



Structurele beoordeling van fundering EAZ-13.2

STRUCTURELE BEOORDELING VAN DE FUNDERING VAN DE EAZ-13.2-
WINDTURBINE VOLGENS DE IEC-BELASTINGSGEVALLEN



[Commentaren]



Versie:	Auteur:	Informatie toegevoegd/gewijzigd/verwijderd:	Datum:	Reviewer 1:
V6			18-01-2021	
V7		Bijgewerkte lading op de fundering: De torenmassa is nu verdeeld over alle 4 de uiteinden van de fundering	04-02-2021	
V8		In de inleiding is een verwijzing naar het belastingsdocument EAZ-12 opgenomen.	12-02-2021	
V9		De paalfundering in hoofdstuk 11 toegevoegd	18-02-2021	
V9.1		Het gewicht van de molen aangepast van 60 kN naar 49.3 kN	26-05-2021	
V9.2		Betonplaat evaluatie geupdate met: - Laatste tekeningen layout wapening - Scheurwijdte evaluatie toegevoegd		
V12		Belastingsset V174 geïmplementeerd	12-05-2022	
V13		Updates omtrent nieuwe betonplaat ontwerp zonder UNP-profiel	03-11-2022	

1 Inhoud

2	Introductie	4
3	Referenties.....	4
4	Termen en definities	5
5	Funderingsontwerp.....	7
5.1	Verbindingen van de stichting.....	8
5.2	Afmetingen.....	12
5.3	Materialen	13
5.4	Betonplaat	13
6	Calculatiemethode	14
6.1	Kritieke locaties.....	14
6.2	Materiaalveiligheidsfactoren	16
6.3	Beoordeling eindsterkte	16
6.4	Beoordeling vermoeïngsterkte	16
6.5	Oriëntatie fundering.....	17
6.6	Belastingsoverdracht.....	18
6.7	Eenheidsspanningen.....	19
7	Belastingen	22
8	Beoordeling eindsterkte	23
8.1	Locatie 1: Centrum van kruis.....	23
8.2	Locatie 2: Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel.....	24
8.3	Locatie 3: Einde van kruis	28
9	Beoordeling vermoeïngsterkte.....	29
10	Beoordeling van verbinding HEB-profiel met paal.....	30
11	Bijlagen.....	32
11.1	Resultaten van FEM-simulatie 2	33
11.2	Resultaten van FEM-simulatie 3	34
11.3	Regenstroomtellingen	35

2 Introductie

Dit document geeft een gedetailleerde structurele beoordeling van de fundering van de EAZ-13.2 windturbine. Dit wordt gedaan voor uiterste en vermoeïngsbelastingsgevallen volgens EC-61400-2 (1). De beoordeling wordt uitgevoerd op basis van de belastingen van de EAZ-13.2-windturbine, die zijn berekend in (2). Merk op dat de EAZ-13.2 een verbeterde versie is van de EAZ-12. Aangezien de belastingen van de EAZ-12 lager zijn dan die van de EAZ-13.2, voldoet deze fundering ook aan de eisen voor de EAZ-12. De belastingen van de EAZ-12, inclusief een vergelijking tussen de EAZ-12 en de EAZ-13.2, worden gegeven in (3).

Eerst wordt het ontwerp van de fundering besproken, worden afmetingen en verbindingen beoordeeld en worden materialen gespecificeerd. In hoofdstuk 6 wordt de berekeningsmethode gepresenteerd. Hierbij worden de kritieke locaties van de fundering, waar de sterkte wordt geanalyseerd, besproken en wordt de methode voor de berekening van de uiterste sterkte en de vermoeïngssterkte besproken. In dit hoofdstuk worden enkele aannames voor de berekening van de belastingen gegeven en worden de eenheidsspanningen berekend. De belastingen worden in hoofdstuk 7 gepresenteerd. Hoofdstuk 8 biedt de beoordeling van de uiterste sterkte en hoofdstuk 9 de beoordeling van de vermoeïngssterkte. De verbinding tussen de fundering en de heipaal wordt afzonderlijk geanalyseerd in hoofdstuk 10.

3 Referenties

1. IEC. *Wind Turbines - Part 2: Small Wind Turbines*. 2013.
2. ■■■■■ B. 82218 *Design loads EAZ-13.2*.
3. ■■■■■ B. 82219 *Design loads EAZ-12*.
4. ■■■■■ W. 82213 *The minimum soil characterization for the foundation*.
5. NEN. *NEN-EN 1993-1-9+C2, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue*. 2012.
6. NEN-EN 1992-1-1+C2, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings*. 2011.

4 Termen en definities

De volgende afkortingen, termen en definities zijn van toepassing.

F_{pre}	Boutvoorspanning
A_s	Dwarsdoorsnede van bout
σ_{yield}	Treksterkte
W_{HEB}	Doorsnedemodulus van HEB300-profiel
A_{HEB}	Dwarsdoorsnede van HEB300-profiel
h_{HEB}	Hoogte van HEB300-profiel
W_{UNP}	Sectiemodulus van HEB300-profiel
A_{UNP}	Dwarsdoorsnede van UNP 180-profiel
$d_{UNP-bolt}$	Afstand van HEB-profiel tot UNP-profielbouten
t_{plate}	Dikte van de verbindingsplaat
b_{plate}	Breedte van de verbindingsplaat
A_{plate}	Dwarsdoorsnede van de verbindingsplaat
W_{plate}	Sectiemodulus van de verbindingsplaat
$\sigma_{fat_{2E6}}$	Vermoeïngsgrens bij 2E6 cycli
$\gamma_{m_{ult}}$	Materiaalveiligheidsfactor voor eindsterktebeoordeling
$\gamma_{m_{fat}}$	Materiaalveiligheidsfactor voor vermoeïngssterktebeoordeling
M_{tb}	Moment van de torenonderzijde
F_{mass}	Kracht ten gevolge van de massa van de turbine
σ_{pre}	Spanning door voorspanning
s_{pre}	Eenheidsspanning door voorspanning
σ_{tot}	Totale spanning
σ_{ext}	Spanning door externe belasting
s_{ext}	Eenheidsspanning door externe belasting
F_{vert}	Verticale kracht
$F_{hor_{weld}}$	Horizontale kracht op las

$F_{hor_{weld}}$	Verticale kracht op las
σ	Normale spanning
τ	Afschuifspanning
σ_{eq}	Gelijkwaardige spanning
$F_{vert_{plate}}$	Verticale kracht op de verbindingsplaat
f_{fric}	Wrijvingscoëfficiënt
F_{fric}	Wrijvingskracht
$F_{reaction}$	Reactiekracht
$F_{tensile}$	Trekkkracht
$F_{downward}$	Neerwaartse kracht
$F_{upwards}$	Opwaartse kracht

5 Funderingsontwerp

De fundering is verkrijgbaar in twee configuraties:

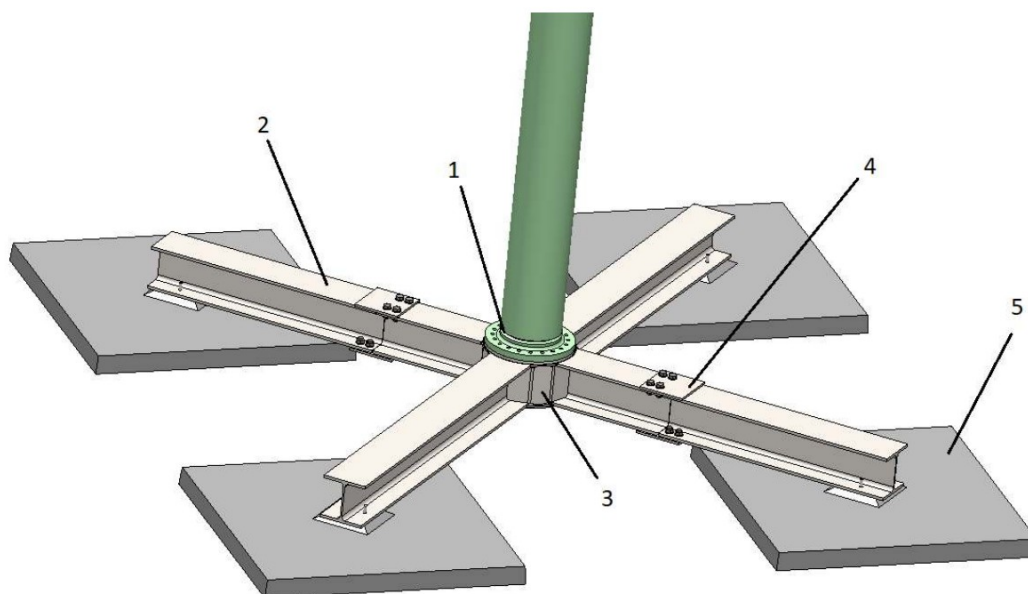
- Betonplaatfundering
- Paalfundering

De betonplaatfundering wordt gebruikt als de bodem ter plaatse voldoet aan de minimaal vereiste bodemkenmerken. De berekening van de minimale bodemkenmerken wordt weergegeven in (4). Indien de bodem zwakker is dan de minimeisen, wordt een paalfundering gebruikt. Hiertoe moet een locatiespecifieke berekening van de paallengte worden uitgevoerd.

