Structurele beoordeling van fundering EAZ-13.2

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

[Commentaren]

Industrieweg 23a Hoogezand,
tel: 0598 372383.
www.eazwind.com

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Versie:	Auteur:	Informatie toegevoegd/gewijzigd/verwijderd:	Datum:	Reviewer 1:
V6	5.1.2e		18-01-2021	5.1.2e
V7	5.1.2e	Bijgewerkte lading op de fundering: De torenmassa is nu verdeeld over alle 4 de uiteinden van de fundering	04-02-2021	5.1.2e
V8	5.1.2e	In de inleiding is een verwijzing naar het belastingsdocument EAZ-12 opgenomen.	12-02-2021	5.1.2e
V9	5.1.2e	De paalfundering in hoofdstuk 11 toegevoegd	18-02-2021	5.1.2e
V9.1	5.1.2e	Het gewicht van de molen aangepast van 60 kN naar 49.3 kN	26-05-2021	
V9.2	5.1.2e	Betonplaat evaluatie geupdate met: - Laatste tekeningen layout wapening - Scheurwijdte evaluatie toegevoegd		
V12	5.1.2e	Belastingsset V174 geimplementeerd	12-05-2022	5.1.2e

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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 13
5.3 Materialen 15
5.4 Betonplaat 15
6 Calculatiemethode **18**
6.1 Kritieke locaties 18
6.2 Materiaalveiligheidsfactoren 20
6.3 Beoordeling eindsterkte 20
6.4 Beoordeling vermoeiïngssterkte 20
6.5 Oriëntatie fundering 21
6.6 Belastingsoverdracht 22
6.7 Eenheidsspanningen 23
7 Belastingen **26**
8 Beoordeling eindsterkte **27**
8.1 Locatie 1: Centrum van kruis 27
8.2 Locatie 2: Verbinding HEB-profiel naar HEB-profiel 28
8.3 Locatie 3: Einde van kruis 32
9 Beoordeling vermoeiïngssterkte **34**
10 Beoordeling van betonplaat **35**
10.1 Betonplaatbelasting 35
10.2 Beoordeling volgens Eurocode 2 37
11 Beoordeling van verbinding HEB-profiel met paal **39**
12 Bijlagen **41**
12.1 Specificatieblad betonplaat 41
12.2 Resultaten van FEM-simulatie 2 44
12.3 Resultaten van FEM-simulatie 3 45
12.4 Regenstroomtellingen 46

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

2 Introductie

Dit document geeft een gedetailleerde structurele beoordeling van de fundering van de EAZ-13.2 windturbine. Dit wordt gedaan voor uiterste en vermoeiïngsbelastingsgevallen 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 vermoeiïngssterkte 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 vermoeiïngssterkte. De betonplaten worden afzonderlijk geanalyseerd in hoofdstuk 10.

3 Referenties

1. **IEC.** *Wind Turbines - Part 2: Small Wind Turbines.* 2013.

2. 5.1.2e *82218 Design loads EAZ-13.2.*

3. 5.1.2e *82219 Design loads EAZ-12.*

4. 5.1.2e *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.**

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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}	Sectiemodules van de verbindingsplaat
$\sigma_{fat_{2E6}}$	Vermoeiïngsgrens bij 2E6 cycli
$\gamma_{m_{ult}}$	Materiaalveiligheidsfactor voor eindsterktebeoordeling
$\gamma_{m_{fat}}$	Materiaalveiligheidsfactor voor vermoeiïngssterktebeoordeling
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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

$F_{hor_{weld}}$	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
$F_{tensile}$	Trekkracht
$F_{dowward}$	Neerwaartse kracht
$F_{upwards}$	Opwaartse kracht

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

5 Funderingsontwerp

De fundering is verkrijgbaar in twee configuraties:

- Betonplaatfundering
- Paalfundering

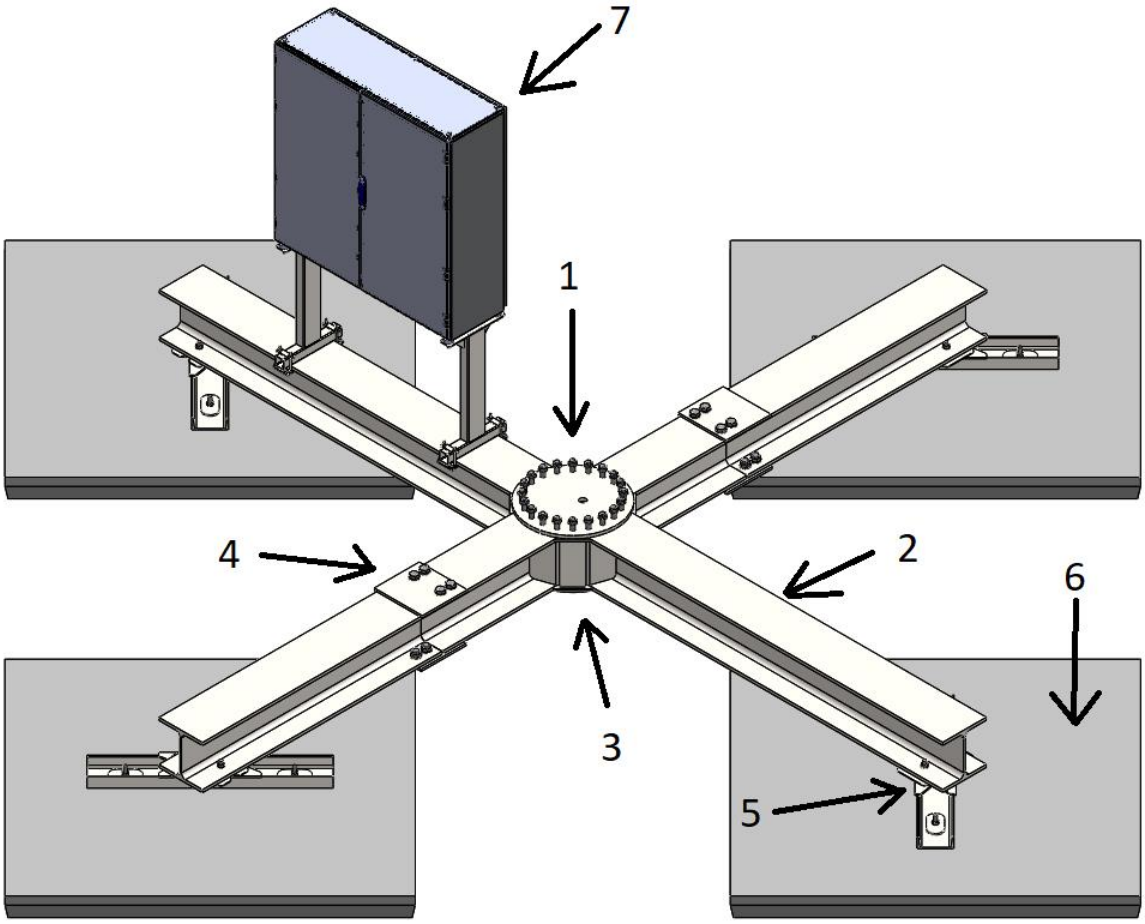
De betonplaatfundering wordt gebruikt als de bodem ter plaatse voldoet aan de minimaal vereiste bodemkenmerken. De berekening van de minimale bodemkenmerken wordt weergegeven in (4). Indien de bodem zwakker is dan de minimumeisen, wordt een paalfundering gebruikt. Hiertoe moet een locatiespecifieke berekening 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. Verbinding HEB-profiel naar betonplaat
6. Betonplaat
7. Elektriciteitskast

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.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 1: Overzicht van de fundering

5.1 Verbindingen van de stichting

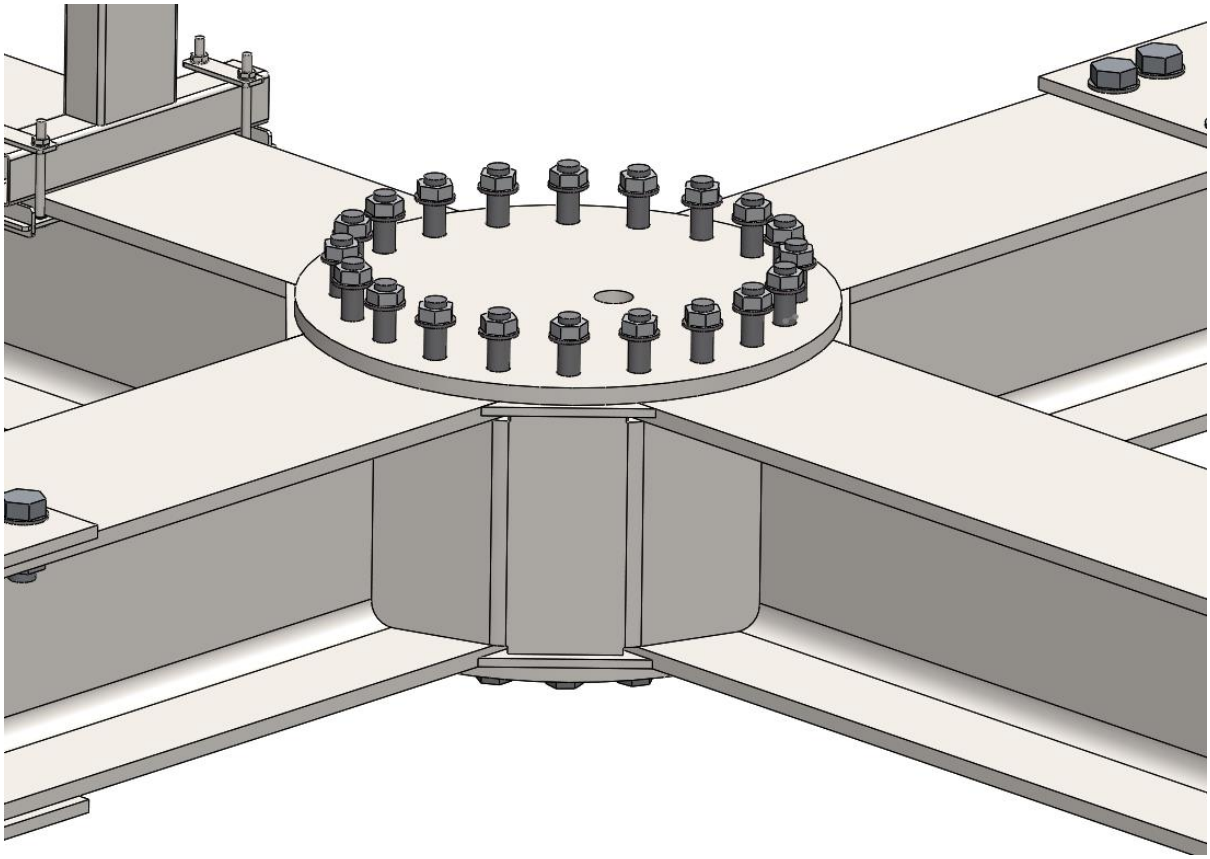
De stichting heeft de volgende verbindingen

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

5.1.1 Middelpunt van dwarsverbinding

In Figuur 2 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.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

