



Tuulivoimalan gravitaatiooperus- tuksen parametrisen optimointi

Eero Kivioja

OPINNÄYTETYÖ
Helmikuu 2024

Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma, Insinööri (ylempi AMK)
Rakennesuunnittelu

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma, Insinööri (ylempi AMK)
Rakennesuunnittelu

KIVIOJA, EERO:

Tuulivoimalan gravitaatioperustuksen parametrinen optimointi

Opinnäytetyö 97 sivua, joista liitteitä 2 sivua
Helmikuu 2024

Tässä opinnäytetyössä käsitellään maanvaraan perustettavien tuulivoimaperustusten mitoittamista ja niiden rakenteiden optimointi mahdollisuuksia algoritmiavusteisesti. Suunnittelu ja optimointi toteutetaan Eurokoodin ja kansainvälisen sähköteknisen komission suunnitteluohjeiden mukaan. Opinnäytetyössä ei ole tarkoitus luoda valmista laskentapohjaa perustuksen optimoinnille, vaan selvittää perusteet laskentapohjan toteutukselle.

Tuulivoimalan gravitaatioperustus rakennetaan pohjamaan päälle tehtävän maantäytön varaan. Gravitaatioperustukset ovat rakenteeltaan massiivisia betonirakenteita, joiden suuri vakauttava pystykuormitus kumoaa voimalalta tulevien kaatavien voimien vaikutuksen. Gravitaatioperustuksessa on oleellista, että perustukselle tulevat kuormat voidaan siirtää hallitusti maaperälle siten, että maaperän kantavuutta ja stabiliteettia ei ylitetä. Opinnäytetyössä ei tutkita maaperän parametreja tai kantavuuksia, vaan opinnäytetyössä käsitellään ainoastaan betonisen perustuksen mitoittamista ja optimointia.

Tuulivoimalasta perustukselle tulevista kuormista aiheutuu perustukselle pääasiassa kaatavia voimia, jotka muodostavat perustukseen veto- ja puristuskuormia. Kuormat hallitaan yleisesti perustuksen kokoa kasvattamalla ja betonissa olevan harjateräksen määrää kasvattamalla. Perustuksen suunnittelussa on mahdollista vaikuttaa betoni- ja teräsmateriaalien menekkiin muokkaamalla perustuksen poikkileikkauksen dimensioita. Paksuntamalla perustusta saadaan usein vähennettyä tarvittavan teräksen määrää, mutta samalla tämä lisää betonin menekkiä. Perustuksen liiallinen paksuntaminen ja halkaisijan pienentäminen johtavat josain vaiheessa siihen, että maaperän kantavuus ylitetään ja perustus ei ole enää stabiili.

Tuulivoimala kokee käyttöikänsä aikana useita erilaisia kuormitusyklejä, jotka aiheuttavat väsymistä perustuksen rakenteissa. Tuulivoimaperustuksen mitoituksessa on edellä mainitusta syystä tarkasteltava myös rakenteiden väsymiskestävyys.

Optimoinnilla pyritään hakemaan mahdollisimman kustannustehokas perustuksen poikkileikkaus siten, että mitoittamiseen liittyvät ohjeistukset täyttyvät. Mahdollisuuksien mukaan optimoinnin vertailuperusteeksi voidaan myös asettaa muita oletuksia kuin kustannus, kuten esimerkiksi materiaalien ilmastovaikutukset.

Asiasanat: tuulivoima, gravitaatioperustus, parametrinen suunnittelu, optimointi

ABSTRACT

Tampere University of Applied Sciences
Master's Degree Program
Construction Engineering

KIVIOJA, EERO:

Parametric Optimization of Wind turbine Gravity foundation

Master's thesis 97 pages, appendices 2 pages
February 2024

This thesis considers the dimensioning and optimization of gravity based onshore wind turbine foundations. Design and optimization are conducted according to the design guidelines of the Eurocode and the International Electrotechnical Commission.

The gravity foundations of wind turbines are built on top of the subsoil. Gravity foundations are massive concrete structures whose large stabilizing vertical load cancels the effect of the overturning forces from the power plant. In a gravity foundation, it is essential that the loads on the foundation can be transferred to the soil in a controlled manner, so that the soil's bearing capacity and stability is not exceeded. The thesis does not examine soil parameters or soil bearing capacities, only the dimensioning and optimization of the concrete foundation is presented in the thesis.

The governing load from the wind turbine to the foundation mainly consist of the overturning moment of turbine. Due to the high overturning moment, there is formed tensile and compressive loads on the foundation. Loads are generally controlled by increasing the size of the foundation and increasing the amount of steel in the concrete. In the design of the foundation, it is possible to influence the quantity of concrete and steel materials by changing the cross-sectional dimensions of the foundation. Thickening the foundation often reduces the required amount of steel, but this increases the costs of concreting. Excessive thickening of the foundation and reduction of the diameter lead at some point to the fact that the bearing capacity of the soil is exceeded, and the foundation is no longer stable.

Wind turbines experience several different load cycles during their lifetime, which cause fatigue in the foundation structures. In the designing of the wind turbine foundations, the fatigue resistance of the structures must be considered due to the cyclic loads from tower.

The aim of the optimization is to find the most cost-effective cross-section of the foundation, so that the guidelines related to dimensioning are achieved. The optimization can be also made for other parameter, for example the climate effects of materials.

Key words: wind power, gravity foundation, parametric design, optimization

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	12
2	TUULIVOIMALAT	14
	2.1 Tuulivoimalan rakenne	15
	2.2 Tuulivoimalan gravitaatioperustukset	17
3	PERUSTUKSEN MITOITUKSEN LÄHTÖTIEDOT.....	20
	3.1 Tuulivoimalan kuormat ja pulttikehän dimensiot.....	20
	3.2 Maaperän ominaisuudet.....	21
	3.3 Mitoituksessa käytettävät standardit ja mitoitusohjeet.....	23
4	PARAMETRINEN SUUNNITTELU	26
	4.1 Mitoituksessa käytettävät ohjelmat.....	27
	4.1.1 Rhinoceros	27
	4.1.2 Grasshopper.....	28
5	GRAVITAATIOPERUSTUKSEN SUUNNITTELU	31
	5.1 Geotekninen mitoitus	32
	5.1.1 Perustuksen koon määrittäminen	32
	5.1.2 Kaatumisvarmuuden laskenta	34
	5.1.3 Kantokestävyys ja liukuvuuslaskenta	37
	5.2 Perustuksen rakenteellinen mitoitus.....	45
	5.2.1 Veto- ja puristuspuoli, tangentiaaliset ja radiaaliset teräkset	47
	5.2.2 Leikkauskestävyys.....	51
	5.2.3 Lävistyskestävyys.....	58
	5.2.4 Halkeilu.....	62
	5.2.5 Paikallinen puristuminen.....	72
	5.2.6 Väsymiskuormitusmitoitus Eurokoodin mukaan	83
6	POHDINTA	91
	LÄHTEET.....	94
	LIITTEET.....	95
	Liite 1. Tuulivoimaperustuksen geometrian vaikutus teräksen ja betonin menekkeihin	95

LYHENTEET JA TERMIT

a	tehollisen poikkileikkauspiirin etäisyys pilarin ulkopinnasta
A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_{c0}	kuorman kuormitusalue, paikallisessa puristuksessa
A_{c1}	kuorman jakautumisalue, paikallisessa puristuksessa
A_{ct}	mitoituksessa käytettävä suurin kuorman jakautumisalue
$A_{c,eff}$	betoni- ja jänneteräksiä ympäröivän vedolla olevan betonialueen tehollinen pinta-ala
A_{eff}	perustuksen tehokas pinta-ala
A_p'	on tartunta- ja ankkuriterästen poikkileikkauspinta-ala osapinnalla $A_{c,eff}$
A_s	raudoituksen poikkileikkauspinta-ala
A_{seg}	perustuksen puristetun segmentin pinta-alan
$A_{s,reg}$	mitoitettavan kuorman vaatima raudoitusmäärä
$A_{s,min}$	vaadittu minimiraudoitus
A_{sw}	yksittäisen leikkausraudoitteen pinta-ala
$A_{sw,min}$	yksittäisen hakateräsleikkeen vähimmäisala
A_t	maaperän puristettu pinta-ala
b_w	poikkileikkauksen leveys
b	poikkileikkauksen leveys
b_c, b_q, b_γ	perustuksen pohjan kaltevuuden kertoimet
b_e	pohjapaineen tehokas leveys B suunnassa
b_{ef}	jännityskentän leveys
b_{eff}	perustuksen tehokas leveys tai voimien vaikutusalueen leveys tarkastelupisteessä
b_t	poikkileikkauksen leveys
c	raudoituksen betonipeite
$C_{Rd,c}$	betonin testauksesta johdannainen kerroin
c'	tehokas koheesio
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
D_{Ed}	kumulatiivinen väsymisvaurio

d_f	poikkileikkauksen tehollinen korkeus mitoittavan leikkauksvoiman kohdalla
d_h	perustuksen keskialueen tehollinen korkeus
e	kuormien aiheuttama epäkeskeisyys
e_d	perustuksen pohjan puristetun segmentin pinta-alan momenttivarsi
$E_{cd,max,equ}$	poikkileikkauksen korkein puristusjännitystaso
$E_{cd,min,equ}$	poikkileikkauksen alin puristusjännitystaso
E_{cm}	betonin kimmokerroin
E_s	teräksen kimmokerroin
f_{cd}	betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo
f_{cd1}	raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{cd2}	raudoitetun betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{cd,fat}$	betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo väsymislaskennassa
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden efektiivinen keskiarvo
$f_{S,fat}$	teräksen väsymiskestävyyden raja-arvo
f_{yk}	teräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ywd}	raudoituksen vetokestävyyden suunnitteluarvo
$f_{ywd,ef}$	lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus
F_x	voimalan vaakakuorma
F_c	puristusjännityksen aiheuttama kuorma
F_{Rdu}	paikallisen puristuksen pistekuormakestävyys
G_b	pohjaveden aiheuttama noste voima
G_{fk}	perustuksen omapaino
G_k	perustuksen pysyvät kuormat
$G_{kj,sup}$	pysyvän kuorman j ominaisarvon yläraja
$G_{kj,inf}$	pysyvän kuorman j ominaisarvon alaraja
G_{sk}	maatäyttöjen tilavuuspaino