Een overzicht van de betonplaatfundering is te zien in Figuur 1. Hij bestaat uit een kruisvormige structuur die verbonden is met vier betonplaten. De toren is verbonden met het midden van het kruis. Voor de kruisvormige structuur worden HEB300-profielen gebruikt. In de figuur is het volgende geannoteerd.

1. Verbinding toren op fundering
2. HEB-profiel
3. Centrum van kruislasverbinding
4. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel
5. Betonplaat

Het ontwerp van de paalfundering lijkt zeer op dat van de betonplaatfundering. Hier worden de betonplaten vervangen door palen. Ook de verbinding tussen de H-balk en de paal is anders. Het ontwerp van de paalfundering en de verbinding tussen de H-balk en de paal worden toegelicht in paragraaf 5.1.4.



Figuur 1: Overzicht van de fundering

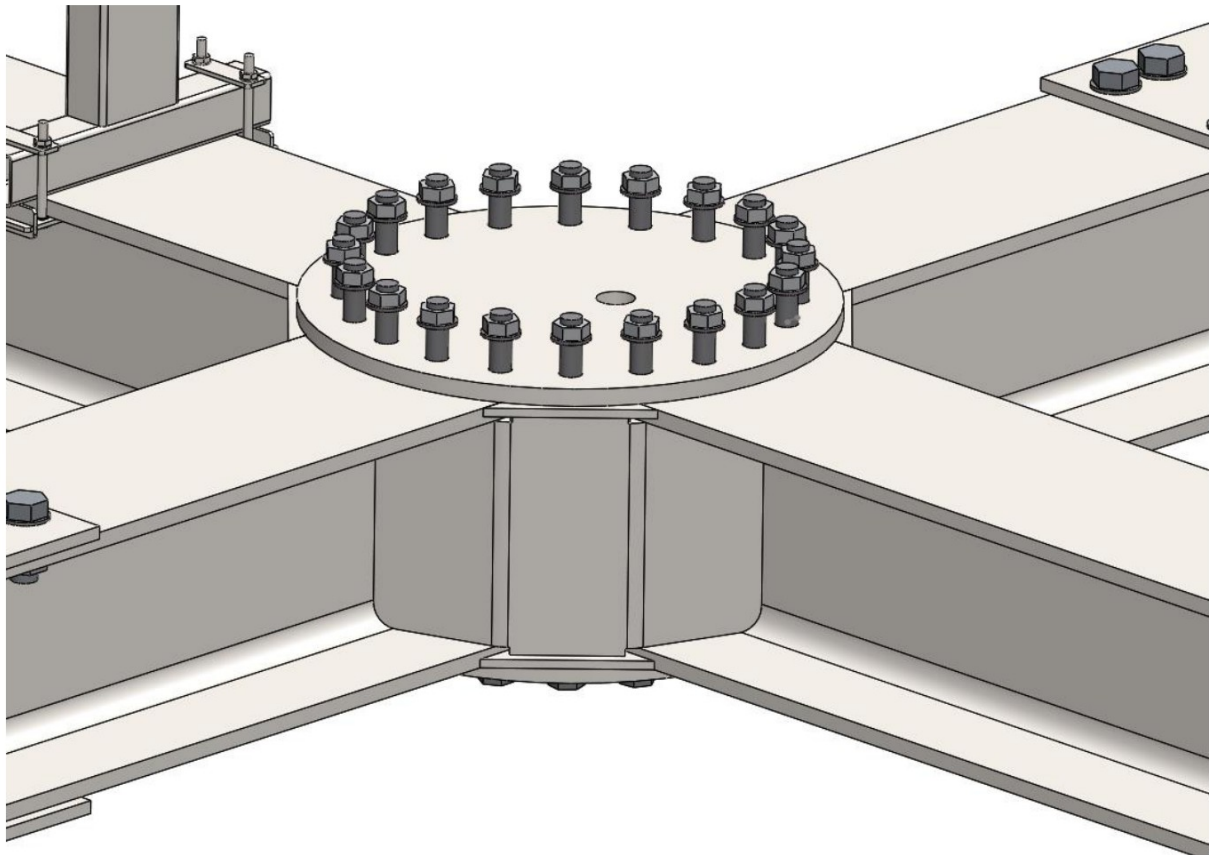
5.1 Verbindingen van de stichting

De stichting heeft de volgende verbindingen

- Middelpunt van de dwarsverbinding
- Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel
- Verbinding HEB-profiel naar betonplaat

5.1.1 Middelpunt van dwarsverbinding

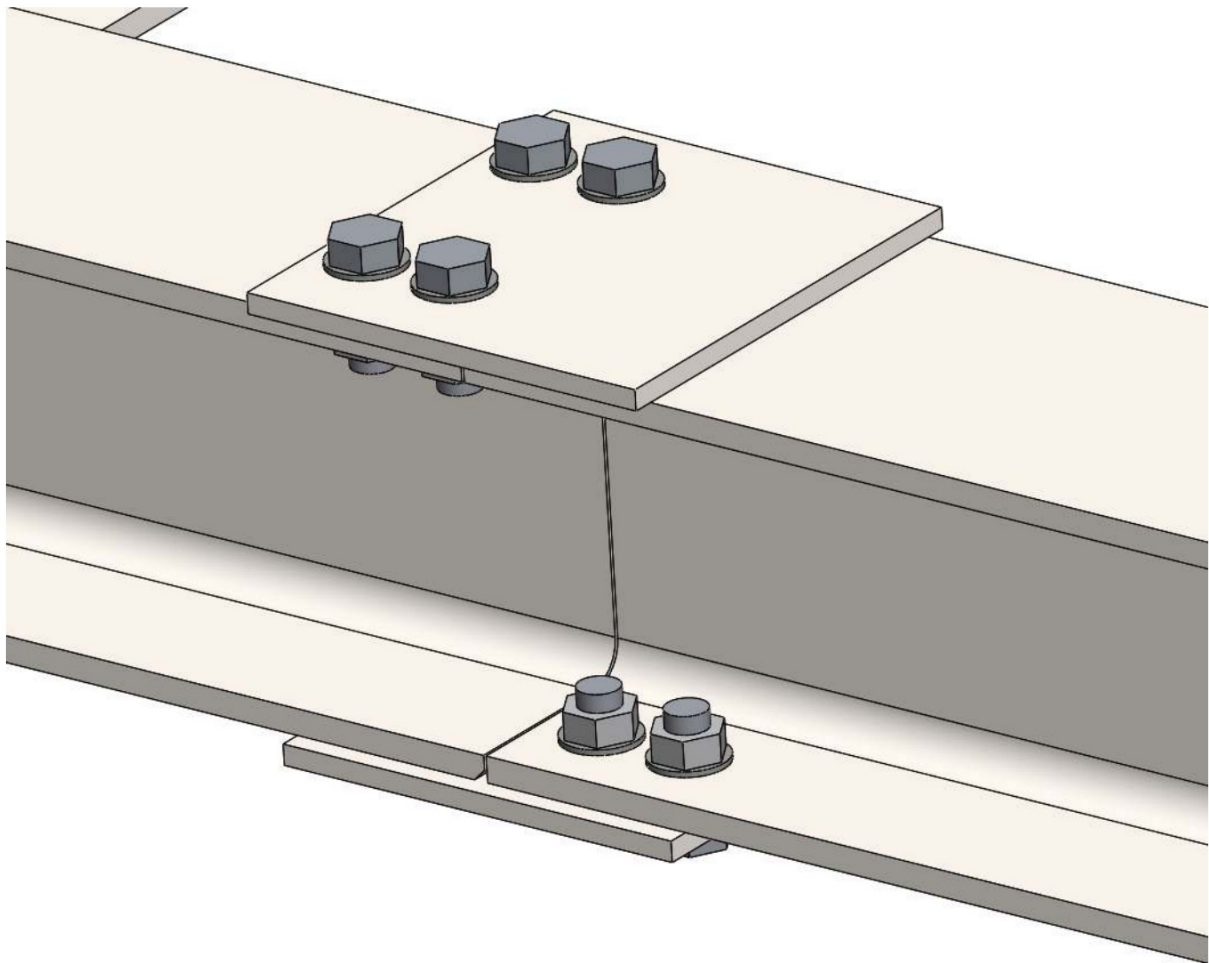
In Figuur 1 wordt de gelaste verbinding van het midden van de dwarsstructuur getoond. Twee tegenover elkaar liggende kortere HEB300-profielen worden aan één langer HEB300-profiel gelast. Hierbij worden versterkingsplaten gebruikt om de sterkte te verhogen. Meer details zijn te vinden in tekening 83504.



Figuur 2: Middelpunt van kruislasverbinding

5.1.2 Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel

Een overzicht van de HEB-profielverbinding met HEB-profiel is weergegeven in Figuur 3. De HEB-profielen worden verbonden met twee 15 mm dikke platen. Deze platen worden gemonteerd met vier M30-bouten aan de ene zijde en hoeklassen aan de andere zijde. Meer details zijn te vinden in tekening 83504.