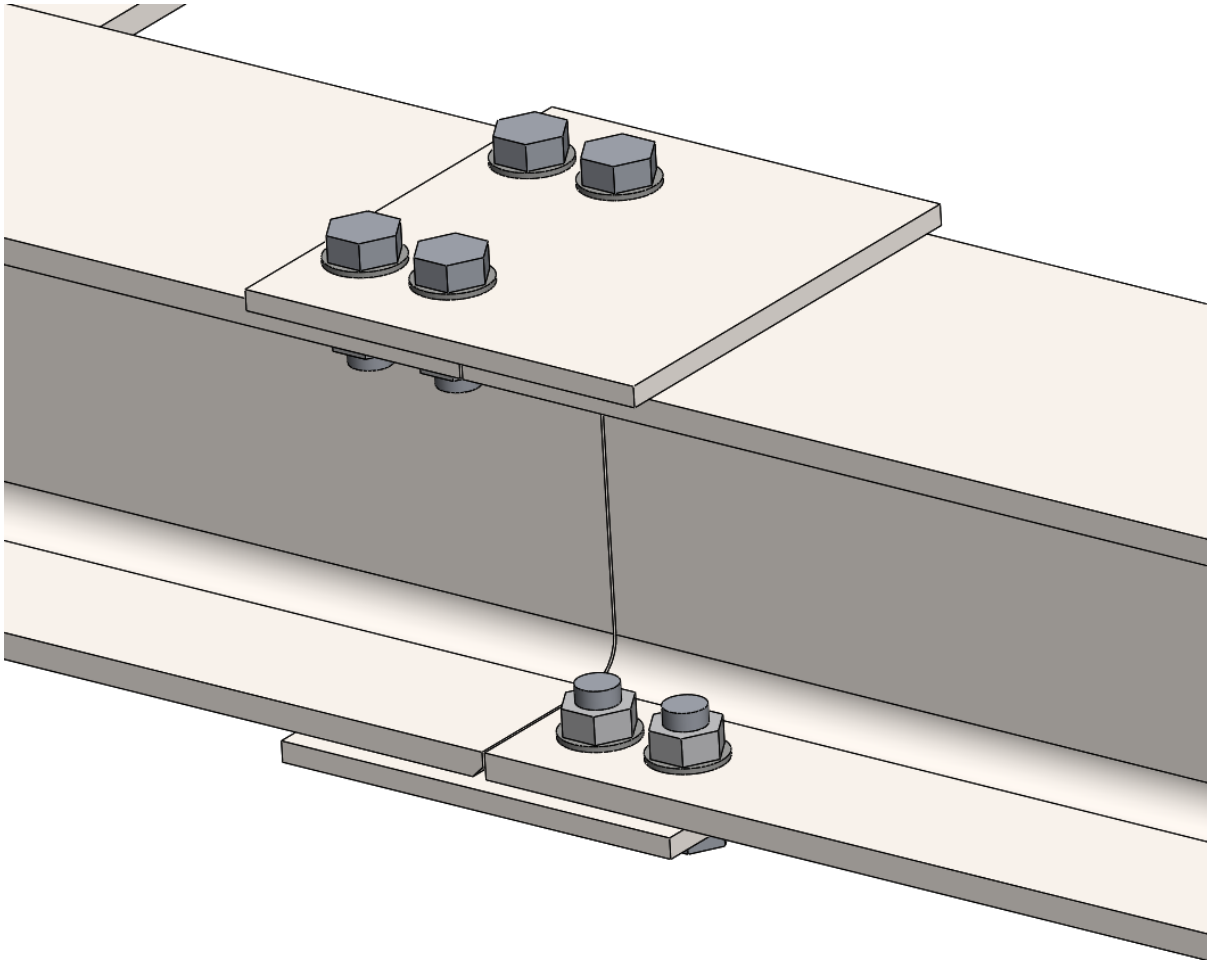


Figuur 2: Middelpunt van kruislasverbinding

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.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



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

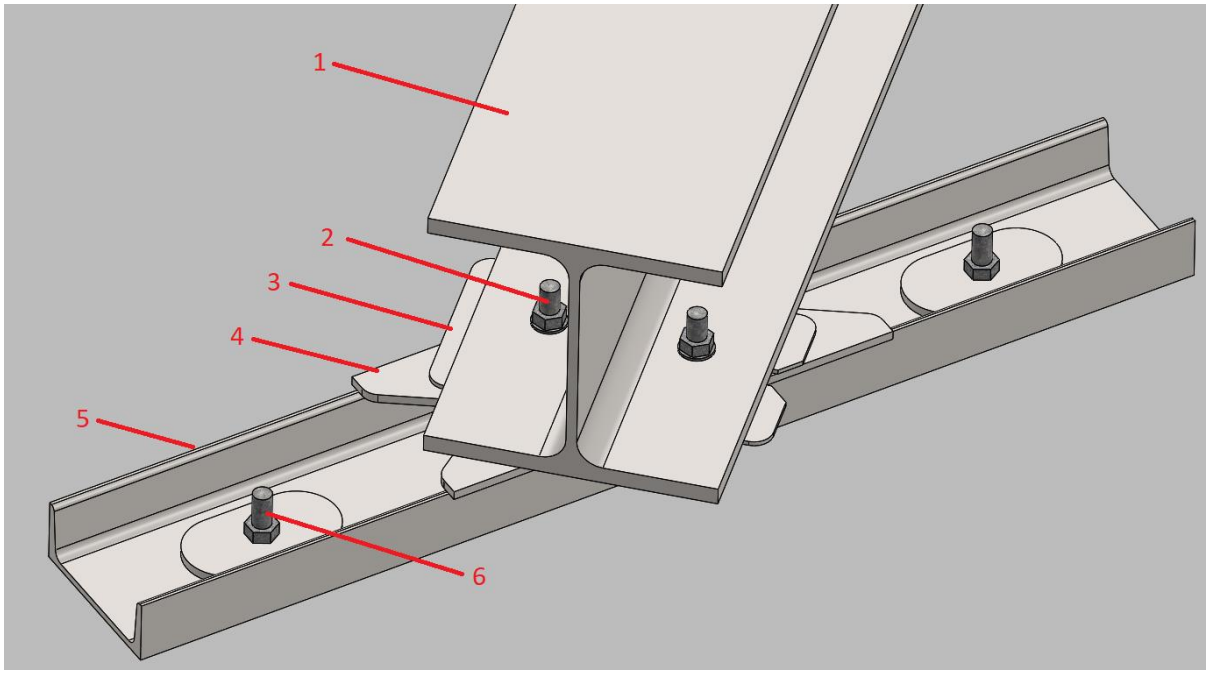
Tabel 1: Specificaties van de M30-bouten

bouttype		M24
sterkteklasse		10.9
Voorspanning per bout	F_{pre} [kN]	250.00
Dwarsdoorsnede M30	A_s [m²]	5.61E-04
Treksterkte	σ_{yield} [Mpa]	940

5.1.3 Verbinding HEB-profiel naar betonplaat

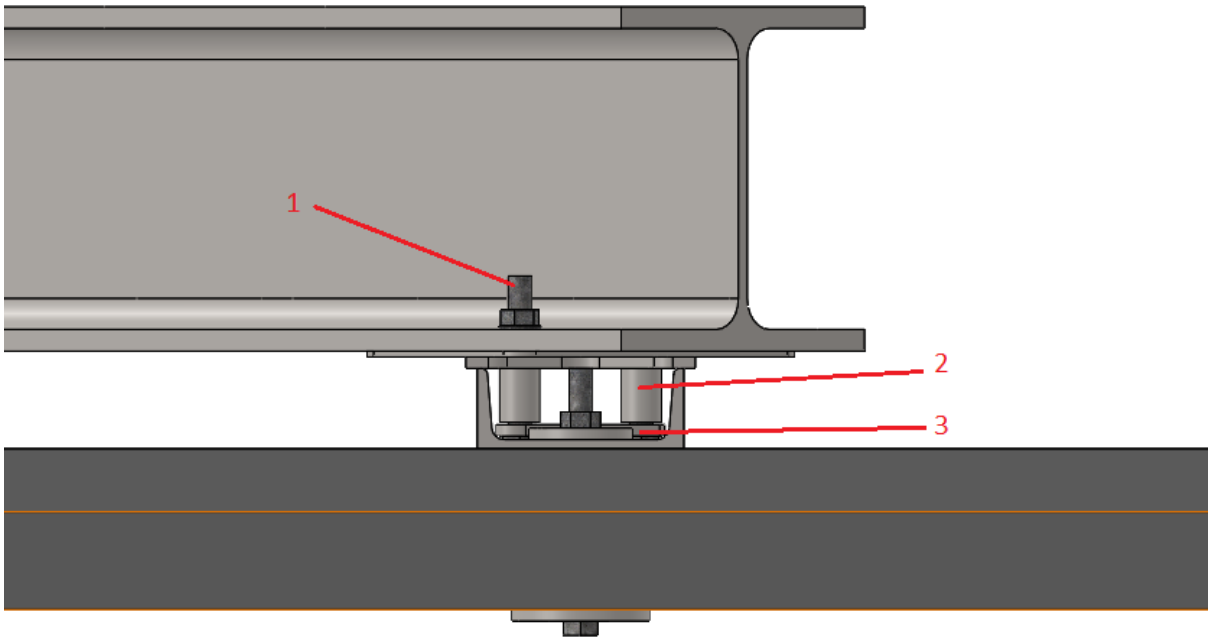
In Figuur 4 wordt een overzicht gegeven van de HEB300 profiel-betonplaatverbinding. Een UNP180-profiel {5} wordt op de betonplaat gemonteerd met twee M20-bouten {6}. Bovenop het UNP-profiel wordt een plaat gelast {4}. Het HEB300-profiel {1} wordt met twee M20-bouten {2} boven op deze plaat gemonteerd. Tussen het HEB300-profiel en de gelaste plaat kunnen extra platen {3} worden gemonteerd om de hoogte van het HEB300-profiel aan te passen.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 4: Verbinding HEB300 met betonplaat

In Figuur 5 is een zijaanzicht van het UNP-profiel te zien. De kop van de twee M20-bouten {1} zijn via een beugel {3} bevestigd. Ook bevinden er zich bussen {2} tussen de boutkop en de gelaste plaat.



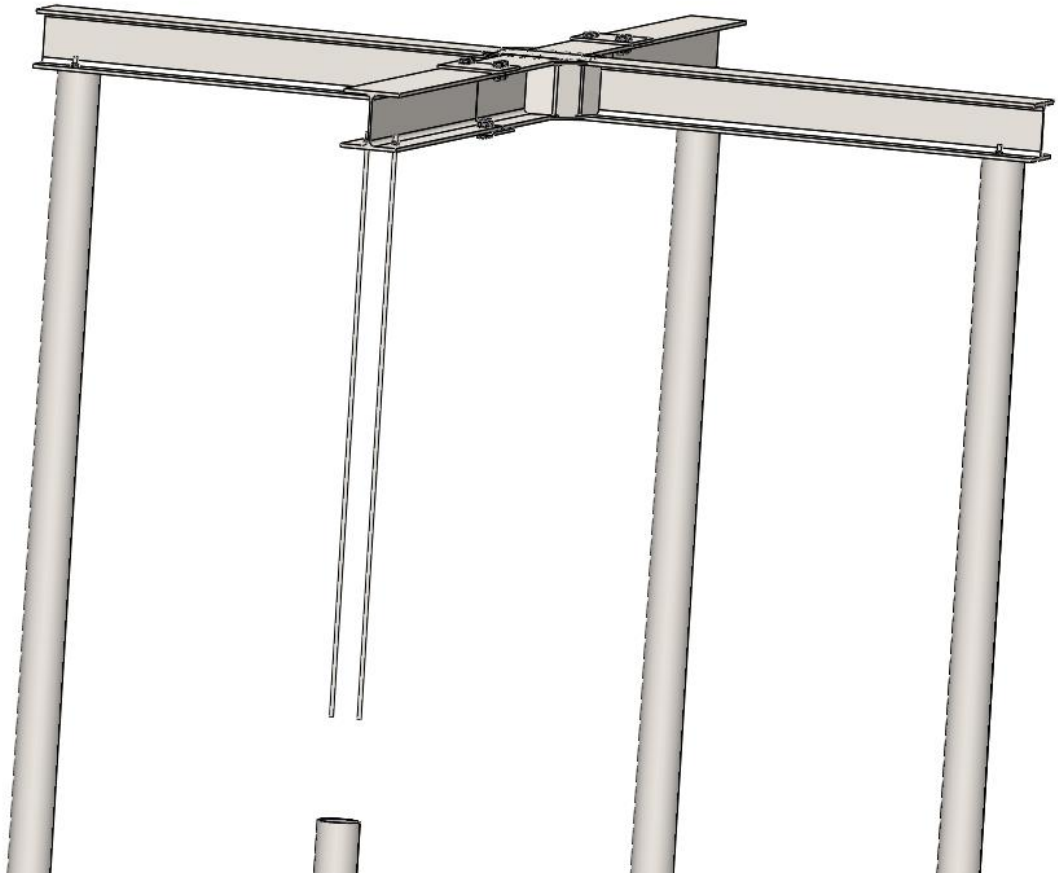
Figuur 5: Zijaanzicht van de verbinding van het HEB300-profiel met de betonplaat