h	poikkileikkauksen korkeus
$h_{c,eff}$	tehollisen vetoalueen korkeuden
H	puristuspintojen välinen etäisyys
H_d	mitoitettava vaakavoima
H_d'	ekvivalentti vaakavoimien mitoitusarvo
H_k	vaakakuorman ominaisarvo
h_{pe}	perustuksen jalustan korkeus
h_1	perustuksen keskialueen korkeus
i_c, i_q, i_γ	Vaakakuorman H aiheuttaman kuorman kaltevuuden kertoimet
k	on eri suuruisten tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen huomioiva kerroin halkeamaleveyden laskennassa
k_c	jännitysjakaantumaluku, joka huomioi jännityksen jakaantumisen poikkileikkauksessa halkeaman hetkellä ja momentti varren muutoksen
k_m	betonipeitepaksuuden huomioiva kerroin halkeamaleveyden laskennassa
k_{max}	poikkileikkauksen suurinta lävistyskestävyyttä rajoittava kerroin
k_t	kuormien vaikutusajasta riippuva kerroin
k_1	tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin
k_2	venymäjakauman huomioon ottava kerroin
k_3	kansallisesti valittava kerroin
k_4	kansallisesti valittava kerroin
l_e	pohjapaineen tehokas pituus L suunnassa
l_{eff}	perustuksen tehokas pituus
L_s	leikkaushalkeaman pituus vaakasuunnassa
m	vaakakuorman kulmasta johtuva kerroin suuntien B ja L kanssa
m	S-N-käyrän mukainen kulmakerroin
m_B	vaakakuorman aiheuttaman voiman kerroin B suuntaan
$M_{dst;b}$	kaatavan momentin mitoitusarvo
M_{ed}	mitoitettava taivutusmomentti
M_k	kaatava momentti perustuksen alapinnan tasossa

m_L	vaakakuorman aiheuttaman voiman kerroin L suuntaan
$M_{stb;d}$	stabiloivan momentin mitoitusarvo
M_z	kiertävä momentti tuulivoimalalta
M_y	voimalan kaatava momentti
N_c	betonin puristusalueen normaalivoiman
N_c, N_q, N_y	kantokestävyyden laskennassa käytetyt kertoimet
N_{ed}	kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva normaali-voima
N_{Ed}	perustuksen mitoittava kokonaispystykuorma
$N_{Ed,1}$	voimalan kuormien aiheuttama mitoittava puristusvoima
$N_{Ed,2}$	pulttien esijännitysvoiman aiheuttama mitoittava puristusvoima
$N_{Ed,y}$	kriittiseen poikkileikkaukseen vaikuttavat sisäiset normaalivoimat y-suunnassa
$N_{Ed,z}$	kriittiseen poikkileikkaukseen vaikuttavat sisäiset normaalivoimat z-suunnassa
N_{eq}	syklien määrä, vastaavalla kuormituksella
N^*	väsymismurtoon vaadittavien syklien määrä
$n * (\Delta\sigma_i)$	jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien tapahtuneiden jännitysjaksojen lukumäärä
$N * (\Delta\sigma_i)$	jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien, vaurion aiheuttavien jännitysjaksojen lukumäärä
q'	perustuksen pohjan tasolla vaikuttava tehokas maanpaine
R	perustuksen säde
r_{cont}	tarkastelupiirin säde
R_d	liukumiskapasiteetin mitoitusarvo
R_{equ}	alimman ja korkeimman puristusjännitystason jännityssuhde
$R_{p;d}$	perustuksen sivuun kohdistuva maanpaineen aiheuttama vaakakuorman mitoitusarvo
s	leikkaus hakojen välinen etäisyys
S_c, S_q, S_γ	perustuksen muotoon liittyvät kertoimet
$S_{l,max}$	leikkausraudoitteiden pituussuuntaisen jakovälin maksimiarvo

S_r	leikkausraudoitteiden välinen etäisyys radiaalisessa suunnassa
$S_{r,max}$	suurin halkeamaväli halkeilun vakiinnuttua
S_t	on leikkausterästen kehän suuntainen jakoväli
T_{ed}	puristuskentässä syntyvä poikittainen vetovoima
u_i	lävistyskestävyyden tarkastelupiiri
V_{ccd}	puristusalueen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan puristuspaarten tapauksessa
V_d	mitoitettava pystykuorma
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
V_k	kokonaispystykuorma perustuksen alapinnan tasossa
V_{Rd}	leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyys
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman betonin leikkaus- tai lävistyskestävyyden mitoitusarvon
$V_{Rd,cs}$	leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,max}$	raudoitetun betonirakenteen leikkauskestävyyden yläraja
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoituksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{td}	vetoalueen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan vetopaarten tapauksessa.
V'_d	kohtisuoraan perustuksen pohjaa vastaan vaikuttavan kokonaiskuorman komponentin mitoitusarvo
v_1	leikkauksesta halkeilleen betonin pienennyskerroin
w_k	halkeamien ominaisleveys rakenteen pinnassa
w_{max}	halkeamaleveyden ylärajan arvo
x	poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta
z	puristuspinnan ja vetoterästen välinen momenttivarssi
α	leikkausraudoituksen kaltevuus perustuksen pituusakseliin nähden
α_e	raudoitteiden ja betonin kimmomoduulien suhdeluku
β	poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

β	puristus- ja vetopaarteen välinen kulma
β_b	suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo
$\beta_{cc}(t_0)$	betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensimmäisen kerran
γ'	tehokas tilavuuspaino
γ_Y	tilavuuspaino
$\gamma_{\varphi'}$	leikkauskestävyyskulma
γ_c	betonin osavarmuusluku
γ_{ct}	maa-aineksen tehokas koheesio
γ_{cu}	suljettu leikkauslujuus
γ_f	kuormien osavarmuuskerroin
$\gamma_{F,fat}$	väsymislaskennassa käytävä kuormien osavarmuusluku
γ_G	pysyvien kuormien osavarmuuskerroin
$\gamma_{R;h}$	liukumiskestävyuden osavarmuusluku
γ_{qu}	yksiaksiaalisen puristuslujuuden ominaisarvo
γ_Q	muuttuvien kuormien osavarmuuskerroin
$\gamma_{R;v}$	kantavuuskestävyyden osavarmuusluku
γ_s	betoni- ja jänneterästen osavarmuusluku
γ_w	nosteesta johtuvien kuormien osavarmuuskerroin
δ_k	mitoituskittakulma
$\sigma_{cd,max,equ}$	jännitysvaihtelun yläraja jännitysjaksojen määrän ollessa N
$\sigma_{cd,min,equ}$	jännitysvaihtelun alaraja jännitysjaksojen määrän ollessa N
$\Delta\sigma_{Rsk}$	betoniteräksen väsymiskestävyuden raja-arvo
$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$	raudoitusten ekvivalentti jännitysvaihteluväli vaurion kannalta
ε_{cm}	keskimääräinen betonin venymä halkeaman välillä
ε_{cu}	betonin reunapuristuma
ε_s	raudoituksen tehollisen venymän
ε_{sm}	keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä
ε_{s1}	nimellinen myötövenymä
θ	leikkausvoiman puristusdiagonaalin kaltevuuskulma

λ	puristussuorakaiteen suhteellinen korkeus
μ	suhteellinen momentti
ξ_1	kerroin, joka huomioi jänneterästen ja harjaterästen erikokoiset halkaisijat tartuntalujuudessa
ξ	jänneteräksen ja harjateräksen tartuntalujuuden suhde
ξ	taivutettujen tankojen väsymiskestävyyden pienennyskerroin
ρ_l	kerroin, joka huomioi tangentialiseen ja radiaaliseen suuntaan olevien vetoterästen raudoitussuhteen
ρ_{ly}	raudoitussuhde y-suuntaan
ρ_{lz}	raudoitussuhde z-suuntaan
$\rho_{p,eff}$	tartuntaraudoitteiden ja tartunta- tai ankkurijänteiden poikkileikkauspinta-alan suhde betonin tehollisen vetoalueen pinta-alaan
σ_{cp}	kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva jännitys poikkileikkauksessa
σ_{cy}	normaalivoiman $N_{Ed,y}$ aiheuttaman normaalijännitys y-suunnassa
σ_{cz}	normaalivoiman $N_{Ed,z}$ aiheuttaman normaalijännitys z-suunnassa
σ_{max}	maksimi jännitys tarkastelupisteessä
σ_{Rd}	maaperän kantokyky, sisältäen varmuuskertoimen
$\sigma_{Rd1,max}$	raudoittamattoman betonin sallitun puristuskapasiteetin mitoitusarvo
$\sigma_{Rd2,max}$	raudoitetun betonin sallitun puristuskapasiteetin mitoitusarvo
σ_s	tarkastelevassa poikkileikkauksessa oleva jännitys
φ'	maaperän kitkakulma
ϕ	tankojen ekvivalentti halkaisija
ϕ_s	harjaterästen suurin halkaisija
ϕ_p	jänneteräksen ekvivalentti halkaisija.