Figuur 3: Overzicht van de verbinding tussen HEB-profiel en HEB-profiel

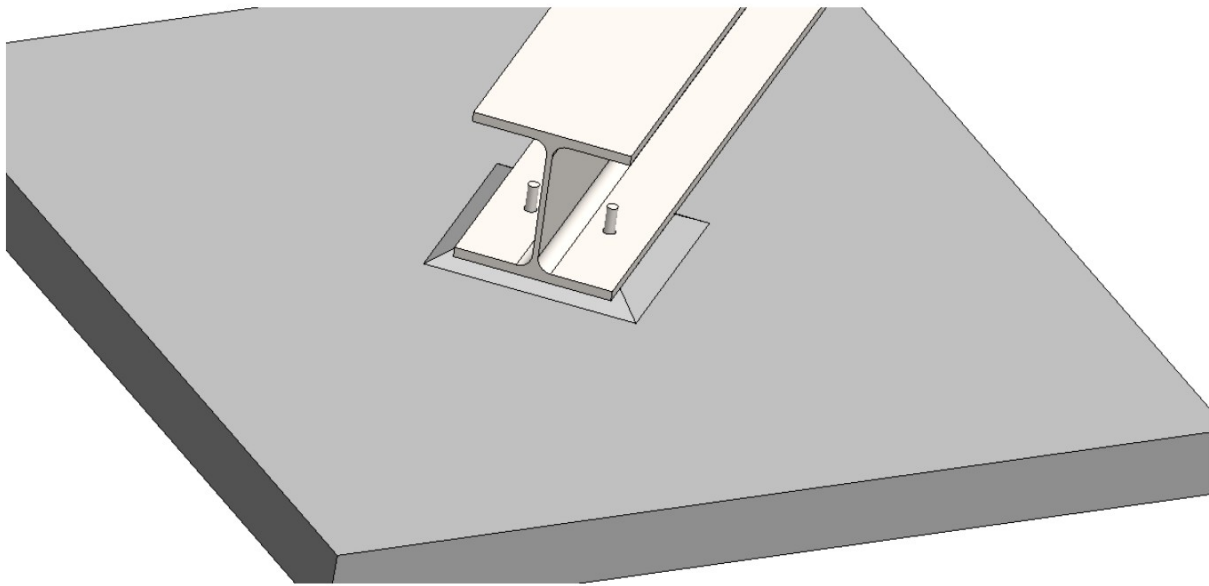
Een overzicht van de relevante specificaties van de M30-bouten wordt weergegeven in Tabel 1

Tabel 1: Specificaties van de M30-bouten

bouttype		M24
sterkteklasse		10.9
Voorspanning per bout	F_{pre} [kN]	250.00
Dwarsdoorsnede M30	A_s [m ²]	5.61E-04
Treksterkte	σ_{yield} [Mpa]	940

5.1.3 Verbinding HEB-profiel naar betonplaat

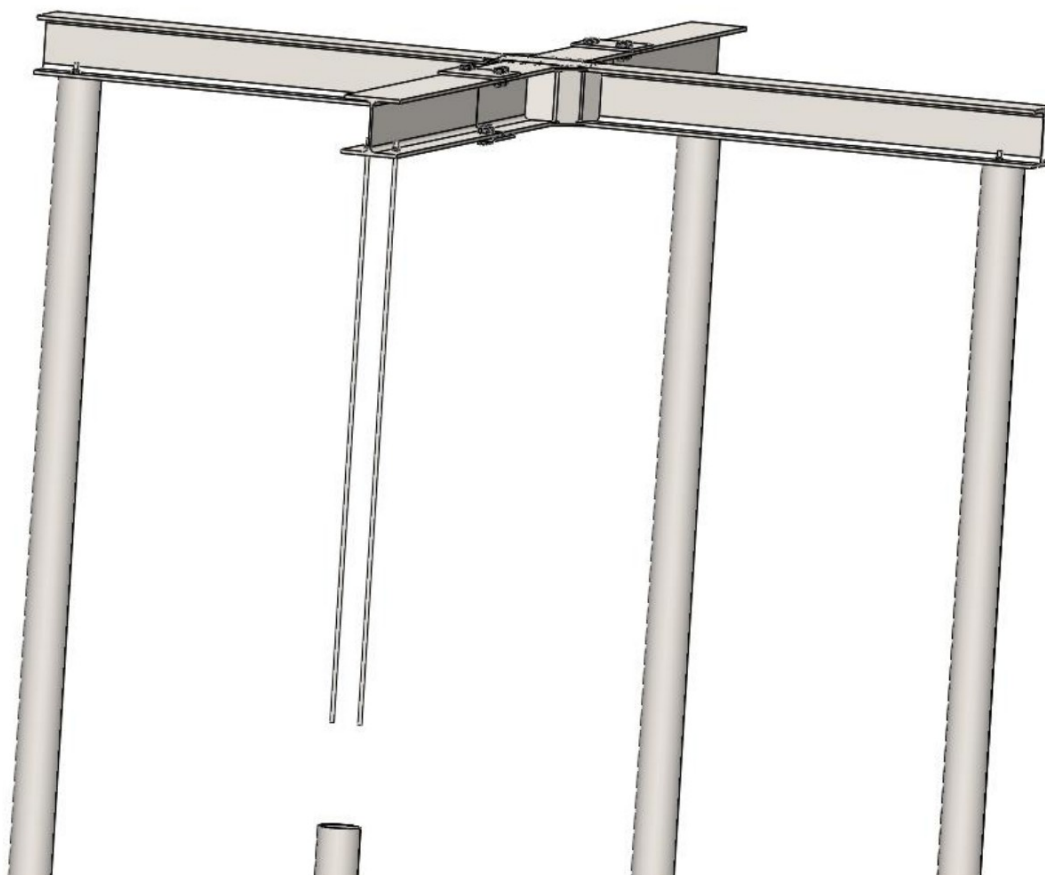
In Figuur 4 wordt een overzicht gegeven van de HEB300 profiel-betonplaatverbinding. In het beton worden twee m20 draadstangen gegoten. Tussen de betonplaat en het HEB300 profiel kunnen vulplaten worden toegevoegd om het funderingskruis waterpas te stellen.



Figuur 4: Verbinding HEB300 met betonplaat

5.1.4 Verbinding van HEB-profiel met paal

In Figuur 5 wordt een overzicht gegeven van de verbinding tussen de H-balk en de paal. Voor de paal wordt een stalen buis gebruikt. Aan de onderkant van de paal wordt een plaat gelast, zodat de bodem van de paal gesloten is. Nadat de paal in de grond is geslagen, wordt hij met beton gevuld. Twee M20-schroefdraden, die in het beton zijn verankerd, worden gebruikt om de paal met het HEB-profiel te verbinden.



Figuur 5: Verbinding HEB-profiel met paal

De relevante specificaties van de M20-schroefdraad zijn weergegeven in Kader 1.

Kader 1: Relevante specificaties van de M20-schroefdraad

Aantal schroefdraden	n_{thread}	2	-
Lengte van de schroefdraad	l_{thread}	3000	mm
Ongebruikte lengte	$l_{thread_{unused}}$	250	mm
Effectieve lengte	$l_{thread_{effective}}$	2750	mm
dwarsdoorsnede	A_{sM20}	245	mm ²
Voorspanning	F_{pre}	37500	N

De relevante specificaties van de paal zijn weergegeven in Kader 2.

Kader 2: Relevante specificaties van de paal

Buitendiameter	D_{pile}	219.1	mm
Dikte	t_{pile}	5	mm
Lengte	depending on the soil		

Soort staal		S235	
Binnendiameter	d_{pile}	209.1	mm
Omtrek beton	$U_c = \pi * d_{pile}$	657	mm

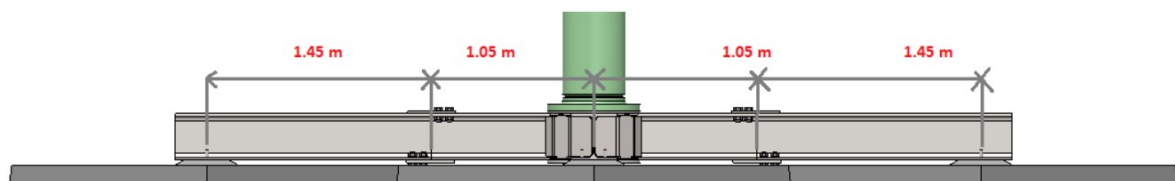
De specificaties van het beton zijn weergegeven in Kader 3.

Kader 3: Relevante specificaties van het beton

Karakteristieke cilindrische sterkte	f_{ck}	20	Mpa
Gemiddelde cilindrische treksterkte	$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{(2/3)}$	2.21	Mpa
Karakteristieke ondergrens treksterkte	$f_{ctk0.05} = 0.7 * f_{ctm}$	1.55	Mpa
Waarde voor berekening	$f_{ctd} = f_{ctk0.05}/1,5$	1.03	Mpa

5.2 Afmetingen

In Figuur 6 wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste afmetingen van de fundering.