Meer details over deze verbinding zijn te zien in tekening 83501.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

5.1.4 Verbinding van HEB-profiel met paal

In Figuur 6 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 6: 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	$A_{s_{M20}}$	245	mm2
Voorspanning	F_{pre}	37500	N

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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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

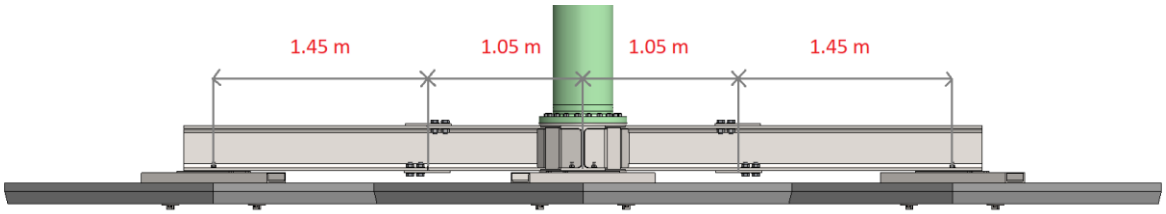
De specificaties van het beton zijn weergegeven in Kader 3.

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

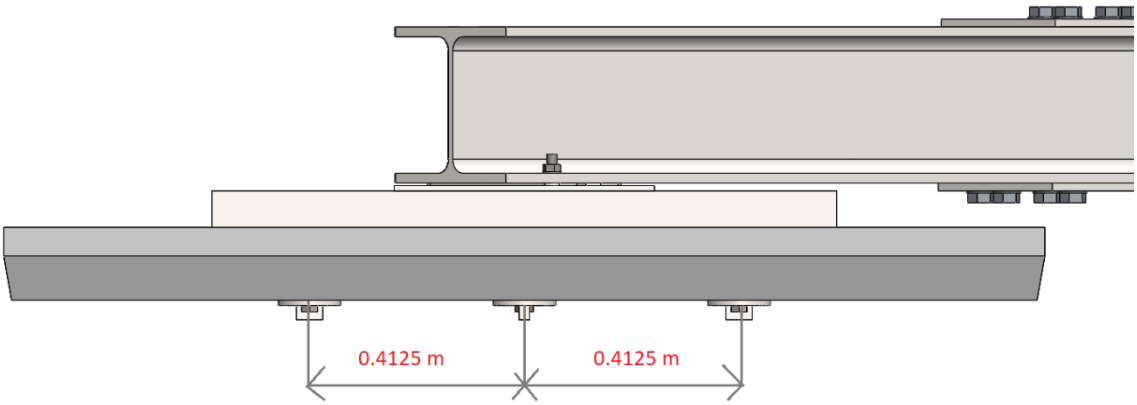
In Figuur 7 wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste afmetingen van de fundering.



Figuur 7: Belangrijkste afmetingen van de dwarsstructuur

In Figuur 8 wordt een overzicht gegeven van de relevante afmetingen van de verbinding van het HEB300-profiel met de betonplaat.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 8: relevante afmetingen van de verbinding van het HEB300-profiel met de betonplaat.

De relevante geometrische parameters voor het HEB300-profiel, het UNP180-profiel en de verbindingsplaat zijn weergegeven in Tabel 2, Tabel 3 en Tabel 4.

Tabel 2: Relevante geometrische parameters van het HEB300-profiel

Sectiemodulus HEB300	W_{HEB} [m³]	1.68E-03
Dwarsdoorsnedegedeelte HEB300	A_{HEB} [m²]	1.49E-02
Hoogte van het HEB300-profiel	h_{HEB} [m]	0,3

Tabel 3: Relevante geometrische parameters van het HEB300-profiel

Sectiemodulus HEB300	W_{UNP} [m³]	2.24E-05
Dwarsdoorsnedegedeelte UNP180	A_{UNP} [m²]	2.80E-03
Afstand van HEB-profiel tot bout	$d_{UNP-bolt}$ [m]	0.4125

Tabel 4: Relevante geometrische parameters van de verbindingsplaat

Dikte plaat	t_{plate} [m]	0.015
Breedte plaat	b_{plate} [m]	0.331
Dwarsdoorsnede	A_{plate} [m²]	4.97E-03
Sectiemodulus	W_{plate} [m³]	1.24E-05

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

5.3 Materialen

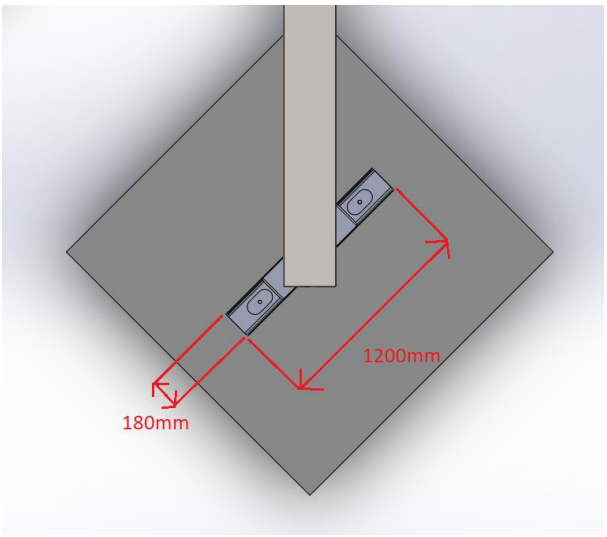
Een overzicht van de materialen van de funderingen is weergegeven in Tabel 5.

Tabel 5: Overzicht van materialen

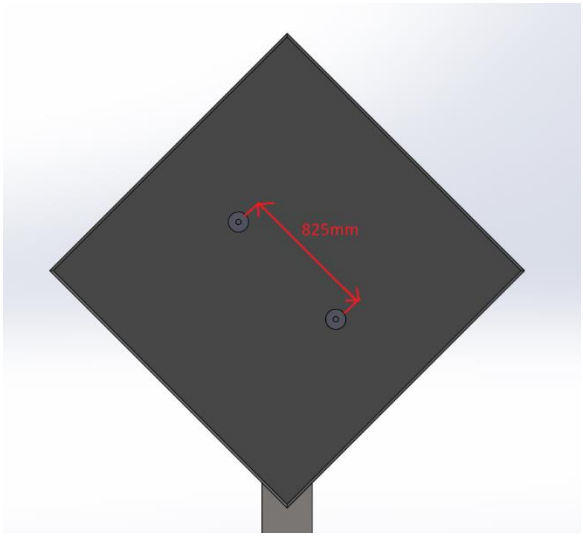
	HEB300-profiel	UNP180-profiel	verbindingsplaat
Materialen	S235	S235	S235

5.4 Betonplaat

Het UNP180-profiel is verbonden met de betonplaat via twee M20-bouten. Deze bouten worden gemonteerd door de gaten in de betonplaat die normaal voor hijsdoeleinden worden gebruikt. Deze bouten zijn bevestigd aan twee platen met een diameter van 120 mm (hierna D120-platen genoemd) die zich aan de onderzijde van de betonplaat bevinden. De verbinding tussen het UNP180-profiel en de betonplaat wordt getoond in Figuur 9 en Figuur 10



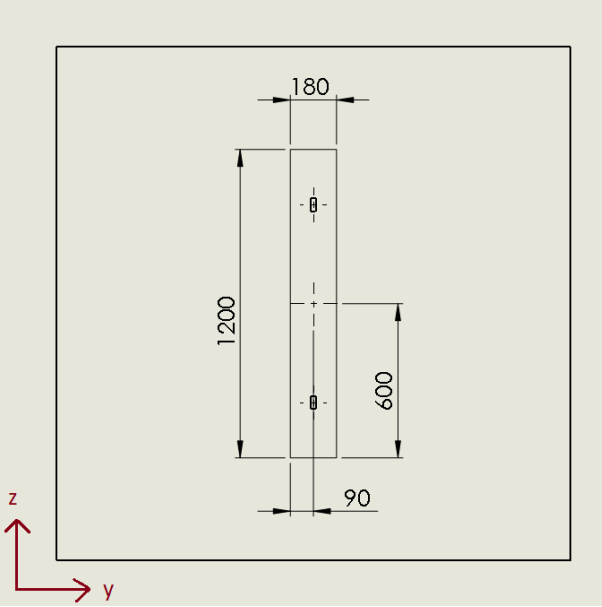
Figuur 9: bovenaanzicht van de verbinding van het UNP180-profiel met de betonplaat



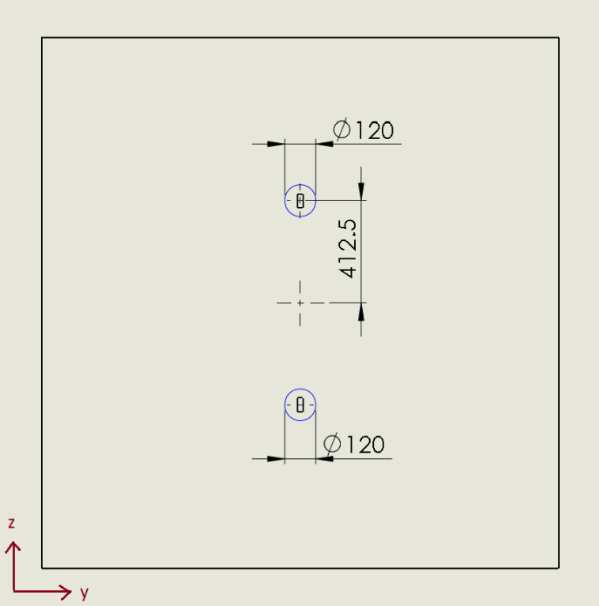
Figuur 10: onderaanzicht van de verbinding van het UNP180-profiel met de betonplaat

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

De positie van het UNP180-profiel en de D120-platen ten opzichte van het midden van de betonplaat wordt getoond in Figuur 11 en Figuur 12.



Figuur 11: Positie van het UNP180-profiel



Figuur 12: Positie van de D120-platen

Kader 4 bevat een overzicht van de afmetingen die bij verdere berekeningen zijn gebruikt. Tekeningen van de layout van de wapening zijn te vinden in annex 12.1.