1 JOHDANTO

Suomi on maailman johtavia maita uusiutuvien energialähteiden hyödyntämisessä. Uusiutuvan energian edistämisen keskeisenä tavoitteena on kasvihuonekaasupäästöjen vähentäminen ja irrottautuminen fossiilisiin polttoaineisiin perustuvasta energiajärjestelmästä. Uusiutuvien energialähteiden osuus energian loppukulutuksesta on Suomessa yli 40 prosenttia. Vuoteen 2030 tähtäävän kansallisen energia- ja ilmastostrategian mukaisesti tavoitteena on lisätä uusiutuvan energian käyttöä niin, että sen osuus energian loppukulutuksesta nousee yli 50 prosenttiin 2020-luvulla. (Työ ja elinkeinoministeriö n.d.).

Etenkin tuulivoiman määrä on viimevuosina kasvanut nopeasti. Suomen tuulivoimayhdistyksen tietojen mukaan, vuosien 2021 alun ja 2023 lopun välisenä aikana tuulivoimaloiden tuotantokapasiteetti on tuplaantunut. Vuoden 2021 alussa tuulivoimaloiden kumulatiivinen kapasiteetti oli 3 257 MW ja vuoden 2023 kesäkuun loppuun mennessä kapasiteetti oli kasvanut 6 116 MW:iin. Vuoden 2023 loppuun mennessä on odotettavissa, että Suomessa saavutetaan 7 000 MW:n kumulatiivinen tuulivoimakapasiteetti. Arviona vuoden 2025 loppuun mennessä kumulatiivinen tuulivoimakapasiteetti kasvaa n. 9 500 MW:iin, mikä vastaa hieman yli 400 uuden 6 MW:n tuulivoimalan asentamista.

Tulevaisuudessa tuulivoiman rakentaminen Suomessa jatkuu edelleen vahvana, ja tämä opinnäytetyö on tehty tuulivoimaloiden rakentamiskustannusten ja materiaalien optimointia varten. Perustuksissa käytettävät betoni- ja teräsmäärät ovat todella suuria ja vastaavat määrällisesti jopa yhden asuinkerrostalon betoni- ja teräsmääriä. Materiaalien optimointi tukee kustannustehokasta rakentamista ja vähentää rakennusaikaisia hiilidioksidipäästöjä, kun käytettyjen rakennusmateriaalien osuutta voidaan vähentää perustusta optimoimalla.

Tässä opinnäytetyössä käsitellään maanvaraisen tuulivoimaperustuksen teräsbetonirakenteen laskennallista mitoitusta Eurokoodin ja kansallisten energiaviranomaisten laatimien säädösten perusteella. Ensimmäiset kappaleet käsittelevät tuulivoimaloita yleisellä tasolla ja esittelevät maanvaraisen tuulivoimalan rakennetta. Opinnäytetyössä käsitellään myös maanvaraisen tuulivoimaperustuk-

sen suunnittelussa vaadittavia maanperän lähtötietoja ja esitellään voimalan kaatumisvarmuuteen liittyvää laskentaa. Tämä työ ei ota tarkasti kantaa maaperän-tutkimuksissa tehtäviin mittauksiin tai muutoin maaperältä vaadittaviin ominaisuuksiin, vaan toteaa yleisellä tasolla maaperän vaatimuksista kappaleessa 3.2. Tuulivoimaloiden kokemat kuormitukset on esitetty kappaleessa 2.2 sekä tarkemmin mitoituksen yhteydessä kappaleen 5 kohdissa.

Tuulivoimaloiden perustusten suunnittelua ohjaavat kustannusvaikutukset tulee ottaa huomioon perustustyypin valinnassa ja perustuksen rakennesuunnittelussa. Opinnäytetyön yhtenä tarkoituksena on selvittää, gravitaatioperustuksen mitoituksen optimointiin tarkoitettun parametrinen laskentapohjan vaatimat tarpeet. Optimointiin tarkoitettulla laskentapohjalla olisi mahdollista tehostaa perustuksen rakennusmateriaalien kustannustehokasta käyttöä.

Parametrinen suunnittelu ja sen tuomat mahdollisuudet perustusten optimointiin on esitetty kappaleessa 4. Työn ohessa toteutettiin yhden tuulivoimalan optimointiin liittyen perustuksen massoittelu ja suunnittelu esisuunnitteluvaiheeseen, josta on mahdollista tarkastella eri perustusdimensioiden vaikutusta perustuksen kokonaiskustannuksiin ja materiaalien menekkeihin. Esisuunnitteluvaiheen lähtötiedot ja tulokset on esitetty Liitteessä 1.

Liitteen 1 laskennassa käytettyä laskentapohjaa ei ole esitetty opinnäytetyössä, sillä sen katsotaan olevan liiketoiminnan kannalta salassa pidettävää aineistoa.

2 TUULIVOIMALAT

Tuulivoima on yksi kolmesta suurimmasta uusiutuvaa energiaa tuottavista energiamuodoista maailmalla, aurinko- ja vesivoiman ohella. Tuulivoiman energiantuotannon kannalta maailmalla tuulta esiintyy riittävästi lähes kaikkialla, ja tuulivoimaa voidaan tuottaa laajalti lähes joka paikassa ympäri maailmaa. Tuuli on toisaalta monissa paikoissa hyvin ajoittaista ja hankalasti ennustettavaa. Tuuliolosuhteiden vaihtelun ja arvaamattomuuden takia tuulivoima ei yksinään ole riittävä energiantuotantotapa kattamaan vaadittavaa energian tarvetta. Yhdistämällä tuulivoimaloiden tuottama energia ja muilla tavoilla tuotettu energia, tuulivoimaa voidaan pitää merkittävänä lisäpanoksena energiantuotannon kokonaisuudessa.

Ensimmäiset sähköä tuottaneet tuulivoimalat valmistettiin 1880-luvun lopulla. Ensimmäisen sähkön tuotantoon käytetyn tuulivoimalan teho oli 12 kW, ja siinä oli halkaisijaltaan 17 -metrinen roottori, jossa oli yhteensä 144 siipeä. Alun perin tuulivoimaloista saatua sähköä käytettiin varhaisten akkujen eli akkumulaattorien lataukseen ja tuottamaan energiaa sähkömoottoreihin ja valokaarilamppuihin. Ensimmäinen megawattiluokan tuulivoimala kehitettiin Yhdysvalloissa 1941, ja voimalan kapasiteetti oli 1.25 MW. (Breeze 2016, 4.)

Nykyinen moderni kaupallinen tuulivoimaloiden kehitys alkoi Yhdysvalloissa NASA:n toimesta 1970-luvulla, jonka jälkeen kaupallinen kehitys laajeni Eurooppaan. NASA:n kehitystyön tuloksena tuulivoimaloissa on edelleenkin käytössä hiilikuitusiivet ja nopeussäätöiset generaattorit. Tuulivoimaloiden kaupallistumisen taustalla oli 1970-luvulla vaikuttanut öljykriisi, joka nosti suhteettomasti öljyn hintaa. Vuonna 1980 Yhdysvaltoihin rakennettiin ensimmäinen tuulivoimapuisto, joka koostui kahdestakymmenestä 30 kW tuulivoimalasta. Tuulivoiman kehitys ja rakentaminen oli kuitenkin vähäistä 1980-luvulla, kun öljyn hinta lähti laskuun, eikä tuulivoimaa nähty enää taloudellisesti kannattavana toimintana. Tuulivoiman kehityksen kannalta suuri muutos tapahtui, kun 1990- ja 2000-luvulla alettiin ennistä enemmän kiinnittää huomiota energiantuotannon hiilidioksidipäästöjen vähentämiseen. Kaupallisen tuulivoiman yleistyessä Euroopassa 1990-luvulla erityisesti Tanskassa ja Saksassa on panostettu suuresti tuulivoimateknologian kehitykseen. Myöhemmin tuulivoiman kasvu ja kehitys on keskittynyt Aasiaan, ja

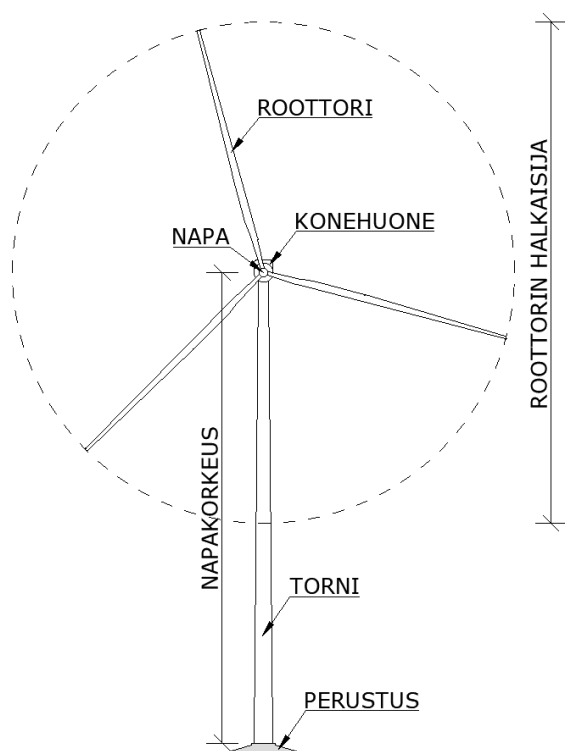
erityisesti Kiinaan, jossa on panostettu merkittävästi tuulivoiman kehitykseen 2000- ja 2010-luvuilla. (Breeze 2016, 4–5.)