Figuur 6: Belangrijkste afmetingen van de dwarsstructuur

De relevante geometrische parameters voor het HEB300-profiel, en de verbindingssplaat zijn weergegeven in Tabel 2, en Tabel 3.

Tabel 2: Relevante geometrische parameters van het HEB300-profiel

Sectiemodulus HEB300	$W_{HEB} [m^3]$	1.68E-03
Dwarsdoorsnedegeedeelte HEB300	$A_{HEB} [m^2]$	1.49E-02
Hoogte van het HEB300-profiel	$h_{HEB} [m]$	0,3

Tabel 3: Relevante geometrische parameters van de verbindingssplaat

Dikte plaat	$t_{plate} [m]$	0.015
Breedte plaat	$b_{plate} [m]$	0.331
Dwarsdoorsnede	$A_{plate} [m^2]$	4.97E-03
Sectiemodulus	$W_{plate} [m^3]$	1.24E-05

5.3 Materialen

Een overzicht van de materialen van de funderingen is weergegeven in Tabel 4.

Tabel 4: Overzicht van materialen

	HEB300-profiel	verbindingsplaat
Materialen	S235	S235

5.4 Betonplaat

De structurele beoordeling van de betonplaat wordt gedaan in 82207. De afmetingen van de betonplaat worden weergegeven in tekening 83531. De betonplaat zal in dit document niet verder behandeld worden.

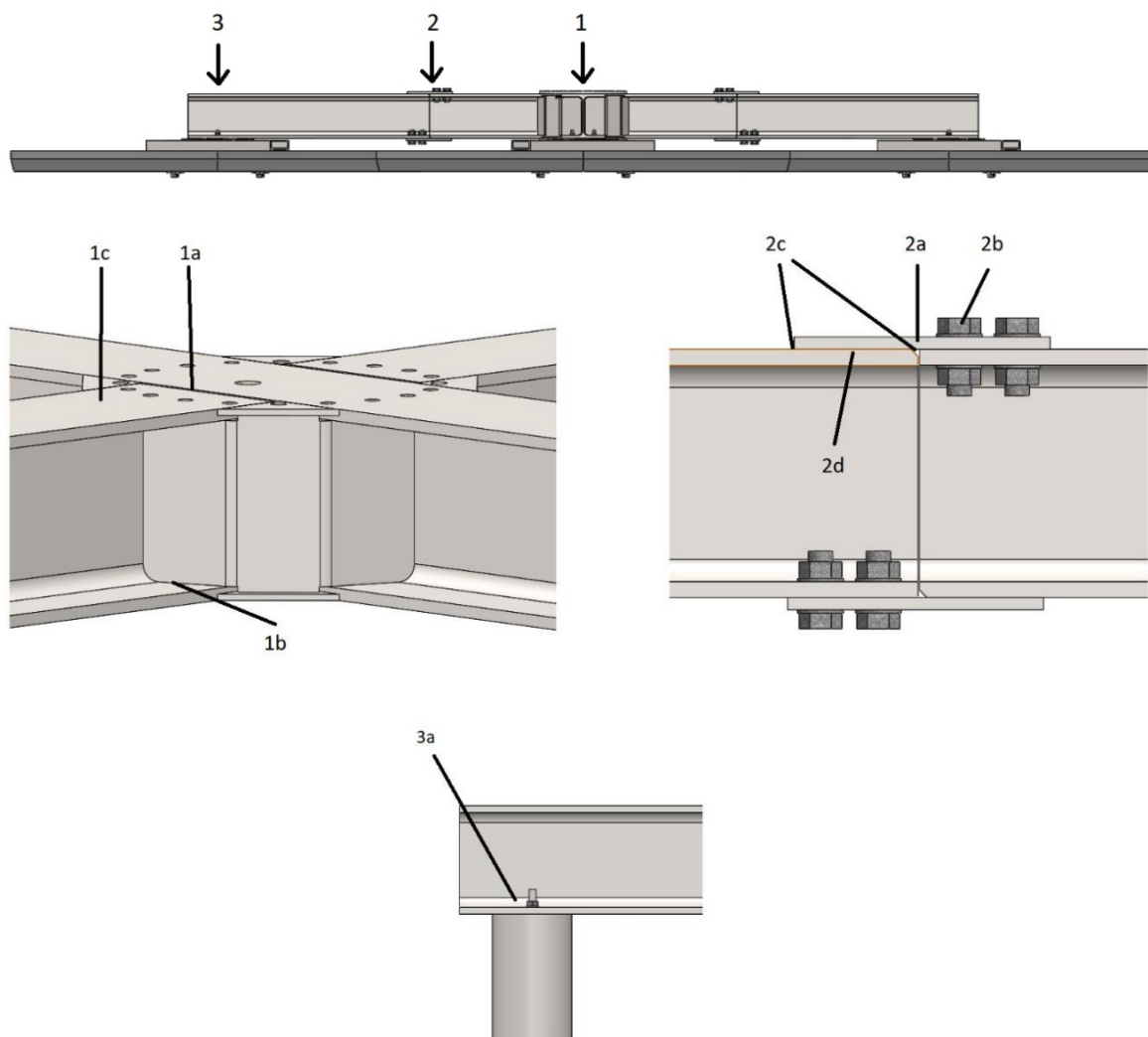
6 Calculatiemethode

In dit hoofdstuk wordt de berekeningsmethode gepresenteerd. Eerst worden alle kritieke locaties gepresenteerd waar de sterkte wordt beoordeeld, met inbegrip van hun sterkte- en veiligheidsfactoren. Vervolgens wordt de methode voor de berekening van de eindsterkte en de vermoeïngsterkte besproken. In dit hoofdstuk worden enkele aannames voor de berekening van de belastingen gegeven en worden de eenheidsspanningen berekend.

6.1 Kritieke locaties

De structurele beoordeling wordt uitgevoerd voor de meest kritieke locaties van de fundering. Deze worden hieronder opgesomd en zijn weergegeven in Figuur 7. Er moet worden opgemerkt dat de beoordeling van de vermoeïngsterkte alleen wordt uitgevoerd voor de kritieke locaties 1a, 1b, 2c en 2d, aangezien de lasen het meest onderhevig zijn aan vermoeïng. De beoordeling van de uiterste sterkte zal voor alle kritieke locaties worden uitgevoerd.

1. Centrum van kruis
 - a. HEB-profiel flenslas
 - b. Versterkingsplaten las
 - c. HEB-profiel
2. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel
 - a. Verbindingsplaat
 - b. Boutverbinding
 - c. Voorlas
 - d. Zijlas
3. Einde van kruis
 - a. UNP-profiel (voor betonplaatfundering)



Figuur 7: Overzicht van kritieke locaties

Voor elke kritieke plaats staan de eigenschappen voor materiaalmoeheid en uiterste sterkte vermeld in Tabel 5 en Tabel 6

Tabel 5: materiaalvermoeiing en uiterste sterkte-eigenschappen van locatie 1

1. Centrum van kruis	1a. HEB-profiel flenslas	1b. Versterkingsplaten las	1c. HEB-profiel
detail categorie (5)	tabel 8.3 nummer 18	tabel 8.5 nummer 3	n.v.t.
Vermoeiingsgrens bij 2E6 cycli $\sigma_{fat,2E6}$ [MPa]	40	36*	n.v.t.
Treksterkte σ_{yield} [MPa]	235	235	235

Tabel 6: materiaalvermoeïing en uiterste sterkte-eigenschappen van locatie 2

2. HEB-profiel naar HEB-profielaansluiting		2a. Verbindingsplaat	2b. Boutverbinding	2c. Voorlas	2d. Zijlas
detail categorie (5)		n.v.t.	n.v.t.	tabel 8.5 nummer 6	tabel 8.5 nummer 9
Vermoeïingsgrens bij 2E6 cycli	$\sigma_{fat_{2E6}}$ [MPa]	n.v.t.	n.v.t.	36	80
Treksterkte	σ_{yield} [MPa]	235	235	235	235

6.2 Materiaalveiligheidsfactoren

Overeenkomstig IEC-61400-2 (1) zijn de in Tabel 7 gegeven materiaalveiligheidsfactoren toegepast voor de beoordeling van de uiterste belasting en de vermoeïingsbelasting.

Tabel 7: materiaalveiligheidsfactoren

Materiaalveiligheidsfactor uiterste belastingen	$\gamma_{m_{ult}}$	1.1
Materiaalveiligheidsfactor vermoeïingsbelastingen	$\gamma_{m_{fat}}$	1.25

6.3 Beoordeling eindsterkte

De uiterste sterkte werd bepaald door de verhouding van de hoogste optredende spanning gedeeld door de maximaal toelaatbare spanning. Deze laatste is de treksterkte vermindert met de materiaalveiligheidsfactor voor uiterste belastingen zoals beschreven in paragraaf 6.2. De voor deze analyse vereiste belastingen worden berekend met behulp van een aëro-elastisch model, FAST genaamd. Document 82218 beschrijft in detail hoe deze belastingset wordt berekend. De input voor deze belastingset wordt besproken in de paragrafen 6.5 en 6.6. Hoofdstuk 7 geeft een overzicht van deze belastingen op de kritieke locaties.

