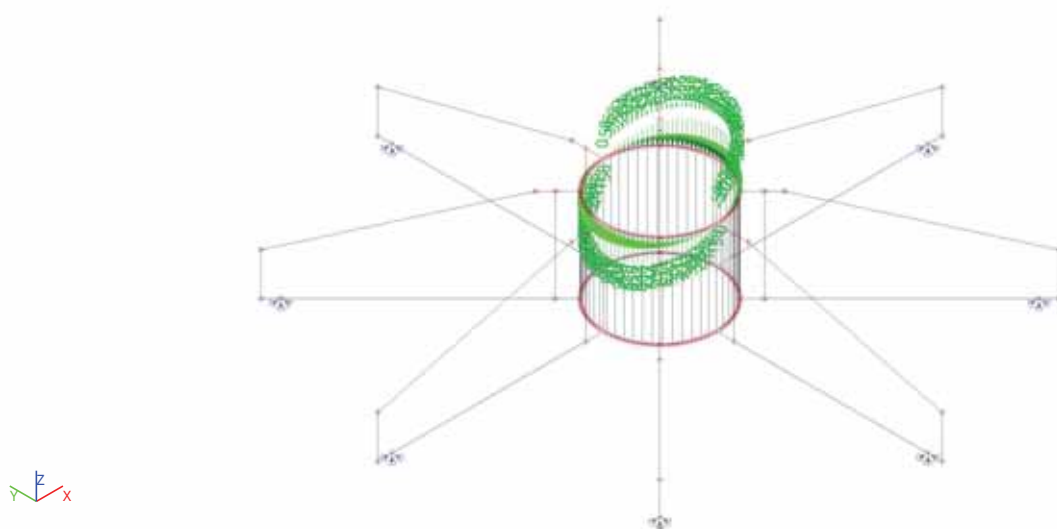
5.1.9.1. Weergave belastinggeval



5.1.10. Belastingsgevallen - BG9

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG9	Bending moment ULS (normal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

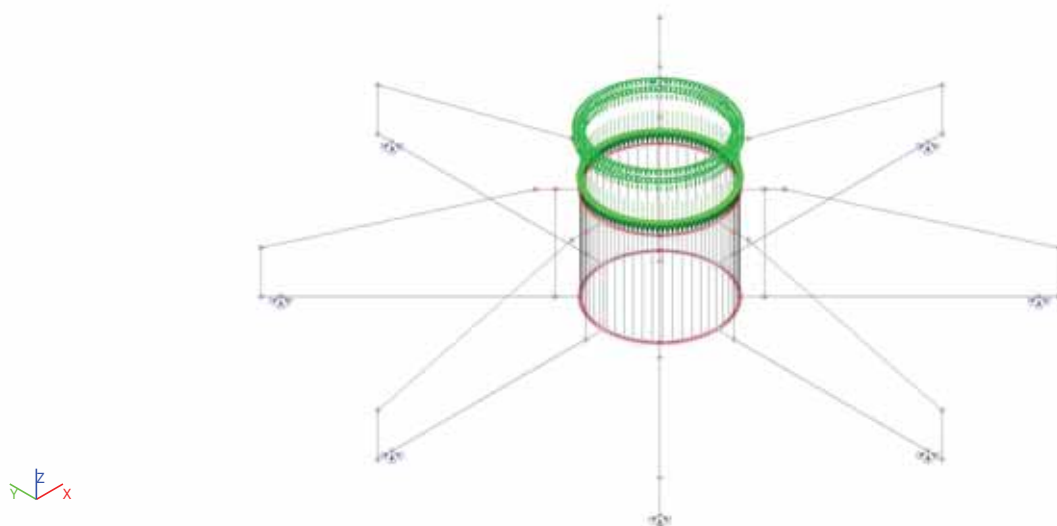
5.1.10.1. Weergave belastinggeval



5.1.11. Belastingsgevallen - BG10

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG10	Vertical load ULS (abnormal)	Permanent Standaard	LG1

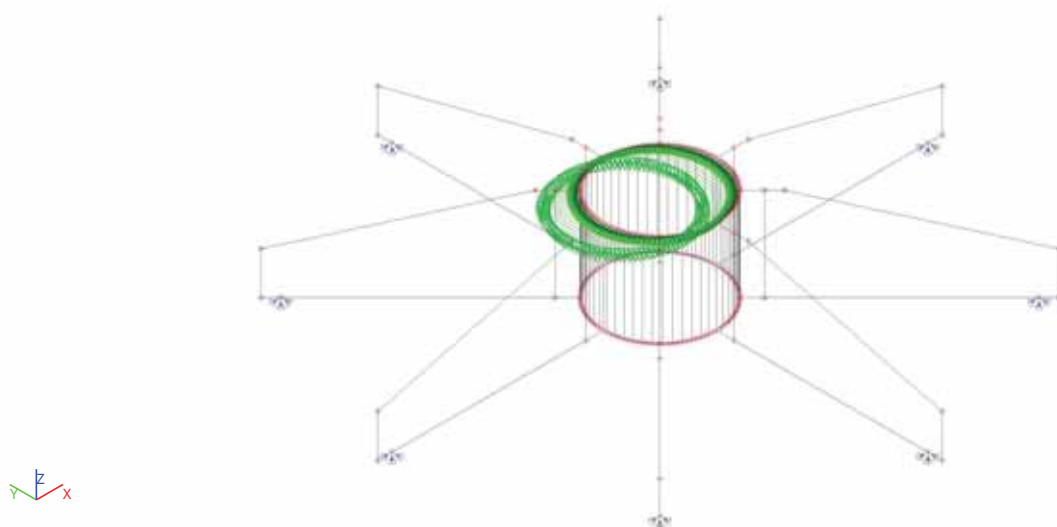
5.1.11.1. Weergave belastinggeval



5.1.12. Belastingsgevallen - BG11

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
BG11	Horizontal load ULS (abnormal)	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

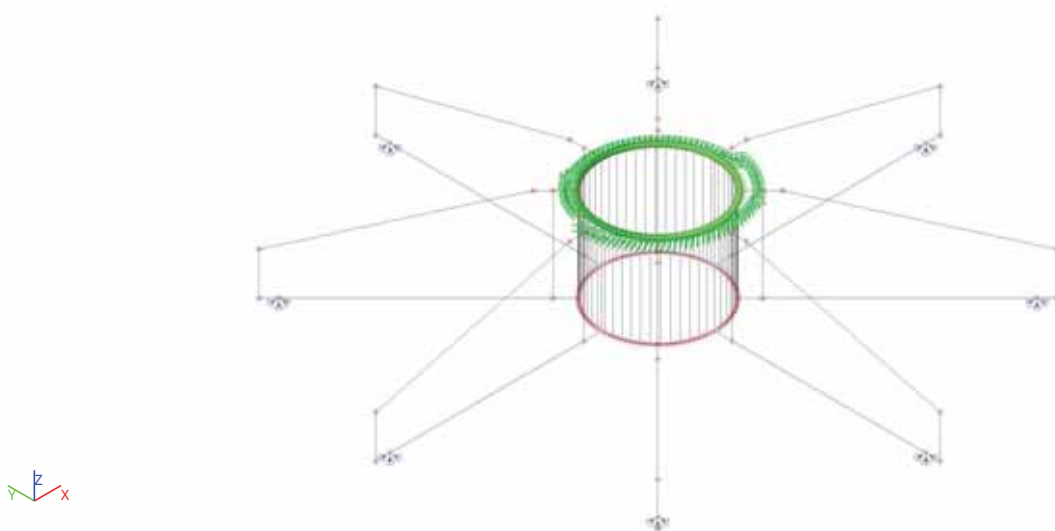
5.1.12.1. Weergave belastinggeval



5.1.13. Belastingsgevallen - BG12

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG12	Torsion moment ULS (abnormal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

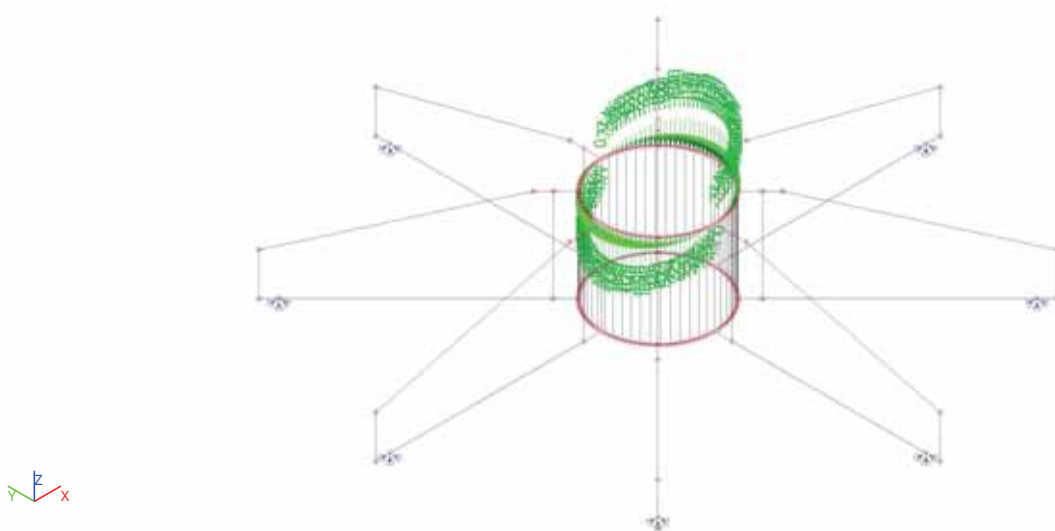
5.1.13.1. Weergave belastinggeval



5.1.14. Belastingsgevallen - BG13

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG13	Bending moment load ULS (abnormal)	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

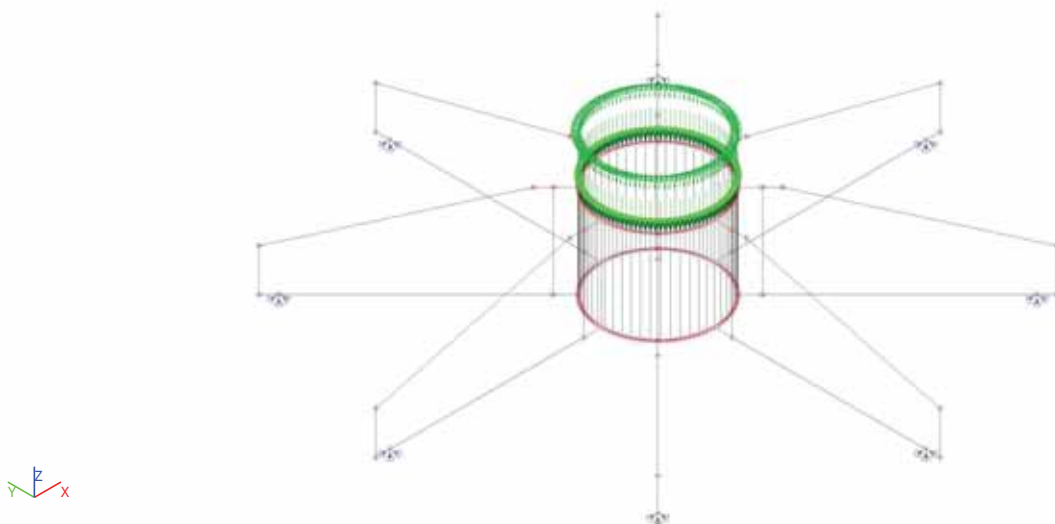
5.1.14.1. Weergave belastinggeval



5.1.15. Belastingsgevallen - BG14

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep
	Spec	Belastingtype	
BG14	Vertical load FAT	Permanent	LG1
	Standaard		

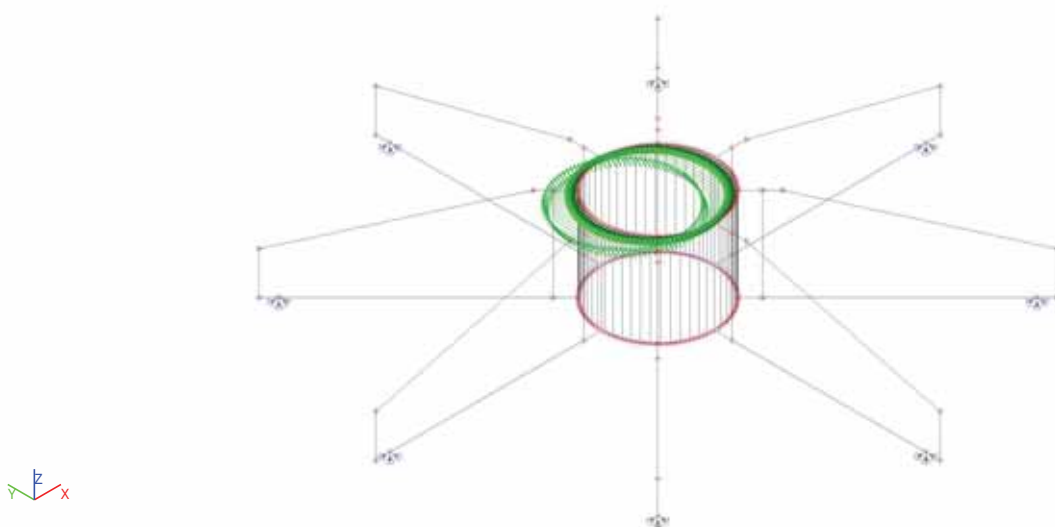
5.1.15.1. Weergave belastinggeval



5.1.16. Belastingsgevallen - BG15

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastinggeval
	Spec	Belastingtype			
BG15	Horizontal load FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

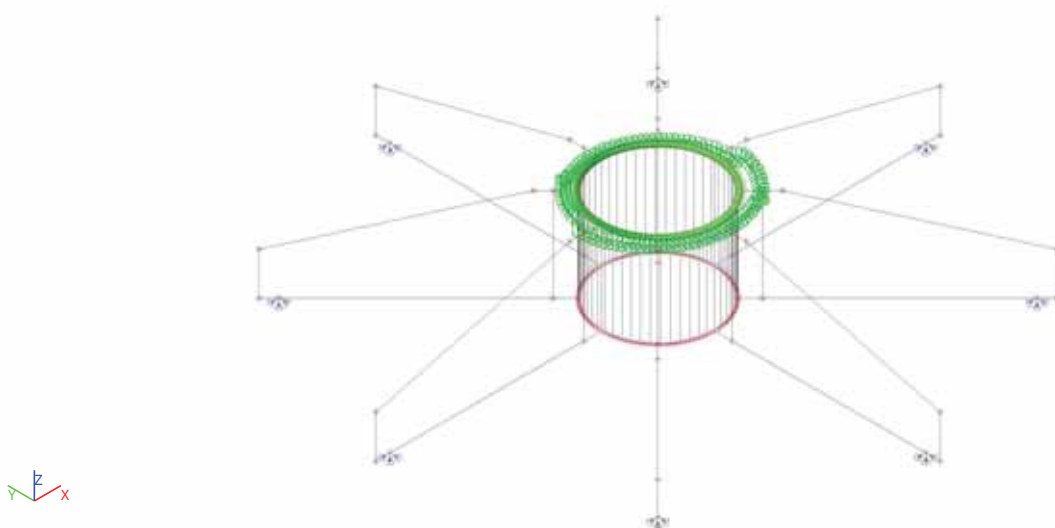
5.1.16.1. Weergave belastinggeval



5.1.17. Belastingsgevallen - BG16

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG16	Torsion moment FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

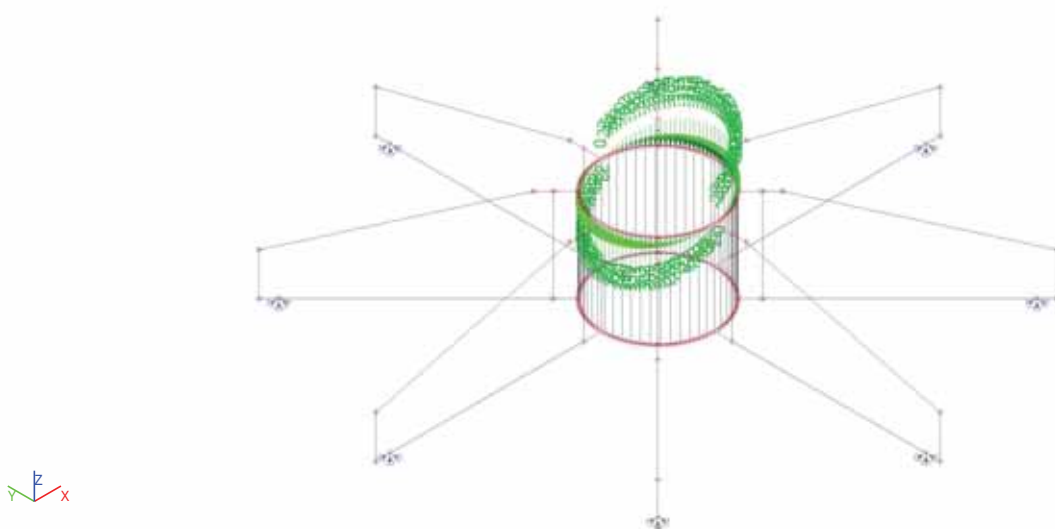
5.1.17.1. Weergave belastinggeval



5.1.18. Belastingsgevallen - BG17

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
BG17	Bending moment load FAT	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

5.1.18.1. Weergave belastinggeval



6. Belastingcombinaties en resultaatklassen

6.1. Resultaatklassen

Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid
FAT	FAT - Omhullende - uiterst

6.2. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
ULS (N) - favourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	0,90
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,90
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	1,35
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	1,35
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	1,35
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
ULS (N) - unfavourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,35
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	1,35
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	1,35
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	1,35
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	1,35
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
ULS (A) - favourable		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	0,90
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,90
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	1,10
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	1,10
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	1,10
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
ULS (A) - unfavourable		Omhullende - uiterst	BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
			BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,10
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	1,10
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	1,10
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	1,10
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	1,10
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
SLS		Omhullende - bruikbaarheid	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,00
			BG2 - Vertical load SLS	1,00
			BG3 - Horizontal load SLS	1,00
			BG4 - Torsion moment SLS	1,00
			BG5 - Bending moment SLS	1,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	0,00
			BG15 - Horizontal load FAT	0,00
			BG16 - Torsion moment FAT	0,00
			BG17 - Bending moment load FAT	0,00
FAT		Omhullende - uiterst	BG0 - Eenheidslast	0,00
			BG1 - Eigen gewicht	1,00
			BG2 - Vertical load SLS	0,00
			BG3 - Horizontal load SLS	0,00
			BG4 - Torsion moment SLS	0,00
			BG5 - Bending moment SLS	0,00
			BG6 - Vertical load ULS (normal)	0,00
			BG7 - Horizontal load ULS (normal)	0,00
			BG8 - Torsion moment ULS (normal)	0,00
			BG9 - Bending moment ULS (normal)	0,00
			BG10 - Vertical load ULS (abnormal)	0,00
			BG11 - Horizontal load ULS (abnormal)	0,00
			BG12 - Torsion moment ULS (abnormal)	0,00
			BG13 - Bending moment load ULS (abnormal)	0,00
			BG14 - Vertical load FAT	1,00
			BG15 - Horizontal load FAT	1,00
			BG16 - Torsion moment FAT	1,00
			BG17 - Bending moment load FAT	1,00

Bijlage 07 Uitvoer SCIA Engineer (plaatmodel)

1. Project

Gebruiker van licentie	wheeswijk2@heijmans.nl
Project	Afstudeeronderzoek
Onderdeel	Variant B
Omschrijving	Plaatmodel met dekplaten
Auteur	Heijmans
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	372
Aantal staven :	0
Aantal platen :	68
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	0
Aantal belastingsgevallen :	18
Aantal gebruikte materialen :	3
Gravitatieversnelling [m/s ²]	10,000
Nationale norm	EC - EN

2. Inhoudsopgave

1. Project	1
2. Inhoudsopgave	1
3. Radiale balken	2
3.1. Resultaatklassen	2
3.1.1. Resultaatklassen - ULS	2
3.2. Resultaatklassen	5
3.2.1. Resultaatklassen - SLS	5
3.3. Resultaatklassen	7
3.3.1. Resultaatklassen - FAT	7
4. Middenconsole	9
4.1. Resultaatklassen	9
4.1.1. Resultaatklassen - ULS	9
4.2. Resultaatklassen	13
4.2.1. Resultaatklassen - SLS	13
5. Dekplaten	17
5.1. Resultaatklassen	17
5.1.1. Resultaatklassen - ULS	17
5.2. Resultaatklassen	21
5.2.1. Resultaatklassen - SLS	21

3. Radiale balken

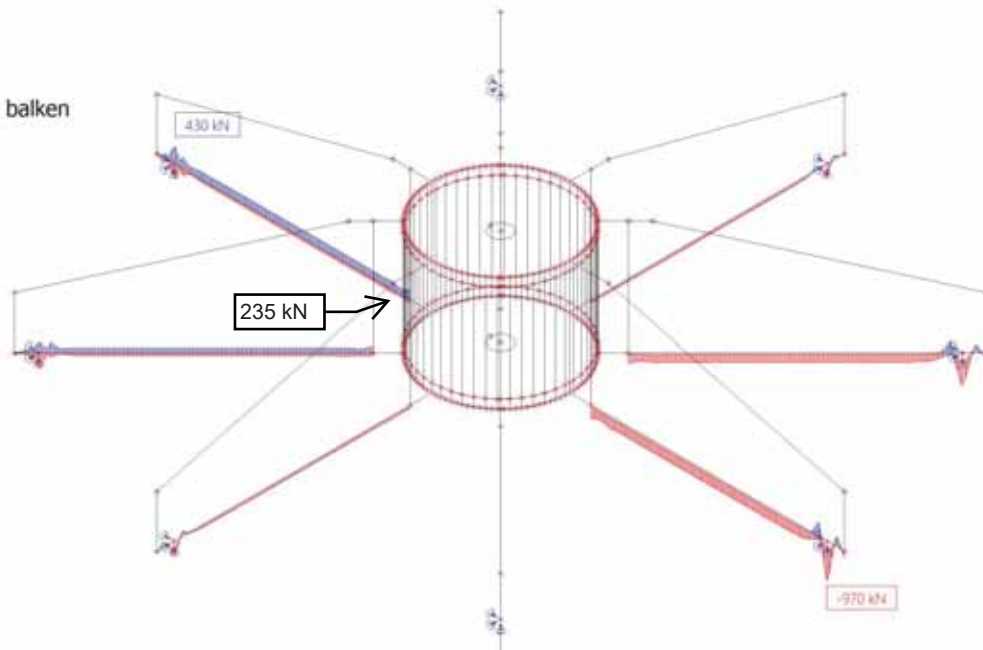
3.1. Resultaatklassen

3.1.1. Resultaatklassen - ULS

Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst

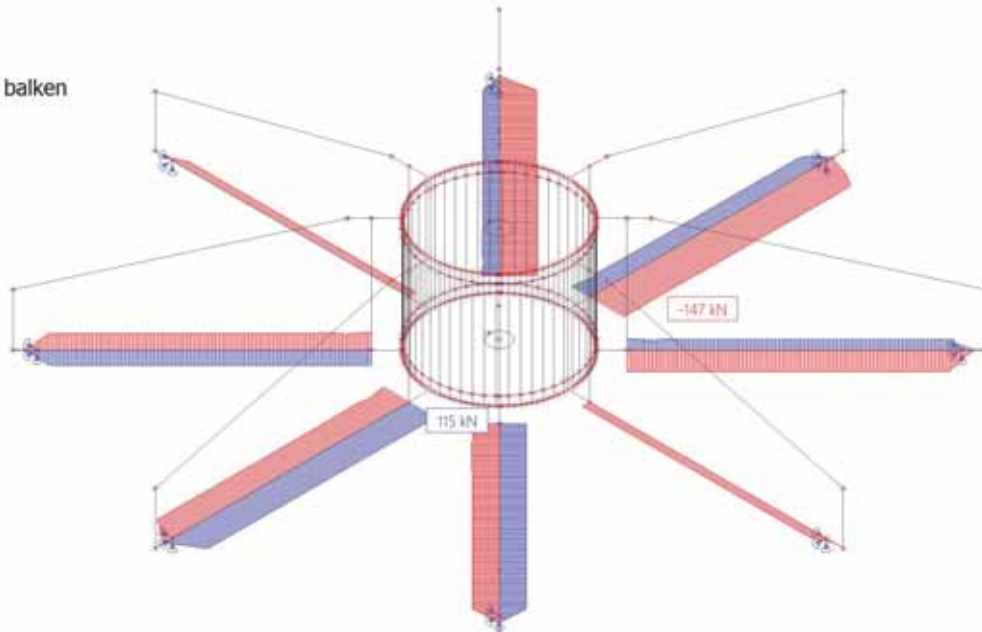
3.1.1.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: **N**
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extrem 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