2.1 Tuulivoimalan rakenne

Tuulivoimalan toiminta ja sähköntuotantoperiaate perustuvat tuulen liike-energian muuttamiseen roottorin avulla pyörimisliikkeeksi, jonka voimalan konehuoneessa olevat komponentit muuttavat mahdollisimman tehokkaasti sähköksi.

Tuulivoimalat jaetaan roottorin pyörimisakselin suhteen kahteen eri voimalatyypin: pystyakselisiin ja vaaka-akselisiin. Kuvassa 1 on esitetty vaaka-akselisen tuulivoimalan rakenne. Tuulivoiman tuotannossa on yleisesti käytössä vaaka-akselisia voimaloita, joissa on pääsääntöisesti käytössä 3-lapaisia roottoreita. 3-lapainen roottori on pyörähdyssymmetrisesti tasapainossa, ja massahitusvoimat ovat tasapainossa kaikkien akselien suhteen (Suomen Tuulivoimayhdistys, n.d.). Suomen Tuulivoimayhdistyksen (n.d.) mukaan 3-lapainen roottori on myös hyvin kustannustehokas ratkaisu, sillä useampi lapa ei tuota merkittävästi enempää energiaa, vaan lisää vain voimalan rakennuskustannuksia. Vaaka-akselisten voimaloiden tornien korkeudet vaihtelevat nykyään 135 metrin ja 180 metrin välillä. Lapojen kärkien välinen etäisyys, roottorin halkaisijat, vaihtelevat 130 metristä 160 metriin. Nykyisten voimaloiden nimellisteho maatuulivoimaloissa on 4.5–6.6 MW ja merituulivoimaloissa yli 10 MW. Merituulivoimaloissa on tyypillisesti matalammat tornit, pidemmät lavat ja suuremmat tehot kuin maatuulivoimaloissa.

Pystyakseliset voimalat ovat useimmiten tarkoitettu vain asennetun kohteen sähköistämiseen ja ovat teholtaan huomattavasti pienempiä kuin vaaka-akseliset voimalat. Pystyakselisiä voimaloita käytetään esimerkiksi linkkimastoissa ja kaupunkiolosuhteissa, kuten kiinteistöjen katoilla.



Kuva 1. Vaaka-akselisen tuulivoimalan rakenne

Vaaka-akseliset voimalat ovat suunniteltu määrätyle tuulen nopeusalueelle, jolloin ne toimivat parhaiten. Vaaka-akselisten voimaloiden roottori on oltava kohtisuoraan tuulta vasten. Vaaka-akselisessä voimalassa roottori voidaan asentaa joko tornin tuulenpuolelle tai tuulen alapuolelle. Voimaloista, joiden roottori sijaitsee tuulen puolella, käytetään yleisnimeä etutuulivoimala, kun taas roottorin ollessa tuulen alapuolella, voimaloista käytetään nimitystä takatuulivoimala. Takatuulivoimalat eivät tarvitse erillistä suuntakoneistoa voimalan kääntämistä varten, sillä niissä voimalan lapoihin kohdistuva tuulenpaine kääntää koneiston tuulen suunnan mukaan. Takatuulivoimaloissa on kuitenkin havaittu tornista syntyvän haitallisia pyörteitä tornin takapuolelle, jotka aiheuttavat haitallista melua ja tärinää osuessaan lapoihin. Vaaka-akselisten voimaloiden etuna on suurempi lapojen pyyhkäisyypinta-ala, jolloin tuulesta saadaan enemmän energiaa. (Suomen Tuulivoimayhdistys n.d.)

Erilaisia maalle rakennettavien tuulivoimaloiden perustustyypppejä ovat gravitaatioperustus, paaluperustus ja kallioankkuriperustukset. Tuulivoimaloiden perustustyyppin määrittää voimalan paikalla oleva maaperän laatu ja ominaisuudet. Usein voimala voidaan perustaa usealla eri tavalla samalle perustuspaikalle,

mutta perustustyyppin valintaan vaikuttaa suuresti se, mikä perustustyyppi on taloudellisesti kannattavin valinta.

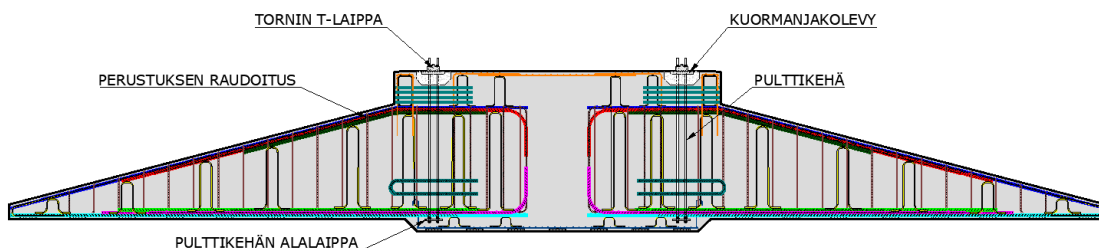
Gravitaatioperustus voidaan toteuttaa, jos maaperän kantavuus on riittävä tai voimalan kohdalle tehdään massanvaihto, jossa ei-kantavaa maamassaa korvataan kantavalla maaperällä. Massanvaihdon yhteydessä perustuksen alapuolelle jäävä kantava maakerros voidaan tarvittaessa tiivistää putoamistiivistyksellä. Tuulivoimala tulee perustaa paalujen varaan, mikäli maaperän kantavuus ei ole riittävä tai perustuksen paikalle ei ole kustannusten kannalta järkevää tehdä massanvaihtoa gravitaatioperustuksen mahdollistamiseksi. Paaluperustus on aina ulkoisilta mitoiltaan ja raudoituksen määrältä hieman suurempi verrattuna vastaavaan voimalaan tehtyyn gravitaatioperustukseen. Kallion varaan perustaminen on kustannusmielessä kaikista tehokkain ratkaisu. Kallioperustus kuitenkin vaatii sen, että voimalapaikalla kallio on suhteellisen lähellä maanpintaa, kallio on riittävän ehjää ja kalliolla on tarpeeksi suuri kantokestävyys. Kallionvaraisissa perustuksissa perustukset ovat usein muodoltaan pyöreitä ja tasapaksuja. Kallioperustuksissa perustuksen halkaisija on 10 m – 11 m ja perustukset kiinnitetään kallioon esijännitettävillä kallioankkureilla. Kallioperustuksissa ankkurien määrä vaihtelee voimalan kuormituksen mukaan; tavallisesti 5.0 MW ja 6.0 MW perustuksissa on 16–20 kappaletta kallioon juotettuja punosankkureita.

2.2 Tuulivoimalan gravitaatioperustukset

Tuulivoimalan perustuksen tarkoitus on siirtää voimalalta tulevat kuormat maaperälle ja pitää voimala pystyssä tuulesta tulevia kaatavia voimia vastaan. Tuulivoimaloita rakennetaan sekä maalle että merelle. Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan vain maalle perustettavia gravitaatioperustuksia. Gravitaatioperustuksissa voimalalta tulevat voimat siirtyvät perustuksessa olevan pulttikehän kautta betoniselle perustukselle, jonka kautta voimalalta tulevat voimat välitetään maaperälle. Perustukseen tuleva pulttikehä koostuu kahdesta pyöreästä laipasta, ylä- ja alalaipasta, joiden välillä pulttikehällä on kahdessa kehässä olevat esijännitetyt pultit. Tuulivoimaloiden omasta painosta tuleva pystykuorma on verrattain pieni suhteessa voimalalta tulevaan kaatavaan momenttiin. Voimalan suuren kaatavan

voiman takia perustusten halkaisijat kasvavat tavanomaiseen rakentamiseen verrattuna varsin suuriksi. Tuulesta johtuva kaatava momentti kumotaan perustuksen betonin ja perustuksen päälle tehtävien maatäyttöjen massoilla.

Gravitaatioperustusten halkaisijat vaihtelevat nykyisillä 5 MW ja 6 MW voimaloilla 24 m ja 32 m välillä, ja perustuksessa käytetyn betonin määrä yli 5 MW voimaloilla on usein enemmän kuin 850 m³. Gravitaatioperustuksen koko riippuu tuulivoimalan kuormista ja maaperän ominaisuuksista, kuten pohjaveden aiheuttamasta nosteesta, maaperän kantavuudesta sekä maaperän staattisista ja dynaamisista kimmomoduuleista. Kuvassa 2 on esitetty tyypillisen gravitaatioperustuksen poikkileikkaus.

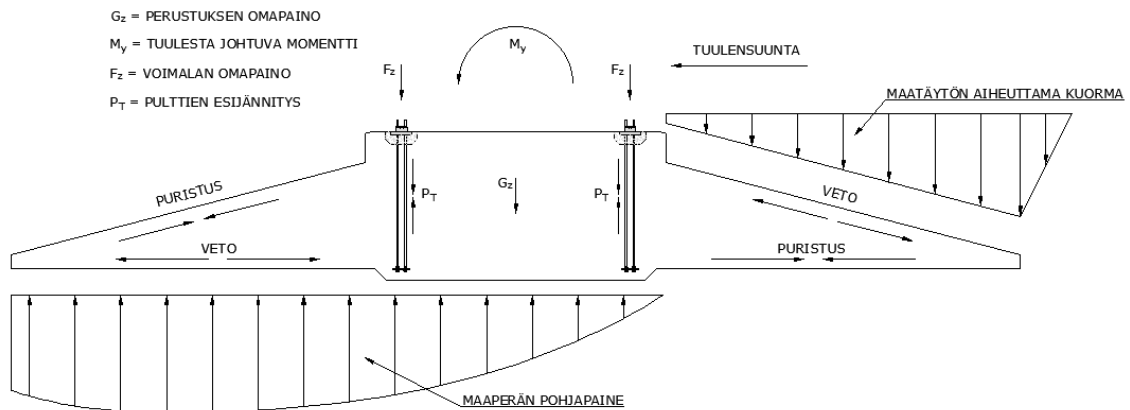


Kuva 2. Gravitaatioperustuksen rakenneleikkaus

Perustuksen optimaalisin muoto on ympyrä, sillä tuulivoimala voi kuormittua mistä tahansa suunnasta, riippuen tuulen suunnasta. Kuvan 2 mukaisesti gravitaatioperustuksissa perustus on usein reunoille päin oheneva laatta, joka on perustuksen keskiosalla pulttikehikon kohdalla paksumpi. Reunojen suuntaan kapeneva laatta on muodoltaan edullinen, sillä perustuksen taivutusmomentit ovat suurimmat tuulenvastaisella puolella olevan pulttikehikon kohdalla ja pienenevät aina perustuksen reunaan kohden. Reunoille päin oheneva perustus vastaa muodoltaan perustuksen momenttijakaumaa, jolloin tällaisella perustuksella on mahdollista säästää betonin määrää verrattuna tasapaksuun perustukseen.