6.4 Beoordeling vermoeïingssterkte

De vermoeïingssterkte van alle kritieke locaties werd bepaald op basis van EC3 (5). Daarbij werd aan elk van de kritieke locaties een detailcategorie toegekend. De resultaten zijn te vinden in Tabel 5 en Tabel 6.

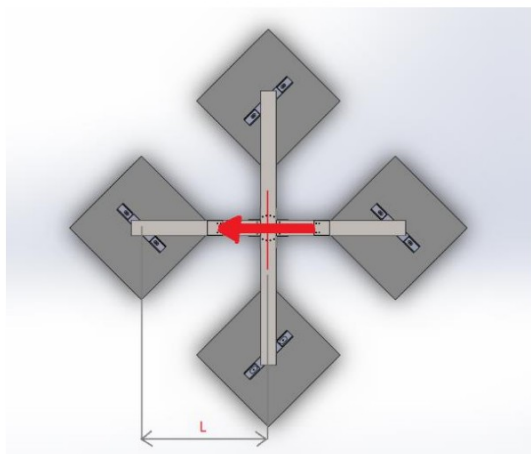
De vermoeïingsschade is bepaald in de volgende stappen:

- Met behulp van FAST werden de belastingen voor verschillende windsnelheden berekend. Voor de fundering wordt de belasting aan de onderzijde van de toren gebruikt. Dit wordt nader beschreven in document 82218.
- Voor de kritieke locaties die op vermoeïingssterkte worden beoordeeld, is de eenheidsspanning bepaald. Dit is de spanning als functie van de belasting van de torenonderzijde.
- Er werd een regenstroomtellingsmethode toegepast. Daarbij zijn de spanningsbereiken in klassen ingedeeld. Voor elke klas werd het aantal cycli geteld.
- Een Weibull-verdeling werd gebruikt om de waarschijnlijkheid van elke windsnelheid te bepalen.

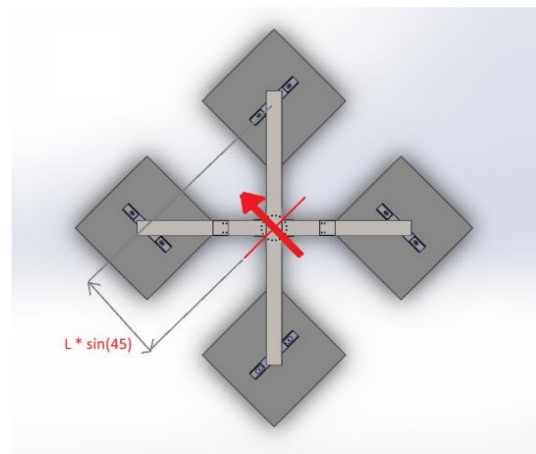
- Voor elke spanningsbereikklasse is het aantal cycli bepaald op basis van een levensduur van 20 jaar.
- De vermoeïngsschade voor één spanningsbereikklasse is de verhouding van het aantal cycli gedeeld door de maximaal toelaatbare cycli voor de gegeven spanningsbereikklasse. Daarbij is de materiaalveiligheidsfactor voor vermoeïngsbelasting, zoals beschreven in paragraaf 6.2. toegepast.
- De totale vermoeïngsschade is de som van de vermoeïngsschade van alle spanningsbereikklassen. Het resultaat van deze beoordeling wordt gepresenteerd in hoofdstuk 9.

6.5 Oriëntatie fundering

Het torenonderzijdemoment kan zich in alle richtingen ten opzichte van de fundering voordoen. Voor deze structurele analyse moet het ongunstigste (worst case) scenario worden beoordeeld. Om de richting te bepalen die tot het ongunstigste scenario leidt, wordt een vergelijking gemaakt tussen twee mogelijke richtingen: één waarbij de richting van het van de torenonderzijdemoment in het verlengde van het HEB300-profiel ligt, en één waarbij dit tussen de HEB300-profielen in ligt. Dit is te zien in Figuur 8 and Figuur 9 respectievelijk. Hierbij geeft de rode pijl de richting aan van het torenonderzijdemoment.



Figuur 8: Momenterichting is in overeenstemming met het HEB300-profiel



Figuur 9: de momenterichting ligt tussen de HEB300-profielen in

In de situatie van Figuur 8 wordt de reactiekracht door slechts één uiteinde van het kruis gegeven. Deze reactiekracht wordt:

$$F_{reactie} = \frac{M}{L}$$

In de situatie van Figuur 9 wordt de reactiekracht gegeven door twee uiteinden van het kruis. De reactiekracht per kruiseinde wordt:

$$F_{reactie} = \frac{M}{2 \cdot \sin(45) \cdot L} = 0,707 \cdot \frac{M}{L}$$

Dit betekent dat de situatie waarbij de richting van het moment in het verlengde van het HEB300-profiel ligt, leidt tot de grootste reactiekracht aan het einde van het kruis. Daarom zal deze situatie worden gebruikt voor verdere berekeningen.

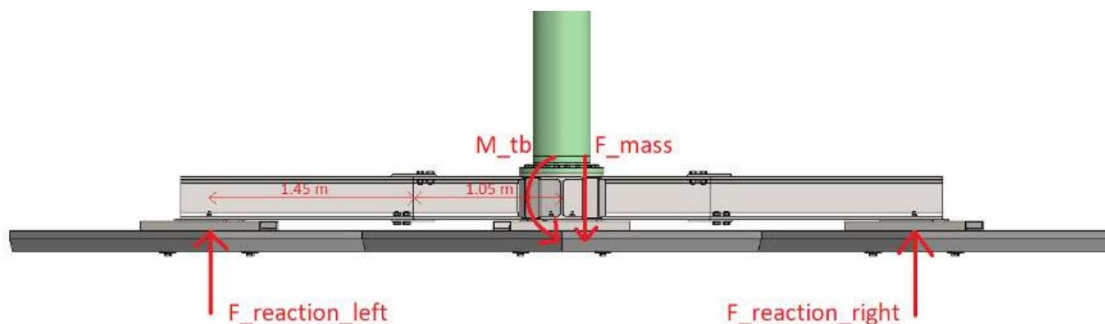
6.6 Belastingsoverdracht

Een overzicht van de belastingen en reactiekrachten op de fundering is weergegeven in Figuur 10. De belastingen die op het middelpunt van de fundering werken zijn:

- Torenonderzijdemoment, resulterend uit externe belasting (M_{tb})
- Verticale kracht, die voortvloeit uit de massa van de turbine (F_{massa})

Deze belastingen worden over de gehele overspanning van de fundering doorgegeven. De vergelijkingen voor de verticale kracht en het verticale moment op elk van de kritieke locaties zijn weergegeven in Tabel 8 en Tabel 9. Waarbij:

- Tabel 8 de berekeningen toont voor de verticale kracht en het verticale moment die uitsluitend voortvloeien uit het torenonderzijdemoment. Dit wordt gebruikt voor de bepaling van de vermoeiingsbelasting, aangezien het torenonderzijdemoment een variërende belasting is die het gevolg is van externe belasting
- Tabel 9 de berekeningen voor de verticale kracht en het verticale moment toont die uitsluitend voortvloeien uit de massakracht van de turbine. Dit is een permanente belasting. Voor de beoordeling van de uiterste belasting worden de belastingen van zowel het torenonderzijdemoment als de massakracht gebruikt.



Figuur 10: Overzicht van belastingen en reactiekrachten op de fundering

Tabel 8: Overdracht van belastingen van het torenonderzijdemoment

		Linkerzijde		Midden	Rechterzijde	
		3. Einde van kruis	2. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel	1. Centrum van kruis	2. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel	3. Einde van kruis
verticale kracht	[kN]	$F_{vert} = F_{reaction_{left}}$ $= \frac{M_{tb}}{5m}$	$F_{vert} = F_{reaction_{left}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{left}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{right}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{right}}$ $= \frac{M_{tb}}{-5m}$
moment	[kN]	$M = F_{reaction_{left}} * 0m$	$M = F_{reaction_{left}} * 1.45m$	$M = F_{reaction_{left}} * 2.5m$	$M = F_{reaction_{right}} * 1.45m$	$M = F_{reaction_{right}} * 0m$

Tabel 9: Overdracht van belastingen van de turbinemassa

		Linkerzijde		Midden	Rechterzijde	
		3. Einde van kruis	2. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel	1. Centrum van kruis	2. Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel	3. Einde van kruis
verticale kracht	[kN]	$F_{vert} = F_{reaction_{left}} = \frac{F_{mass}}{4}$	$F_{vert} = F_{reaction_{left}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{left}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{right}}$	$F_{vert} = F_{reaction_{right}} = \frac{F_{mass}}{4}$
moment	[kN]	$M = F_{reaction_{left}} * 0m$	$M = F_{reaction_{left}} * 1.45m$	$M = F_{reaction_{left}} * 2.5m$	$M = F_{reaction_{right}} * 1.45m$	$M = F_{reaction_{right}} * 0m$

6.7 Eenheidsspanningen

Voor de 3 locaties die op vermoeïngssterkte worden beoordeeld, is de eenheidsspanning bepaald. Deze locaties zijn:

- 1a. Flenslas HEB-balk
- 1b. Las versterkingsplaat
- 2c. Voorlas
- 2d. Zijlas

Voor locatie 1a en 1b zijn de eenheidsspanningen bepaald met behulp van de Final Element Model (FEM)-analyse. Hierbij zijn 2 FEM-simulaties gebruikt (simulatie 2 en 3). Een overzicht van de meest relevante invoerparameters van deze FEM-analyses is weergegeven in Tabel 10. Voor locatie 2c en 2d is een analytische berekening gebruikt.