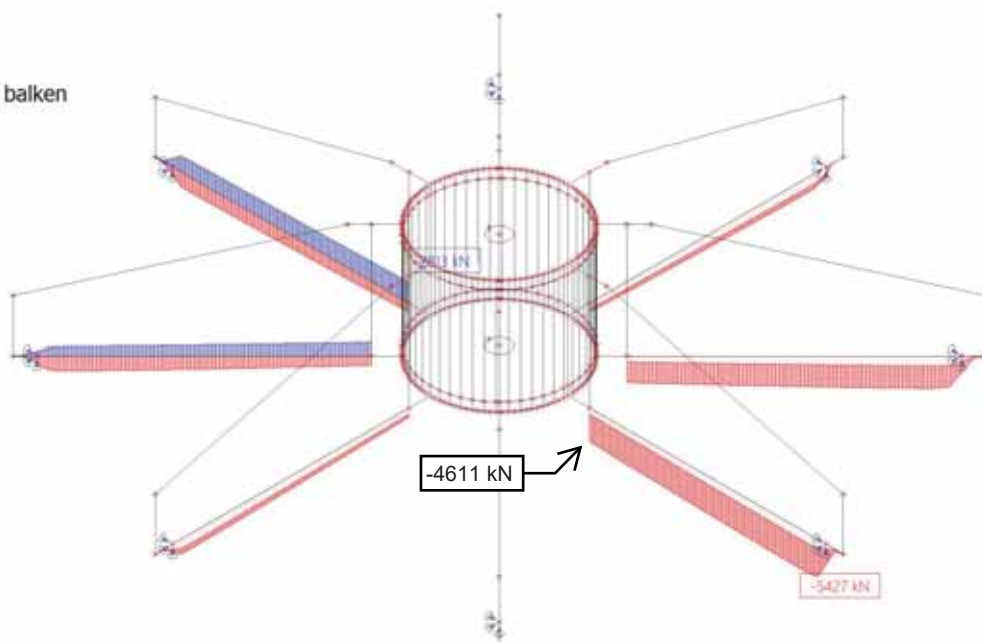
3.1.1.2. Interne 1D-krachten; V_y

Waardes: V_y
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



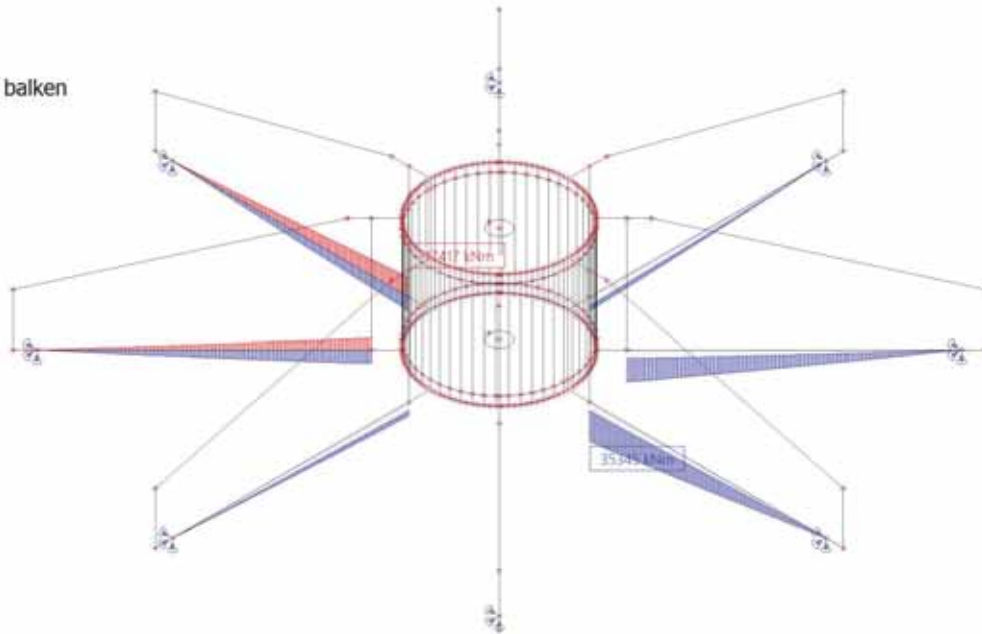
3.1.1.3. Interne 1D-krachten; V_z

Waardes: V_z
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



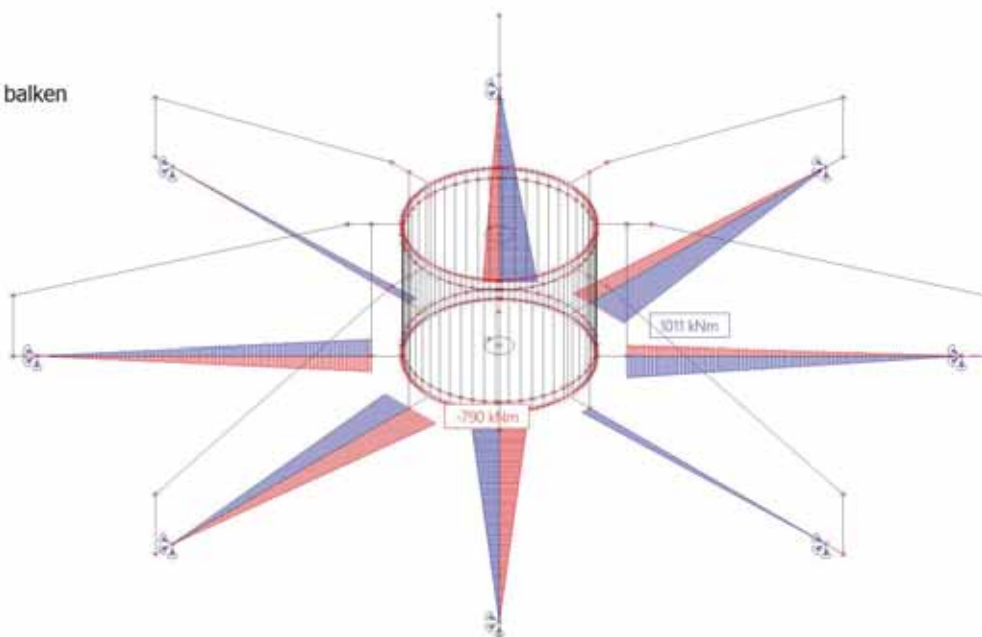
3.1.1.4. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



3.1.1.5. Interne 1D-krachten; M_z

Waardes: M_z
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



3.2. Resultaatklassen

3.2.1. Resultaatklassen - SLS

Naam	Lijst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid

3.2.1.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: N

Lineaire berekening

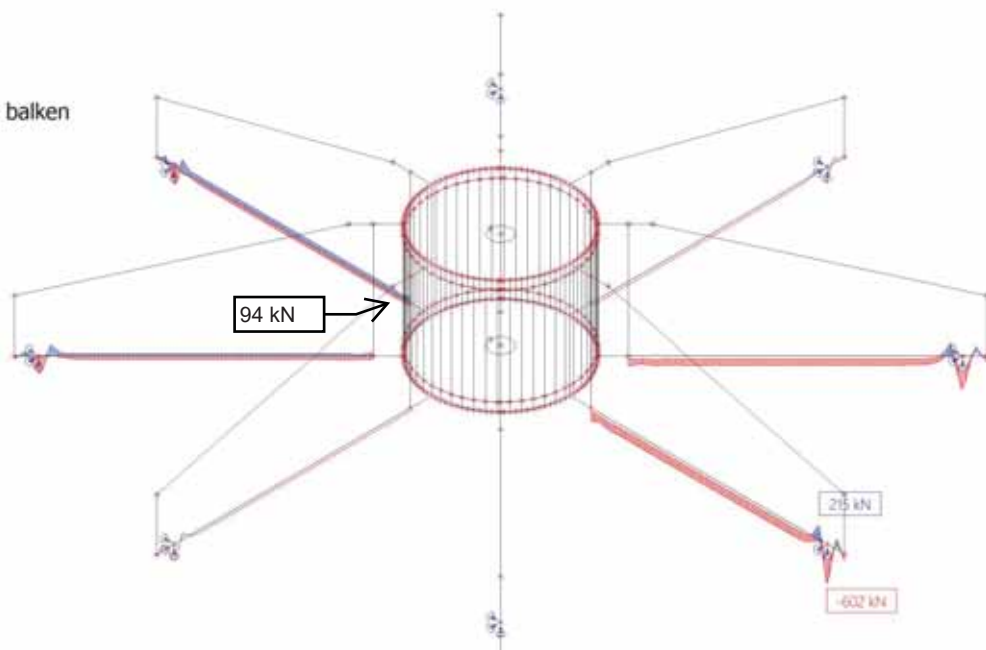
Klasse: SLS

Assenstelsel: Hoofd

Extreme 1D: Globaal

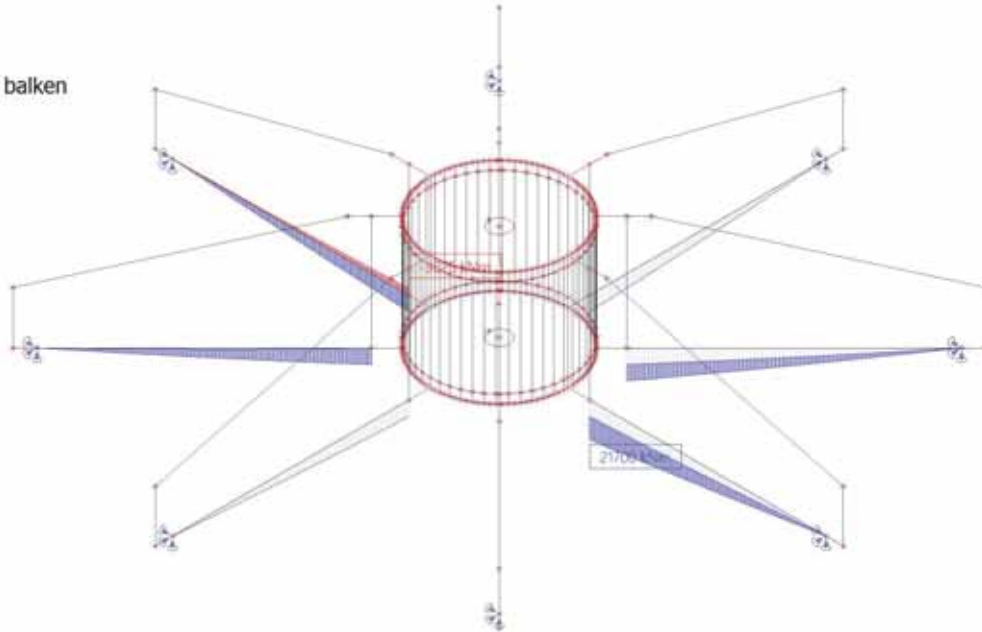
Selectie: Alle

Filter: Laag = Radiale balken



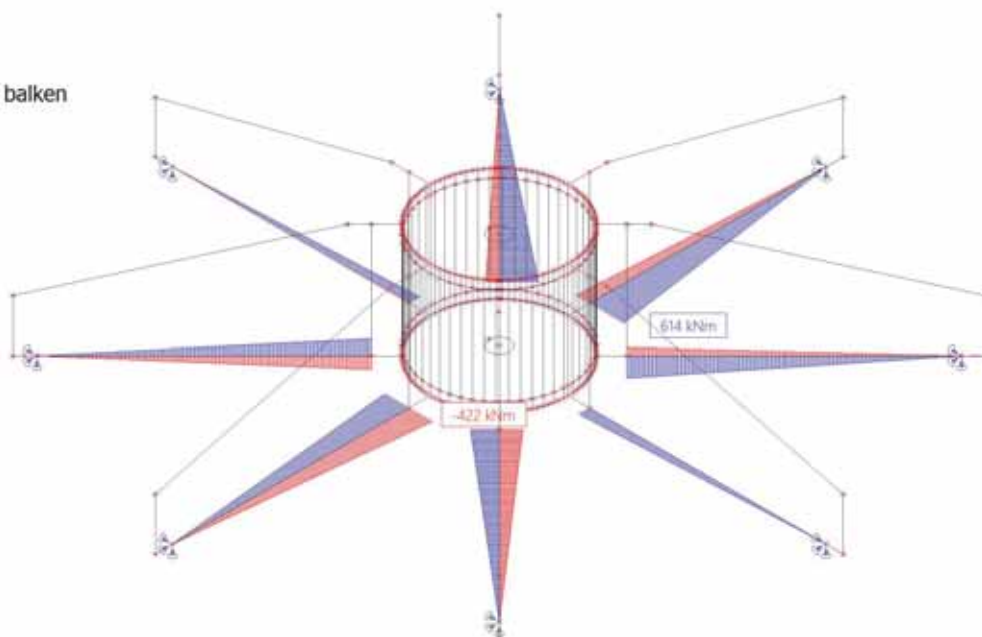
3.2.1.2. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



3.2.1.3. Interne 1D-krachten; M_z

Waardes: M_z
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



3.3. Resultaatklassen

3.3.1. Resultaatklassen - FAT

Naam	Lijst
FAT	FAT - Omhullende - uiterst

3.3.1.1. Interne 1D-krachten; N

Waardes: N

Lineaire berekening

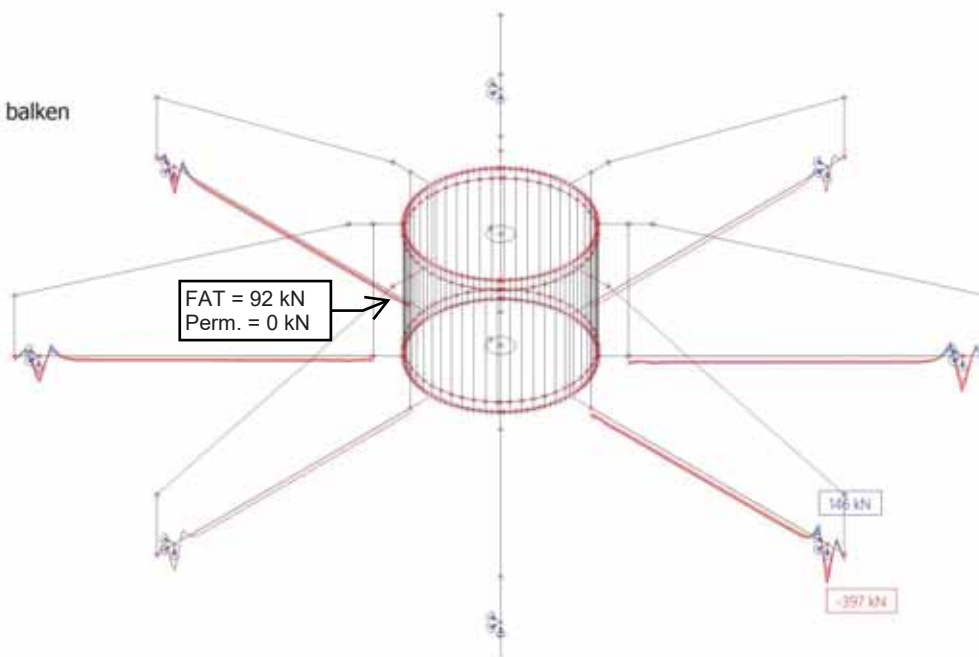
Klasse: FAT

Assenstelsel: Hoofd

Extreme 1D: Globaal

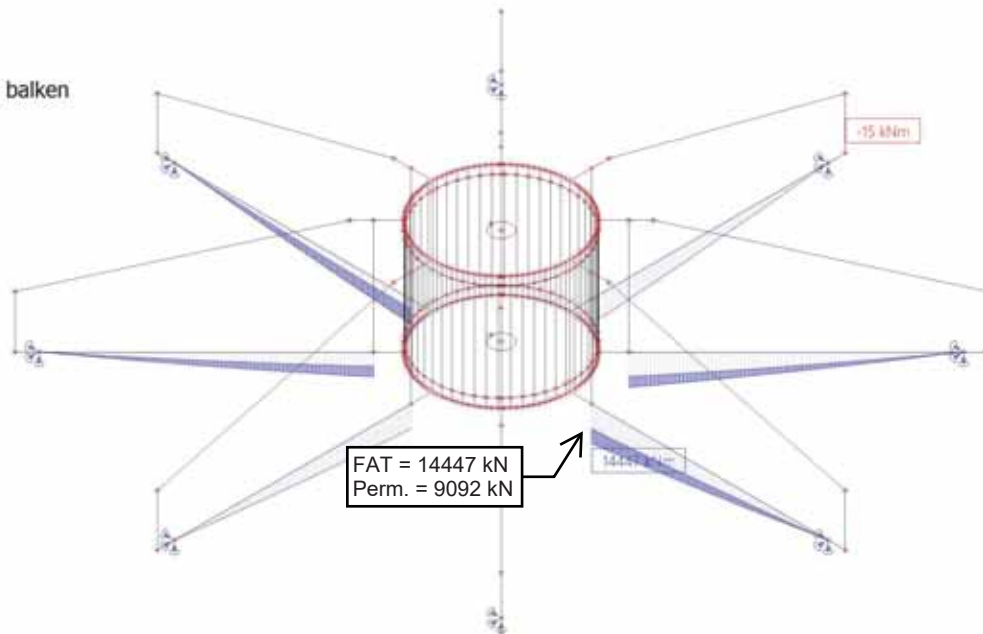
Selectie: Alle

Filter: Laag = Radiale balken



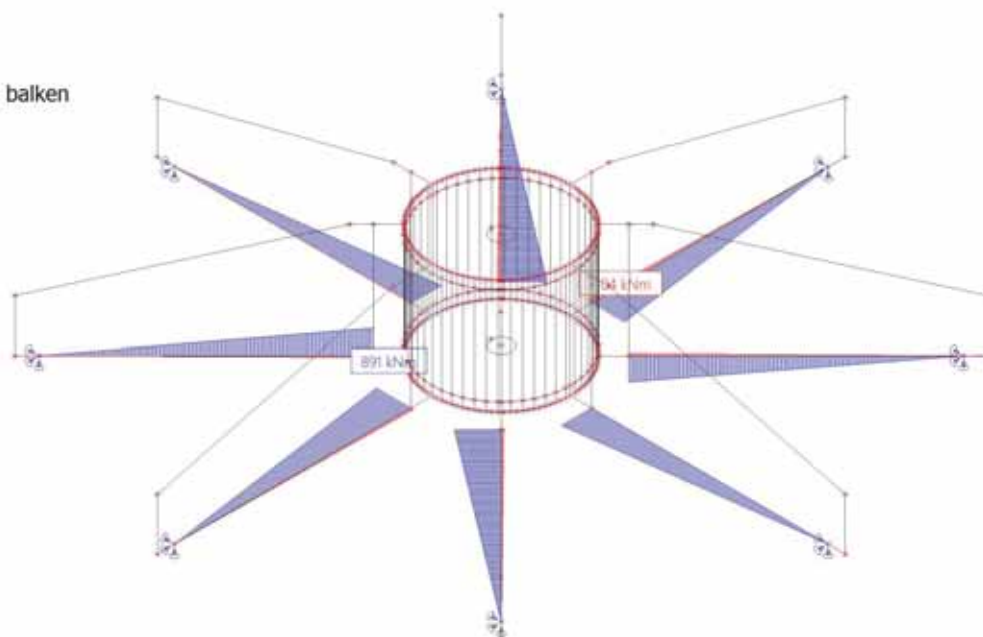
3.3.1.2. Interne 1D-krachten; M_y

Waardes: M_y
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



3.3.1.3. Interne 1D-krachten; M_z

Waardes: M_z
Lineaire berekening
Klasse: FAT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Globaal
Selectie: Alle
Filter: Laag = Radiale balken



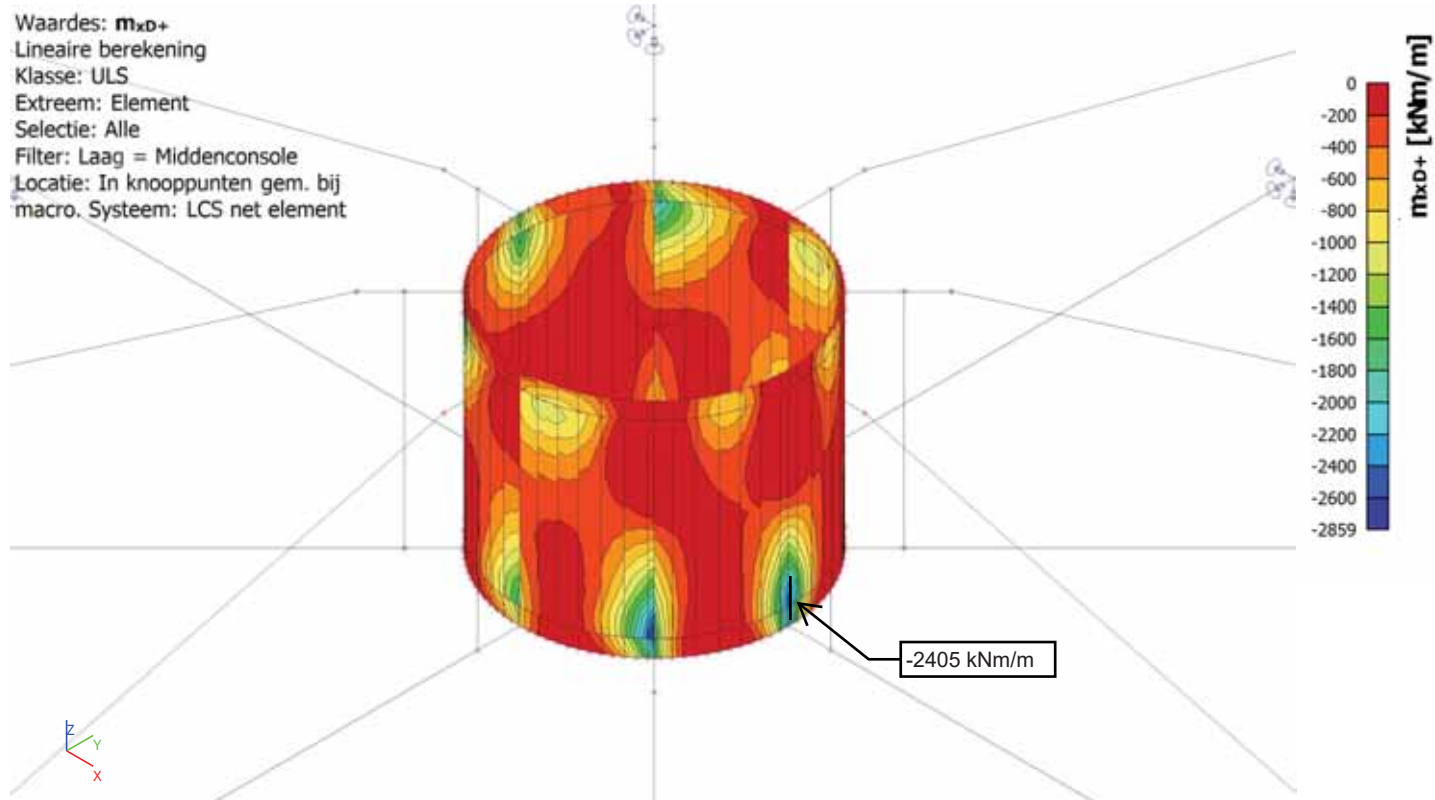
4. Middenconsole

4.1. Resultaatklassen

4.1.1. Resultaatklassen - ULS

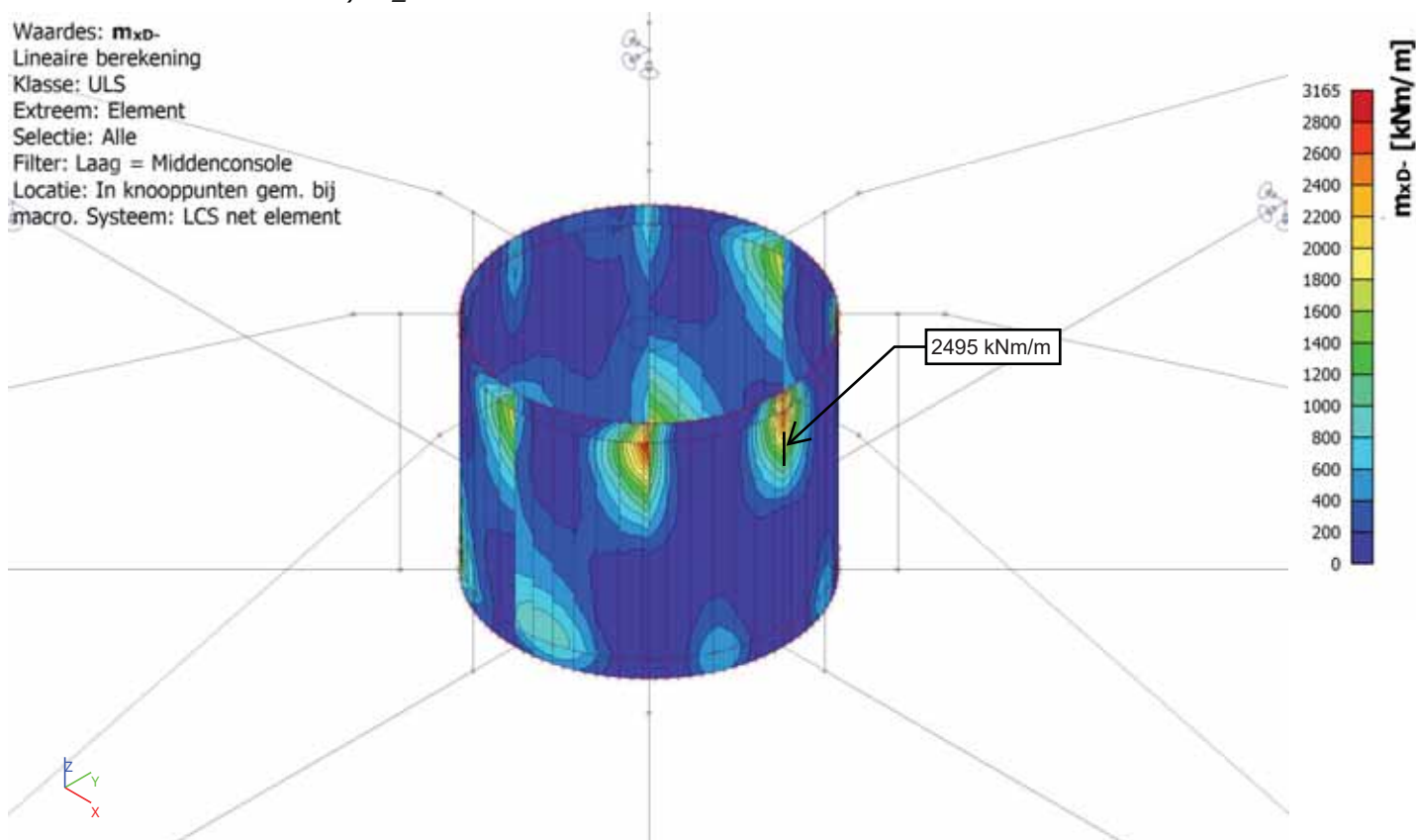
Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst

4.1.1.1. Interne 2D-krachten; m_{xD+}



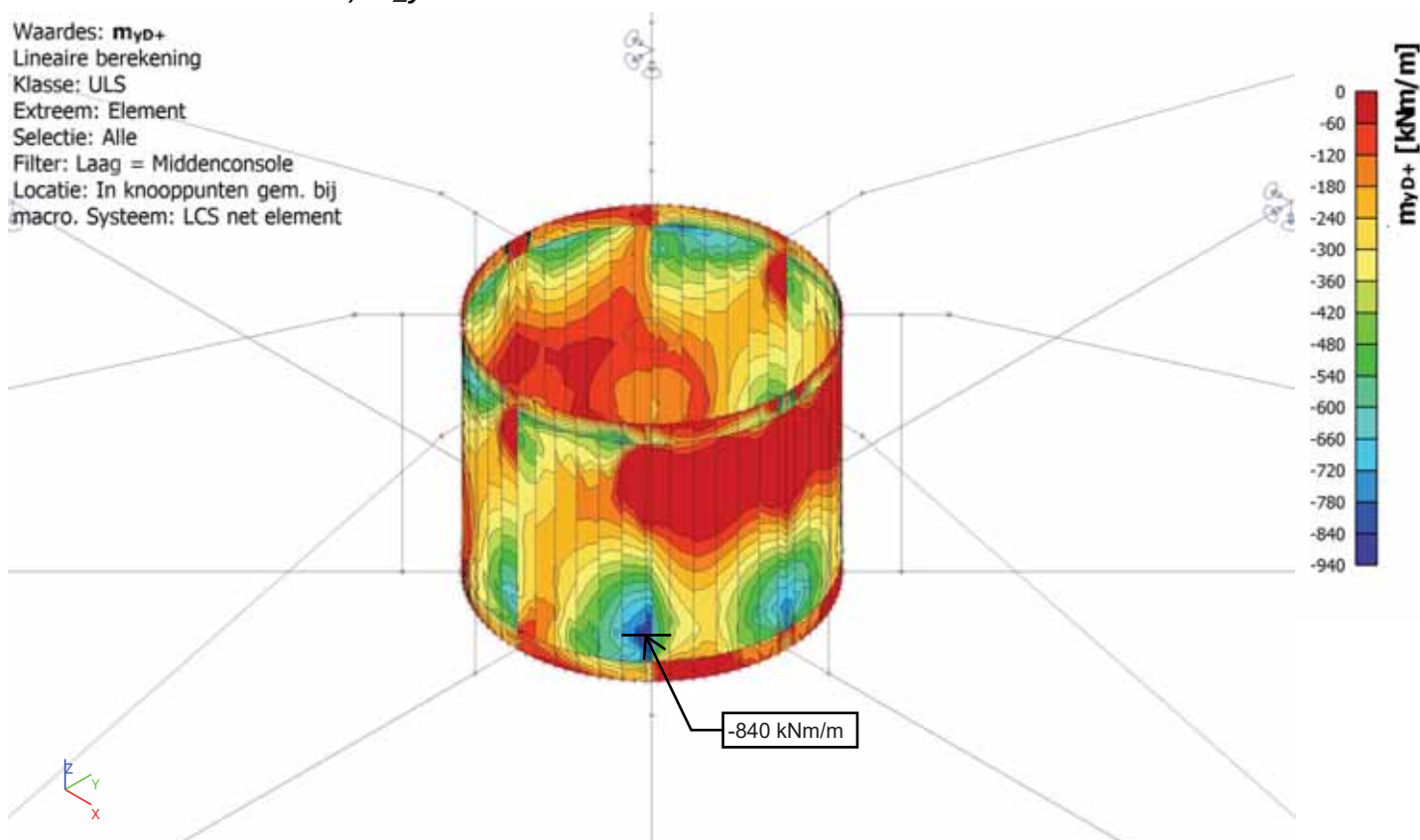
4.1.1.2. Interne 2D-krachten; m_{xD-}

Waardes: m_{xD-}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



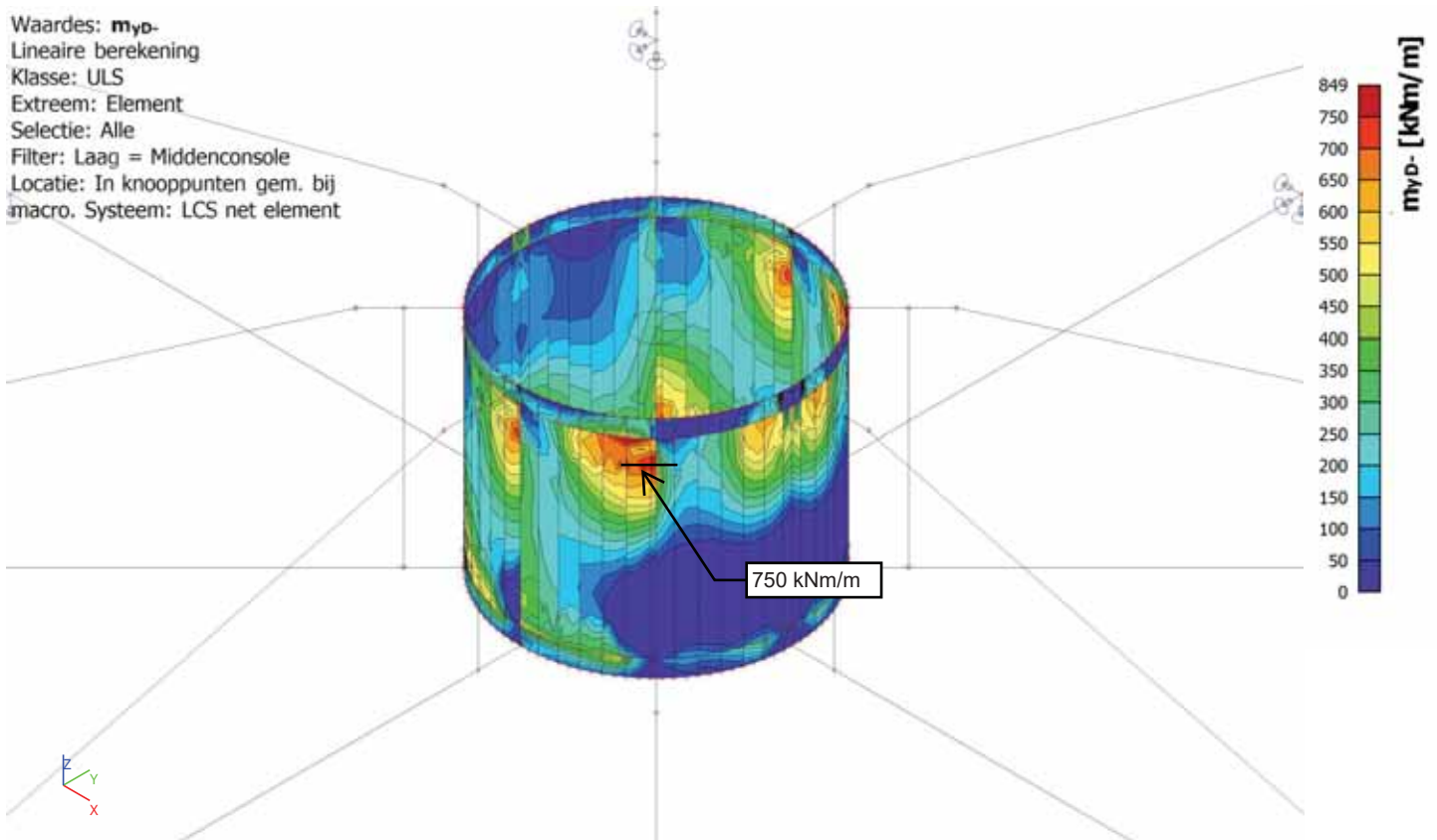
4.1.1.3. Interne 2D-krachten; m_{yD+}

Waardes: m_{yD+}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



4.1.1.4. Interne 2D-krachten; m_{yD} -

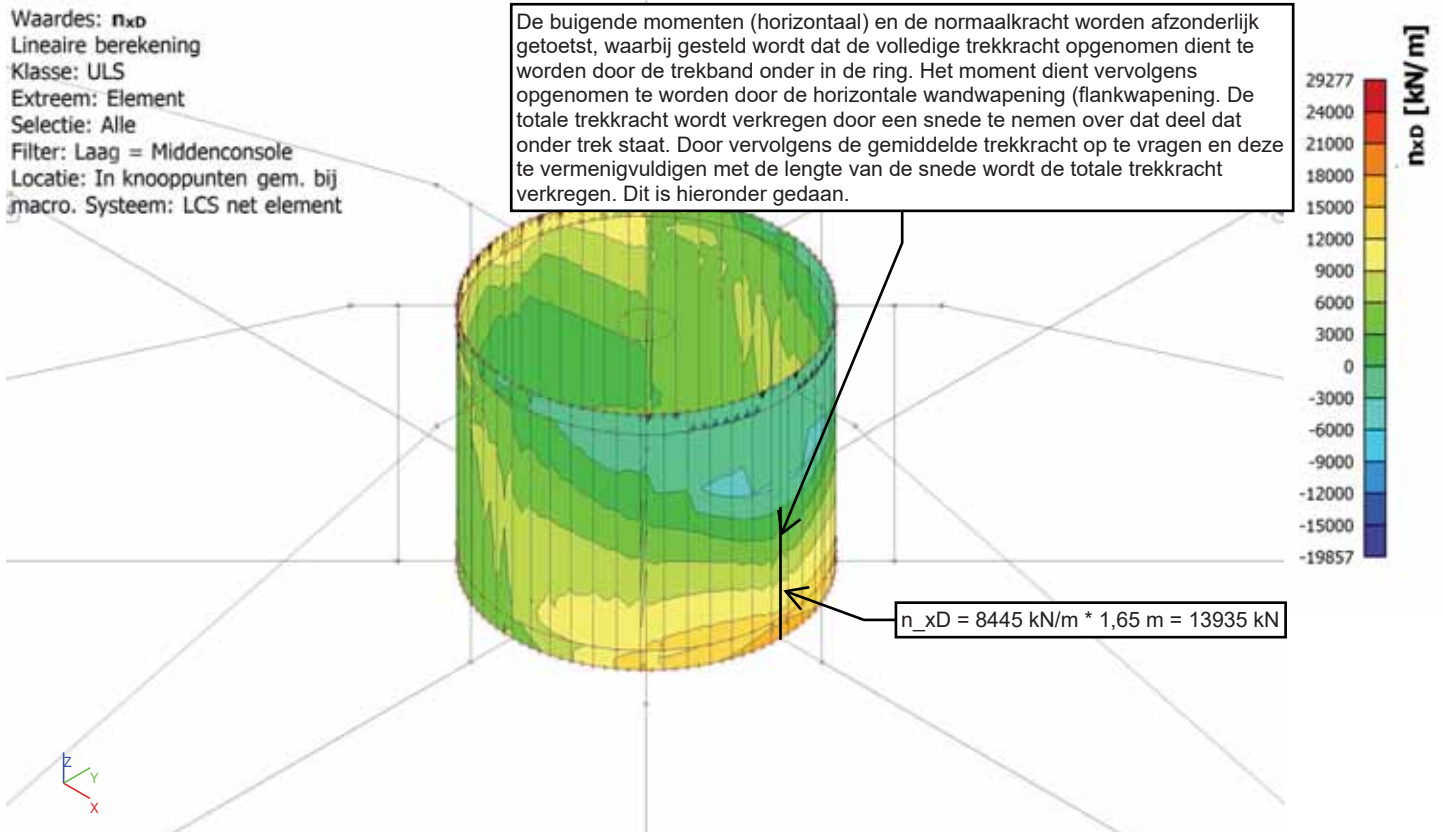
Waardes: m_{yD} -
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



4.1.1.5. Interne 2D-krachten; n_{xD}

Waardes: n_{xD}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element

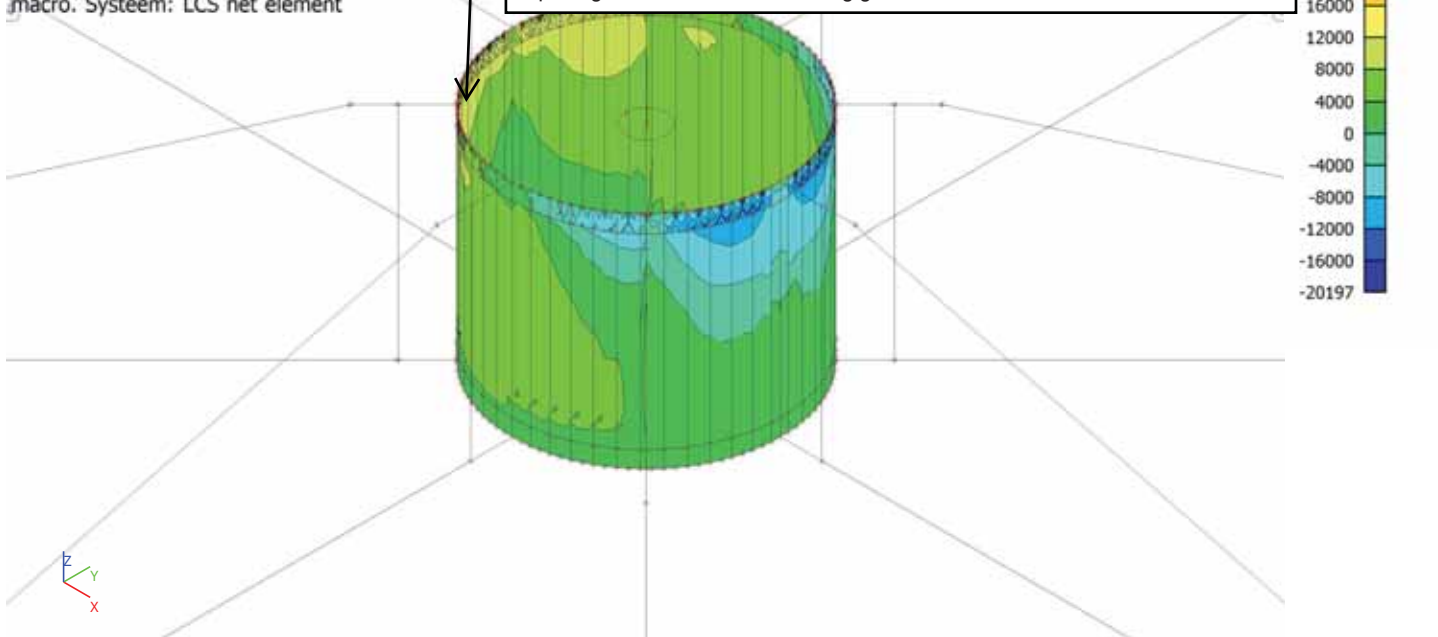
De buigende momenten (horizontaal) en de normaalkracht worden afzonderlijk getoetst, waarbij gesteld wordt dat de volledige trekkracht opgenomen dient te worden door de trekband onder in de ring. Het moment dient vervolgens opgenomen te worden door de horizontale wandwapening (flankwapening). De totale trekkracht wordt verkregen door een snede te nemen over dat deel dat onder trek staat. Door vervolgens de gemiddelde trekkracht op te vragen en deze te vermenigvuldigen met de lengte van de snede wordt de totale trekkracht verkregen. Dit is hieronder gedaan.



4.1.1.6. Interne 2D-krachten; n_{yD}

Waardes: n_{yD}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element

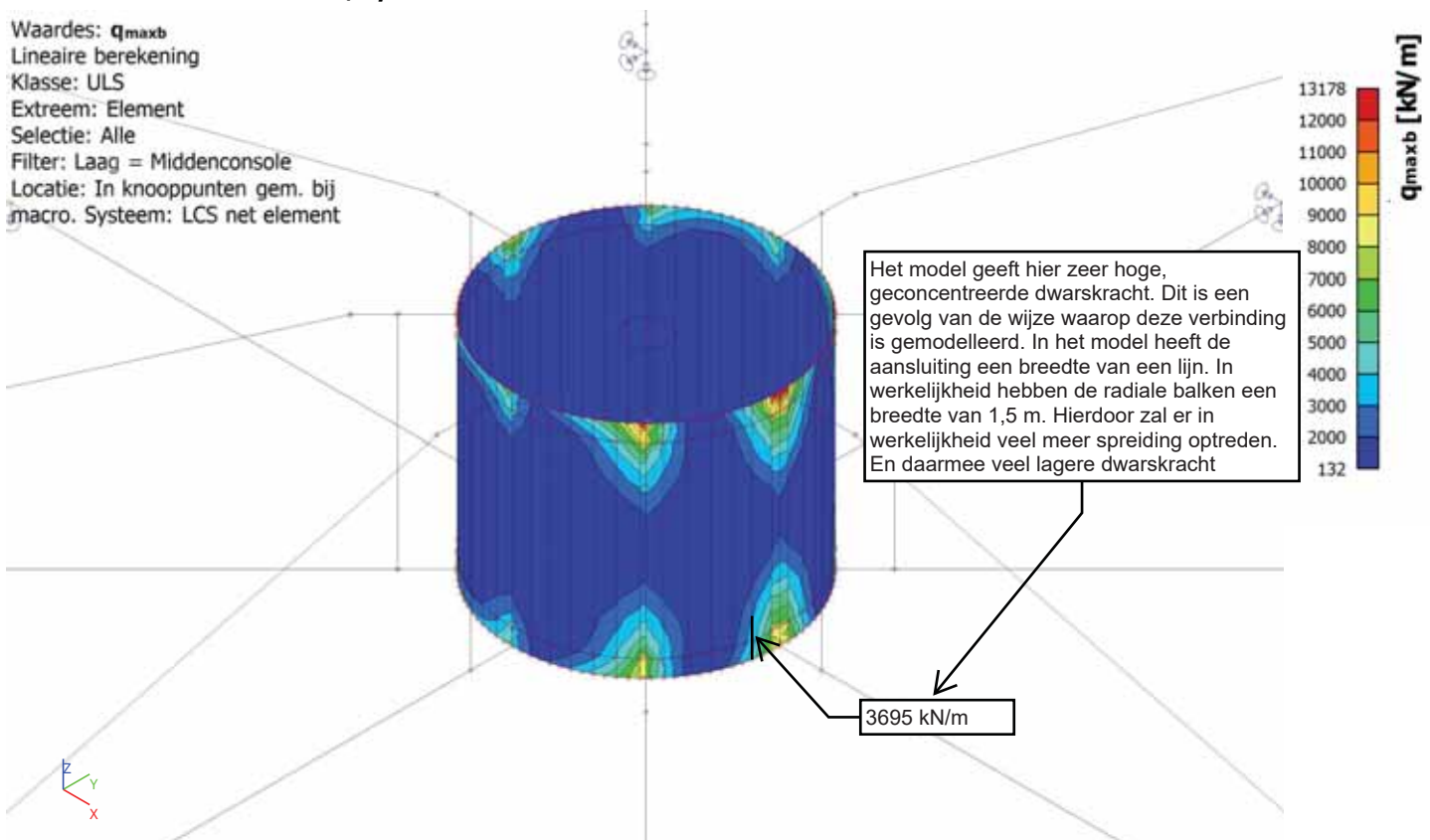
Het model laat hier grote normaalkrachten zien. Deze ontstaan als gevolg van de puntlasten die in het model aan de bovenrand aangrijpen. In werkelijkheid treden deze normaalkrachten niet als zodanig op. In het beton zitten namelijk voorspanankers opgenomen die zorgen voor een constante normaaldrukkracht in het beton. Zelfs wanneer er aan de ankers wordt getrokken zal er sprake zijn van een gelijkblijvende normaaldrukkracht in het beton aangezien de trekkacht, de voorspankracht in de ankers niet mag overschrijden. De normaalkracht wordt in de wapeningstoets buiten beschouwing gelaten.



4.1.1.7. Interne 2D-krachten; q_{maxb}

Waardes: q_{maxb}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element

Het model geeft hier zeer hoge, geconcentreerde dwarskracht. Dit is een gevolg van de wijze waarop deze verbinding is gemodelleerd. In het model heeft de aansluiting een breedte van een lijn. In werkelijkheid hebben de radiale balken een breedte van 1,5 m. Hierdoor zal er in werkelijkheid veel meer spreiding optreden. En daarmee veel lagere dwarskracht.