Voimalalta tulevasta kuormista muodostuu gravitaatioperustuksen ylä- ja alapintoihin voimapari, joten perustukseen tulee aina puristettu ja vedetty puoli. Tuulen puoleisessa osassa perustusta yläpinta on vedettynä ja tuulenvastaisella puolella alapinta on puristettuna. Yläpintaan tuleva veto muodostuu kaatumista estävästä perustuksen omasta painosta ja perustuksen yläpuolella olevasta maatäytöstä

aiheutuvasta stabiloivasta kuormasta. Tuulenvastaisella puolella perustusta alapuoli on voimalalta tulevan momentin takia kuormitettuna vedolle, jolloin yläpinta on samalla puolella puristettuna. Perustukselle tulevien veto- ja puristuskuormien lisäksi tuulivoimaperustuksissa merkittäviä kuormia ovat väsymiskuormat, leikkausvoimat ja pulttikehikon esijännityksen aiheuttamat paikalliset puristusvoimat. Kuva 3 on esitetty gravitaatioperustuksen kuormitukset eri pinnoissa, kun perustus altistuu voimalalta tuleville kuormille.



Kuva 3. Gravitaatioperustuksessa vedolle ja puristukselle kuormitetut pinnat

Gravitaatioperustuksen suunnittelun kannalta keskeisiä muuttujia maaperän ominaisuuksissa ovat maapohjan kantokestävyys, maapohjan kantavuus dynaamisen ja staattisen kuormituksen osalta, maapohjan painuma, maapohjan eroosio ja pohjaveden korkeus. Tuulivoimaloiden perustuspaikoille tulee tehdä kattavat maaperätutkimukset, joiden avulla määritetään yllä esitetyt maaperän ominaisuudet. Tuulivoimaloiden suunnittelun ohjeistuksia kehittäneen tanskalaisen DNV (Det Norske Veritas) mukaan maaperätutkimuksen tulisi sisältää seuraavia tietoja maaperästä (DNV GL AS 2016, 112):

- Tiedot maaperän tai kallion luokitteluun sekä maaperän kuvaus
- Leikkauslujuus ja muodonmuutosominaisuudet
- Maaperän rasitus ja kuormitus tiedot

3 PERUSTUKSEN MITOITUKSEN LÄHTÖTIEDOT

Tuulivoimaperustuksen mitoituksen lähtötietojen tulee olla selvillä ennen varsinaisen mitoituksen aloittamista. Mitoitukseen vaikuttavat perustusalueen maaperän ominaisuudet, tuulivoimalan kuormat ja pulttikehikon mitat. Lisäksi on tärkeää tietää, mitä mitoitusstandardeja käytetään perustuksen mitoituksen suorittamisessa.

3.1 Tuulivoimalan kuormat ja pulttikehän dimensiot

Tuulivoimalan perustukselle kohdistuvat kuormat määritellään aina voimalatoimittajan toimesta. Tästä syystä perustuksen suunnittelijan ei tarvitse erikseen tietää tai määrittää, miten voimalalta tulevat kuormat on määritelty. Voimalatoimittajan on toimitettava perustuksen mitoituksen lähtötiedoksi käyttörajatilan, murtorajatilan ja väsymislaskennan määrittävien kuormitustapausten kuormatiedot. Lisäksi voimalatoimittajan on sisällytettävä voimalan pulttikehikon mitat piirustuksiin. Pulttikehikon korkeus ja leveys vaikuttavat merkittävästi perustuksen kokoon.

Pulttikehikon korkeus määrää perustuksen keskialueen korkeuden, kun taas pulttikehikon halkaisija määrittää perustuksen jalustan halkaisijan. Pulttien pituutta voidaan tarvittaessa pidentää, jos perustukseen lisätään korotusosa voimalan napakorkeuden kasvattamiseksi. Pulttikehikon korkeus, halkaisija ja pulttien määrä vaikuttavat siihen, miten hyvin perustukseen voidaan sovittaa teräsbetonirakenteen vaatimat raudoitteet. Yli 160 metrin napakorkeudella olevien tornien kohdalla olisi suositeltavaa välttää matalampien ja kapeampien pulttikehikoiden käyttöä. Matala ja kapea pulttikehikko keskittää voimalalta tulevia kuormia pulttikehän kohdalle ja sen sisäpuoliselle osalle perustusta, mikä voi johtaa siihen, että suurilla voimaloilla pulttikehikon sisäpuolelle tarvittava raudoitus on vaikea sovittaa perustukseen. Yli 160 metrin napakorkeuden ja yli 6 MW tehoisten maalla toteutettavien gravitaatioperusteisten voimaloiden tornin olisi hyvä olla varustettu vähintään 6 metrin halkaisijalla olevalla laipalla ja 4 metriä pitkillä pulteilla. Pultti-

kehän koko ja pulttien pituus vaikuttavat perustuksen betonin ja teräksen suhteeseen. Nämä tekijät on hyvä huomioida voimaloita tilattaessa, kun tiedetään, kuinka korkeita ja tehokkaita voimaloita rakennetaan.

3.2 Maaperän ominaisuudet

Gravitaatioperustuksen mitoituksen yksi keskeisimmistä lähtötiedoista on geosuunnittelijan laatima perustamistapalausunto. Perustamistapalausunnossa on esitetty jokaisella voimalapaikalla tehtyjen maaperätutkimusten tulokset ja esitetty voimalapaikalle suositeltu perustamistapa. Yhdelle voimalapaikalle voi olla mahdollista toteuttaa voimalan perustus erilaisilla perustamistavoilla: kallioankuroitu perustus, gravitaatioperustus tai paaluperustus. Gravitaatioperustuksia voidaan toteuttaa myös kallioisille paikoille, irti louhitun kallion päälle tehdyn maatyön varaan. Tällöin hyvin kantavalle maalle tehdyt gravitaatioperustukset ovat selvästi pienempiä kuin perusmaan varaan perustetut gravitaatioperustukset. Lisäksi paaluperusteisia voimalapaikkoja on mahdollista toteuttaa gravitaatioperustuksina, jos voimalapaikalle tehdään ei-kantavan maa-aineksen osalta mittavat massanvaihdot ja uusittu alusmaa tiivistetään siten, että se kestää ominaisuuksiltaan perustukselta tulevat kuormitukset. Massan vaihdollisissa perustuksissa massan vaihto ulotetaan yleisesti noin 5 m perustuksen alapuolelle, syvyys vaihtelee tapauskohtaisesti. Massan vaihdossa tehty maatyö vaatii erillisen tiivistyksen, jotta maapohjalle saadaan suunniteltu tiivistyssuhde levykuormituskokeessa. Tämän lisäksi massan vaihdon tiiveys tulee todentaa myös puristusheijarikairauksilla, sillä levytiivistyskokeella saadut tulokset kuvaavat vain ohuen pintakerroksen tiiveyttä.

Gravitaatioperustuksen suunnittelun vähimmäislähtötietoina maaperän ominaisuuksista ovat perustuspaikalla olevan pohjaveden suurin mahdollinen korkeus, maaperän kantokyky, maapohjan dynaaminen ja staattinen kimmomoduuli.

Pohjaveden korkeuden taso vaikuttaa suuresti perustuksen kokoon ja teräsmääriin. Pohjaveden aiheuttama noste perustukselle huonontaa perustuksen stabiiliutta ja heikentää perustuksen pohjan puristettuna pysymistä kokonaisuudessaan maata vasten. Yksi mitoitusehto perustuksen koolle on se, että perustus

tulisi pysyä käyttörajatilan kuormilla kokonaisuudessaan puristettuna maata vasten. Tästä vaatimuksesta käytetään usein termiä "ground-gap nolla" -säntö. Ground-gap nolla -säntö on kuvattu esimerkiksi tanskalaisen tuulivoiman suunnittelun ohjeistuksia kehittäneen DNV (Det Norske Veritas) ohjeistuksessa DNVGL-ST-0126, kohdassa 7.5.5.3. Maaperän kantokyky määrittää laskennallisesti perustuksen kaatumisvarmuuden. Tähän laskentaan vaikuttaa myös edellä mainitulla tavalla pohjaveden noste korkeus. Kaatuvuusvarmuuslaskennassa perustuksen tehollisen pohjapinta-alan pohjapaineet eivät saa nousta maan kantokestävyyden salliman raja-arvon ylitse. Kaatumisvarmuuslaskenta on esitetty tarkemmin opinnäytetyön kohdassa 5.1.2.