Kader 4: overzicht van de kenmerkende dimensies

betonkwaliteit		C50/60	
staalkwaliteit		B 500	
milieuklasse		XC4	
breedte van betonplaat	b	2000.00	mm
hoogte van betonplaat	h	140.00	mm
betondekking aan de bovenzijde	c_{upp}	30.00	mm
betondekking aan de onderzijde	c_{low}	30.00	mm
wapening aan de bovenzijde	n_{upp}	18.00	-
	$ø_{upp}$	8.00	mm
wapening aan de onderzijde	n_{low}	12.00	-
	$ø_{low}$	6.00	mm
dwarsdoorsnede van de stalen stang aan de bovenzijde	$D_{upp}=0{,}25\pi\ ø_{upp}^2$	50.27	mm2
dwarsdoorsnede van de stalen stang aan de onderzijde	$D_{low}=0{,}25\pi\ ø_{low}^2$	28.27	mm2
totale dwarsdoorsnede van staal aan de bovenzijde	$A_{s,upp}$	904.78	mm2
totale dwarsdoorsnede van staal aan de onderzijde	$A_{s,low}$	339.29	mm2
nuttige hoogte in de y-richting	$d_y=h-c-0{,}5ø_{low}$	106.00	mm
nuttige hoogte in de z-richting	$d_z=h-c-1{,}5ø_{low}$	98.00	mm
effectieve nuttige hoogte	$d_{eff}=(d_y+d_z)/2$	102.00	mm

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Een overzicht van de materiaaleigenschappen die bij verdere berekeningen worden gebruikt, is weergegeven in Kader 5.

Kader 5: overzicht van karakteristieke materiaaleigenschappen

karakteristieke cilindrische druksterkte	f_{ck}	50.00	N/mm2
karakteristieke kubieke druksterkte	$f_{ck,cube}$	60.00	N/mm2
gemiddelde cilindrische druksterkte	$f_{cm}=f_{ck}+8$	58.00	N/mm2
ontwerpwaarde betondruksterkte	$f_{cd}=f_{ck}/1,5$	33.33	N/mm2
gemiddelde cilindrische treksterkte	$f_{ctm}=0,3f_{ck}$ (2/3) als f_{ck}<=50	4,07	N/mm2
gemiddelde buigtreksterkte	$f_{ctm,fl}$= max (1,6 - h/1000) f_{ctm} ; f_{ctm})	5,94	5.94
ondergrens treksterkte	$f_{ctk0,05}=0,7f_{ctm}$	2.85	N/mm2
ontwerpwaarde treksterkte	$f_{ctd}=f_{ctk0,05}/1,5$	1.90	N/mm2
Elasticiteitsmodulus beton	E_{cm}= 22000(f_{cm}/10)^0.3	37277.87	Mpa
relatieve verkorting beton	ε_{c3}=1,75+0,55 [(f_{ck} - 50) / 40] if f_{ck}>=50	1,75	‰
relatieve verkorting beton	ε_{cu3}= 2,6+ 35 [(90-f_{ck}) / 100]4 if f_{ck}>=50	3,50	‰
maximale relatieve betondrukzone	$k_{xu,max}$ = (1-x)/1,25(0,6+1,4/ε_{cu3})	0,45	0.45
factor in formule	x	0.44	-
factoroppervlakte van betondrukzone	α= { ε_{cu3} - (ε_{c3} / 2) } / ε_{cu3}	0,75	0.75
factormiddelpunt van betondrukzone	β= {ε^2_{cu3} - (ε_{c3}*ε_{cu3}) +ε^2_{c3}/3 } / { 2ε^2_{cu3} - ε_{c3} ε_{cu3} }	0,39	-
treksterkte staal	f_{yk}	500.00	N/mm2
ontwerpwaarde treksterkte	f_{yd}	435.00	N/mm2
Elasticiteitsmodulus wapeningsstaal	E_s	200000.00	N/mm2
dwarsdoorsnede van de wapening	A_{sl} = $A_{s,low}$	904.78	mm2
wapeningsverhouding	ρ_1 = A_{sl} / b d*100 <2%	0.43%	-

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

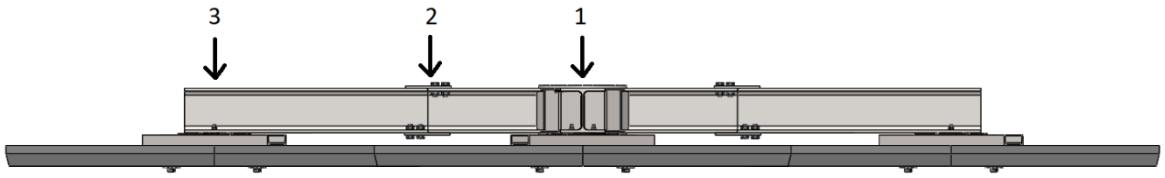
6 Calculatiemethode

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 vermoeiïngssterkte besproken. In dit hoofdstuk worden enkele aannames voor de berekening van de belastingen gegeven en worden de eenheidsspanningen berekend.

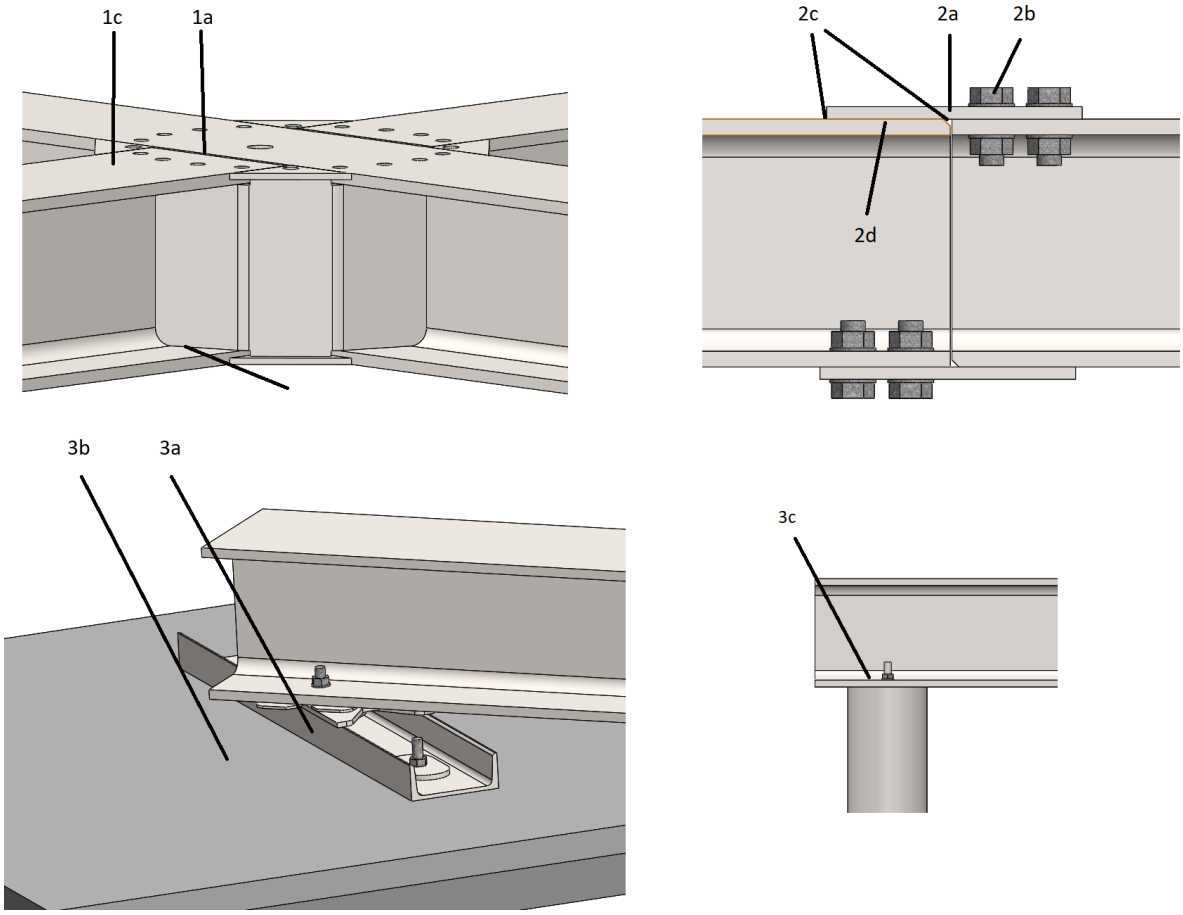
6.1 Kritieke locaties

De structurele beoordeling wordt uitgevoerd voor de meest kritieke locaties van de fundering. Deze worden hieronder opgesomd en zijn weergegeven in Figuur 13. Er moet worden opgemerkt dat de beoordeling van de vermoeiïngssterkte alleen word uitgevoerd voor de kritieke locaties 1a, 1b, 2c en 2d, aangezien de lassen het meest onderhevig zijn aan vermoeiïng. 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)
   b. Betonplaat (voor betonplaatfundering)
   c. Verbinding HEB-profiel met paal (voor paalfundering)



*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 13: Overzicht van kritieke locaties

Voor elke kritieke plaats staan de eigenschappen voor materiaalmoeheid en uiterste sterkte vermeld in Tabel 6, Tabel 7 en Tabel 8.

Tabel 6: 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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Tabel 7: materiaalvermoeiing 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
Vermoeiingsgrens bij 2E6 cycli	$\sigma_{fat_{2E6}}$ [MPa]	n.v.t.	n.v.t.	36	80
Treksterkte	σ_{yield} [MPa]	235	235	235	235

Tabel 8: materiaalvermoeiing en uiterste sterkte-eigenschappen van locatie 3

3. Einde van kruis		**3a. UNP-profiel**	**3b Betonplaat**
detail categorie (5)		n.v.t.	n.v.t.
Vermoeiingsgrens bij 2E6 cycli	$\sigma_{fat_{2E6}}$ [MPa]	n.v.t.	n.v.t.
Treksterkte	σ_{yield} [MPa]	235	paragraaf 5.4 voor de betoneigenschappen)

6.2 Materiaalveiligheidsfactoren

Overeenkomstig IEC-61400-2 (1) zijn de in Tabel 9 gegeven materiaalveiligheidsfactoren toegepast voor de beoordeling van de uiterste belasting en de vermoeiingsbelasting.

Tabel 9: materiaalveiligheidsfactoren

Materiaalveiligheidsfactor uiterste belastingen	$\gamma_{m_{ult}}$	1.1
Materiaalveiligheidsfactor vermoeiingsbelastingen	$\gamma_{m_{fat}}$	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 verminderd 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 vermoeiingssterkte

De vermoeiingssterkte 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 6 en Tabel 7.