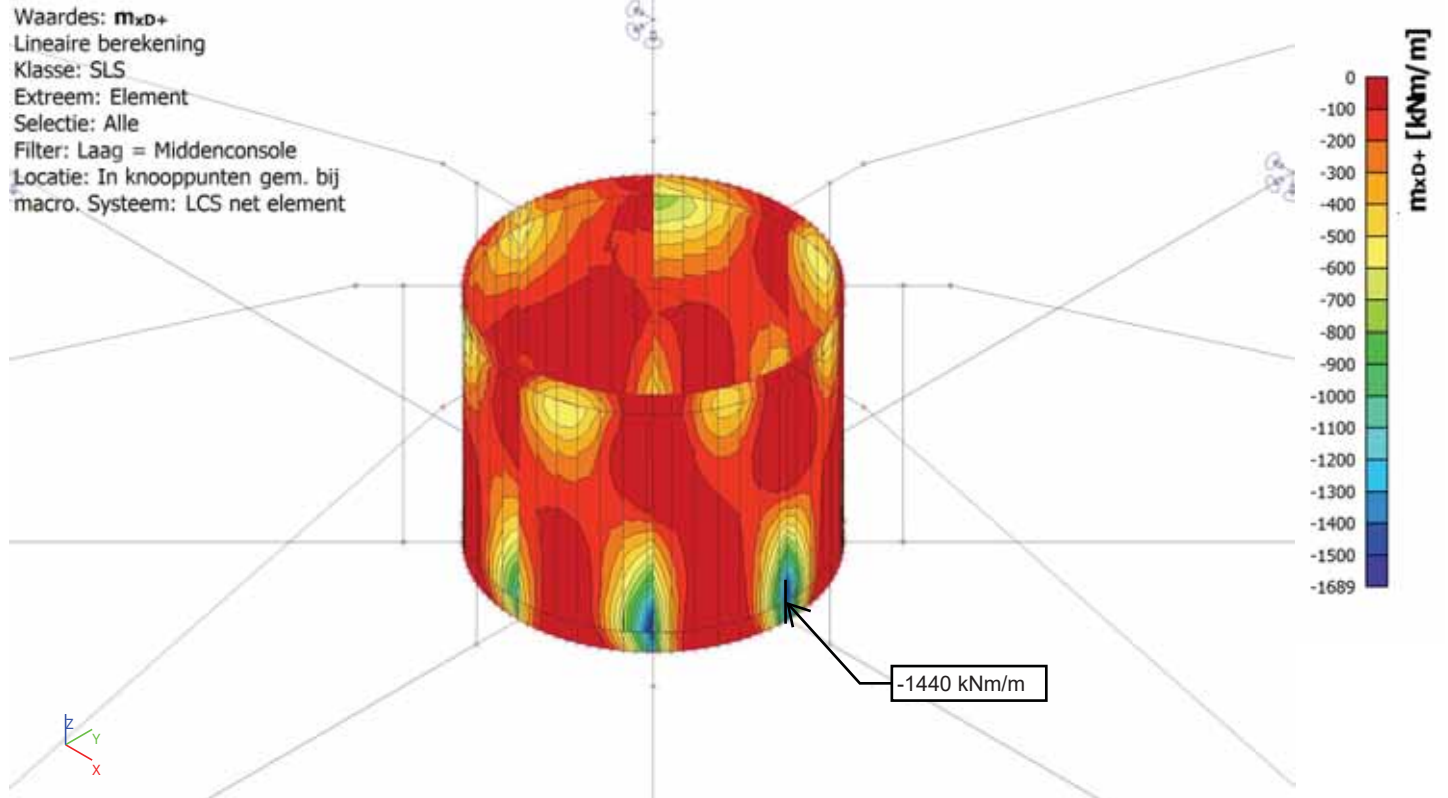


4.2. Resultaatklassen

4.2.1. Resultaatklassen - SLS

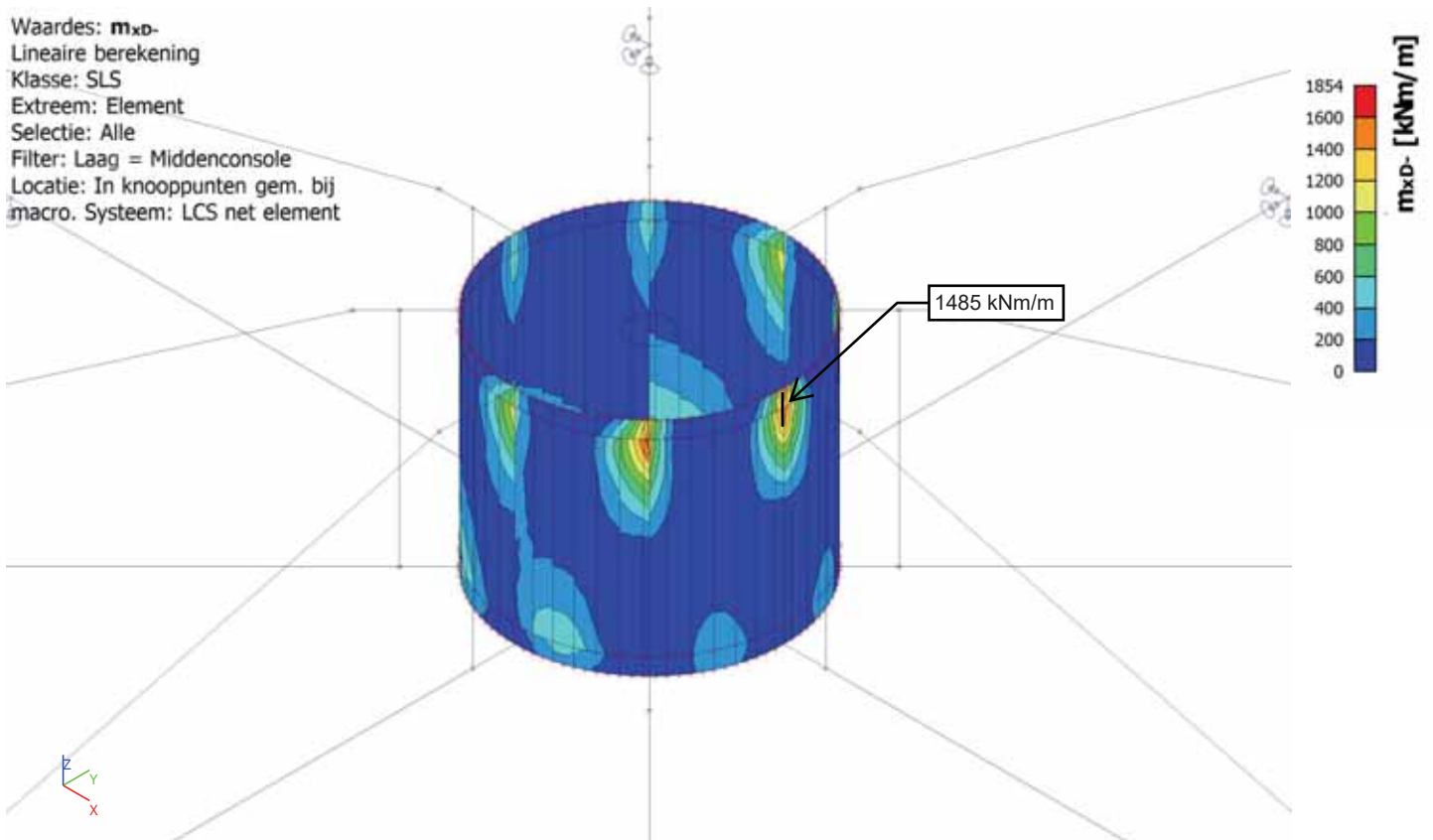
Naam	Lijst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid

4.2.1.1. Interne 2D-krachten; m_{xD+}



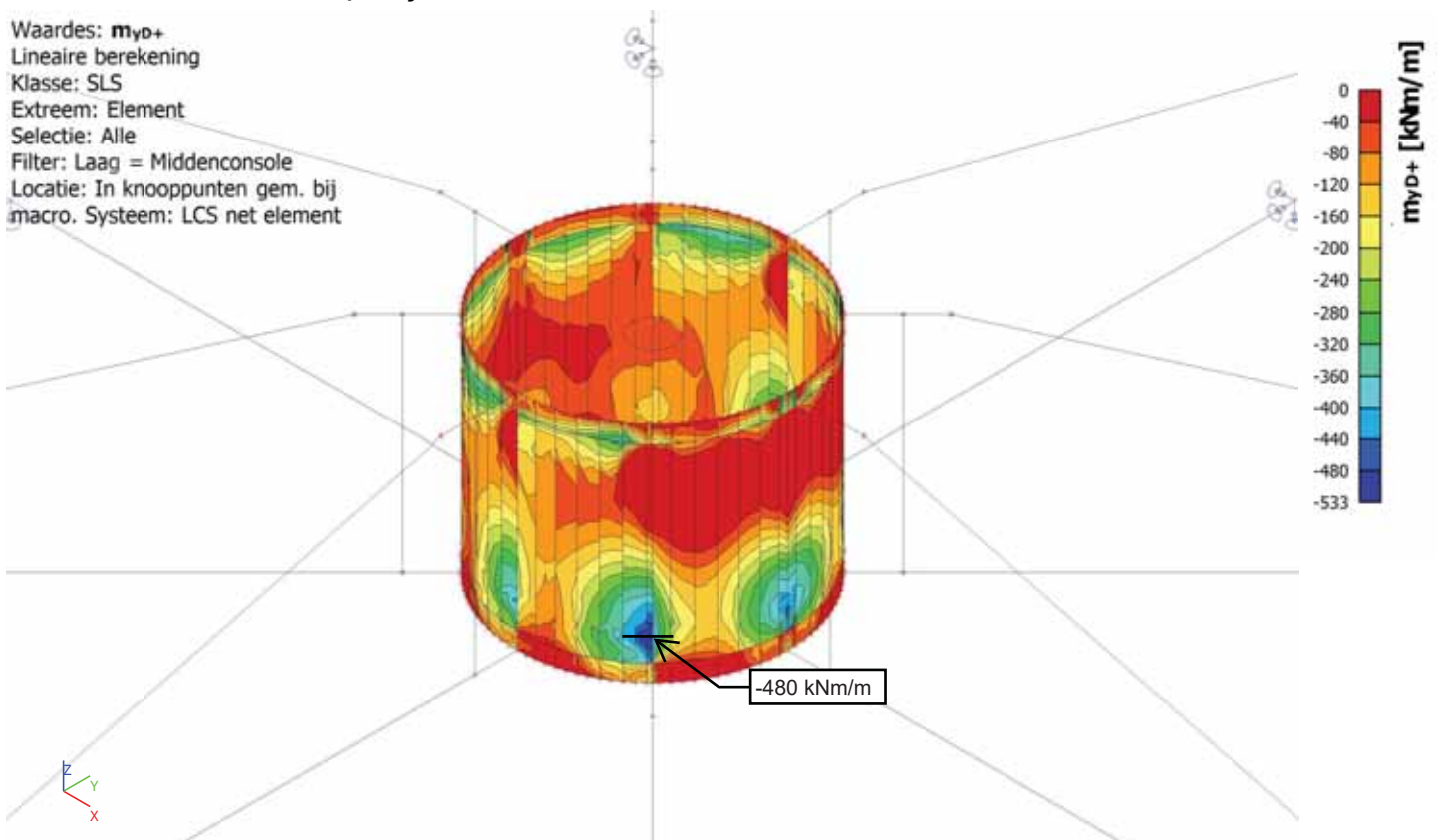
4.2.1.2. Interne 2D-krachten; m_{xD-}

Waardes: m_{xD-}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



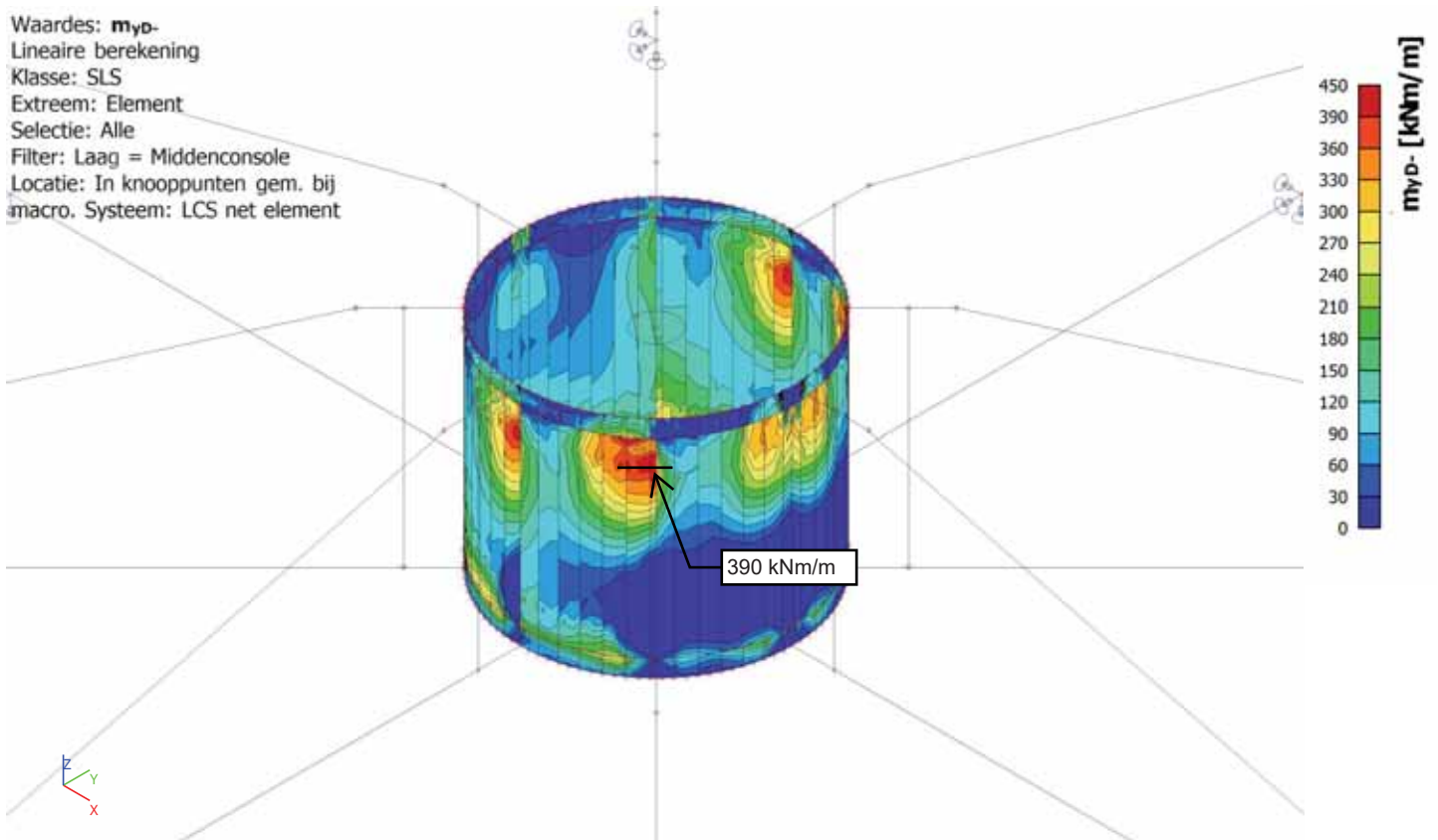
4.2.1.3. Interne 2D-krachten; m_{yD+}

Waardes: m_{yD+}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



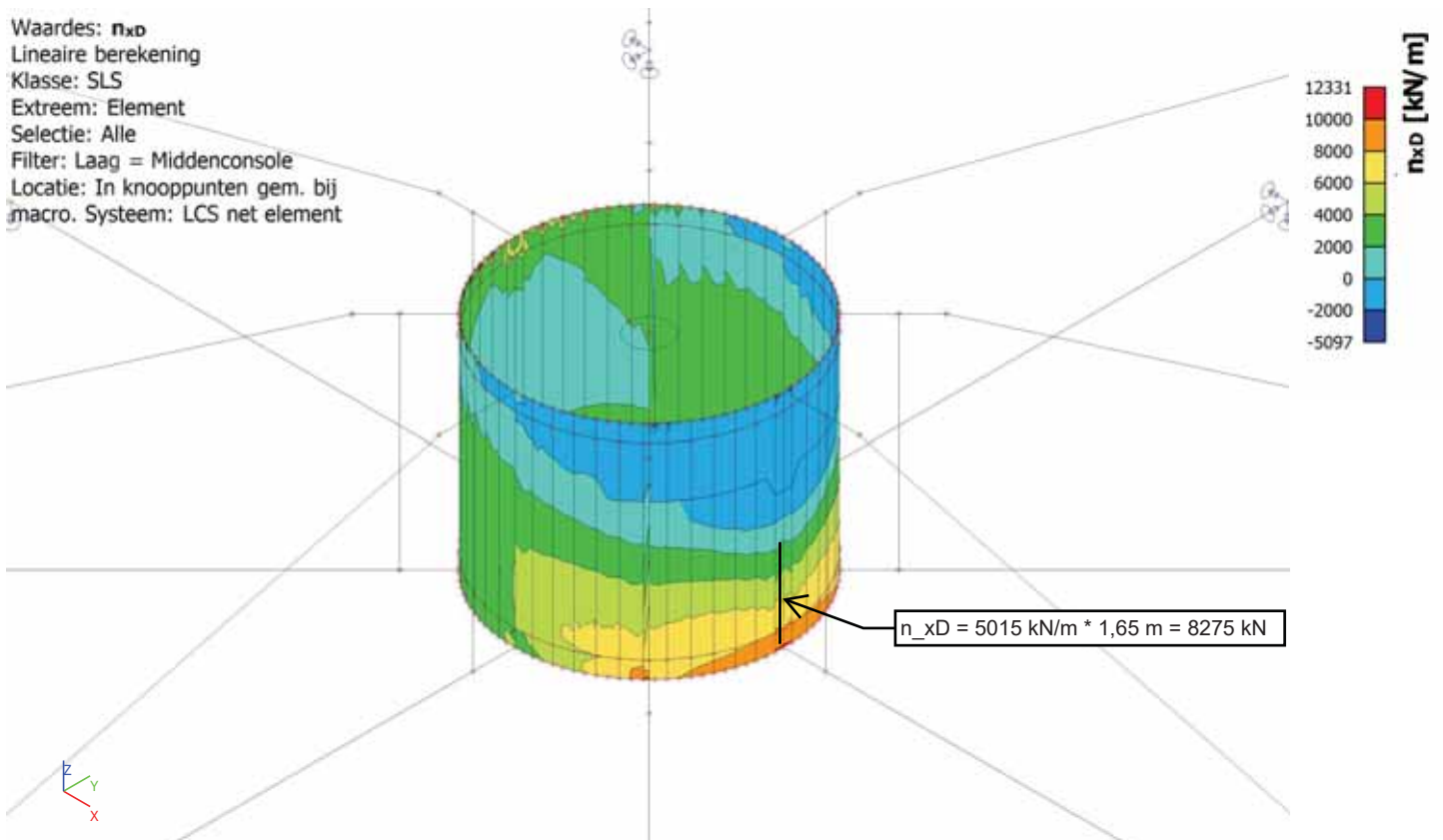
4.2.1.4. Interne 2D-krachten; m_{yD} -

Waardes: m_{yD} -
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



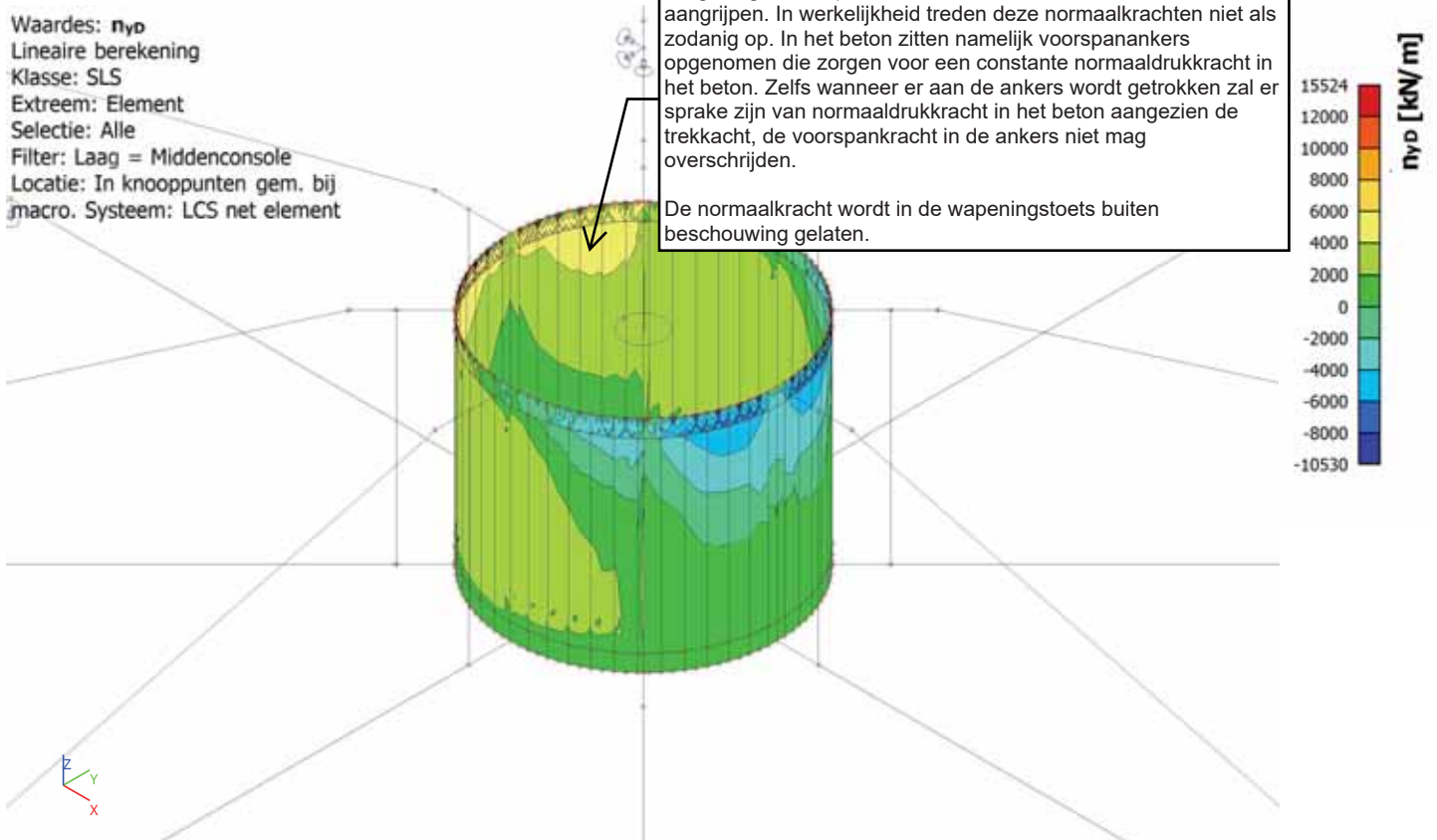
4.2.1.5. Interne 2D-krachten; n_{xD}

Waardes: n_{xD}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



4.2.1.6. Interne 2D-krachten; n_{yD}

Waardes: n_{yD}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Middenconsole
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