Maaperän dynaaminen ja staattinen kimmomoduuli vaaditaan laskennassa perustuksen rotaatiojäykkyyden määrittämiseen. Jokaisella voimalatoimittajalla on omat vaatimukset eri voimalatyypin perustusten rotaatiojäykkyydeksi. Kimmomoduulien avulla määritetään myös FEM-laskennassa perustuksen alle mallinnettavien jousivakioiden alustakertoimet.

DNV (Det Norske Veritas) ohjeistuksen mukaan maaperätutkimuksen tulisi sisältää seuraavia tutkimuksia maaperästä (DNV GL AS 2016, 112):

- Työmaan geologinen tutkimus
- Maanpinnan topografinen tutkimus
- Perustuspaikalla tehtävät mittaukset: puristuskairauskokeet, porareikämittaukset, pressometrikoe ja dilatometrikokeet
- Maa- ja kivinäytteiden otto ja sitä seuraavat staattiset laboratoriotestit
- Geofysikaaliset tutkimukset porausten ja työmaa -testauksen korrelaatiota varten
- Poikittaisaaltoluotainkokeet maan leikkausmoduulin arvioimiseksi
- Jaksottaiset laboratorio testit

Edellä mainittujen testien lisäksi DNV GL AS (2016, 112) toteaa ohjeistuksessaan seuraavasti: *"Maaperätutkimusohjelman laajuus ja sisältö eivät ole yksiselitteisiä asioita, ja ne riippuvat aina perustustyyppistä. Ohjeistuksessa mainitut kokeet ovat yleisluonteisia suosituksia, joita suunnittelija voi tarkentaa. Geoteknisen suunnittelijan tulisi olla maaperätutkimusten aikana paikan päällä, ja riippuen*

maaperätutkimusten havainnoista, tutkimusohjelman toimenpiteitä voidaan muuttaa toteutuksen aikana”.

Eurokoodi 7 mukaan perustamistapalausunnon tulisi pitää sisällään seuraavat asiat:

- kuvaus rakennuspaikasta ja sen ympäristöstä
- kuvaus pohjaolosuhteista
- kuvaus ehdotetusta rakenteesta, mukaan lukien kuormitukset
- kyseessä olevan maan ja kallion ominaisuuksien mitoitusarvot perusteluineen
- sovelletut lait ja standardit
- selvitys rakennuspaikan soveltavuudesta ehdotetulle rakenteelle ja hyväksyttävien riskien tasosta
- geotekninen mitoituslaskelma ja piirustukset
- suositukset perustuksen suunnittelua varten
- huomautus rakentamisen aikana tarkastettavista tai huoltoa vaativista kohdista

3.3 Mitoituksessa käytettävät standardit ja mitoitusohjeet

Tuulivoimalan perustusten mitoituksessa Suomessa on mahdollista käyttää useampia eri standardisointiorganisaatioiden määräyksiä ja ohjeita. Suomeen rakennettaville tuulivoimaloille ei ole määritetty perustuksen rakenteiden suunnittelun osalta velvoittavaa standardia. Suomen Ympäristöministeriön vuonna 2016 laatimassa teoksessa ”Tuulivoimarakentamisen suunnittelu” todetaan vain, että: ”Tuulivoimarakentamiseen sovelletaan pääsääntöisesti samoja säännöksiä kuin muuhunkin rakentamiseen”.

Tuulivoimaloiden perustusten suunnittelussa mitoitus tapahtuu pääsääntöisesti Eurokoodin ohjeistuksen mukaan, joka on rakennusalalla yleisesti käytössä oleva suunnittelustandardi. Lisäksi tuulivoimaloiden perustusten mitoituksessa käytetään kansainvälisen sähköalan standardisointiorganisaation IEC:n laatimia standardeja.

Tuulivoimaloiden mitoituksen suunnittelussa Suomessa yleisesti käytetyt standardit ovat:

- IEC 61400-1 Wind energy generation systems – Part 1: Design requirements
- IEC 61400-6 Wind energy generation systems – Part 6: Tower and foundation design requirements
- Eurocode 0: Basis of structural design SFS-EN 1990
- Eurocode 1: Actions on structures SFS-EN 1991
- Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings SFS-EN 1992-1-1
- Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules SFS-EN 1997-1
- BY65 Concrete Code 2021

Edellä listattujen standardien lisäksi mitoituksessa käytetään yleisesti eri eurooppalaisten standardisointiorganisaatioiden laatimia ohjeistuksia tuulivoimaloiden suunnitteluun liittyen. Tuulivoimaloiden betonirakenteiden väsymislaskennassa on hyvin yleisesti käytetty joko Eurokoodin tai CEB-FIB Model Coden 2010 määrittämiä laskentamenetelmiä. Eri standardien käytöstä on aina sovittava kussakin kohteessa erikseen.

Tuulivoimaloiden suunnittelussa yleisesti käytettyjä muita ohjeistuksia ovat:

- Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Guideline for the Certification of Wind Turbines, 2010
- Det Norske Veritas and RisØ National laboratory, guidelines for Design of wind Turbines 2002, 2nd Edition
- CEB-FIB Model Code for Concrete Structures, 2010
- DNVGL-ST-0126 Support Structures for Wind Turbines, 2016

Tuulivoimaloiden kuormien määrittämiseen käytetään kansainvälisen sähköalan standardisointiorganisaation IEC 61400-1 standardeja. IEC 61400-1 määrittää tuulivoimaloiden kuormitustapaukset, jotka tulee huomioida tuulivoimalan rakenteiden ja perustuksen mitoituksessa. IEC 61400-1 standardin mukaan tuulivoimalan mitoituksessa tulee tarkastella vähintään 23 eri kuormitustapausta, joista 18 tapausta on murtorajatilan yhdistelyitä. Lisäksi IEC määrittää väsymisrajatilan kuormitustapauksia 5 kappaletta. IEC 61400-1 standardin taulukon 2 mukaan

edellä mainitut 23 kuormitustapausta jaetaan seitsemään eri suunnittelutapaukseen, jotka ovat sähköntuotanto, sähköntuotannon aikaiset vikatilanteet, käynnistys, normaali pysäytys, hätäpysäytys, seisonta, kuljetus, asennus, ylläpito ja korjaus.

Yleisellä tasolla kaikissa edellä esitetyissä standardeissa suunnittelua käsittelevät ohjeet antavat keskenään samantapaisia ohjeita. Joissakin asioissa standardeissa on kuitenkin selkeitä eroavaisuuksia, jotka vaikuttavat merkittävällä tavalla mitoitukseen. Poikkeavaisuuksista yksi huomattavin ero on eri normien määrittämissä kuormien osavarmuuskertoimissa. Tämän takia on erittäin tärkeää sopia etukäteen, mitä suunnitteluohjetta noudatetaan milloinkin. Taulukko 1 esittää Eurokoodin ja IEC:n mukaan määritettyjen kuormien osavarmuuskertoimet. IEC:n mukaan määritellyillä osavarmuuskertoimilla on mahdollista saavuttaa merkittäviä materiaali- ja kustannussäästöjä. Tämä tietysti johtaa siihen, että IEC:n osavarmuuskertoimia käytettäessä rakenteen kestävyys on heikompi.

Taulukko 1 Kuormien osavarmuuskertoimet γ_f Eurokoodin ja IEC:n mukaan (SFS-EN 1990, 88; IEC 61400-1, 54)

	EC		IEC	
	Edullinen	Epäedullinen	Edullinen	Epäedullinen Normaali / Epänormaali
Pysyvät kuormat	0,9	1,35 / 1,15	0,9	1,35 / 1,1
Muuttuvat kuormat	0,0	1,5	0,9	1,35 / 1,1

4 PARAMETRINEN SUUNNITTELU

Parametrinen suunnittelu on rakennesuunnittelussa vielä varsin uusi tapa toimia. Parametrinen suunnittelu ei ole yksittäinen työkalu, vaan enemmänkin erillinen tapa tehdä suunnittelutyötä. Parametrinen suunnittelu eli algoritmiavusteinen suunnittelu on osa suunnitteluprosessia, jolla voidaan automatisoida rutiinin omaisia tehtäviä.

Yhteiskunnan ja tekniikan alan kasvanut digitaalisuus tuottaa koko ajan dataa kaikesta, mitä teemme ja asioita on nykyään todella helppo mitata ja seurata. Suunnittelijoilla on koko ajan enemmän ja enemmän dataa tiedossa suunniteltavista kohteista, esimerkiksi erilaisten 3D-mallien kautta. Lähtötietojen määrää lisäävät esimerkiksi erilaiset tiedot rakenteeseen liittyvien rajapintojen ominaisuuksista ja rakenteiden mittatiedoista. Edellä mainittujen asioiden takia, suunnittelu menee yhä enemmän siihen suuntaan, että suunnittelijan tulee hallita enemmän erilaista dataa, jota pitäisi pystyä siirtämään, muokkaamaan ja soveltamaan mahdollisimman tehokkaasti. Parametrinen suunnittelu ja siinä käytettävät ohjelmistot mahdollistavat datan nopean tulkinnan erilaisista lähteistä ja helpottaa tiedon siirtoa ohjelmistojen välillä. Parametrisessa suunnittelussa laskennan lähtötiedot syötetään ohjelmistoon, jossa on luotu erillinen koodi laskentaa tai datan keruuta varten. Parametrissa suunnittelua on kannattavaa käyttää silloin, kun rakenteen geometria on hankala, dataa on paljon tai laskenta vaatii useita iteraatiokertoja. Parametrisen suunnittelun avulla mekaaninen laskenta tai tiedon keruu kohteesta jää koneen hoidettavaksi, jolloin luovuutta ja detaljikkaan vaativiin suunnittelun vaiheisiin jää enemmän aikaa ihmiselle. Algoritmiavusteinen suunnittelu mahdollistaa myös nopean reagoinnin lähtötietoparametrien muutoksiin. Lähtötietoja muuttamalla voidaan todentaa monenlaisia eri variaatioita ja näiden vaikutuksia esimerkiksi materiaali menekkeihin, kustannuksiin tai hiilidioksidipäästöihin. Parametrisen suunnittelun yksi tunnusomainen ominaisuus on, että suunnittelu prosessin tulokset päivittyvät lähes reaaliajassa.