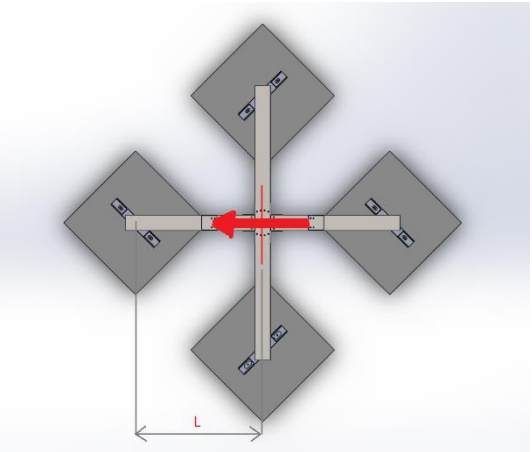
De vermoeiingsschade is bepaald in de volgende stappen:

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

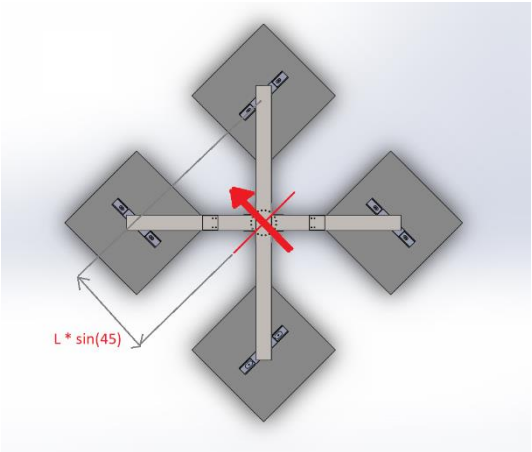
- Met behulp van FAST werden de belastingen voor verschillende windsnelheden berekend. Voor de fundering wordt de belasting aan de onderzijde van de toren gebruikt. Dit wordt nader beschreven in document 82218.
- Voor de kritieke locaties die op vermoeiïngssterkte worden beoordeeld, is de eenheidsspanning 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 vermoeiïngsschade 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 vermoeiïngsbelasting, zoals beschreven in paragraaf 6.2. toegepast.
- De totale vermoeiïngsschade is de som van de vermoeiïngsschade 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 14 and Figuur 15 respectievelijk. Hierbij geeft de rode pijl de richting aan van het torenonderzijdemoment.



Figuur 14: Momentrichting is in overeenstemming met het HEB300-profiel



Figuur 15: de momentrichting ligt tussen de HEB300-profielen in

In de situatie van Figuur 14 wordt de reactiekracht door slechts één uiteinde van het kruis gegeven. Deze reactiekracht wordt:

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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

In de situatie van Figuur 15 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.

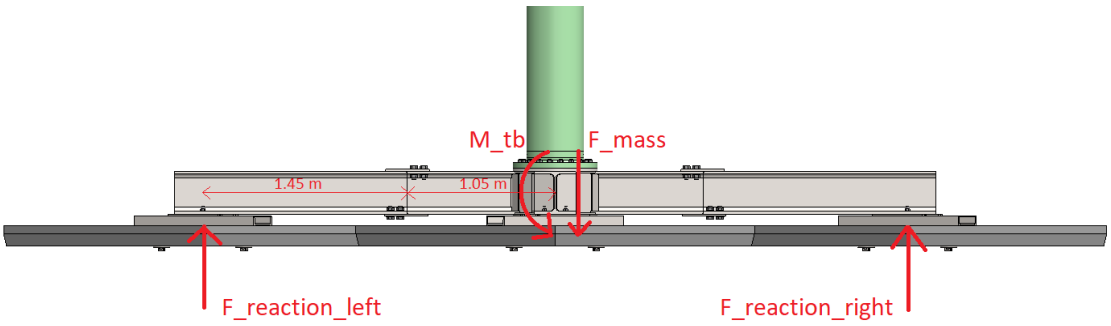
6.6 Belastingsoverdracht

Een overzicht van de belastingen en reactiekrachten op de fundering is weergegeven in Figuur 16 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 10 en Tabel 11. Waarbij:

- Tabel 10 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 11 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 16: Overzicht van belastingen en reactiekrachten op de fundering

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Tabel 10: 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 11: 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 vermoeiïngssterkte 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 12. Voor locatie 2c en 2d is een analytische berekening gebruikt.

Tabel 12: Overzicht van FEM-simulaties

	simulatie 2	**simulatie 3**
Bovenbelasting toren	Geen belasting	6578.9N (resulterend 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.	

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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 13. De gebruikte vergelijking staat in Kader 6. De FEM-resultaten zijn meer gedetailleerd weergegeven in bijlage 12.2.

Tabel 13: 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 6

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 14. De gebruikte vergelijkingen zijn weergegeven in Kader 7. 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 12.3.

Tabel 14: 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**

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Kader 7

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

Voor locatie 2c is de eenheidsspanning uit externe belasting bepaald op basis van analytische berekeningen. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 15, en de bijbehorende berekeningen in Kader 8. 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 15

		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	$F_{hor_{weld}}$ [kN]	-	96.67
Verticale kracht op las	$F_{vert_{weld}}$ [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 8

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:	$F_{hor_{weld}} = \frac{M}{h_{HEB}}$
Verticale kracht op de las:	$F_{vert_{weld}} = \frac{F_{vert}}{2}$
Spanning door externe belasting (voor de voorlas):	$\sigma_{ext} = \sqrt{\left(\frac{F_{vert_{weld}}}{0.006m * 0.3m}\right)^2 + \left(\frac{F_{vert_{weld}}}{0.006m * 0.3m}\right)^2}$
Spanning door externe belasting (voor zijlas:	$\sigma_{ext} = \frac{F_{hor_{weld}}}{2 * 0.008m * 0.15m}$
Eenheidsspanning door externe belasting:	$s_{ext} = \frac{\sigma_{ext}}{100\ kNm}$

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

7 Belastingen

Alle belastingen, uiterste en vermoeiïngsbelastingen, worden berekend met het aëro-elastische FAST-model zoals beschreven in document 82218. In Tabel 16 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 16: Overzicht van de invoerbelastingen voor de bepaling van de uiterste belasting

		Torenonderzijde
Resulterend 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 12.4. Deze worden verkregen zoals beschreven in paragraaf 6.4 en zullen input zijn voor de vermoeiïngssterktebeoordeling.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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 17 De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 12Kader 9

Tabel 17: 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 9

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:	$\frac{\sigma_{tot}}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$

8.1.2 Beoordeling van locatie 1c HEB-profiel

De beoordeling van de uiterste belasting van locatie 1c is weergegeven in Tabel 18. De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 10.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Tabel 18: 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 10

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:	$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$

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 19) . Deze belastingen worden van de torenonderzijde doorgegeven aan locatie 2, hetgeen wordt toegelicht in paragraaf 6.6.

Tabel 19: Overzicht van de uiterste belastingen op locatie 2

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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

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 Figuur 17. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 20, en de bijbehorende berekeningen in Kader 11.

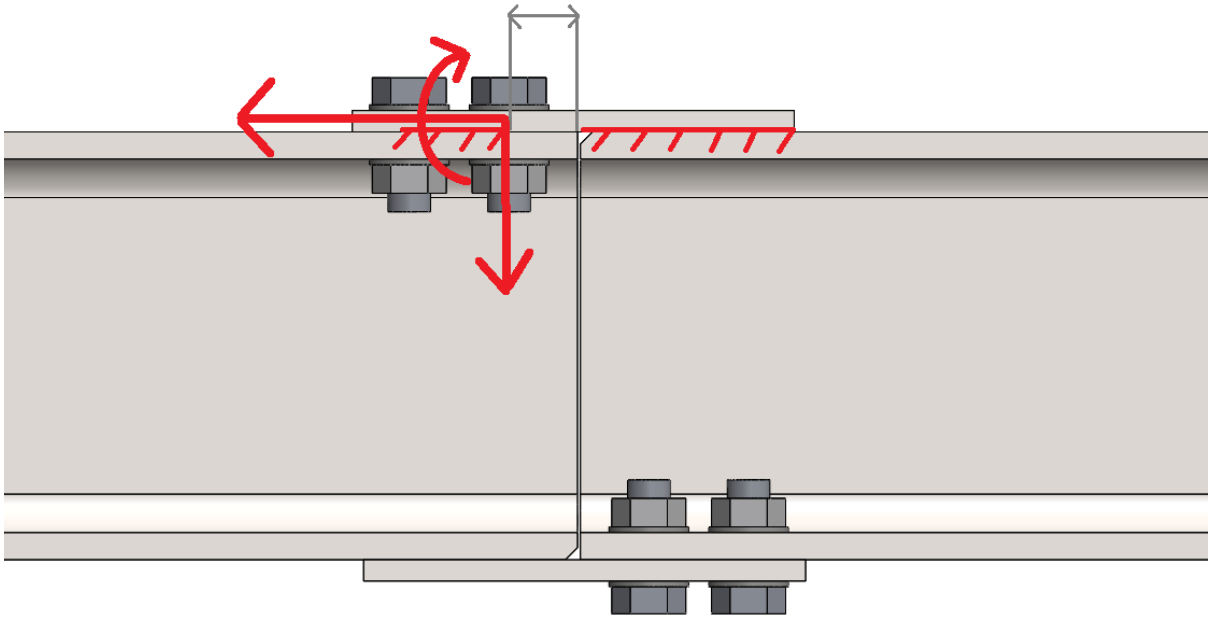
Tabel 20:

		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 11

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:	$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 17: Schematisch overzicht van de krachten op de verbindingsplaat

8.2.2 Beoordeling locatie 2b. bouten

De bout is op twee aspecten beoordeeld:

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

De resultaten staan weergegeven in Tabel 21. De desbetreffende berekeningen zijn weergegeven in Kader 12.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Tabel 21: Beoordeling van de M30-bouten

Boutvoorspanning		
Wrijvingscoëfficiënt staal/staal	f_{fric} [-]	0.50
Wrijvingskracht	F_{fric} [kN]	500.00
Horizontale kracht op de verbindingsplaat	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 12

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:	$\frac{\sigma}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$

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 verbindingsplaat 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 22, en de bijbehorende berekeningen in Kader 13.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Tabel 22: Beoordeling van de eindbelasting van locatie 2c en 2d

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

Kader 13

Verticale kracht op de las:
$$F_{vert_{weld}} = \frac{F_{vert}}{2}$$

Spanning (voorlas)
$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{F_{vert_{weld}}}{0.006m * 0.3m}\right)^2 + \left(\frac{F_{vert_{weld}}}{0.006m * 0.3m}\right)^2}$$

Spanning (zijlas)
$$\sigma = \frac{F_{hor_{weld}}}{2 * 0.008m * 0.15m}$$

Beoordeling:
$$\frac{\sigma}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$$

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 23. Deze worden verkregen uit de vergelijkingen in paragraaf 6.6.

Tabel 23: Resulterende krachten op locatie 3.

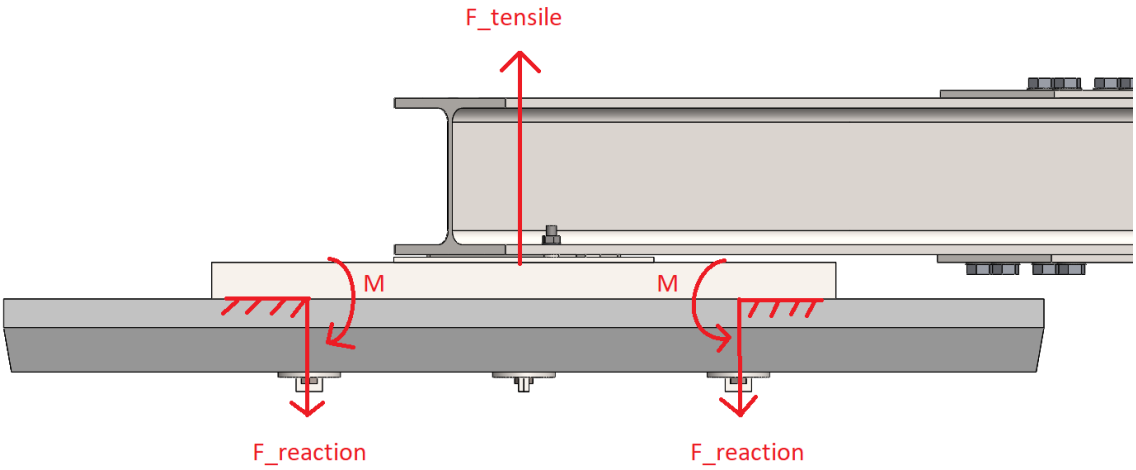
Reactiekracht neerwaarts	[kN]	54.63
Reactiekracht opwaarts	[kN]	29.98

Locatie 3a. Het UNP-profiel wordt beoordeeld in paragraaf 8.3.1. Locatie 3b en 3a worden respectievelijk in hoofdstuk 10 en 11 besproken.