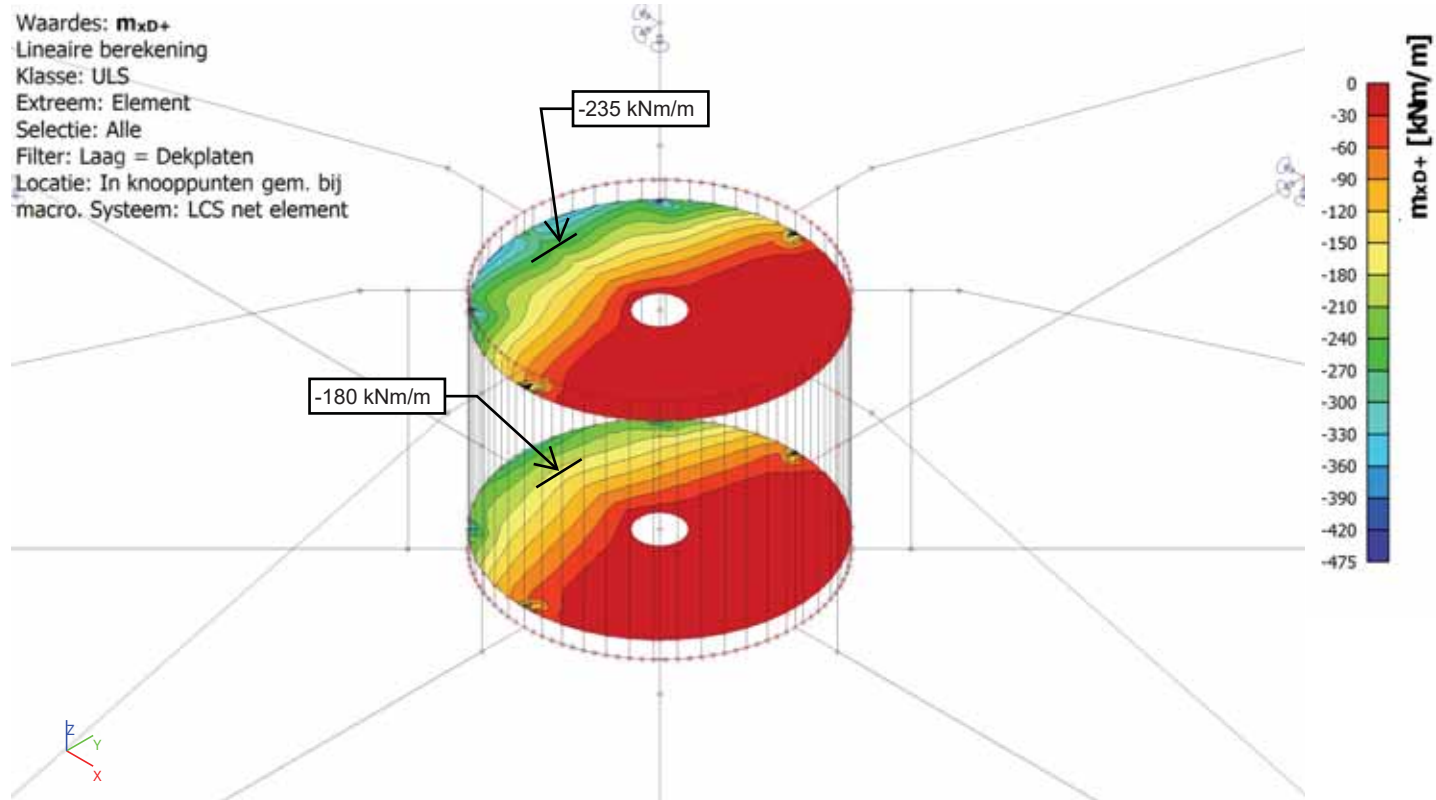
5. Dekplaten

5.1. Resultaatklassen

5.1.1. Resultaatklassen - ULS

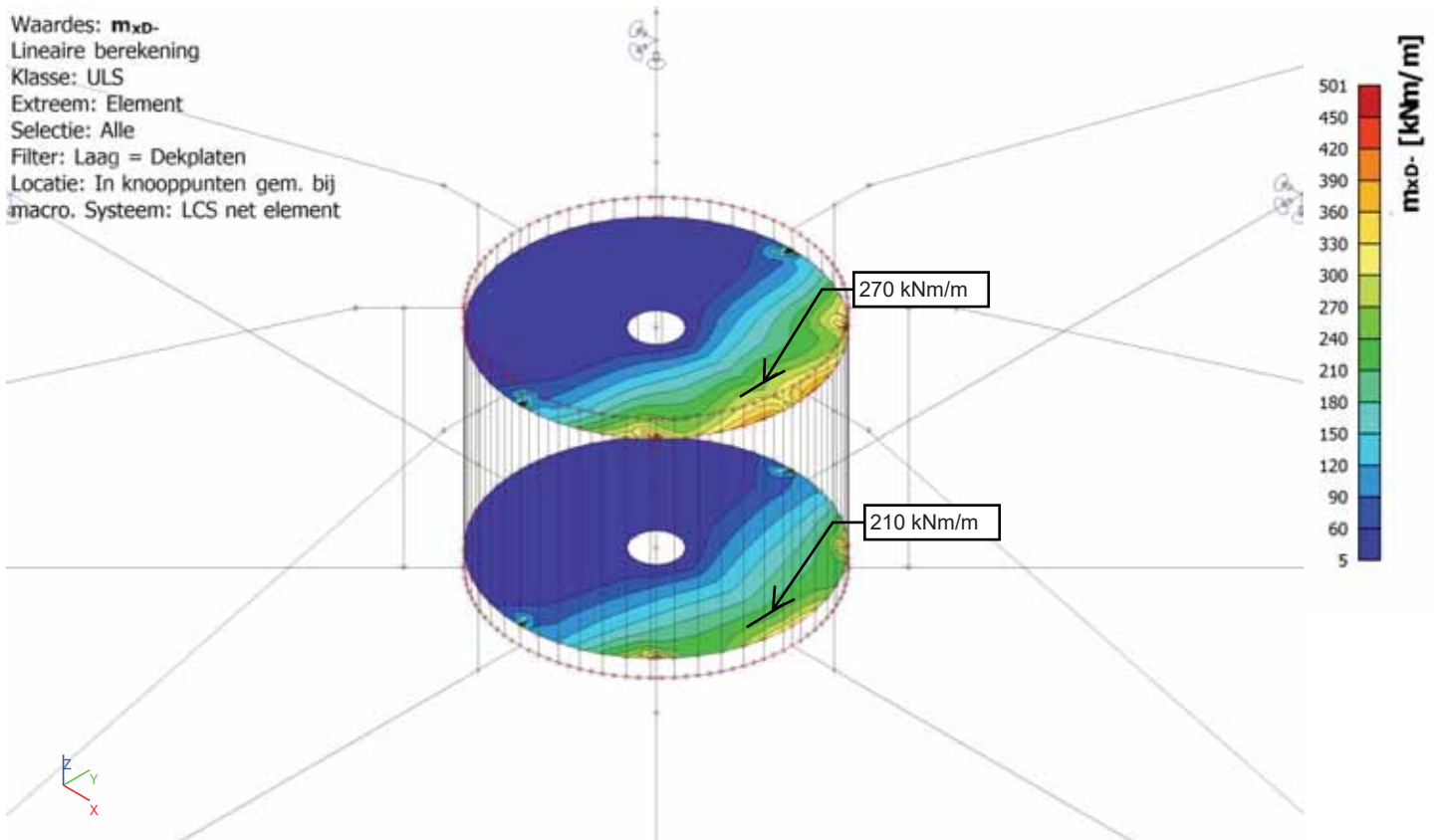
Naam	Lijst
ULS	ULS (N) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (N) - unfavourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - favourable - Omhullende - uiterst
	ULS (A) - unfavourable - Omhullende - uiterst

5.1.1.1. Interne 2D-krachten; m_{xD+}



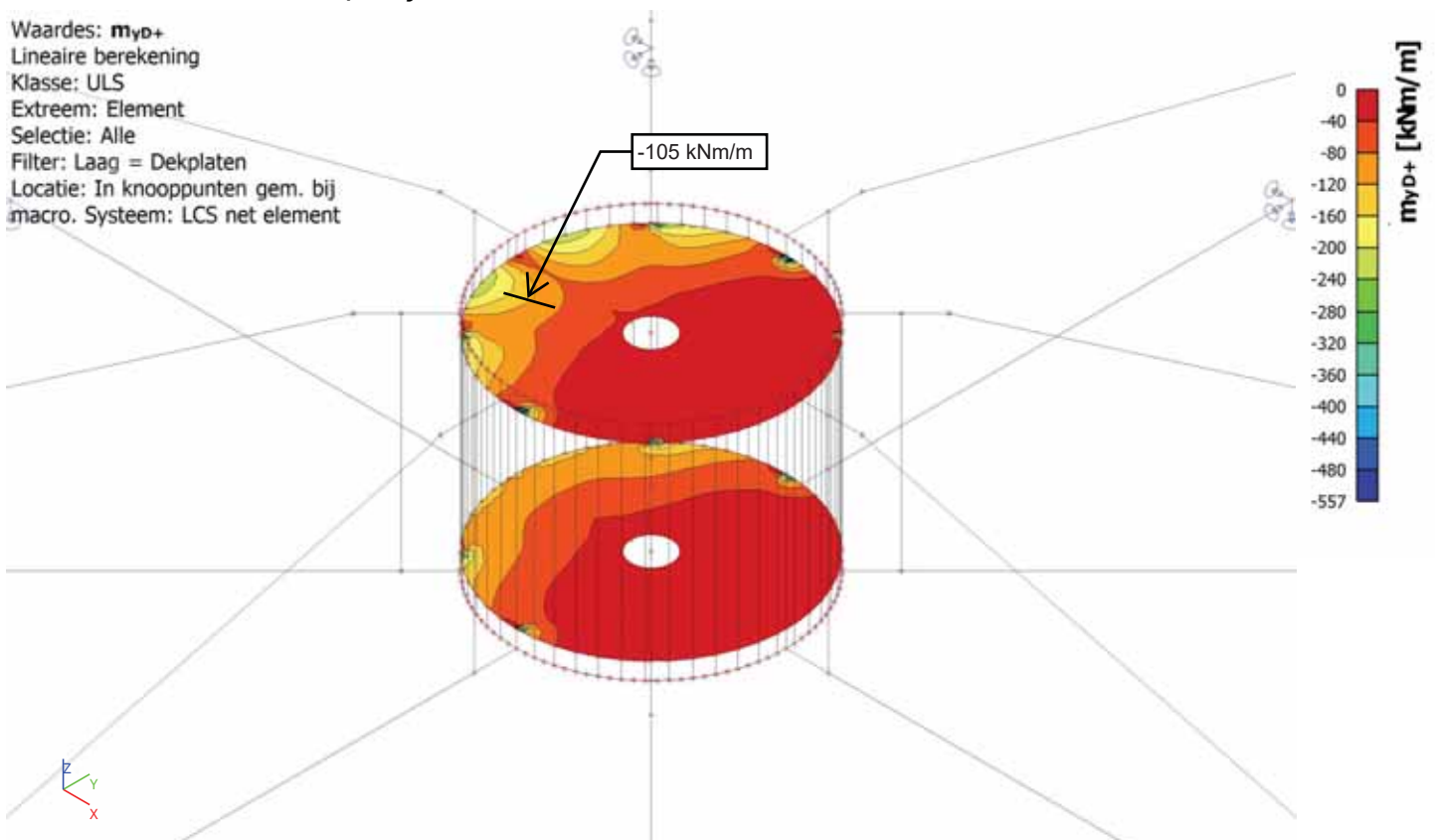
5.1.1.2. Interne 2D-krachten; m_{xD-}

Waardes: m_{xD-}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



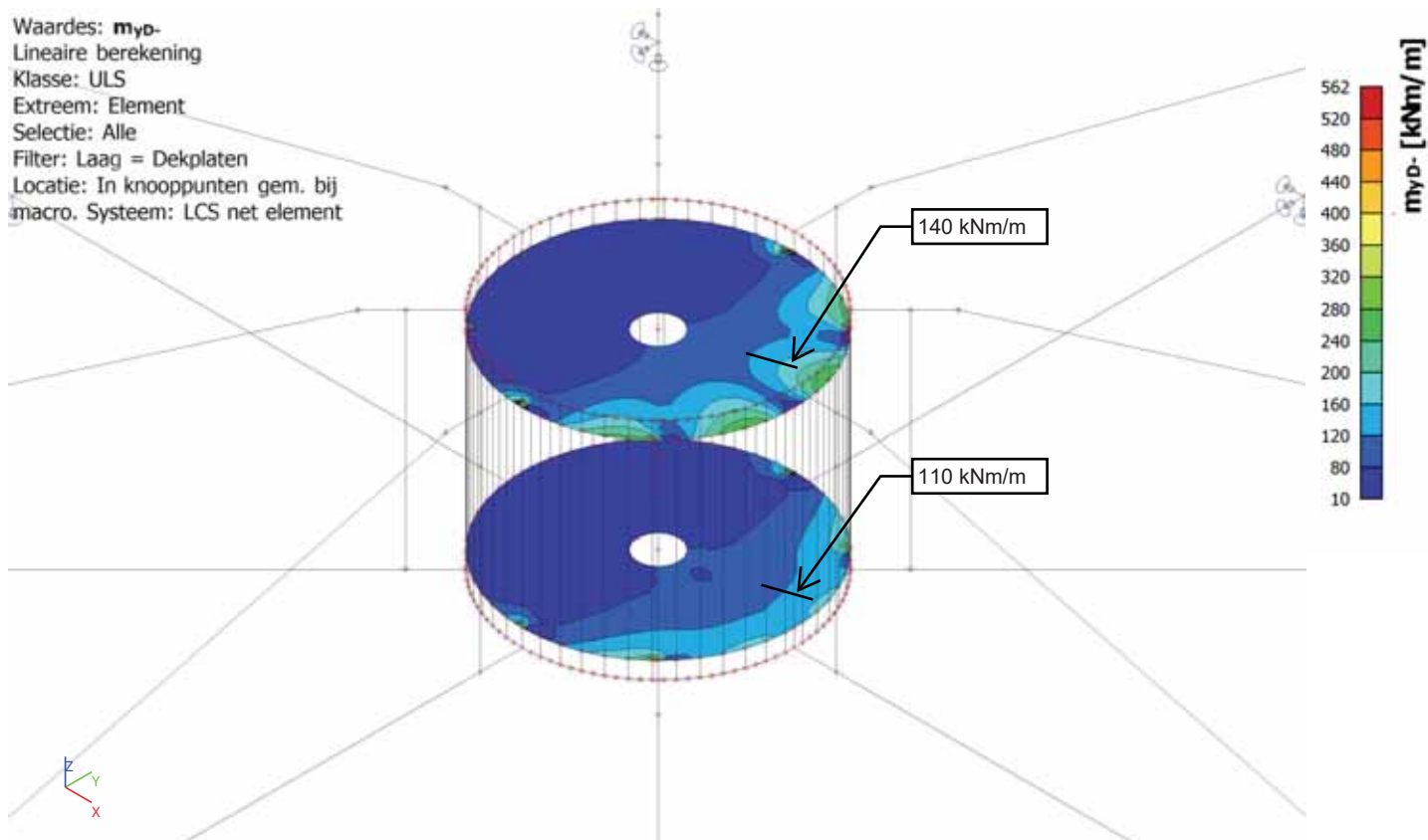
5.1.1.3. Interne 2D-krachten; m_{yD+}

Waardes: m_{yD+}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



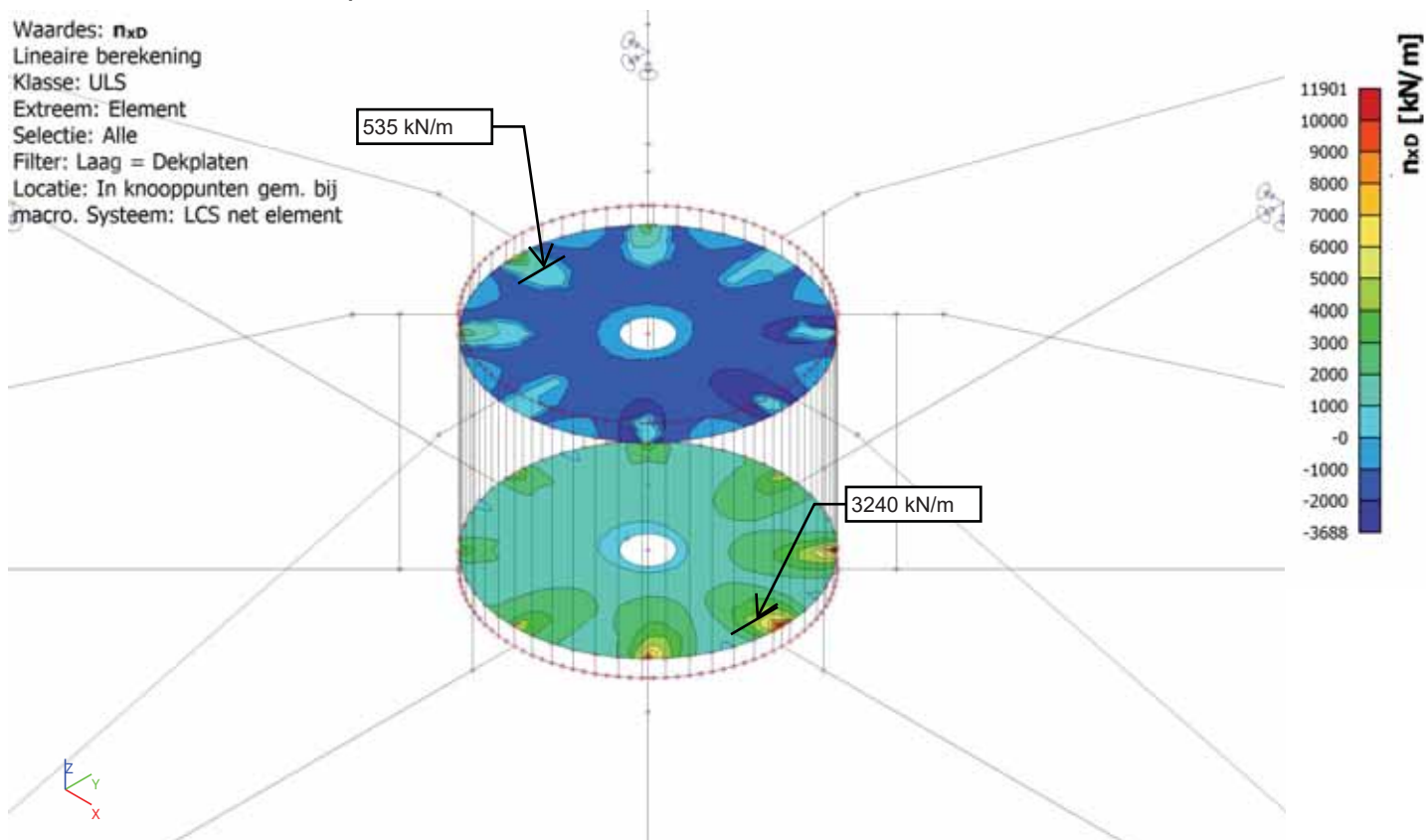
5.1.1.4. Interne 2D-krachten; m_{yD}

Waardes: m_{yD}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



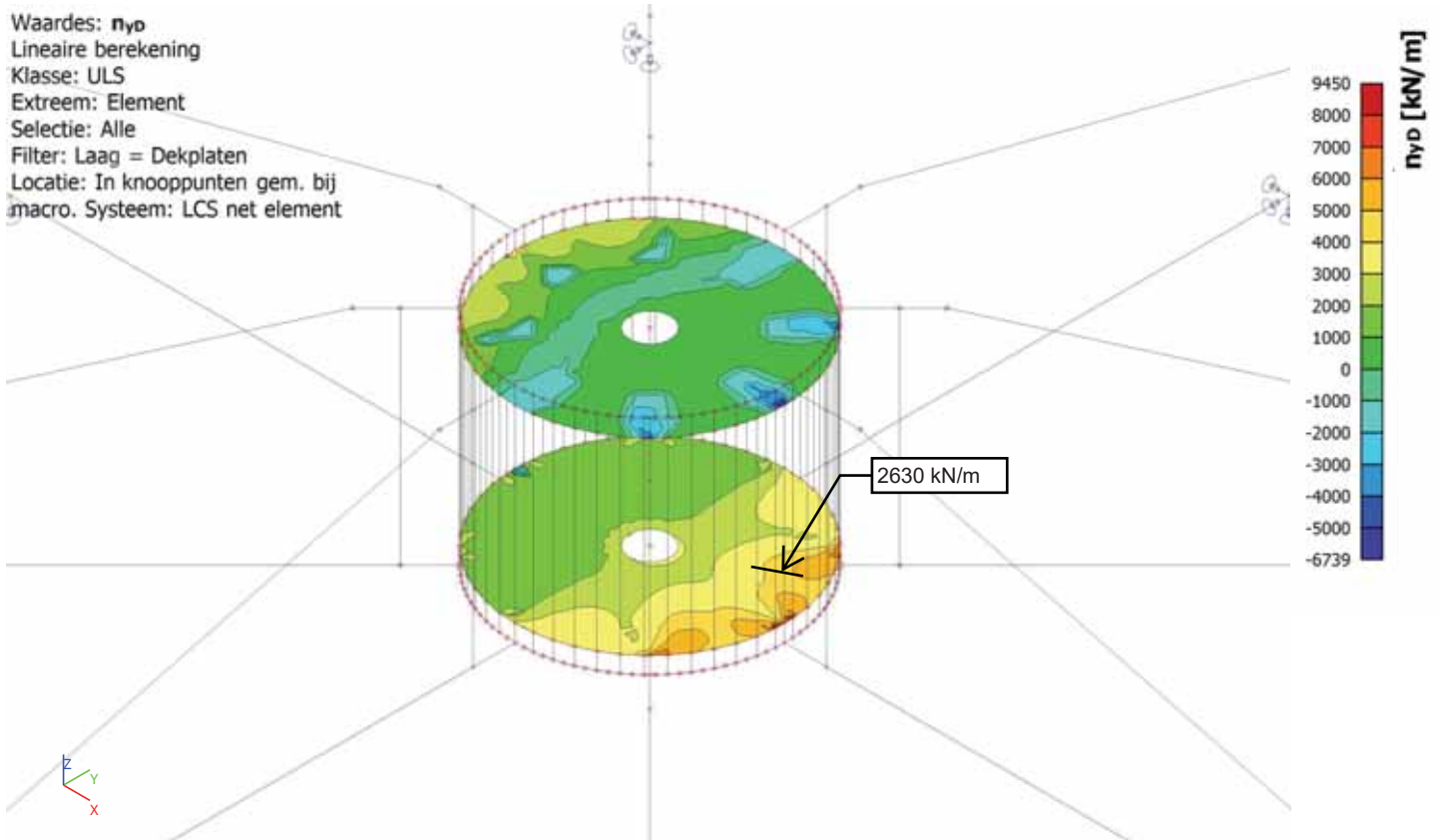
5.1.1.5. Interne 2D-krachten; n_{xD}

Waardes: n_{xD}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



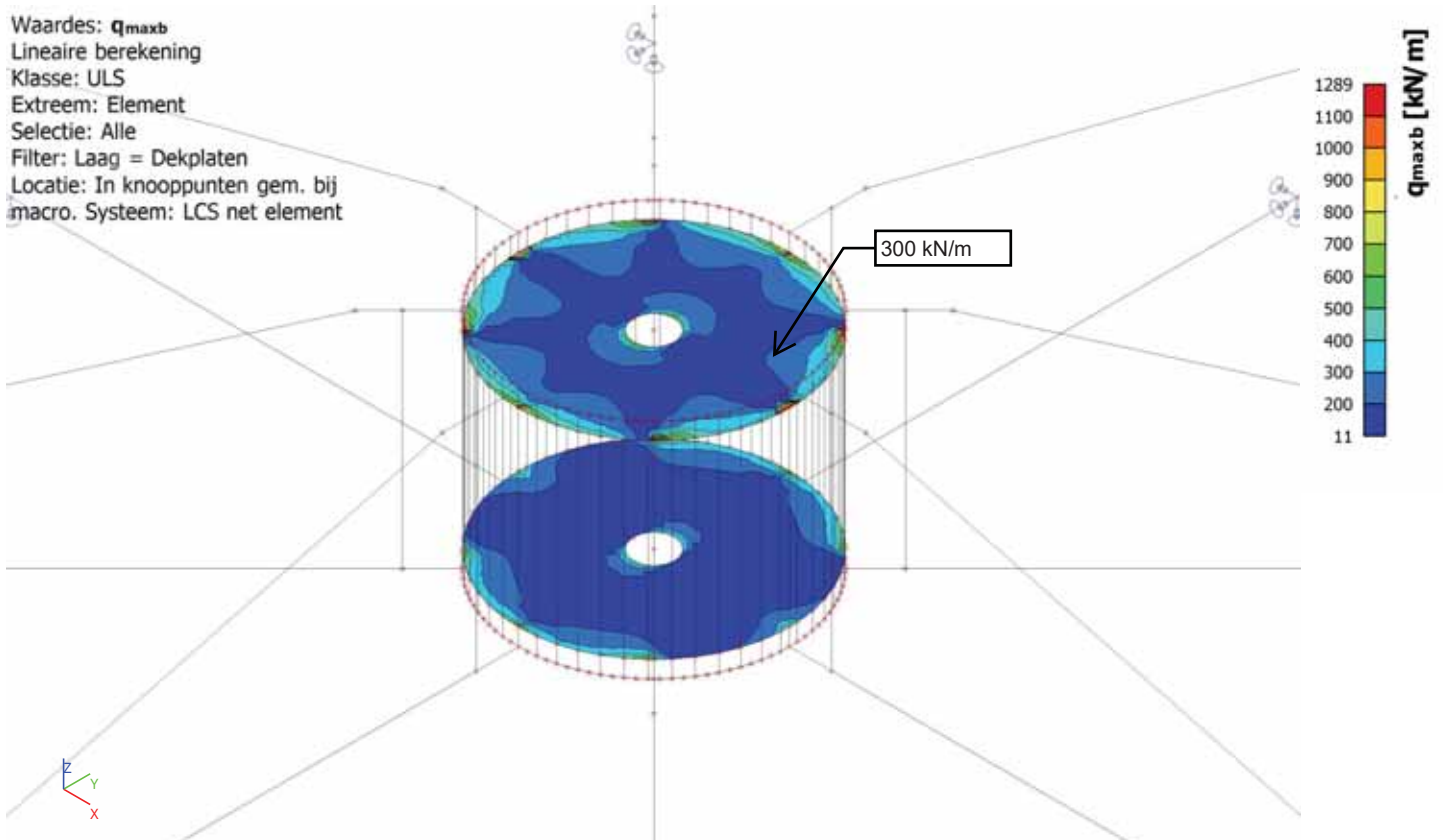
5.1.1.6. Interne 2D-krachten; n_{yD}

Waardes: n_{yD}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



5.1.1.7. Interne 2D-krachten; q_{maxb}

Waardes: q_{maxb}
Lineaire berekening
Klasse: ULS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element