Tabel 10: Overzicht van FEM-simulaties

	simulatie 2	simulatie 3
Bovenbelasting toren	Geen belasting	6578.9N (resultierend in een moment van 190 kNm aan de torenonderzijde)
Verbinding toren op fundering	Boutverbinding met een minimum voorspanning van 192.5 kN per bout	Boutverbinding met maximale voorspanning van 269.5 kN per bout
Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel	nominale voorspanning van 250 kN	nominale voorspanning van 250 kN
5. Ondersteuning	Verticale en horizontale steun aan alle 4 uiteinden van de fundering.	

6.7.1 Eenheidsspanning door voorspanning

Kritieke locaties 1a en 1b zijn onderhevig aan spanningen ten gevolge van voorspanning van de bouten van de torenonderzijdeflens. Daarom is voor deze locaties de eenheidsspanning van voorspanning bepaald. Dit is gedaan door middel van FEM-simulatie 2. De resultaten staan weergegeven in Tabel 11.

De gebruikte vergelijking staat in Kader 4. De FEM-resultaten zijn meer gedetailleerd weergegeven in bijlage 11.1.

Tabel 11: Bepaling van de eenheidsspanningen uit voorspanning

		1a. Flenslas HEB-balk	1b. Versterkingsplaat las
Spanning uit voorspanning (van simulatie 2)	σ_{pre} [Mpa]	32.3	44.2
Eenheidsspanning door voorspanning	s_{pre} [Mpa]	0.1678	0.230

Kader 4

Eenheidsspanning door voorspanning:	$s_{pre} \cdot \frac{\sigma_{pre}}{F_{pre}}$
-------------------------------------	--

6.7.2 Eenheidsspanning door externe belasting

De door externe belasting veroorzaakte eenheidsspanning voor kritieke locaties 1a en 1b is bepaald door middel van FEM-simulatie 3. De resultaten staan weergegeven in Tabel 12. De gebruikte vergelijkingen zijn weergegeven in Kader 5. Daarbij moet worden opgemerkt dat de eenheidsspanningen zijn gedefinieerd als functie van het buigmoment aan de torenonderzijde. Meer gedetailleerde resultaten van FEM-simulatie 3 zijn te vinden in bijlage 11.2.

Tabel 12: Bepaling van de externe belasting voor locatie 1a en 1b

		1a. HEB-profiel flenslas	1b. Versterkingsplaat las
Totale spanning (van simulatie 3)	σ_{tot} [Mpa]	80	91
Spanning door externe belasting	σ_{ext} [Mpa]	34.78	29.12
Eenheidsspanning door externe belasting	s_{ext} [Mpa/kNm]	0.1831	0.1533

Kader 5

Spanning door externe belasting:	$\sigma_{ext} = \sigma_{tot} - s_{pre} * 269.5kN$
Eenheidsspanning door externe belasting:	$s_{ext} \cdot \frac{\sigma_{ext}}{190 kNm}$

Voor locatie 2c is de eenheidsspanning uit externe belasting bepaald op basis van analytische berekeningen. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 13, en de bijbehorende berekeningen in Kader 6. Waarbij:

- Voor deze berekening werd een torenonderzijdemoment van 100 kNm gebruikt
- Er wordt aangenomen dat:

- De horizontale kracht op de lasnaden wordt opgevangen door de zijlassen
- De verticale kracht op de lasnaden wordt opgevangen door de voorlas

Tabel 13

		2c. Voorlas	2d. Zijlas
Momentbereik torenonderzijde	M_{tb} [kNm]	100	
moment op locatie 2	M [kNm]	29	
afschuifmoment op locatie 2	F_{vert} [kN]	20	
Horizontale kracht op las	$F_{horweld}$ [kN]	-	96.67
Verticale kracht op las	$F_{vertweld}$ [kN]	10	-
Spanning door externe belasting	σ_{ext} [Mpa]	7.86	40.28
Eenheidsspanning door externe belasting	s_{ext} [Mpa/kNm]	0.0786	0.4028

Kader 6

Moment op locatie 2:	berekend zoals beschreven in paragraaf 6.6
Afschuifkracht op locatie 2:	berekend zoals beschreven in paragraaf 6.6
Horizontale kracht op las:	$F_{horweld} = \frac{M}{h_{HEB}}$
Verticale kracht op de las:	$F_{vertweld} = \frac{F_{vert}}{2}$
Spanning door externe belasting (voor de voorlas):	$\sigma_{ext} = \sqrt{\left(\frac{F_{vertweld}}{0.006m * 0.3m}\right)^2 + \left(\frac{F_{horweld}}{0.006m * 0.3m}\right)^2}$
Spanning door externe belasting (voor zijlas):	$\sigma_{ext} = \frac{F_{horweld}}{2 * 0.008m * 0.15m}$
Eenheidsspanning door externe belasting:	$s_{ext} = \frac{\sigma_{ext}}{100 \text{ kNm}}$

7 Belastingen

Alle belastingen, uiterste en vermoeiingsbelastingen, worden berekend met het aëro-elastische FAST-model zoals beschreven in document 82218. In Tabel 14 zijn de invoerbelastingen voor de beoordeling van de uiterste belasting vermeld. Hierbij is het resulterende torenonderzijdemoment een gevolg van de externe kracht en de verticale kracht een gevolg van het gewicht van de turbine.

Tabel 14: Overzicht van de invoerbelastingen voor de bepaling van de uiterste belasting

		Torenonderzijde
Resultierend torenonderzijdemoment xy	M_{tb} [kNm]	211.5
Verticale kracht van turbinemassa	F_{mass} [kN]	49.3

De getelde regenstroombelastingsreeksen over een levensduur van 20 jaar zijn weergegeven in bijlage 11.3. Deze worden verkregen zoals beschreven in paragraaf 6.4 en zullen input zijn voor de vermoeiingssterktebeoordeling.

8 Beoordeling eindsterkte

8.1 Locatie 1: Centrum van kruis

8.1.1 Beoordeling van locatie 1a en 1b

De beoordeling van de uiterste belasting van locatie 1a en 1b is weergegeven in Tabel 15. De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 10.

Tabel 15: Beoordeling van locatie 1a en 1b

		1a. HEB- profiel flenslas	1b. Versterkingsplaten las
Spanning door voorspanning	σ_{pre} [Mpa]	45.22	61.88
Spanning door externe belasting	σ_{pre} [Mpa]	38.72	32.42
Totale spanning	σ_{tot} [Mpa]	83.94	94.30
Beoordeling	[-]	0.393	0.441

Kader 7

Spanning door voorspanning:	$\sigma_{pre} = F_{pre_{max.}} * S_{pre}$
Afschuifspanning:	$\sigma_{ext} = M * s_{ext}$
Gelijkwaardige spanning:	$\sigma_{tot} = \sigma_{pre} + \sigma_{ext}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma_{tot}}{\sigma_{yield}/\gamma_{mult}} > 1$

8.1.2 Beoordeling van locatie 1c HEB-profiel

De beoordeling van de uiterste belasting van locatie 1c is weergegeven in Tabel 16. De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 8.

Tabel 16: Beoordeling van het HEB-profiel

		1c. HEB-profiel
Moment	M [kN]	136.56
Verticale kracht	F_{vert} [kN]	54.63
Normale spanning	σ [Mpa]	81.38
Afschuifspanning	τ [Mpa]	3.66
Gelijkwaardige spanning	σ_{eq} [Mpa]	81.63
Trekspanning	σ_{yield} [Mpa]	235
Beoordeling	[-]	0.382

Kader 8

Moment:	Berekend zoals beschreven in paragraaf 6.6
Verticale kracht:	Berekend zoals beschreven in paragraaf 6.6
Normale spanning:	$\sigma = \frac{M}{W_{HEB}}$
Afschuifspanning:	$\tau = \frac{F_{vert}}{A_{HEB}}$
Gelijkwaardige spanning:	$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{yield}/\gamma_{mult}} > 1$

8.2 Locatie 2: Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel

Voor de uiterste belasting op locatie 2 is rekening gehouden met een buigmoment en een afschuifkracht op de verbinding (zie Tabel 17) . Deze belastingen worden van de torenonderzijde doorgegeven aan locatie 2, hetgeen wordt toegelicht in paragraaf 6.6.