8.3.1 Beoordeling van 3a. UNP-profiel

de maximale spanning bij het UNP180-profiel treedt op wanneer het HEB300-profiel een trekkracht uitoefent op de betonplaat. Voor deze situatie wordt een overzicht van de belasting gegeven in Figuur 18. De beoordeling is weergegeven in Tabel 1 en de bijbehorende berekeningen in Kader 14.

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 18: Overzicht van belasting op UNP-profiel

Tabel 24: Bepaling van de uiterste belasting van locatie 3a

		3a. UNP-profiel
Reactiekracht:	$F_{reactie}$ [kN]	14.99
Buigmoment:	M [kNm]	3.091
Normale spanning	σ [MPa]	138.00
Afschuifspanning	τ [MPa]	5.35
Gelijkwaardige spanning	σ_{eq} MPa	138.31
Beoordeling	**[-]**	**0.647**

Kader 14

Reactiekracht:	$F_{reaction} = \frac{F_{tensile}}{2}$
Buigmoment:	$M = \frac{F_{reaction} * d_{UNP-bolt}}{2}$
Normale spanning:	$\sigma = \frac{M}{W_{UNP}}$
Afschuifspanning:	$\tau = \frac{F_{reaction}}{A_{UNP}}$
Gelijkwaardige spanning:	$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2}$
Beoordeling:	$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{Yield}/\gamma_{m_{ult}}} > 1$

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

9 Beoordeling vermoeiingssterkte

De vermoeiingssterktebeoordeling van locatie 1a, 1b, 2c, en 2d is weergegeven in Tabel 25.

Tabel 25: Beoordeling vermoeiingssterkte

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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

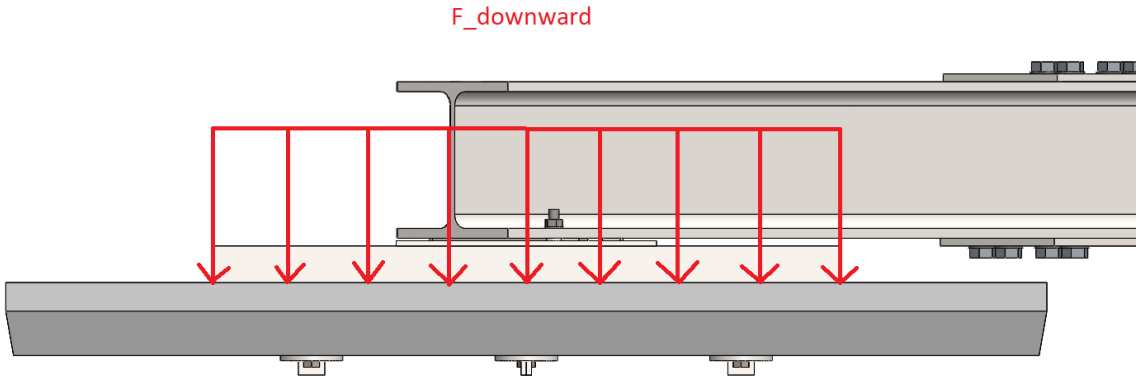
10 Beoordeling van betonplaat

10.1 Betonplaatbelasting

In het extreme geval wordt de betonplaat onderworpen aan:

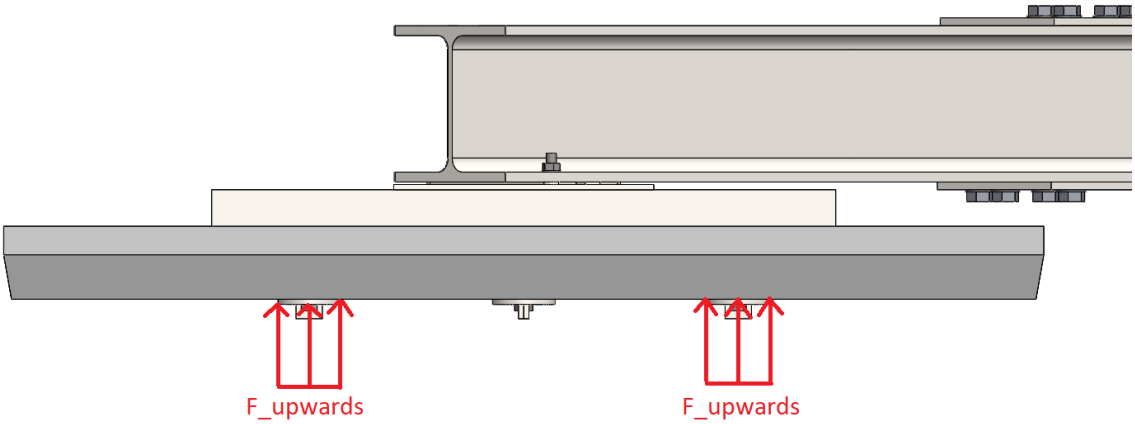
- Een neerwaartse belasting die wordt verdeeld over het contactoppervlak tussen het UNP 180-profiel en de betonplaat (weergegeven in Figuur 19)
- Een opwaartse belasting die wordt verdeeld over het raakvlak tussen de D120-platen en de betonplaat (weergegeven in Figuur 20)

Het hoogste inwendige buigmoment ontstaat door de neerwaartse belasting in combinatie met reactie q-belasting vanuit de bodem. Dit wordt weergegeven in Figuur 21. Een overzicht van de uiterste belastingen op de betonplaat wordt gegeven in Tabel 26. Kader 15 toont de vergelijking die wordt gebruikt voor de berekening van het buigingsmoment in de betonplaat.

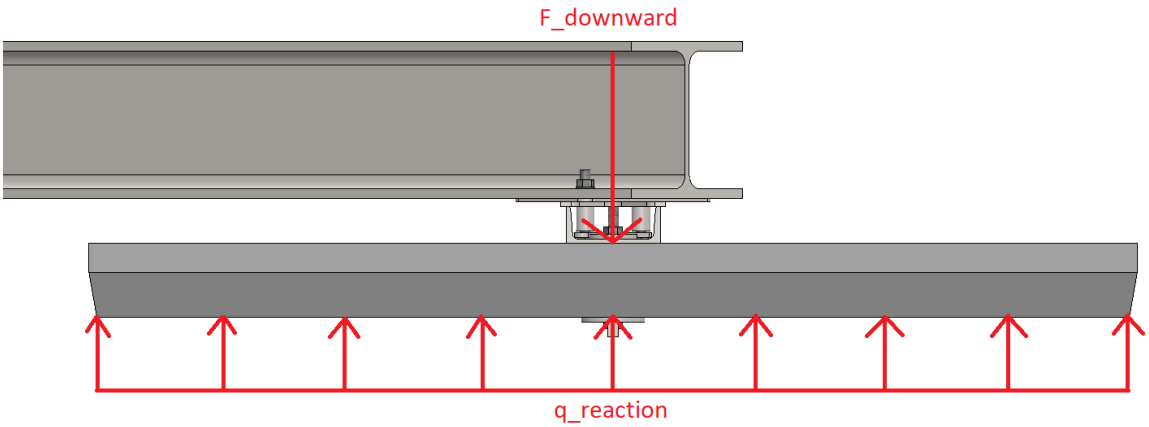


Figuur 19: Neerwaartse belasting op de betonplaat

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*



Figuur 20: Opwaartse belasting van de betonplaat



Figuur 21: Neerwaartse belasting en reactie q-belasting van de bodem

Tabel 26: Overzicht van betonplaatbelastingen

		3b. Betonplaat
Verticale neerwaartse kracht van UNP180	$F_{dowward}$ [kN]	54.63
Verticale opwaartse kracht van D120-plaat	$F_{upwards}$ [kN]	14.99
Reactie q-belasting vanaf de bodem (door neerwaartse kracht)	$q_{reaction}$ [kN/m]	27.31
Moment in betonplaat	M [kNm]	13.66

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Kader 15

Breedte van de betonplaat:	$b = 2m$ (zoals beschreven in Kader 4)
Reactiekracht van de bodem (van neerwaartse kracht):	$q_{reaction} = \frac{F_{dowward}}{b}$
Moment in betonplaat:	$M = q_{reaction} * 0.5b * 0.25b$

10.2 Beoordeling volgens Eurocode 2

In de volgende subparagrafen wordt de betonplaat beoordeeld op basis van de volgende aspecten

- Ponsweerstand
- Buigend moment
- Scheurwijdte

Deze beoordeling wordt uitgevoerd op basis van Eurocode 2 (6).

10.2.1 Beoordeling ponsweerstand

De beoordeling van de ponsweerstand wordt gedaan voor de neerwaartse belasting. Dit is te zien in Kader 16. Omdat de opwaartse belasting significant lager is zal deze niet worden geëvalueerd.

Kader 16: beoordeling van de ponsweerstand

factor	$k= 1 + \sqrt{(200/d_{eff})} <=2,0$				2.00	-
dimensie UNP-profiel	c_1				180	mm
dimensie UNP-profiel	c_2				1200	mm
Wapeningsverhouding	$\rho_1 = A_{sl}/(b*h)$				0.0043	%
factor	$C_{Rd,c} = 0,12$				0.12	-
Ontwerpwaarde ponsweerstand	$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}$				0.666	N/mm2
ponsomtrek	$u_1=2(c_1+c_2)+4\pi*d_{eff}$				4041.77	mm
Optredende belasting	V_{Ed}				54625	N
Optredende schuifspanning	$v_{Ed}=(V_{Ed}/(u_1*d_{eff})$				0.133	N/mm2
Evaluation	**v_{Ed} / $v_{Rd,c}$**	**0.133**	**/**	**0.666**	**0.199**	-

10.2.2 Beoordeling buigmoment

De beoordeling van het maximaal optredende buigmoment is weergegeven in Kader 17.

Kader 17: beoordeling van het buigmoment

nuttige hoogte	$d=d_{eff}$				102.00	mm
hoogte van betondrukzone	$x_u=[d - \sqrt{\{d^2 - 4 \beta M_{ED} / (\alpha b f_{cd})\}}] / (2 \beta)$				4,90	mm
moment arm	$z=d-b x_u$				104,09	mm
maximaal toelaatbaar buigmoment	$M_{Rd}= A_{s,low} f_{yd} z$				40969.37	Nm
optredend buigmoment	M_{Ed}				13656.25	Nm
beoordeling	**M_{Ed}/ M_{Rd}**	**13656**	**/**	**40969**	**0.333**	-

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

10.2.3 Evaluatie van de scheurwijdte

De evaluatie van de scheurwijdte is weergegeven in Kader 18.