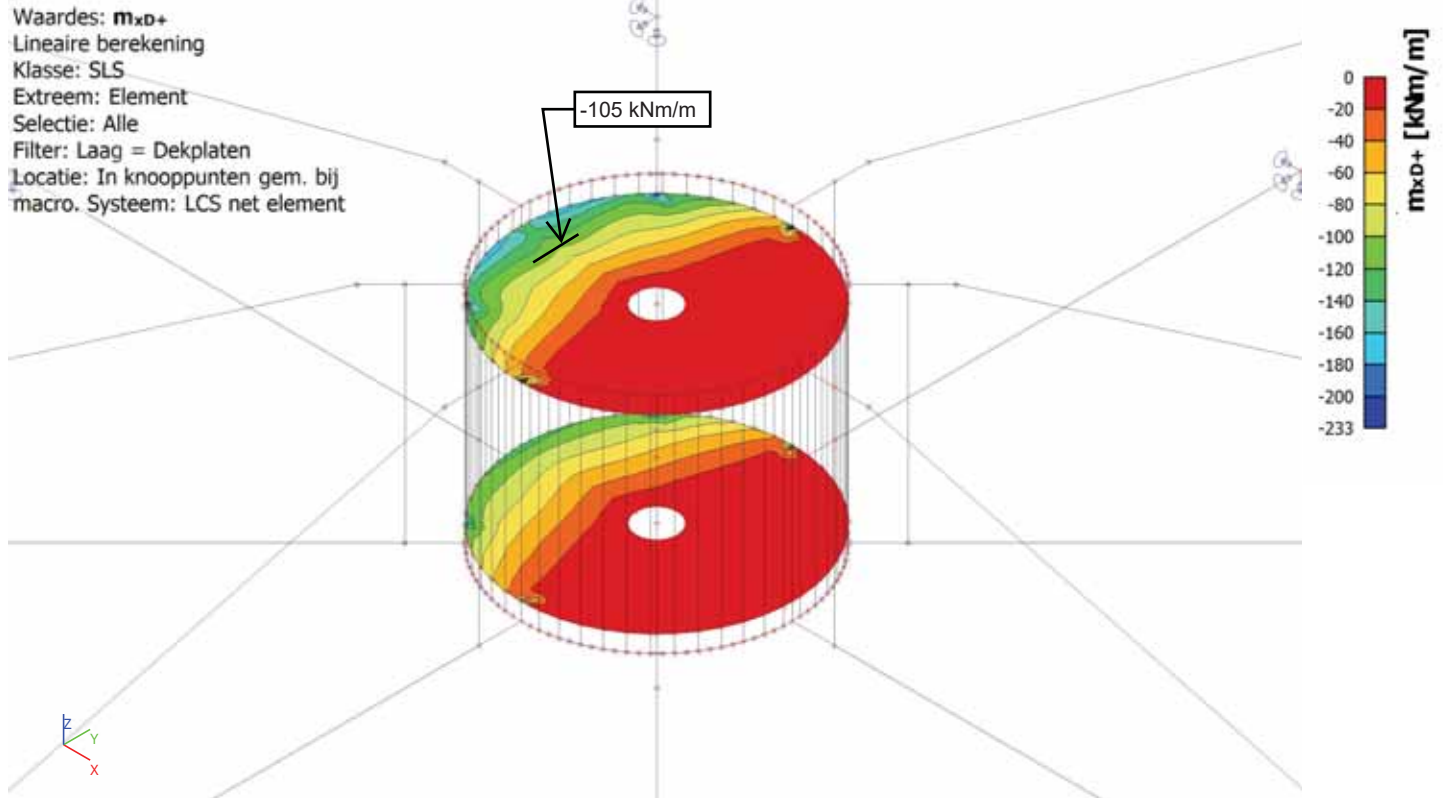


5.2. Resultaatklassen

5.2.1. Resultaatklassen - SLS

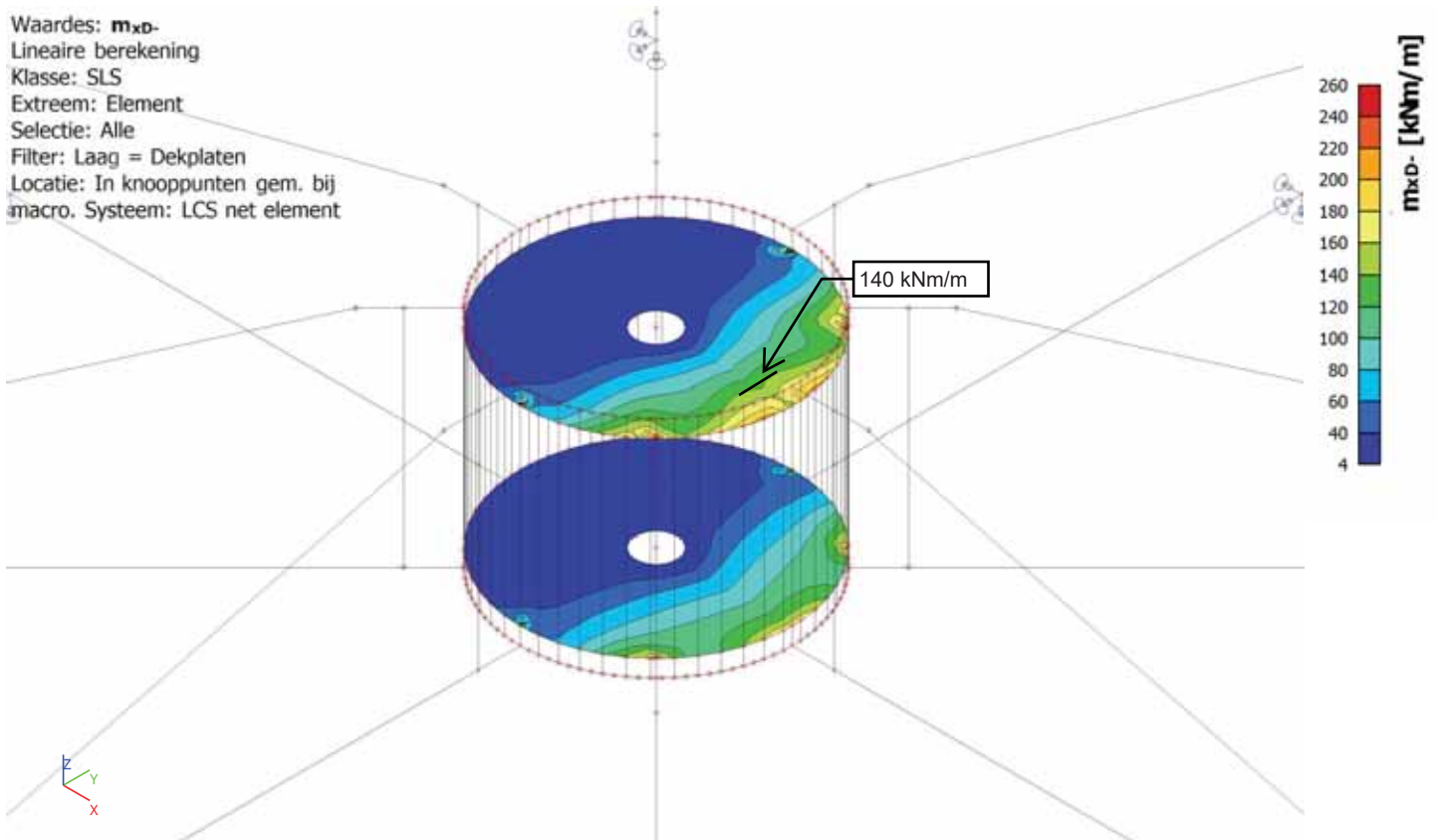
Naam	Lijst
SLS	SLS - Omhullende - bruikbaarheid

5.2.1.1. Interne 2D-krachten; m_{xD+}



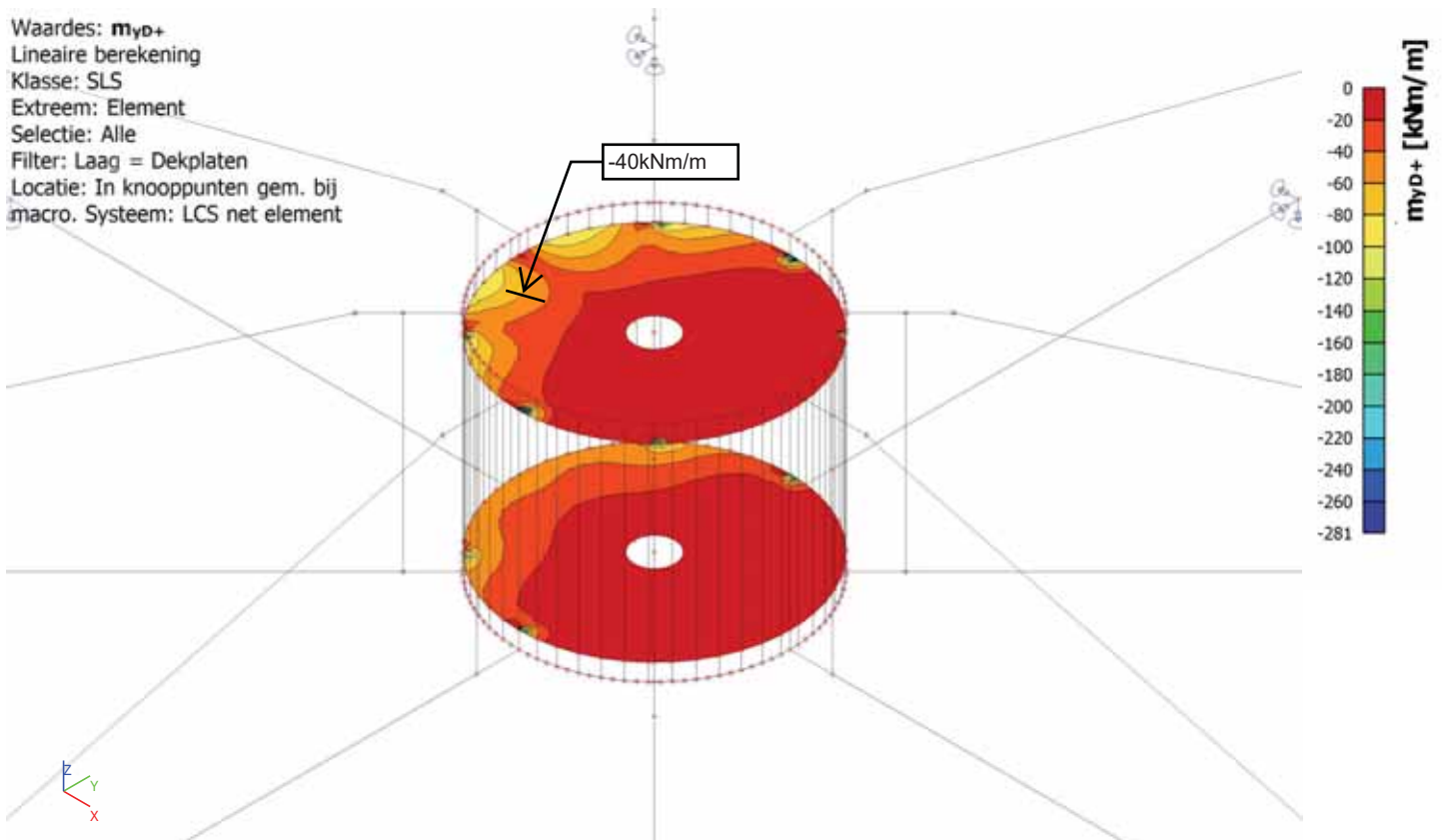
5.2.1.2. Interne 2D-krachten; m_{xD-}

Waardes: m_{xD-}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



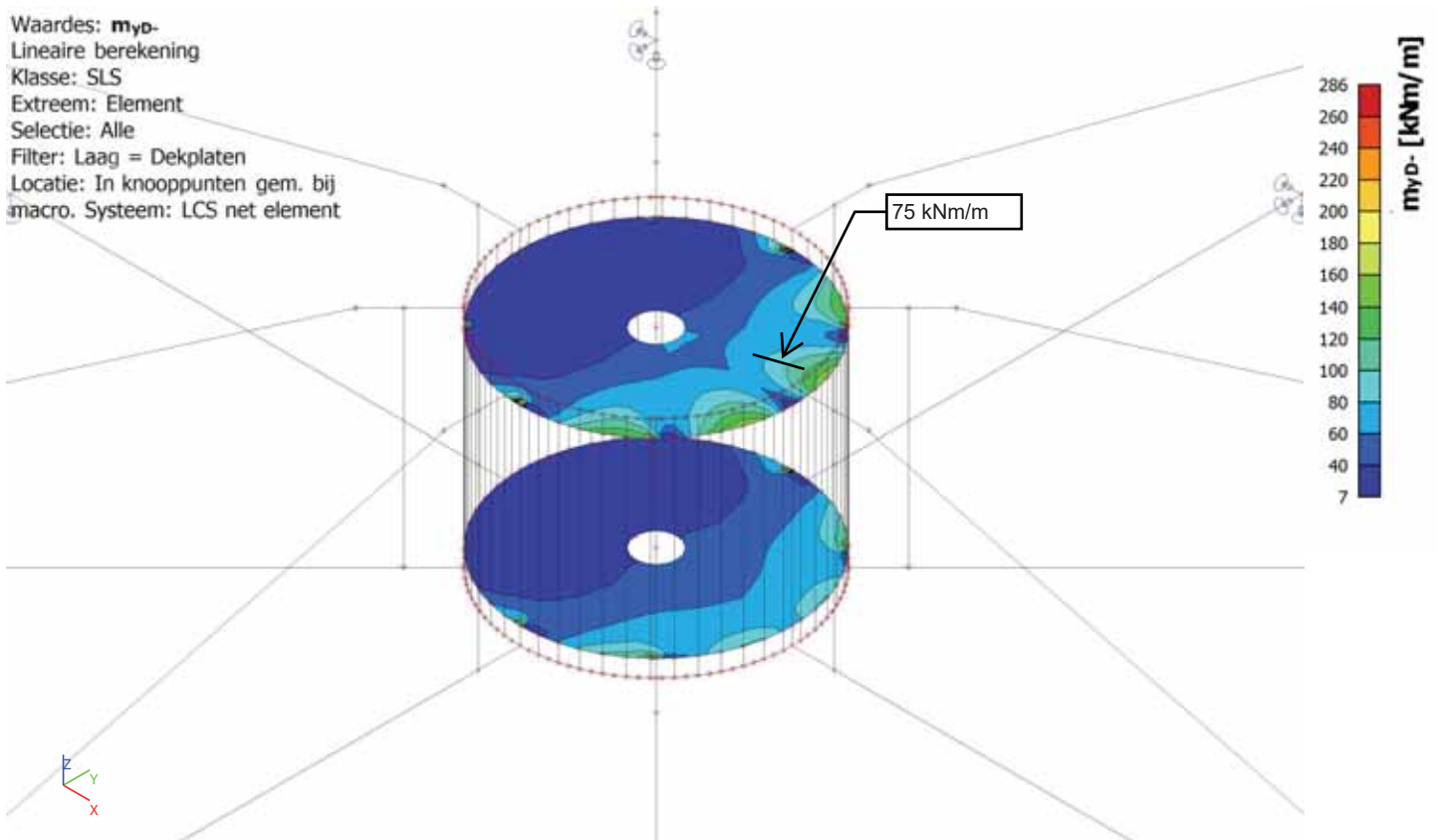
5.2.1.3. Interne 2D-krachten; m_{yD+}

Waardes: m_{yD+}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Systeem: LCS net element



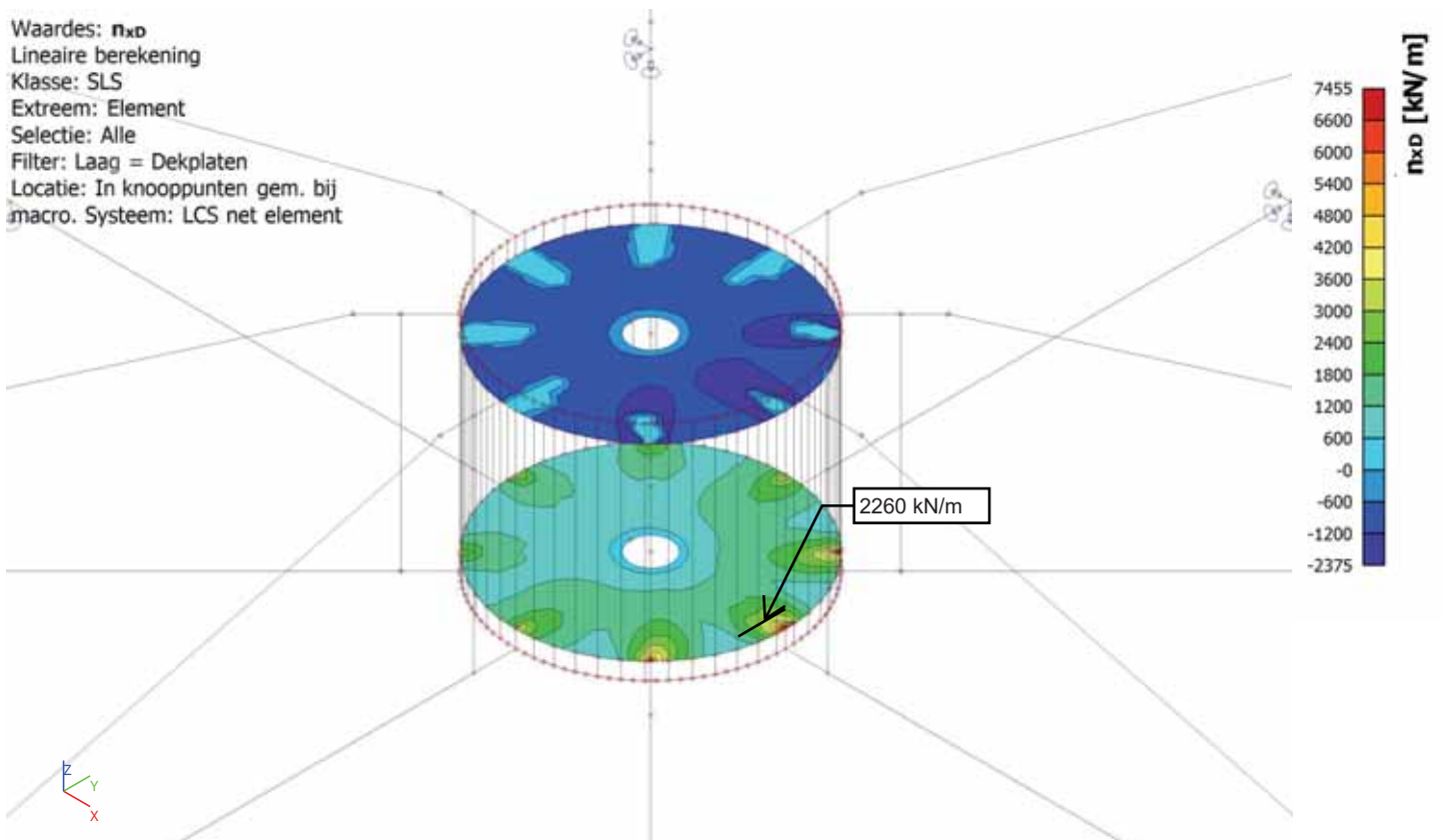
5.2.1.4. Interne 2D-krachten; m_{yD} -

Waardes: m_{yD} -
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



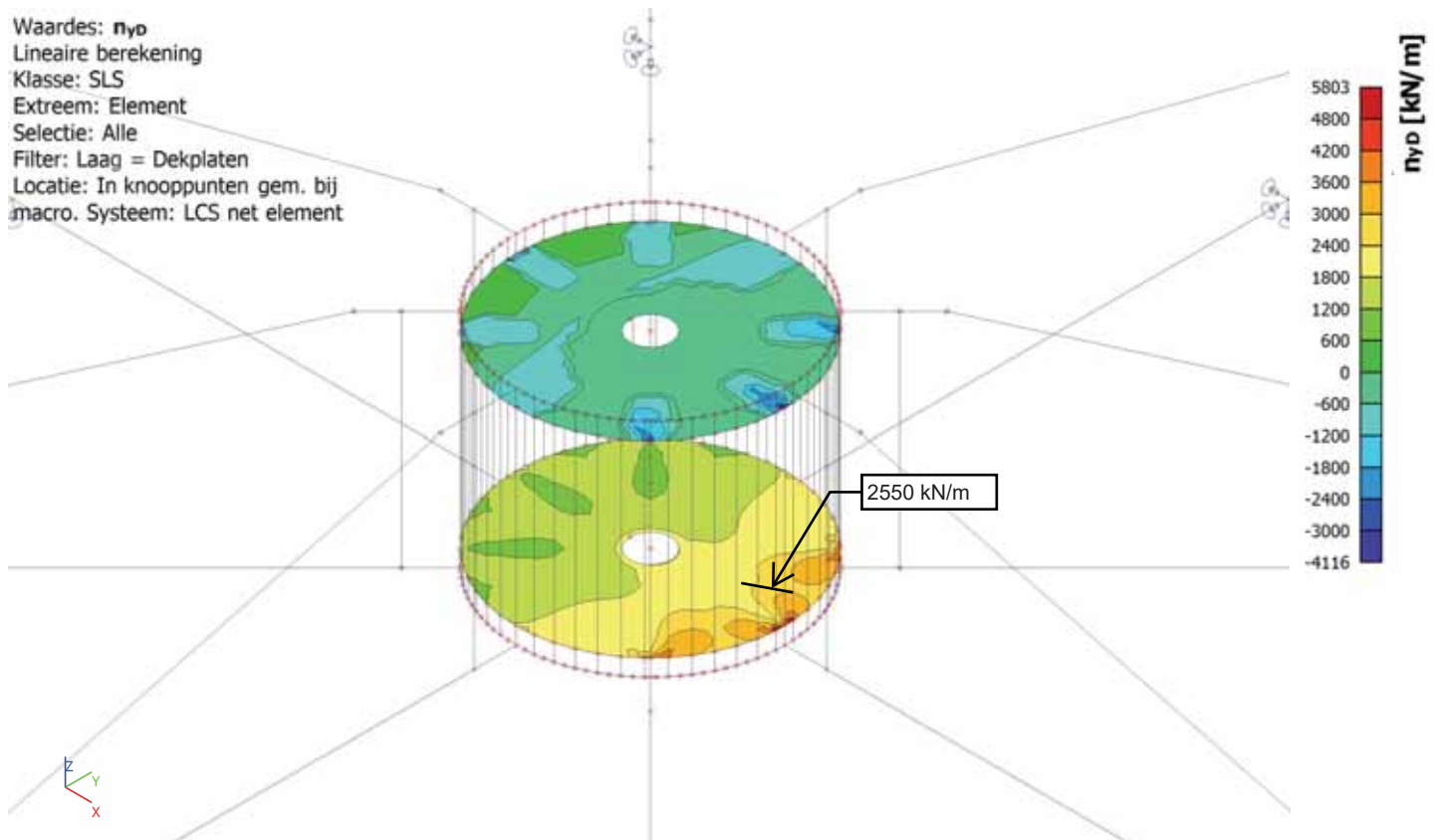
5.2.1.5. Interne 2D-krachten; n_{xD}

Waardes: n_{xD}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



5.2.1.6. Interne 2D-krachten; n_{yD}

Waardes: n_{yD}
Lineaire berekening
Klasse: SLS
Extreem: Element
Selectie: Alle
Filter: Laag = Dekplaten
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