Rakennetekniikassa on muodostunut hyvin yleinen käytäntö käyttää parametrissa suunnittelua rakenteiden optimointiin silloin, kun laskennan lähtöparametreja voidaan itse muuttaa. Tuulivoimaperustuksen suunnittelussa maaperän ominaisuudet ja voimalan kuormat ovat suunnittelijasta riippumattomia lähtötietoja, joita ei

voida muuttaa, mutta perustuksen geometriaan suunnittelija voi tehdä erilaisia valintoja, jotka vaikuttavat rakennusaineiden menekkiin. Perustuksen korkeutta suurentamalla voidaan esimerkiksi vähentää vaadittavaa raudoitusta, mutta samalla betonin määrä kasvaa. Tuulivoimaperustuksissa parametriseen suunnittelun avulla on mahdollista tarkastella perustuksen taloudellista optimointia rakennusmateriaalien, teräksen ja betonin, menekkien suhteen. Parametriseen suunnitteluohjelmistoon tulee tällöin luoda mitoitus- ja optimointialgoritmi, jonka avulla voidaan etsiä taloudellisesti kannattavin ratkaisu. Usein parametrinen suunnittelu vaatii myös jonkinlaisen tiedonsiirtolinkin kehittämistä laskenta- ja suunnitteluohjelmien välille.

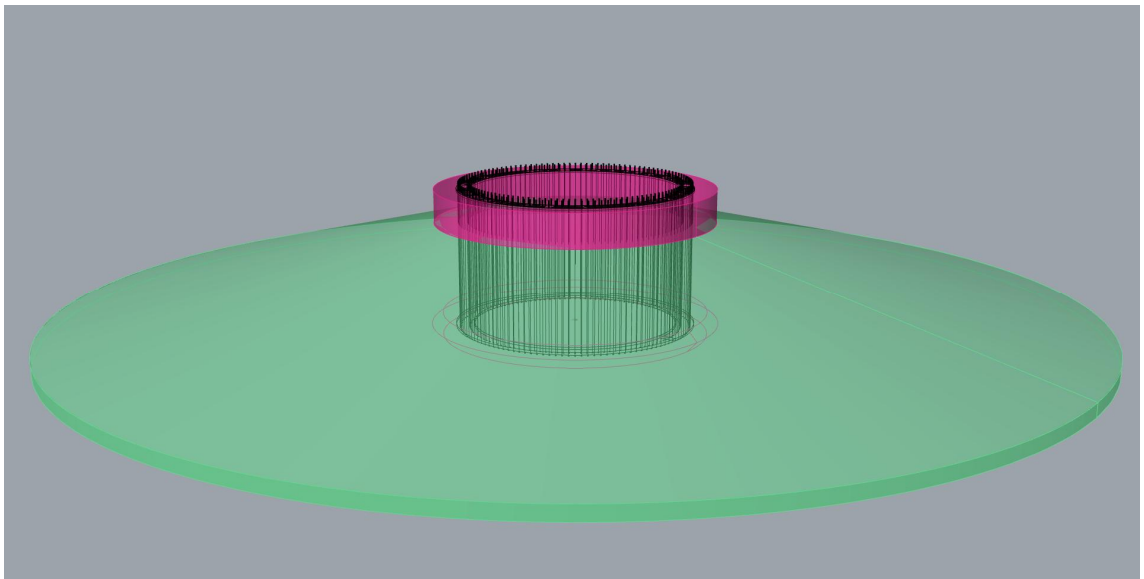
4.1 Mitoituksessa käytettävät ohjelmat

Parametrisessa suunnittelussa on usein samanaikaisesti käytössä useampi ohjelmisto tai ohjelman lisäosa, jotka keskustelevat keskenään. Rakennesuunnittelussa käytetään yleisesti visuaalista koodausta tukevia ohjelmistoja. Yhtenä esimerkkinä näistä on Rhinoceros. Rhinoceros-ohjelmassa on käytettävissä Grasshopper-lisäosa, jonka avulla on mahdollista toteuttaa parametrilla mallinnusta ja ohjelmointia. Grasshopper-työkaluun on saatavilla lisäksi monia laajennusosia, joista erityisesti Karamba3D on tarkoitettu rakennesuunnittelun rakeneanalyyssejä varten.

4.1.1 Rhinoceros

Rhinoceros, myöhemmin Rhino, on 3D-mallinnusohjelma, joka toimii parametrissa suunnittelussa tuotoksen visuaalisena esitystapana. Rhino-ohjelmaa voidaan käyttää tietokoneavusteiseen 2D- ja 3D-mallintamiseen. Ohjelmalla voidaan luoda vapaamuotoisia kappaleita, ja ohjelmisto lukee useimpia rakennesuunnittelussa käytettyjä tiedostomuotoja, kuten esimerkiksi .3dm, .3ds, .dwg, .dxf, .cd, .dgn, .pdf, .step ja .stp -päätteisiä tiedostoja (Robert McNeel & Associates n.d.).

Rhino-ohjelmassa on lisäosana käytettävissä graafinen algoritmieditori nimeltään Grasshopper. Rhino-ohjelmaan voidaan asettaa algoritmiavusteisen laskennan lähtötiedoksi geometriatietoja, joita voidaan tarvittaessa säätää laskennan aikana tai lähtötiedon muuttuessa. Ohjelmisto toimii Grasshopper-lisäosan kanssa myös toiseen suuntaan, jolloin objekteja voidaan luoda Rhinoceros-ohjelmaan erilaisien algoritmien avulla Grasshopper-lisäosaan määritettyjen lähtötietojen mukaan. Kuva 4 on esitetty Grasshopper lisäohjelman algoritmeja ja parametrisia muuttujia apuna käyttäen Rhino ohjelmaan luotu perustuksen 3D geometria.

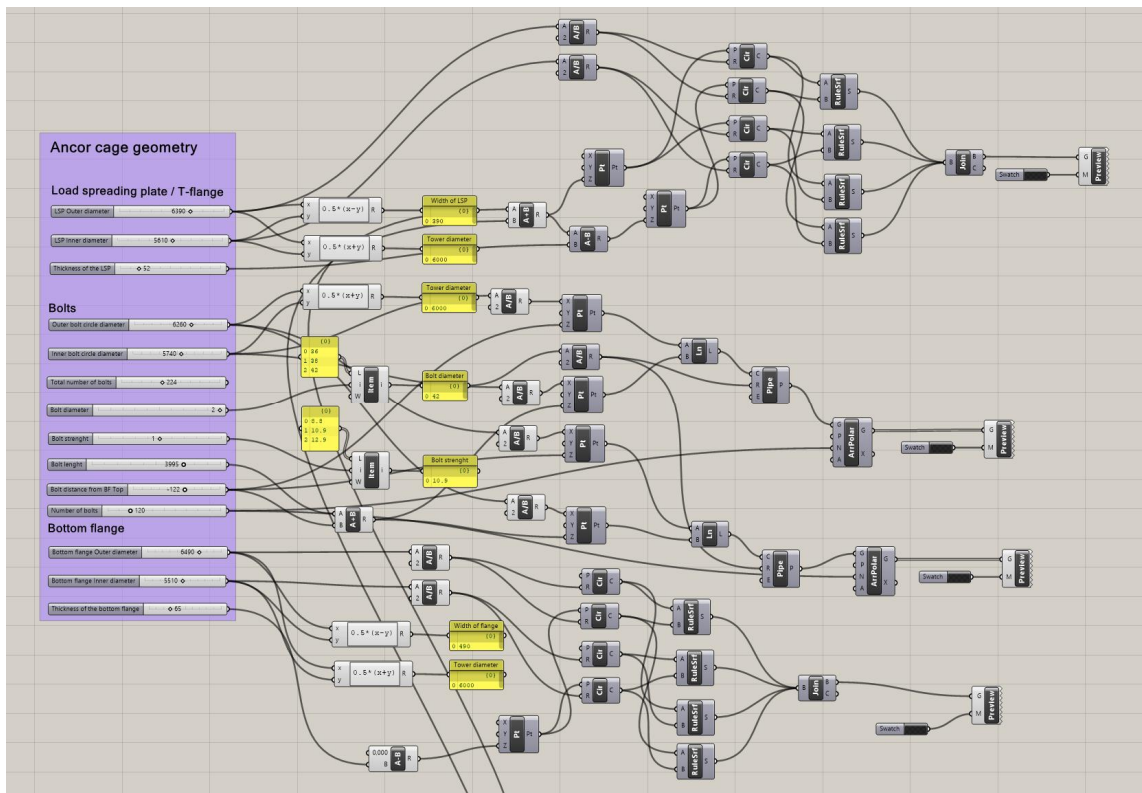


Kuva 4. Rhino -ohjelmaan parametrisesti luotu tuulivoimaperustuksen ja pulttikehikon geometria

4.1.2 Grasshopper

Grasshopper on Rhino-ohjelman lisäosa, joka mahdollistaa ohjelmoinnin ilman, että käyttäjän tarvitsee tuntee ohjelmointikieltä tai osata kirjoittaa koodia. Grasshopper-lisäosassa on satoja valmiiksi määriteltäviä komponentteja laskennan ja tiedon keruun koodaamiseksi, joihin on sisällytetty erilaisia toimintoja. Näiden komponenttien ja lähtötietojen välisiä riippuvuuksia luomalla on mahdollista rakentaa koodi ongelman ratkaisemiseksi. Tämä prosessi on esitetty kuvassa 5. Grasshopper-lisäosassa on helppoa antaa lähtötietoja numeerisille arvoille, joita voidaan laskennan aikana muuttaa, ja muutoksen tulokset päivittyvät lähes reaaliajassa riippuen tehdyn koodin sisältämän datan määrästä.