Tabel 17: Overzicht van de uiterste belastingen op locatie 2

Overgebrachte belastingen op locatie 2		
afschuifkracht	F_{vert} kN	54.63
Moment	M kNm	79.21

8.2.1 Beoordeling van locatie 1a. verbindingsplaat

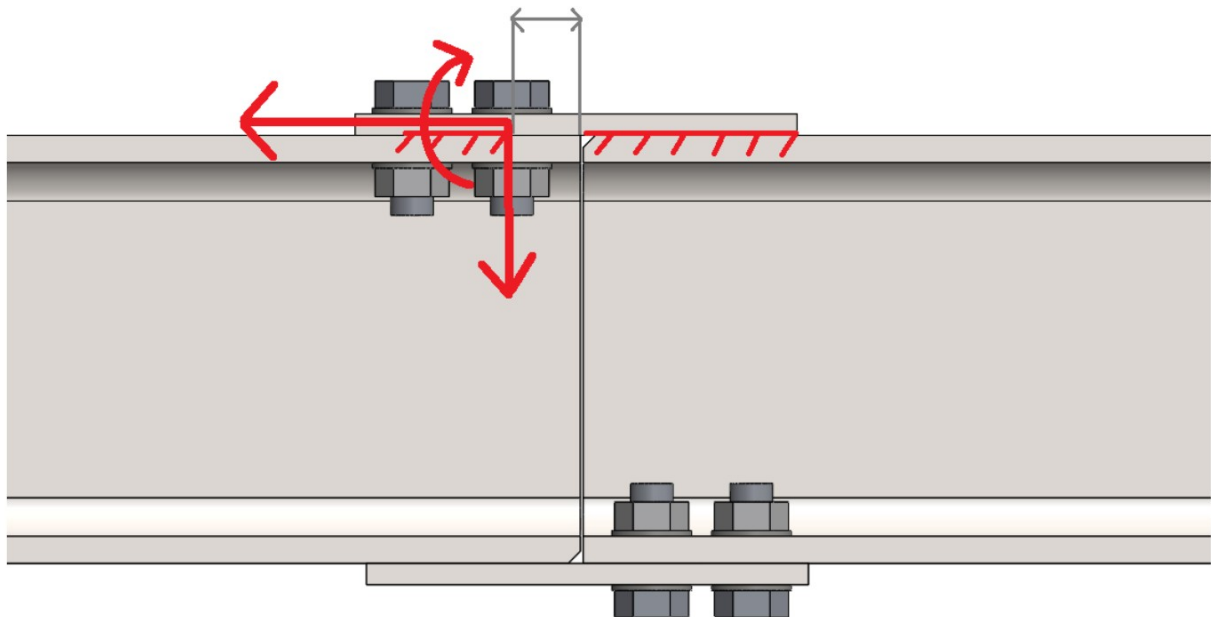
De verbindingsplaat moet in staat zijn de afschuifkracht en het buigmoment op te vangen die optreden bij de verbinding van HEB-profiel naar HEB-profiel. Een schematisch overzicht van de krachten op de verbindingsplaat is weergegeven in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden..** De resultaten zijn weergegeven in Tabel 18, en de bijbehorende berekeningen in Kader 9.

Tabel 18:

		2b. Boutverbinding
Horizontale kracht:	F_{hor} [kN]	264.02
Verticale kracht:	$F_{vert_{plate}}$ [kN]	27.31
Afstand hart plaat tot eerste rij bouten	[m]	0.05
Moment	M_{plate} [kNm]	0.6828
Afschuifspanning	τ [Mpa]	5.50
Normale spanning	σ [Mpa]	108.19
Gelijkwaardige spanning	σ_{eq} [Mpa]	108.61
Treksterkte	σ_{yield} [Mpa]	235
beoordeling	[-]	0.508

Kader 9

Horizontale kracht:	$F_{hor} \cdot \frac{M}{h_{HEB}}$
Verticale kracht:	$F_{vert_{plate}} = F_{vert_{HEB}}/2$
Moment:	$M_{plate} = 0.05m * F_{vert_{plate}}/2$
Afschuifspanning:	$\tau = \frac{F_{vert_{plate}}}{A_{plate}}$
Normale spanning:	$\sigma = \frac{F_{hor}}{A_{plate}} + \frac{M_{plate}}{W_{plate}}$
Gelijkwaardige spanning:	$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$



Figuur 11: Schematisch overzicht van de krachten op de verbindingenplaat

8.2.2 Beoordeling locatie 2b. bouten

De bout is op twee aspecten beoordeeld:

- Het vermogen om de reactiekracht op de verbindingenplaat op te vangen
- Boutsterkte

De resultaten staan weergegeven in Tabel 19. De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 10.

Tabel 19: Beoordeling van de M30-bouten

Boutvoorspanning		
Wrijvingscoëfficiënt staal/staal	f_{fric} [-]	0.50
Wrijvingskracht	F_{fric} [kN]	500.00
Horizontale kracht op de verbindingssplaat	F_{hor} [kN]	264.02
Beoordeling van de voorspanning	[-]	0.528

Boutspanning		
Normale spanning	σ [Mpa]	445.63
Treksterkte	σ_{yield} [Mpa]	940.00
Beoordeling van de boutsterkte	[-]	0.521

Kader 10

Wrijvingskracht:	$F_{fric} = f_{fric} * 4 * F_{pre}$
Beoordeling van voorspanning:	$\frac{F_{hor}}{F_{fric}} > 1$
Normale spanning:	$\sigma = \frac{F_{pre}}{A_s}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma}{\sigma_{yield} / \gamma_{mult}} > 1$

8.2.3 Beoordeling van locatie 2c en 2d

De las op locatie 2c en 2d moet in staat zijn de horizontale kracht en de verticale kracht op de verbindingssplaat op te vangen. Zoals eerder beschreven in paragraaf 6.7.2, wordt uitgegaan van de veronderstelling dat:

- De horizontale kracht op de lasnaden wordt opgevangen door de zijlassen
- De verticale kracht op de lasnaden wordt opgevangen door de voorlas

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 20, en de bijbehorende berekeningen in Kader 11.

Tabel 20: Beoordeling van de eindbelasting van locatie 2c en 2d

		2c. Voorlas	2d. Zijlas
Horizontale kracht op las	$F_{horweld}$ [kN]	-	264.02
Verticale kracht op las	$F_{vertweld}$ [kN]	27.31	-
Spanning	σ [Mpa]	21.46	110.01
Beoordeling	[-]	0.100	0.515

Kader 11

Verticale kracht op de las:	$F_{vertweld} = \frac{F_{vert}}{2}$
Spanning (voorlas)	$\sigma = \sqrt{\left(\frac{F_{vertweld}}{0.006m * 0.3m}\right)^2 + \left(\frac{F_{vertweld}}{0.006m * 0.3m}\right)^2}$
Spanning (zijlas)	$\sigma = \frac{F_{horweld}}{2 * 0.008m * 0.15m}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma}{\sigma_{Yield} / \gamma_{mult}} > 1$

8.3 Locatie 3: Einde van kruis

Afhankelijk van de waarde van het torenonderzijdemoment, kan de reactiekracht aan het uiteinde van het kruis zowel opwaarts als neerwaarts zijn. De resulterende neerwaartse en opwaartse krachten zijn weergegeven in Tabel 21. Deze worden verkregen uit de vergelijkingen in paragraaf 6.6.

Tabel 21: Resultierende krachten op locatie 3.

Reactiekracht neerwaarts	[kN]	54.63
Reactiekracht opwaarts	[kN]	29.98

Locatie 3a wordt behandeld in hoofdstuk 10.

9 Beoordeling vermoeïngsterkte

De vermoeïngsterktebeoordeling van locatie 1a, 1b, 2c, en 2d is weergegeven in Tabel 22.

Tabel 22: Beoordeling vermoeïngsterkte

	1a. HEB-profiel flenslas	1b. Versterkingsplaten las	2c. Voorlas	2d. Zijlas
beoordeling [-]	0.228	0.154	0.006	0.152

10 Beoordeling van verbinding HEB-profiel met paal

De verbinding van het HEB-profiel met paal wordt beoordeeld op de volgende aspecten:

- Beoordeling van voorspanning
- Beoordeling van horizontale kracht
- Beoordeling van de schroefdraad
- Beoordeling van verbinding schroefdraad met beton (gebaseerd op Eurocode 2 (6))
- Beoordeling van beton-paalverbinding (gebaseerd op Eurocode 2 (6))

In Kader 12 wordt aangetoond dat de voorspanning voldoende is.

Kader 12: Beoordeling van voorspanning

Externe trekkracht	$F_{tensile}$	27300	N
Voorspanning van beide schroefdraden	$2 * F_{pre}$	75000	N
Beoordeling	$\frac{F_{tensile}}{2 * F_{pre}}$	0.364	-

Het vermogen van de verbindingen om de horizontale paalbelasting op te vangen wordt getoond in kader Kader 13.