Bijlage 08 Uitvoer Idea Statica - radiale balken

Project: Afstudeeronderzoek

Projectnr.:

Auteur: W. van Heeswijk



Inhoudsopgave

1 Projectgegevens
2 Snedecontroles
2.1 Snede S 1
2.2 Snede S 2

1 Projectgegevens

Projectnaam	Afstudeeronderzoek
Omschrijving	Radiale balken
Auteur	W. van Heeswijk
EN 1992-1-1, GFRP	1-8-2022
Versie	20.1.5115.1

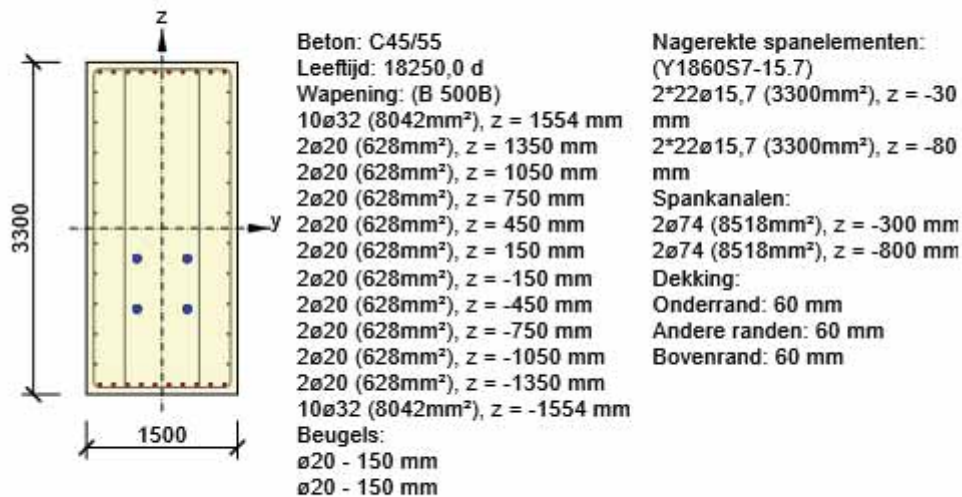
Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1:2014-12, NEN:2011/NB:2016-11
Ontwerp levensduur	50 jaar

2 Snedecontroles

2.1 Snede S 1

Staamacro	M 1
Gewapende doorsnede	R 1
Controleer op de leeftijd van beton van	18250,0 d



2.1.1 Weerstand N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Type	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
235,0	35345,0	1011,0	Nu-Muy-Muz	65,7	100,0	Oké

Rekenwaarde van de weerstand van de doorsnede belast door buiging én normaalkracht

Type	F _{Ed}	F _{Rd1}	F _{Rd2}
N [kN]	235,0	357,9	-208,3
M _y [kNm]	35345,0	53827,5	-31333,5
M _z [kNm]	1011,0	1539,7	-896,3

Snedecontroles - Controleer alle extremes in snede

Extreem	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	N _{Ed1} N _{Ed2} [kN]	M _{Rd,y1} M _{Rd,y2} [kNm]	M _{Rd,z1} M _{Rd,z2} [kNm]	Waarde [%]	Controle
1	235,0	35345,0	1011,0	357,9	53827,5	1539,7	65,7	Oké
				-208,3	-31333,5	-896,3		
2	235,0	-17417,0	1011,0	410,1	-30396,9	1764,4	57,3	Oké
				-730,9	54173,3	-3144,6		

2.1.2 Extreem S 1 - Trek onder

2.1.2.1 Compleet

Maatgevende controle	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Interactie	-14496,2	27242,8	1011,0	4613,3	0,0	77,2	Oké
Type controle	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Weerstand N-My-Mz	235,0	35345,0	1011,0			65,7	Oké
Dwarskracht	-14496,2			4613,3	0,0	23,5	Oké
Wringing					0,0	0,0	Oké
Interactie	-14496,2	27242,8	1011,0	4613,3	0,0	77,2	Oké
Vermoeiing	-14639,2	6344,8	891,0			61,2	Oké
Spanningbeperking	-14637,2	13597,8	0,0			0,0	Oké
Scheurwijdte	-14637,2	13597,8	0,0			0,0	Oké

Grenswaarde van de uitnutting van de controle: 100,0 %

2.1.2.2 Dwarskracht

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Controle zone	Artikel	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
4613,3	-14496,2	19656,2	zonder reductie	6.2.3(3)	23,5	100,0	Oké

Rekenwaarde en weerstand van de dwarskracht

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
4613,3	3393,4	21107,3	27501,7	19656,2	19656,2

Invoerwaarden en tussenresultaten van de afschuifcontrole

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	8373	24698	1324	2815	2347	21,8	90,0	1,09
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,27	0,15	0,01	2,9	93,9	0,3	0,49	0,60

2.1.2.3 Vermoeiing

Maatgevende controle	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
Vermoeiing voor beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (2))	61,2	100,0	Oké

Snedekrachten voor vermoeiingsberekening

Resultante van de bouwfase	$N_{Ed,tot}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,y,tot}$ [kNm]	$M_{Ed,z,tot}$ [kNm]
Max. cyclische last	92,0	0,0	0,0	14447,0	891,0
Min. cyclische last	0,0	0,0	0,0	9092,0	0,0

Weerstand tegen vermoeiing van wapeningstaal (1992-1-1, 6.8.5 (3))

N* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ [MPa]	Waarde _{calc} [MPa]	Waarde _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
50,00	105,2	12,0	12,0	91,5	13,2	100,0	Oké
$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ [MPa]	Waarde _{calc} [MPa]	Waarde _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle	
101,4	5,7	5,7	92,2	6,2	100,0	Oké	

Vermoeiing voor beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (2))

$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$f_{cd,fat}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-3,3	-5,8	28,8	45,0	61,2	100,0	Oké

Afschuifweerstand tegen vermoeiing van beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (4))

$V_{Ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
0,0	0,0	3047,7	0,0	100,0	Oké

2.1.2.4 Spanningbeperking

Spanningbeperking

Type controle	Type Doorsnedeonderdeel	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
7.2(2)-Char	Betonvezel	3	-7,6	-27,0	0,0	100,0	Oké

Gedetailleerde controle van wapening

Type controle	Staaf	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
7.2(5)-Char	11	-620	-1554	-14637,2	13597,8	0,0	7,8	0,0	0,0	Oké

Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Type controle	Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
7.2(5)-Char	3	-250	-800	-14637,2	13597,8	0,0	1134,3	0,0	0,0	Oké

Maatgevende vezel voor het bepalen van de gescheurde doorsnede

Type controle	Betonvezel	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Status van de snede
7.2(2)-Char	1	-750	-1650	-14637,2	13597,8	0,0	1,8	3,8	47,1	ongescheurd

2.1.2.5 Scheurwijdte

Combinatie	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
Freq	-14637,2	13597,8	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	Oké

Resultaat van de scheurwijdteberekening voor de combinaties incl. rsup, rinf (5.10.9)

Combinatie	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k	w _{lim}	Waarde [%]	Grens [%]	Type controle	Controle
Freq	-14637,2	13597,8	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	CW,CA	Oké

2.1.2.6 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed,tot} [kN]	M _{Ed,ytot} [kNm]	M _{Ed,ztot} [kNm]	Betonvezel	Extreme in staaf	Extreme in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-14496,2	27242,8	1011,0	3	11	3	77,2	100,0	Oké

Rekvlak

x _{add} [mm]	x [mm]	x _{lim} [mm]	d [mm]	z [mm]	ε _x [1e-4]	φ _z [1e-4]	φ _y [1e-4]
1327	1522	1501	2880	2327	3,3	-1,3	-7,7

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drsn. onderdeel	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	A [mm ²]	y _i [mm]	z _i [mm]
Beton	-17159,2	20210,8	857,8	1831751	50	1178
Trekwapening	2370,2	3406,6	72,5	11498	-31	-1437
Drukwapening	-1640,0	2439,6	60,4	10870	37	1488
Spanelementen	16663,2	9288,1	20,3	13200	-1	-557
Totaal	234,1	35345,2	1011,1			

Gedetailleerde controle van beton

Vezel	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
3	750	1650	-10,4	-35,0	-17,8	-30,0	59,4	Oké

Gedetailleerde staafcontrole

Staat	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
11	-620	-1554	12,9	∞	257,1	434,8	59,1	Oké

Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
3	-250	-800	67,0	350,0	1305,9	1690,9	77,2	Oké

2.1.3 Extreem S 1 - Trek boven

2.1.3.1 Compleet

Maatgevende controle	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Interactie	-14496,2	-25519,2	1011,0	4613,3	0,0	69,0	Oké
Type controle	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Weerstand N-My-Mz	235,0	-17417,0	1011,0			57,3	Oké
Dwarskracht	-14496,2			4613,3	0,0	21,0	Oké
Wringing					0,0	0,0	Oké
Interactie	-14496,2	-25519,2	1011,0	4613,3	0,0	69,0	Oké
Vermoeiing	-14639,2	6344,8	891,0			61,2	Oké
Spanningbeperking	-14637,2	-11727,2	0,0			0,0	Oké
Scheurwijdte	-14637,2	-11727,2	0,0			0,0	Oké

Grenswaarde van de uitnutting van de controle: 100,0 %

2.1.3.2 Dwarskracht

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Controle zone	Artikel	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
4613,3	-14496,2	21957,4	zonder reductie	6.2.3(3)	21,0	100,0	Oké

Rekenwaarde en weerstand van de dwarskracht

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
4613,3	3466,4	23578,4	29984,9	21957,4	21957,4

Invoerwaarden en tussenresultaten van de afschuifcontrole

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	8373	18727	1324	3069	2622	21,8	90,0	1,09
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,26	0,15	0,00	2,9	84,0	0,3	0,49	0,60

2.1.3.3 Vermoeiing

Maatgevende controle	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
Vermoeiing voor beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (2))	61,2	100,0	Oké

Snedekrachten voor vermoeiingsberekening

Resultante van de bouwphase	$N_{Ed,tot}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,y,tot}$ [kNm]	$M_{Ed,z,tot}$ [kNm]
Max. cyclische last	92,0	0,0	0,0	14447,0	891,0
Min. cyclische last	0,0	0,0	0,0	9092,0	0,0

Weerstand tegen vermoeiing van wapeningstaal (1992-1-1, 6.8.5 (3))

N* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ [MPa]	Waarde _{calc} [MPa]	Waarde _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
50,00	105,2	12,0	12,0	91,5	13,2	100,0	Oké
$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ [MPa]	Waarde _{calc} [MPa]	Waarde _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle	
101,4	5,7	5,7	92,2	6,2	100,0	Oké	

Vermoeiing voor beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (2))

$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$f_{cd,fat}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-3,3	-5,8	28,8	45,0	61,2	100,0	Oké

Afschuifweerstand tegen vermoeiing van beton onder druk (1992-1-1, 6.8.7 (4))

$V_{Ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
0,0	0,0	3047,7	0,0	100,0	Oké

2.1.3.4 Spanningbeperking

Spanningbeperking

Type controle	Type Doorsnedeonderdeel	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
7.2(2)-Char	Betonvezel	1	-7,0	-27,0	0,0	100,0	Oké

Gedetailleerde controle van wapening

Type controle	Staaf	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
7.2(5)-Char	21	620	1554	-14637,2	-11727,2	0,0	5,0	0,0	0,0	Oké

Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Type controle	Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
7.2(5)-Char	1	-250	-300	-14637,2	-11727,2	0,0	1115,0	0,0	0,0	Oké

Maatgevende vezel voor het bepalen van de gescheurde doorsnede

Type controle	Betonvezel	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Status van de snede
7.2(2)-Char	3	750	1650	-14637,2	-11727,2	0,0	1,2	3,8	32,0	ongescheurd

2.1.3.5 Scheurwijdte

Combinatie	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
Freq	-14637,2	-11727,2	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	Oké

Resultaat van de scheurwijdteberekening voor de combinaties incl. rsup, rinf (5.10.9)

Combinatie	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k	w _{lim}	Waarde [%]	Grens [%]	Type controle	Controle
Freq	-14637,2	-11727,2	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	CW,CA	Oké

2.1.3.6 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed,tot} [kN]	M _{Ed,ytot} [kNm]	M _{Ed,ztot} [kNm]	Betonvezel	Extreme in staaf	Extreme in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-14496,2	-25519,2	1011,0	2	30	1	69,0	100,0	Oké

Rekvlak

x _{add} [mm]	x [mm]	x _{lim} [mm]	d [mm]	z [mm]	ε _x [1e-4]	φ _z [1e-4]	φ _y [1e-4]
1121	1417	1638	3144	2585	4,2	-1,4	6,3

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drsn. onderdeel	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	A [mm ²]	y _i [mm]	z _i [mm]
Beton	-15814,9	-19202,6	847,1	1479283	54	-1214
Trekwapening	2742,3	-3907,7	79,1	12127	-29	1425
Drukwapening	-1609,4	-2409,4	63,0	10242	39	-1497
Spanelementen	14916,0	8102,3	21,8	13200	-1	-543
Totaal	234,1	-17417,3	1011,0			

Gedetailleerde controle van beton

Vezel	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
2	750	-1650	-10,5	-35,0	-17,9	-30,0	59,8	Oké

Gedetailleerde staafcontrole

Staat	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
30	-620	1554	14,7	∞	293,0	434,8	67,4	Oké

Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y _i [mm]	z _i [mm]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
1	-250	-300	59,9	350,0	1167,4	1690,9	69,0	Oké

2.2 Snede S 2

2.2.1 Weerstand N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
235,0	0,0	0,0	Nu-Muy-Muz	0,8	100,0	Oké

Rekenwaarde van de weerstand van de doorsnede belast door buiging én normaalkracht

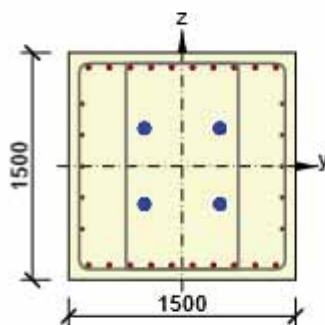
Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	235,0	30679,4	-68725,9
M_y [kNm]	0,0	0,0	0,0
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Snedecontroles - Controleer alle extremes in snede

Extreem	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed1} N_{Ed2} [kN]	$M_{Rd,y1}$ $M_{Rd,y2}$ [kNm]	$M_{Rd,z1}$ $M_{Rd,z2}$ [kNm]	Waarde [%]	Controle
1	235,0	0,0	0,0	30679,4	0,0	0,0	0,8	Oké
				-68725,9	0,0	0,0		

2.2.2 Extreem S 2 - max dwarskracht

Staafmacro	M 1
Gewapende doorsnede	R 2
Controleer op de leeftijd van beton van	18250,0 d



Beton: C45/55
 Leeftijd: 18250,0 d
 Wapening: (B 500B)
 10ø32 (8042mm²), z = 654 mm
 2ø20 (628mm²), z = 413 mm
 2ø20 (628mm²), z = 207 mm
 2ø20 (628mm²), z = 0 mm
 2ø20 (628mm²), z = -207 mm
 2ø20 (628mm²), z = -413 mm
 10ø32 (8042mm²), z = -654 mm
 Beugels:
 ø20 - 150 mm
 ø20 - 150 mm

Nagerekte spanelementen:
 (Y1860S7-15.7)
 2*22ø15,7 (3300mm²), z = mm
 2*22ø15,7 (3300mm²), z = mm
 Spankanalen:
 2ø74 (8518mm²), z = 250 r
 2ø74 (8518mm²), z = -250
 Dekking:
 Onderrand: 60 mm
 Andere randen: 60 mm
 Bovenrand: 60 mm

2.2.2.1 Compleet

Maatgevende controle	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Interactie	-14496,2	0,0	0,0	5429,0	0,0	78,5	Oké
Type controle	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Waarde [%]	Controle
Weerstand N-My-Mz	235,0	0,0	0,0			0,8	Oké
Dwarskracht	-14496,2			5429,0	0,0	52,0	Oké
Wringing					0,0	0,0	Oké
Interactie	-14496,2	0,0	0,0	5429,0	0,0	78,5	Oké
Vermoeiing	0,0	0,0	0,0			0,0	Oké
Spanningbeperking	0,0	0,0	0,0			0,0	Niet gedaan
Scheurwijdte	0,0	0,0	0,0			0,0	Niet gedaan

Grenswaarde van de uitnutting van de controle: 100,0 %

2.2.2.2 Dwarskracht

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Controle zone	Artikel	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
5429,0	-14496,2	10447,6	zonder reductie	6.2.3(3)	52,0	100,0	Oké

Rekenwaarde en weerstand van de dwarskracht

V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,max} [kN]	V _{Rd,r} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd} [kN]
5429,0	2349,7	12304,7	13541,5	10447,6	10447,6

Invoerwaarden en tussenresultaten van de afschuifcontrole

n _c	a _{sw} [mm ² /m]	A _{sl} [mm ²]	b _w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α _{cw} [-]
4	8375	0	1324	1386	1247	21,8	90,0	1,20
C _{Rd,c} [-]	k [-]	k ₁ [-]	ρ _l [-]	σ _{cp} [MPa]	σ _{wd} [MPa]	v _{min} [MPa]	v [-]	v ₁ [-]
0,12	1,38	0,15	0,00	6,0	207,9	0,4	0,49	0,60

2.2.2.3 Vermoeiing

Maatgevende controle	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
Kan niet worden bepaald.	0,0	100,0	Oké

2.2.2.4 Spanningbeperking

Spanningbeperking

Waarde [%]	Grens [%]	Controle
0,0	100,0	Niet gedaan

2.2.2.5 Scheurwijdte

Resultaat van de scheurwijdteberekening voor de combinaties incl. rsup, rinf (5.10.9)

Waarde [%]	Grens [%]	Controle
0,0	100,0	Niet gedaan

2.2.2.6 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

$N_{Ed,tot}$ [kN]	$M_{Ed,y,tot}$ [kNm]	$M_{Ed,z,tot}$ [kNm]	Betonvezel	Extreme in staaf	Extreme in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-14496,2	0,0	0,0	1	1	1	66,1	100,0	Oké

Rekvlak

x [mm]	x_{lim} [mm]	d [mm]	z [mm]	ϵ_x [1e-4]	ϕ_z [1e-4]	ϕ_y [1e-4]
0	702	1350	1215	0,1	0,0	0,0

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drasn. onderdeel	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	A [mm ²]	y_i [mm]	z_i [mm]
Beton	-13186,5	0,0	0,0	0	0	0
Drukwapening	-1324,6	0,0	0,0	19227	0	0
Spanelementen	14744,6	0,0	0,0	13200	0	0
Totaal	233,5	0,0	0,0			

Gedetailleerde controle van beton

Vezel	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
1	-750	-750	-3,4	-35,0	-5,9	-30,0	19,7	Oké

Gedetailleerde staafcontrole

Staaf	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
1	620	654	-3,4	-5000,0	-68,9	-434,8	15,8	Oké

Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
1	-250	250	57,3	350,0	1117,0	1690,9	66,1	Oké

Bijlage 09 Dimensionering middenconsole

Dimensionering middenconsole:

Dimensionering dekplaten:

In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de maatgevende optredende snedekrachten.

Snedekrachten dekplaten	$mxD+$ [kNm/m]	$mxD-$ [kNm/m]	$myD+$ [kNm/m]	$myD-$ [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]	q_{maxb} [kN/m]
ULS	-235	270	-105	140	535	2630	300
	-180	210			3240		
SLS	-105	140	-40	75	2260	2550	

Toelichting snedekrachten:

$mxD+$ = buiging radiaal trek buitenzijde

$mxD-$ = buiging radiaal trek binnenzijde

$myD+$ = buiging tangentieel trek buitenzijde

$myD-$ = buiging tangentieel trek binnenzijde

nxD = normaalkracht radiaal (+ = trek)

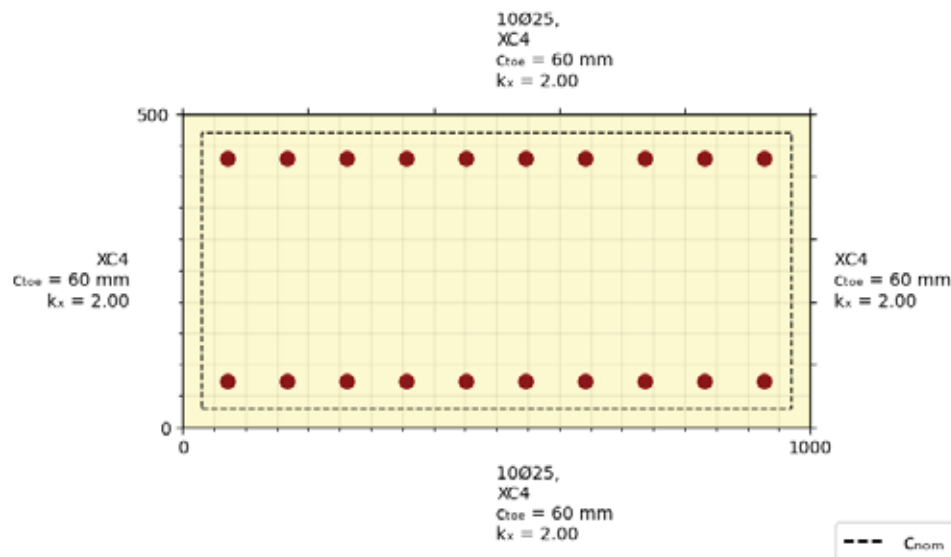
nyD = normaalkracht tangentieel (+ = trek)

q_{maxb} = dwarskracht

Controle wapening radiaal:

Geometrie doorsnede

In de onderstaande figuur is de ingevoerde doorsnede schematisch weergegeven.



Sterkteklasse beton: **C45/55**

Sterkteklasse wapeningsstaal: **B500**

Toetsing van buiging en normaalkracht

Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de verschillende grenstoestanden de omhullende bepaald. Deze omhullende punten zijn met IDEA/RCS geverifieerd. In de onderstaande tabellen zijn per grenstoestand de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	U.C. [-]
0	3240.0	210.0	0.0	0.97
0	3240.0	-180.0	0.0	0.94
0	535.0	270.0	0.0	0.44
0	535.0	-235.0	0.0	0.40

Bruikbaarheidgrenstoestand (FRQ) cf. NEN-EN 1990 (6.14b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	σ_s [MPa]	w [mm]	wmax [mm]	k_x wmax [mm]	U.C. [-]
0	2260.0	140.0	0.0	311	0.461	0.300	0.600	0.77
0	2260.0	-105.0	0.0	290	0.424	0.300	0.600	0.71

Bij de controle op dwarskracht gaat de software niet goed om met grote normaaltrekkkrachten. De controle op dwarskracht is daarom handmatig uitgevoerd.