Kader 18: Evaluatie van de scheurwijdte

Berekende waarde ε_{sm} - ε_{cm}	ε_{sm} - ε_{cm}			0.000148	-
Minimum waarde ε_{sm} - ε_{cm}	ε_{sm} - ε_{cm}			0.000435	-
Maatgevende waarde ε_{sm} - ε_{cm}	ε_{sm} - ε_{cm}			0.000435	-
Trek spanning staal	$\sigma_s = (z/M_{Ed})/A_s$			145.00	N/mm
Gemiddelde treksterkte beton	$f_{ctm} = f_{ct,eff}$			4.07	N/mm
Effectieve staal / beton verhouding	$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 * A_p`) / A_{c,ef}$			0.0153	-
dwarsdoorsnede van de stalen stang aan de	$A_s = A_{s,low}$			904.78	N/mm
factor ξ_1 (geen voorspanning)	ξ_1			0	-
doorsnede voorspanelementen	$A_p`$			0	mm2
Effectieve oppervlakte beton	$A_{c,ef} = b * (h-x)/3$			59221.38	mm2
Elasticiteitsmodulus staal	E_s			200000.0	N/mm
Elasticiteitsmodulus beton	E_{cm}			37277.87	N/mm
Stijfheidsverhouding staal / beton	$\alpha_e = E_s / E_{cm}$			5.365	-
Factor voor belastingduur	k_t			0.4	-
Hoogte beton drukzone	$x = [- \alpha_e \rho_1 + \sqrt{ \{ (\alpha_e \rho_1)^2 + 2 \alpha_e \rho_1 \} }$			51.168	mm
Maximale scheurafstand	$S_{r,max} = 1.3(h-x)$			115.48	mm
Maximaal toegestane scheurwijdte	w_{max}			0.3	mm
Optredende scheurwijdte	$w_k = S_{r,max}$			0.05	mm
Evaluation		**0.05**	**/** **0.3**	**0.167**	-

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

11 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 19 wordt aangetoond dat de voorspanning voldoende is.

Kader 19: 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 20.

Kader 20: Beoordeling van horizontale kracht

Horizontale belasting	$F_{hor} \cdot \frac{211.5\ kNm}{15m*4}$	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 21.

Kader 21: Beoordeling van stalen schroefdraad

Stijfheidsfactor	Φ	0.333	-
Voorspanning + externe belasting	$F_{threat} = F_{pre} + \Phi * \frac{F_{tensile}}{2}$	42050	N
effectieve dwarsdoorsnede	$A_{s_{M20}}$	245	mm2
Spanning	$\sigma_s = F_{threat}/A_{s_{M20}}$	171.6	Mpa
Treksterkte	σ_{Yield}	640	Mpa
Beoordeling	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{yield}/\gamma_{m_{ult}}}$	**0.295**	-

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

De beoordeling van de verbinding tussen de stalen schroefdraad en het beton is weergegeven in Kader 22.

Kader 22: 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	$\boldsymbol{l_{b,rqd}/l_{thread_{effective}}}$	**0.134**	**-**

De beoordeling van de verbinding tussen het beton en de paal is weergegeven in Kader 23.

Kader 23: Beoordeling van de verbinding tussen beton en palen

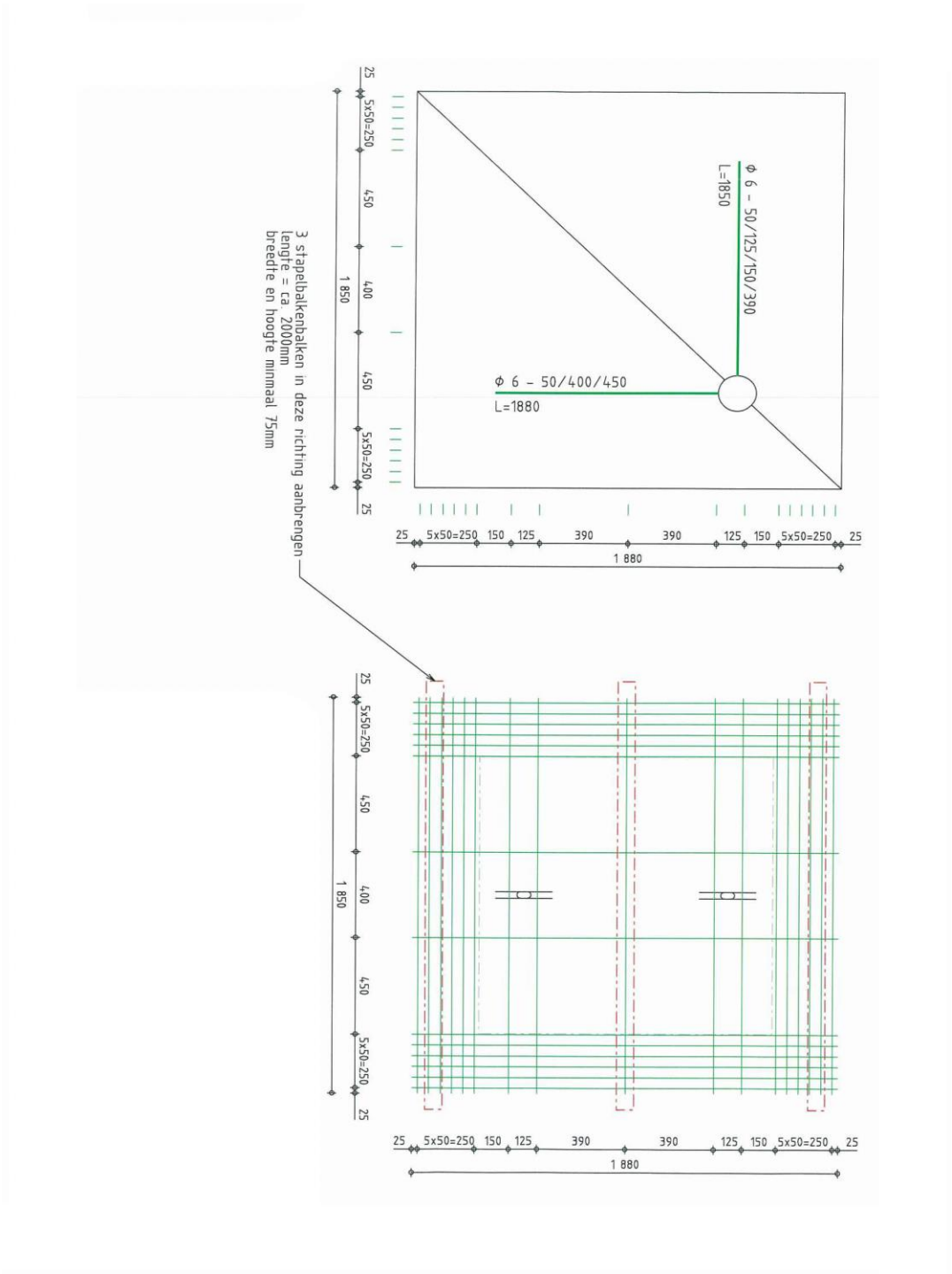
Effectieve lengte van de schroefdraad	$l_{thread_{effective}}$	2750	mm
Aantal schroefdraden	n_{thread}	2	-
Factor voor verbinding met gladde stalen wand	c	0.0625	-
Afschuifspanningsvermogen	$V_{rdi} = c * f_{ctd}$	0.0645	Mpa
Omtrek binnenste paal	U_c	657	mm
Minimaal vereiste lengte	$L_c = \left(F_{pre}/(U_c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

*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

12 Bijlagen

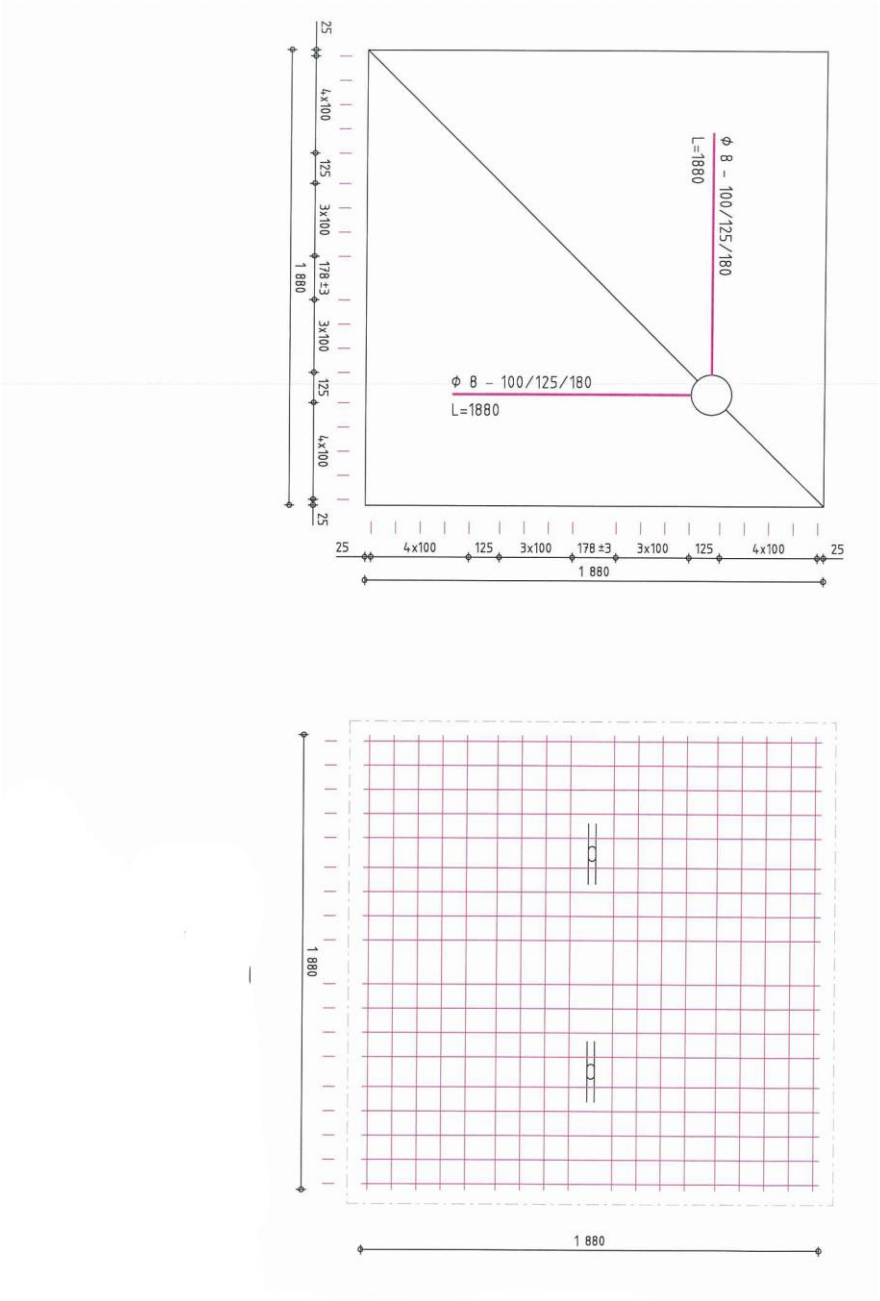
12.1 Specificatieblad betonplaat

Bovenzijde:



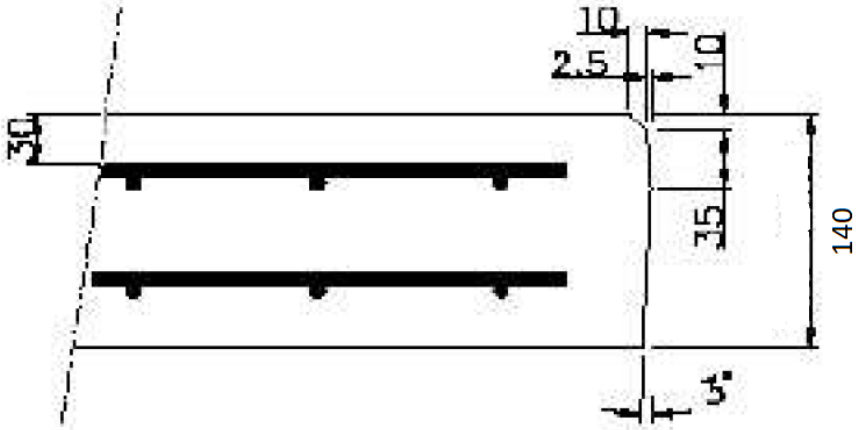
*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