Kader 13: Beoordeling van horizontale kracht

Horizontale belasting	$F_{hor} \cdot \frac{211.5 \text{ kNm}}{15m \cdot 4}$	3525	N
Voorspanning min externe belasting	$2 * F_{pre} - F_{tensile}$	47700	N
Coëfficiënt van wrijving	μ	0.5	-
Wrijvingskracht	$F_{fric} = (2 * F_{pre} - F_{tensile}) * \mu$	23850	N
Beoordeling	$\frac{F_{hor}}{F_{fric}}$	0.148	-

De stalen schroefdraad wordt geëvalueerd in Kader 14.

Kader 14: Beoordeling van stalen schroefdraad

Stijfheidsfactor	Φ	0.333	-
Voorspanning + externe belasting	$F_{threat} = F_{pre} + \Phi * \frac{F_{tensile}}{2}$	42050	N
effectieve dwarsdoorsnede	A_{sM20}	245	mm ²
Spanning	$\sigma_s = F_{threat} / A_{sM20}$	171.6	Mpa
Treksterkte	σ_{yield}	640	Mpa
Beoordeling	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{yield} / \gamma_{m_{ult}}}$	0.295	-

De beoordeling van de verbinding tussen de stalen schroefdraad en het beton is weergegeven in Kader 15.

Kader 15: Beoordeling van verbinding stalen schroefdraad met beton

Spanning van M20-schroefdraad	σ_s	171.6	Mpa
Maximale afschuifspanning in bevestiging staal/beton	$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$	2.321	Mpa
Schroefdraaddiameter	$\emptyset$	20	mm
Coëfficiënt	η_1	1	-
Coëfficiënt	η_2	1	-
Minimaal vereiste lengte	$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) * (\sigma_s/f_{bd})$	370	mm
Effectieve lengte van de schroefdraad	$l_{thread_{effective}}$	2750	mm
Beoordeling	$l_{b,rqd}/l_{thread_{effective}}$	0.134	-

De beoordeling van de verbinding tussen het beton en de paal is weergegeven in Kader 16.

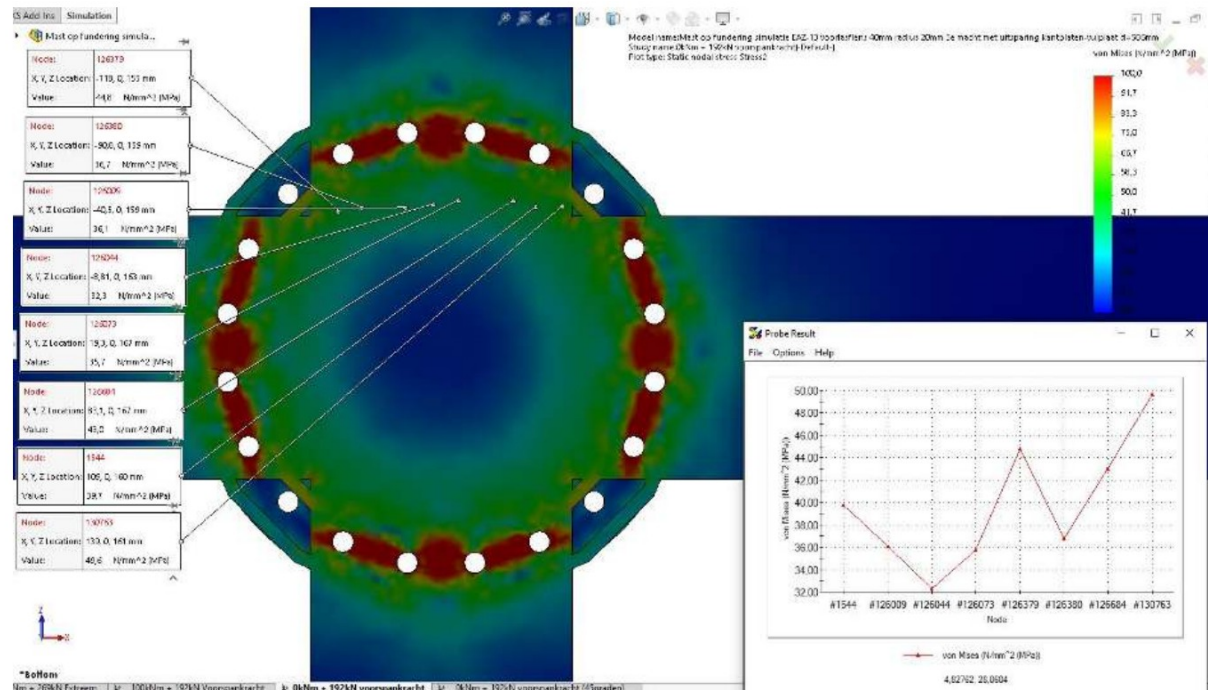
Kader 16: Beoordeling van de verbinding tussen beton en palen

Effectieve lengte van de schroefdraad	$l_{thread_{effective}}$	2750	mm
Aantal schroefdraden	n_{thread}	2	-
Factor voor verbinding met gladde stalen wand	c	0.0625	-
Afschuifspanningsvermogen	$V_{rdi} = c * f_{ctd}$	0.0645	Mpa
Omtrek binnenste paal	U_c	657	mm
Minimaal vereiste lengte	$L_c = (F_{pre}/(U_c * V_{rdi})) * n_{thread}$	1986	mm
Beoordeling	$L_c/l_{thread_{effective}}$	0.722	-

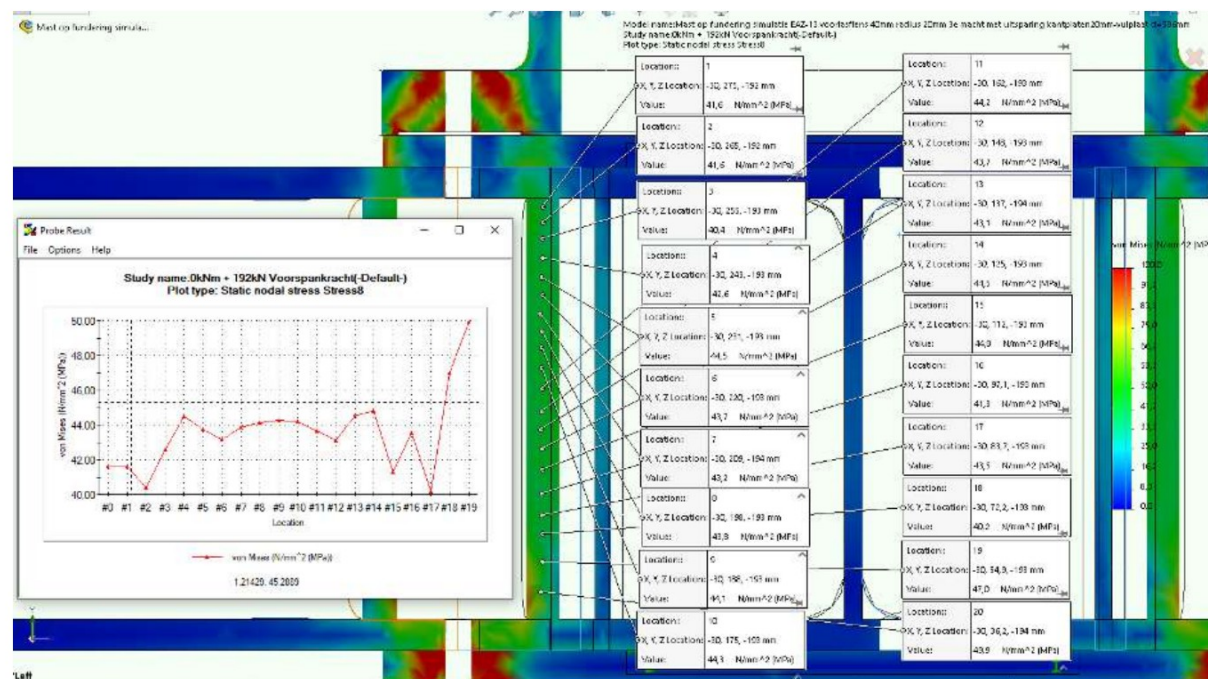
11 Bijlagen

11.1 Resultaten van FEM-simulatie 2

1a. HEB-profiel flenslas



1b. Versterkingsplaat las



11.3 Regenstroomtellingen

Torenonderzijde	
bereik	cycli
[kNm]	[#]
0,58275	8.39E+08
1,1655	7.51E+08
1,74825	5.7E+08
2,331	4.27E+08
2,91375	3.14E+08
3,4965	2.33E+08
4,07925	1.6E+08
4,662	1.08E+08
5,24475	71449912
5,8275	46534008
6,41025	29750164
6,993	18853492
7,57575	11308144
8,1585	7590749
8,74125	4617648
9,323999	3679572
9,90675	2371728
10,4895	1623539
11,07225	1160241
11,655	683545,3
12,23775	717300
12,8205	409650
13,40325	240652,5
13,986	211770
14,56875	124396,3
15,1515	89047,45
15,73425	42569,33
16,317	26529,89
16,89975	31068,16
17,4825	21972,08
18,06525	14715,49
18,648	7654,853
19,23075	4070,887
19,8135	6194,084
20,39625	3097,042
20,979	486,9226
21,56175	1548,521
22,1445	0
22,72725	0
23,31	0