Toetsing dwarskracht

De opneembare afschuifkracht door het beton bedraagt:

- $V_{Rd,c} = (0,12 * k (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$
 - o $k = 1 + (200 / (0,9 * 500))^{1/2} = 1,67$
 - o $\rho = 4910 / (1000 * 0,9 * 500) = 0,011$
 - o $k_1 = 0,15$
 - o $\sigma_{cp} = -3240 * 10^3 / (500 * 1000) = -6,5 \text{ N/mm}^2$
- $V_{Rd,c} = (0,12 * 1,67 * (100 * 0,010 * 45)^{1/3} + 0,15 * -6,5) * 1000 * 0,9 * 500 * 10^{-3} = < 0,0 \text{ kN}$
- $V_{Rd,c,min} = (0,035 * 1,67^{3/2} * 45^{1/2} + 0,15 * -6,5) * 1000 * 0,9 * 500 * 10^{-3} = < 0,0 \text{ kN}$

Door de grote trekkracht kan het beton geen dwarskracht opnemen, de benodigde afschuifwapening bedraagt:

- $A_{sw}/s = (300 * 10^3) / (0,8 * 500 * 435 * 1,0) = 1,7 \text{ mm}^2/\text{mm}$

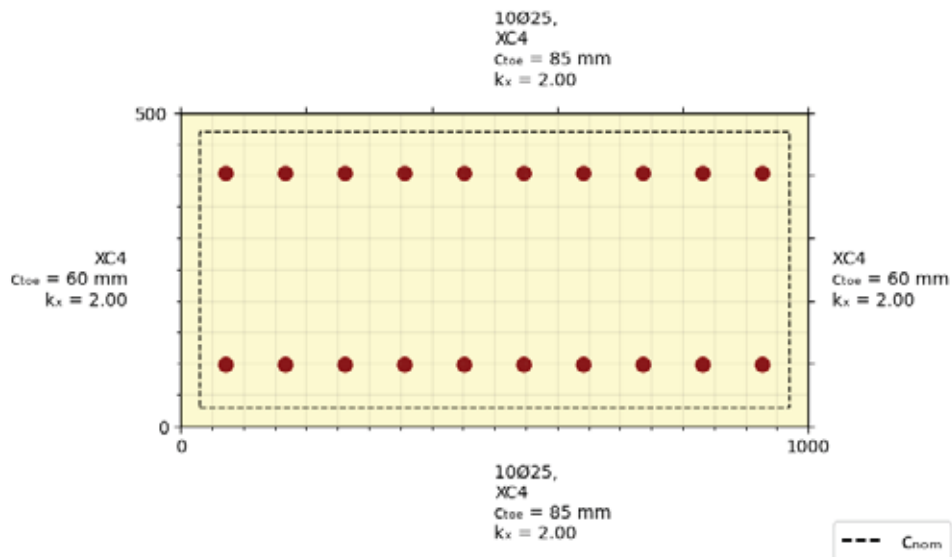
Stel toepassen beugels $\emptyset 16-300$ (3-snedig) ($= 2,01 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

- $U.c. = 1,7 / 2,01 = 0,85 \rightarrow \text{voldoet}$

Controle wapening tangentieel:

Geometrie doorsnede

In de onderstaande figuur is de ingevoerde doorsnede schematisch weergegeven.



Sterkteklasse beton: **C45/55**

Sterkteklasse wapeningsstaal: **B500**

Toetsing van buiging en normaalkracht

Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de verschillende grenstoestanden de omhullende bepaald. Deze omhullende punten zijn met IDEA/RCS geverifieerd. In de onderstaande tabellen zijn per grenstoestand de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	U.C. [-]
0	2630.0	140.0	0.0	0.76
0	2630.0	-105.0	0.0	0.72

Bruikbaarheidgrenstoestand (FRQ) cf. NEN-EN 1990 (6.14b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	σ_s [MPa]	w [mm]	wmax [mm]	k_x wmax [mm] *	U.C. [-]
0	2550.0	75.0	0.0	310	0.424	0.300	0.600	0.71
0	2550.0	-40.0	0.0	286	0.380	0.300	0.600	0.63

Dimensionering ringbalk:

In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de maatgevende optredende snedekrachten.

Snedekrachten ringbalk	$mxD+$ [kNm/m]	$mxD-$ [kNm/m]	$myD+$ [kNm/m]	$myD-$ [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]	q_{maxb} [kN/m]
ULS	-2405	2495	-840	750	13935		3695
SLS	-1440	1485	-480	390	8275		

Toelichting snedekrachten:

$mxD+$ = buiging horizontaal trek buitenzijde

$mxD-$ = buiging horizontaal trek binnenzijde

$myD+$ = buiging verticaal trek buitenzijde

$myD-$ = buiging verticaal trek binnenzijde

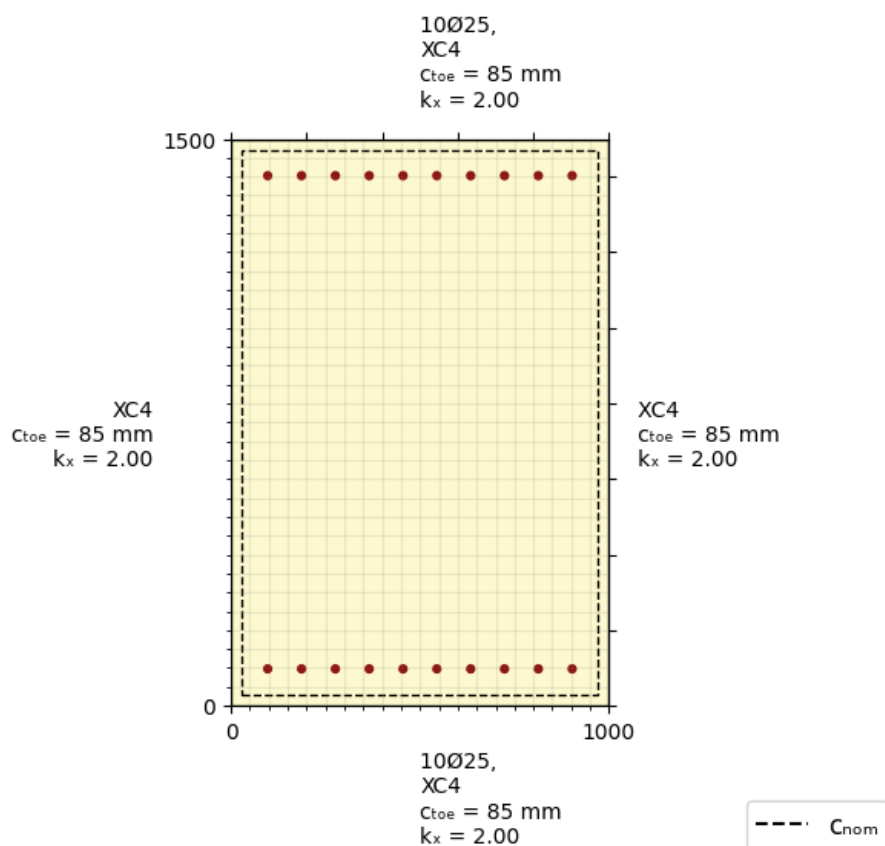
nxD = normaalkracht horizontaal (+ = trek)

nyD = normaalkracht verticaal (+ = trek)

q_{maxb} = dwarskracht

Controle wapening horizontaal

In de onderstaande figuur is de ingevoerde doorsnede schematisch weergegeven.



Sterkteklasse beton: **C45/55**

Sterkteklasse wapeningsstaal: **B500**

Toetsing van buiging en normaalkracht

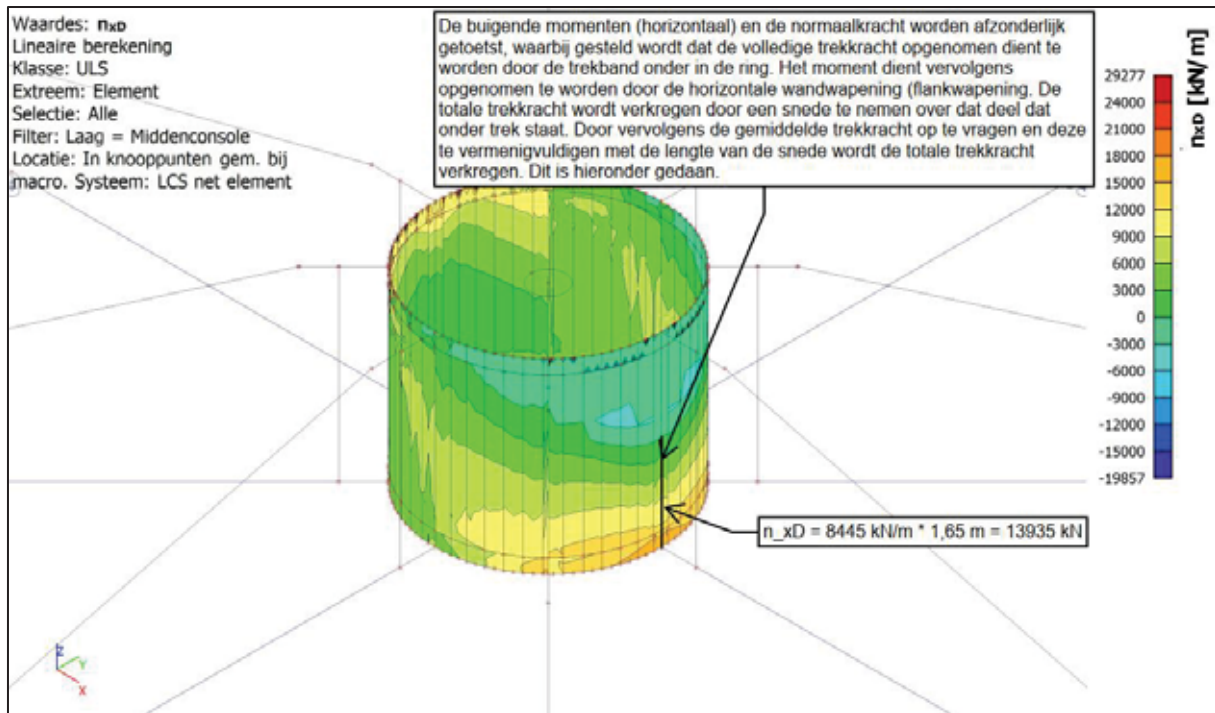
Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de verschillende grenstoestanden de omhullende bepaald. Deze omhullende punten zijn met IDEA/RCS geverifieerd. In de onderstaande tabellen zijn per grenstoestand de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	U.C. [-]
0	0.0	2495.0	0.0	0.86
0	0.0	-2405.0	0.0	0.82

Bruikbaarheidgrenstoestand (FRQ) cf. NEN-EN 1990 (6.14b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	σ_s [MPa]	w [mm]	wmax [mm]	k_x wmax [mm]	U.C. [-]
	0.0	1485.0	0.0	229	0.272	0.300	0.600	0.45
	0.0	-1440.0	0.0	222	0.259	0.300	0.600	0.43



Benodigde wapening voor opname normaalkracht ULS:

- $A_{s,ben} = 13935 * 10^3 / 435 = 32034 \text{ mm}^2$

Stel toepassen 5x 10 $\emptyset$ 32 (=40200 mm²)

- U.c. = 32034 / 40200 = 0,79 → voldoet

Benodigde wapening voor opname normaalkracht SLS:

Er wordt geen uitgebreide berekening gemaakt voor het vaststellen van de scheurwijdte. In plaats daarvan wordt een gereduceerde staalspanning aangenomen. De staalspanning wordt aangenomen op $\sigma_s = 250 \text{ N/mm}^2$. Hieruit volgt een benodigde hoeveelheid wapening van:

- $A_{s,ben} = 8275 * 10^3 / 250 = 33100 \text{ mm}^2$

Stel toepassen 5x 10 $\emptyset$ 32 (=40200 mm²)

- U.c. = 33100 / 40200 = 0,82 → voldoet

Toetsing dwarskracht:

Gezien de grote optredende trekkracht kan op voorhand worden gesteld dat de dwarskrachtcapaciteit van het beton zelf onvoldoende is. De benodigde dwarskrachtwapening bedraagt:

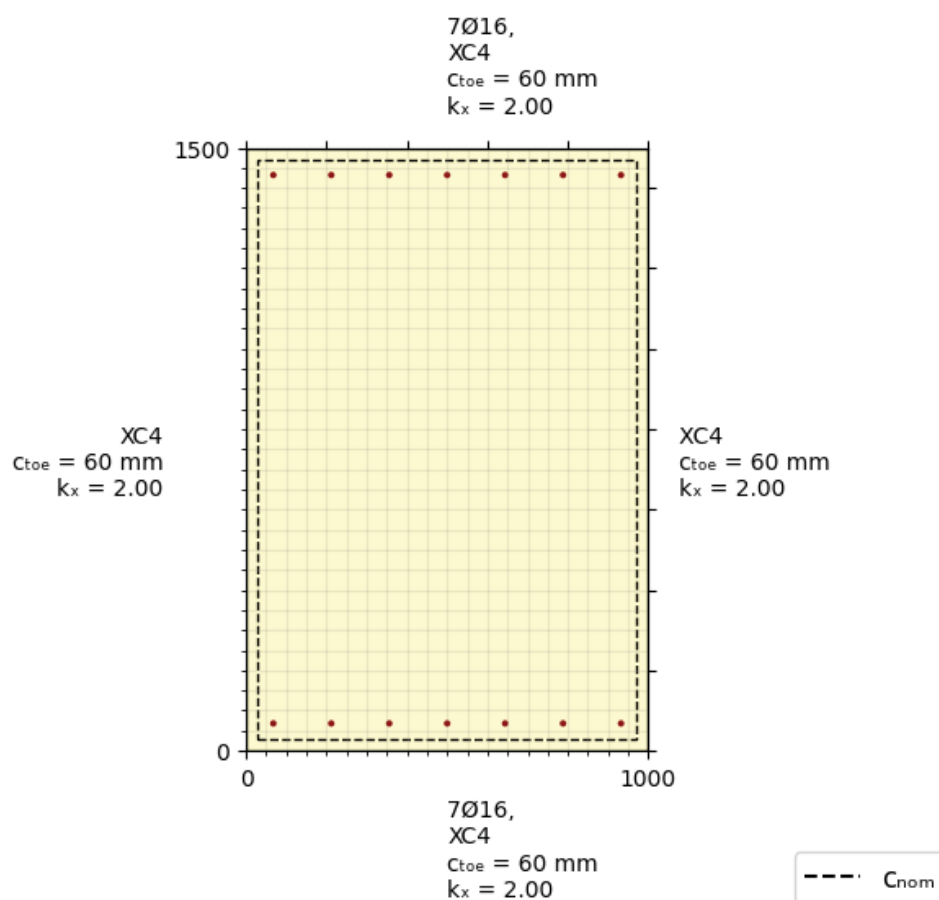
- $A_{sw}/s = (3695 * 10^3) / (0,8 * 1500 * 435 * 1,0) = 7,1 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Stel toepassen beugels $\emptyset$ 25-150 (3-snedig) (= 9,8 mm²/mm)

- U.c. = 7,1 / 9,8 = 0,72 → voldoet

Controle wapening verticaal

In de onderstaande figuur is de ingevoerde doorsnede schematisch weergegeven.



Sterkteklasse beton: **C45/55**

Sterkteklasse wapeningsstaal: **B500**

Toetsing van buiging en normaalkracht

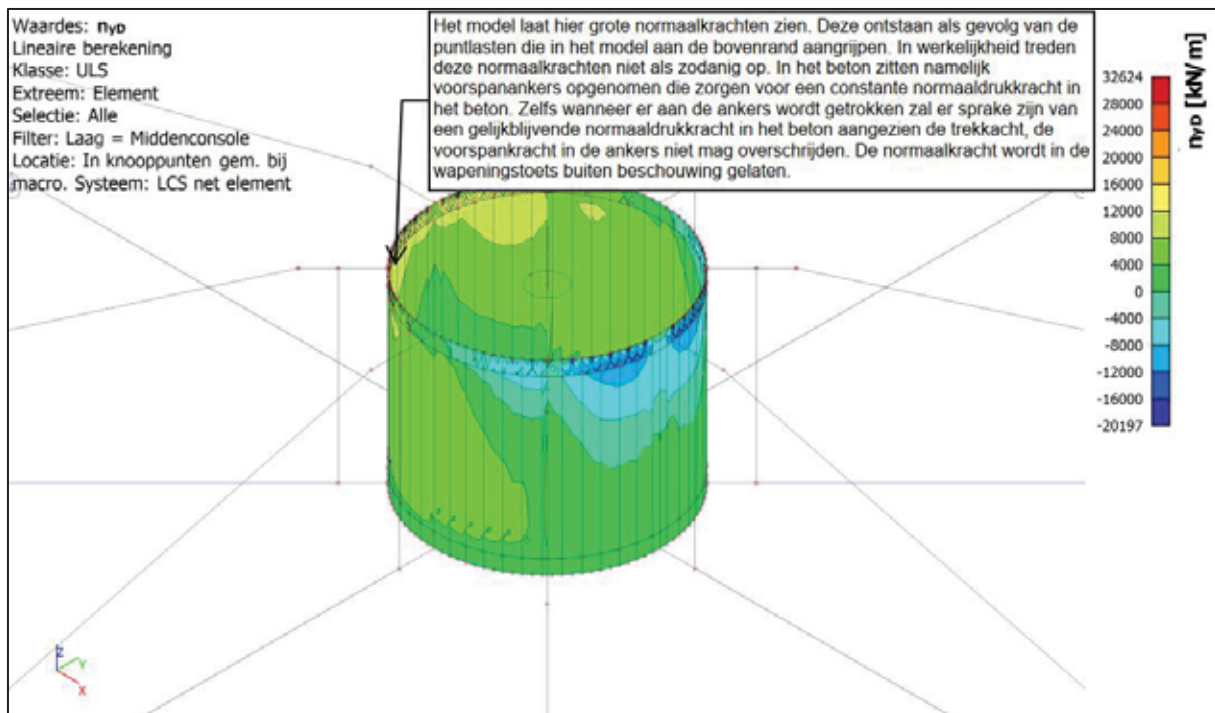
Op basis van de ingevoerde belastingen is voor de verschillende grenstoestanden de omhullende bepaald. Deze omhullende punten zijn met IDEA/RCS geverifieerd. In de onderstaande tabellen zijn per grenstoestand de maatgevende toetsen van de analyse weergegeven.

Uiterste grenstoestand (STR/GEO) cf. NEN-EN 1990 (6.10a) en (6.10b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	U.C. [-]
	0.0	-840.0	0.0	0.95
	0.0	750.0	0.0	0.85

Bruikbaarheidgrenstoestand (FRQ) cf. NEN-EN 1990 (6.14b)

ID	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	σ_s [MPa]	w [mm]	wmax [mm]	$k_x \cdot w_{max}$ [mm]	U.C. [-]
	0.0	-480.0	0.0	246	0.177	0.300	0.600	0.30
	0.0	390.0	0.0	200	0.144	0.300	0.600	0.24



Aanvullend dient in de ringbalk ophangwapening te worden toegepast aangezien er sprake is van indirecte belasting ten gevolge van dwarskrachtinteractie. De ophangwapening dient te worden gedimensioneerd op dwarskracht in het aansluitvlak. De grootte van de kracht bedraagt $V_{Ed} = 4611$ kN. De benodigde ophangwapening wordt verdeeld over $1/8^e$ van de diameter van de ringbalk $= 1/8 * 4 * \pi = 1,57$ m.

Controle verticale ophangwapening ULS:

Benodigde wapening voor opname normaalkracht:

- $A_{s,ben} = 4611 * 10^3 / 1,57 / 435 = 6752 \text{ mm}^2$

Stel toepassen $\phi 25-150$ per zijde ($=3273 \text{ mm}^2$)

- $U.c. = (6752 / 2) / 9820 = 1,03 \rightarrow \text{acceptabel}$

De benodigde wapening per zijde gecombineerd (buiging verticaal + ophang)

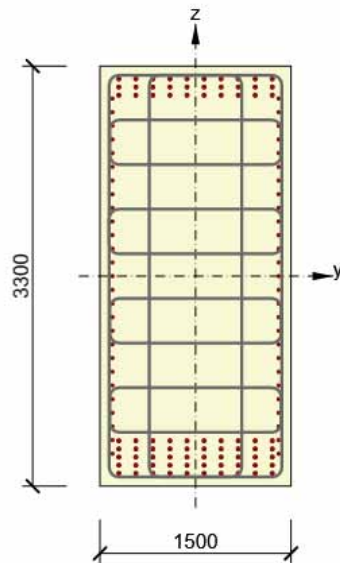
- $A_{s,ben} = (6752 / 2) + 0,95 * (7 * 201) = 4713 \text{ mm}^2$

Stel toepassen $\phi 25-100$ per zijde ($=4910 \text{ mm}^2$)

- $U.c. = 4713 / 4910 = 0,96 \rightarrow \text{voldoet}$

Op onderstaande afbeelding is de berekende wapening in de ringbalk weergegeven op basis van de snedekrachten uit de plaelementen:

Gewapende doorsnede: RCSS_1



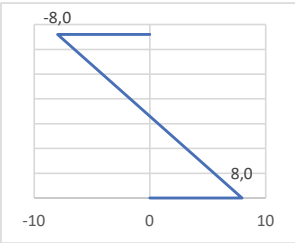
Beton: C45/55
 Leeftijd: 28,0 d
 Wapening: (B500)
 10ø32 (8042mm²), z = 1549 mm
 10ø32 (8042mm²), z = 1485 mm
 10ø32 (8042mm²), z = 1421 mm
 2ø25 (982mm²), z = 1395 mm
 2ø25 (982mm²), z = 1288 mm
 2ø25 (982mm²), z = 1181 mm
 2ø25 (982mm²), z = 1073 mm
 2ø25 (982mm²), z = 966 mm
 2ø25 (982mm²), z = 859 mm
 2ø25 (982mm²), z = 751 mm
 2ø25 (982mm²), z = 644 mm
 2ø25 (982mm²), z = 537 mm
 2ø25 (982mm²), z = 429 mm
 2ø25 (982mm²), z = 322 mm
 2ø25 (982mm²), z = 215 mm
 2ø25 (982mm²), z = 107 mm
 2ø25 (982mm²), z = 0 mm
 2ø25 (982mm²), z = -107 mm
 2ø25 (982mm²), z = -215 mm
 2ø25 (982mm²), z = -322 mm
 2ø25 (982mm²), z = -429 mm
 ...

Beugels:
 ø25 - 100 mm
 ø25 - 150 mm
 ø25 - 150 mm
 ø25 - 150 mm
 ø25 - 150 mm
 ø25 - 100 mm
 Dekking:
 Onderrand: 60 mm
 Andere randen: 60 mm
 Bovenrand: 60 mm

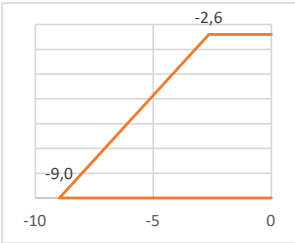
Bijlage 10 Voorspanning verbinding

Moment 21700

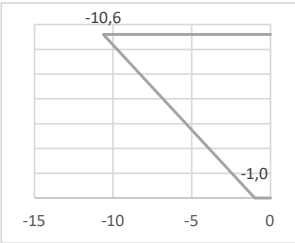
b 1500 mm
h 3300 mm
w 2,72E+09 mm³
3300 0
3300 σ_{boven} -8,0 N/mm²
0 σ_{onder} 8,0 N/mm²
0 0



Pm -28750 kN
e 300 mm
M -8625 kNm
T.g.v. N T.g.v. M 0
-5,8 3,2 -2,6 N/mm²
-5,8 -3,2 -9,0 N/mm²
0 0

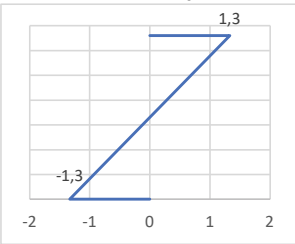


Totaal
0
-10,6 N/mm²
-1,0 N/mm²
0

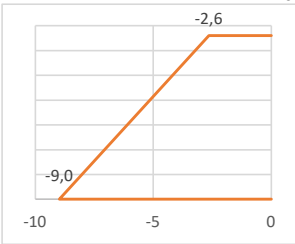


Moment -3625

b 1500 mm
h 3300 mm
w 2,72E+09 mm³
3300 0
3300 σ_{boven} 1,3 N/mm²
0 σ_{onder} -1,3 N/mm²
0 0



Pm -28750 kN
e 300 mm
M -8625 kNm
T.g.v. N T.g.v. M 0
-5,8 3,2 -2,6 N/mm²
-5,8 -3,2 -9,0 N/mm²
0 0



Totaal
0
-1,3
-10,3
0