Onderzijde:



*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

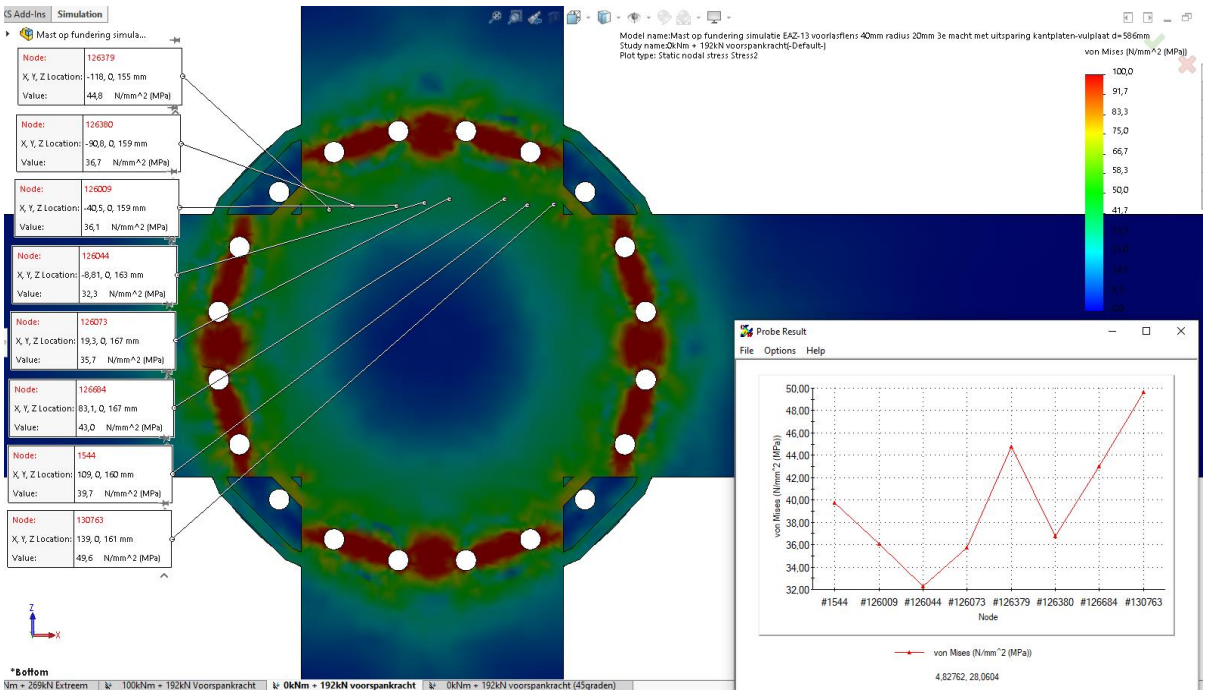
Zij-aanzicht:



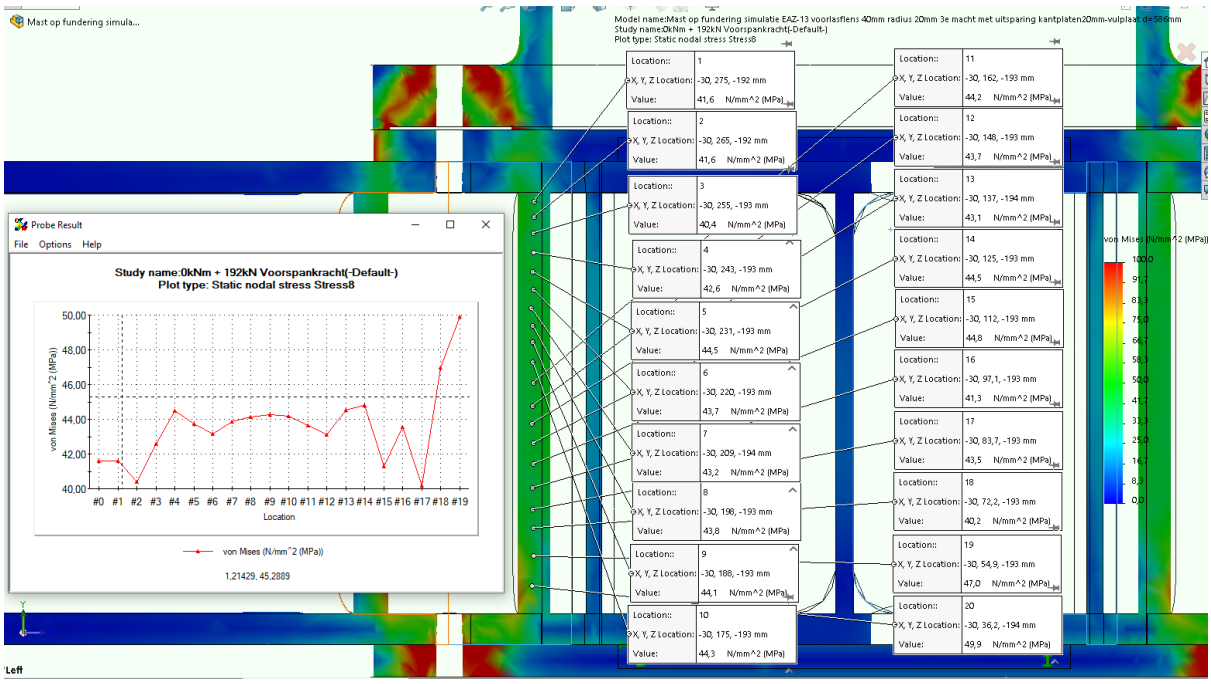
*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

12.2 Resultaten van FEM-simulatie 2

1a. HEB-profiel flenslas



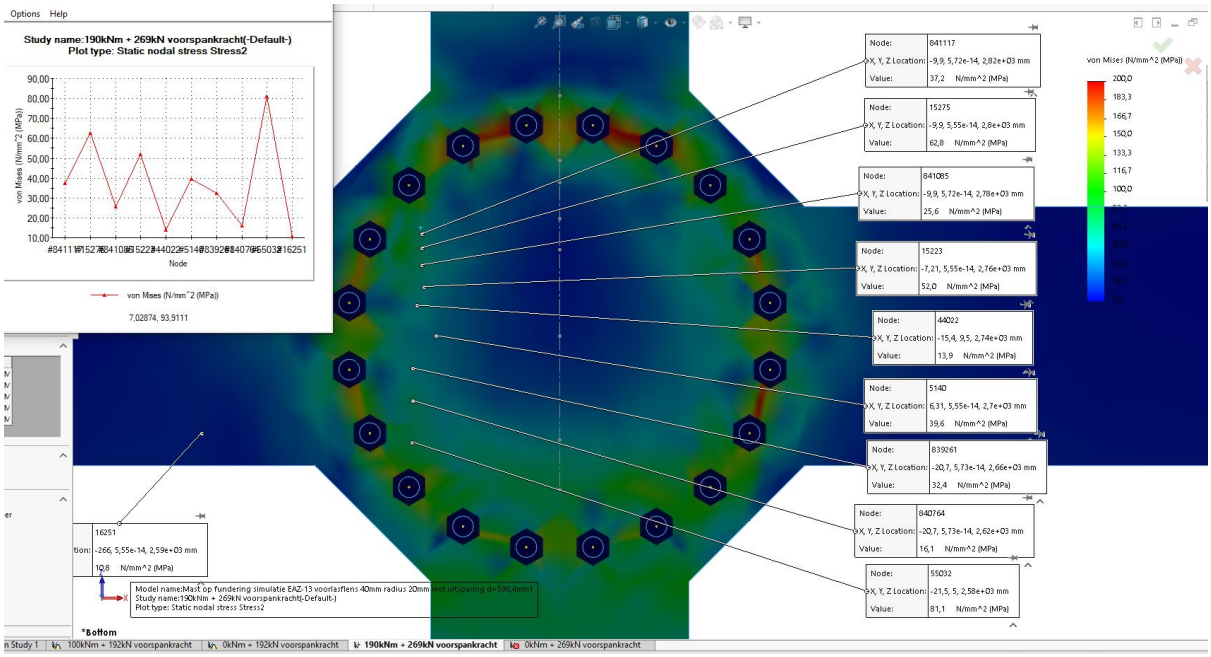
1b. Versterkingsplaat las



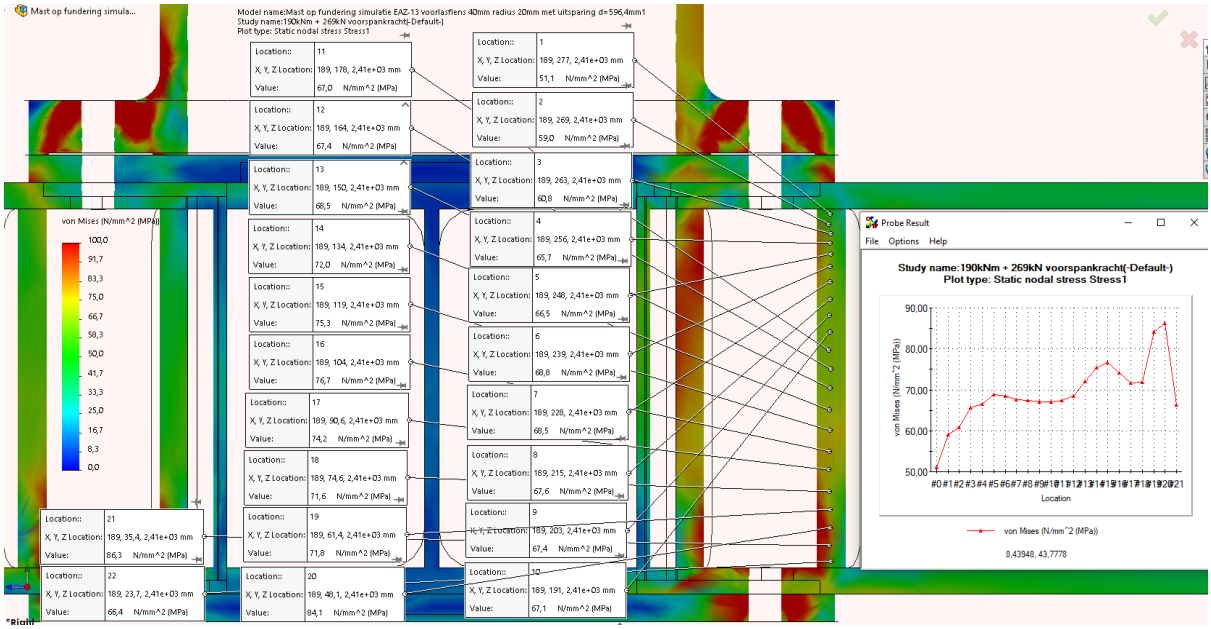
*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

12.3 Resultaten van FEM-simulatie 3

1a. HEB-profielflenslas:



1b. Versterkingsplaatlas:



*Dit document is strikt privé, vertrouwelijk en uitsluitend geschreven voor **E.A.Z. Wind**. Het mag niet worden gekopieerd, verspreid of gereproduceerd, noch in zijn geheel, noch gedeeltelijk, noch aan derden worden doorgegeven.*

12.4 Regenstroomtellingen

Torenonderzijde	
bereik [kNm]	cycli [#]
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

Legenda toegepaste uitzonderingsgrondslagen

In dit document zijn gegevens geanonimiseerd op grond van:

Wet	Artikel	Omschrijving	Pagina's
Wet open overheid	Art. 5.1 lid 2 sub e	De eerbiediging van de persoonlijke levenssfeer	1, 2, 4