Grasshopper -lisäosa toimii erittäin hyvin, kun pitää käsittää suuria määriä objekteja tai pisteitä, sekä mahdollistaa erilaisten objektien törmäilyä käsittelyn. Grasshopper-lisäosan käyttöliittymä on avoin, jolloin käyttäjä voi luoda omia työkaluja ja komponentteja tarvittaessa. Tämä edellyttää käyttäjältä syvempää tietämystä tietokoneohjelmien koodaamisesta. Grasshopper-lisäosaan on valmiiksi saatavilla elementtimenetelmään perustuvia laskentatyökaluja, kuten esimerkiksi Karamba3D. Nämä lisäosat soveltuvat erityisen hyvin rakenneteknisiin analyysiin, jonka takia Grasshopper-lisäosa on mahdollista hyödyntää esisuunnittelussa sekä rakenteiden massoittelussa. Lisäksi tarkempien ja monimutkaisempien algoritmien avulla on mahdollista käyttää ohjelmistoa rakenteen lopulliseen mitoittamiseen. Kuvassa 5 on esitetty Grasshopper-lisäosalla tehtävää ohjelmointia.



Kuva 5. Ankkuripulttikehikon geometrian määrittäminen Grasshopper -ohjelmalla

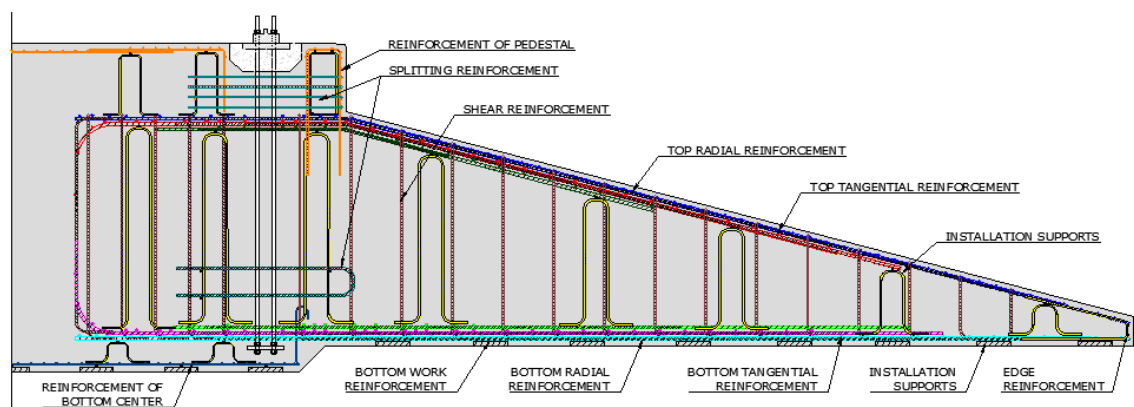
Grasshopper mahdollistaa myös rakenteiden optimoinnin erilaisten komponenttinsa avulla, kuten esimerkiksi Galapagos-komennolla. Tälle komennolle voidaan määrittää muuttujat, joita halutaan käyttää optimoinnissa. Näin ollen komponentti iteroi kaikki annetut vaihtoehdot läpi ja antaa tuloksen suhteessa annettuun maksimi- tai minimiarvoon. Grasshopper-lisäosan avulla on myös mahdollista siirtää objekteja eri ohjelmistojen välillä, mikä muuten olisi hankalampaa.

Monet FEM-laskentaohjelmat eivät osaa kommunikoida suoraan rakennetekniikassa käytettävien mallinnusohjelmien kanssa. Grasshopper-ohjelman avulla voidaan luoda linkki laskenta- ja mallinnusohjelmien välille

5 GRAVITAATIOPERUSTUKSEN SUUNNITTELU

Tuulivoimalan gravitaatioperustusten suunnittelussa on useampia vaiheita, mutta suunnittelu aloitetaan aina perustuksen koon määrittämisestä. Perustuksen tulee olla riittävän suuri ja dimensioiltaan sellainen, että se voi siirtää voimalalta tulevat kuormat maaperälle siten, että maaperän kantavuusominaisuudet eivät ylitä. Lisäksi perustuksen dimensioissa tulee ottaa huomioon voimalatoimittajan määrittämät pulttikehikon mitat ja sallitut kiertymät perustukselle, jotta perustus on riittävän rotaatiojäykkä. Perustuksen dimensioita suunniteltaessa pitää huomioida, ettei perustus pääse liukumaan tuulen aiheuttamien vaakavoimien takia.

Perustuksen dimensioiden suunnittelun jälkeen mitoitus jatkuu betoniperustuksen raudoituksen mitoitukseen. Mitoitus tapahtuu pääsääntöisesti Eurokoodin EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaan. Betoniterästen väsymismitoituksen ohjeistuksena voidaan käyttää Eurokoodin ohjeistusta tai on myös hyvin yleistä käyttää Model Code 2010 tarjoamia ohjeita. Gravitaatioperustusten suunnittelussa on erittäin tärkeää kiinnittää huomiota siihen, että suunniteltu rauditus on myös toteutettavissa työmaalla. Kuten jo aikaisemmissa luvuissa on mainittu, gravitaatioperustusten rauditus on perustuksen voimakkaasti kuoritetuilla alueilla paikoitellen hyvin tiivistä, ja raudituksen asennettavuus on tämän takia vähintäänkin hankalaa. Kuva 6 on esitetty gravitaatioperustuksen toiminnan kannalta oleellisia raudoitteita.



Kuva 6. Gravitaatioperustuksen rauditus periaate

5.1 Geotekninen mitoitus

Geoteknisen suunnittelun vaatimukset on kirjattu standardiin EN 1997-1: ”*Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: yleiset säännöt*”. EN 1997-1 määrittää rakenteen geoteknisen luokan, joka määrittää suunnittelijan pätevyyden. Tuulivoimaloiden gravitaatioperustukset kuuluvat geotekniseen luokkaan 2. ”Suunniteltaessa rakenteita geoteknisessä luokassa 2 vaaditaan tavallisesti kvantitatiivisia geoteknisiä lähtötietoja ja analyysyjä, jotta voidaan varmistua siitä, että suunnittelun perusvaatimukset täyttyvät.” (SFS-EN 1997-1 2013, 18). Geoteknisen suunnittelun tulee toteuttaa pätevän suunnittelijan, jolla on tietämys ja ammattitaito hallita perustamisvaatimusten täyttämiseen tarvittavat pohjatutkimukset sekä tutkimuksista saadun datan analysointi perustussuunnittelun lähtötietoparametreiksi.

Perustamistapalausunnossa vaadittu sisältö ja maaperälle tehtäviä kokeita on esitetty opinnäytetyön kohdassa 3.2 Maaperän ominaisuudet.

5.1.1 Perustuksen koon määrittäminen

Tuulivoimaloiden perustukset ovat nykyään yleisesti muodoltaan pyöreitä, aikaisemmin perustuksia suunniteltiin pohjaltaan monikulmaisina tai neliskanttisina. Voimaloiden koon kasvaessa ja mitoitusohjelmien kehittyessä pyöreä pohjanmuoto on vakioitunut perustuksen pohjanmuodoksi. Pyöreä pohjanmuoto on materiaalitehokkuuden kannalta kaikkein paras vaihtoehto, sillä se voidaan mitoittaa toimimaan kokonaisuudessaan tehollisena. Monikulmaisessa perustuksessa yleisesti mitoitus perustuu monikulmion sisäpuolelle jäävän pyöreän osan mitoittamiseen, jolloin nurkka-alueen betonia ei saada tehollisesti käytettyä kokonaisuudessaan. Lisäksi pyöreä perustuksen muoto tukee ajatusta, että voimala voi kuormittaa perustusta mistä tahansa tuulen suunnasta. Gravitaatioperustukselle on ominaista, että se ohenee keskialueelta siirryttäessä perustuksen reunaa kohden. Oheneva muoto myötäilee perustukselle tulevista kuormista aiheutuvia voimasuureita, jotka myös pienevät perustuksen reuna-alueen suuntaan.

Gravitaatioperustuksen kokoon vaikuttaa voimalalta tulevat kuormat ja maaperän ominaisuudet. Nämä kaksi muuttujaa määrittävät yhdessä perustuksen halkaisijan. Perustuksella ja sen päälle tehtävillä maatäytöillä tulee olla tarpeeksi massaa, jotta se voi vastustaa voimalalta tulevia voimia ja maaperällä tulee olla riittävä kantavuus, jotta perustuksen kaatumisvarmuus saadaan todennettua. Perustuksen koon määrittämisen taustalla on paljon laskennallista faktaa, mutta myös suunnittelijan tekemillä päätöksillä on iso vaikutus perustuksen kokoon ja materiaalien menekkiin. Suunnittelijan tekemillä päätöksillä on mahdollista vähentää perustukseen tulevaa terästen määrää, joka usein johtaa siihen, että betonia kuluu enemmän. Esimerkiksi perustuksen reuna-alueen korkeuden muuttaminen korkeammaksi kasvattaa reuna-alueella betoni poikkileikkauksen tehollista korkeutta, jota voidaan käyttää hyväksi leikkaus- ja taivutusterästen laskennassa. Liiallinen korkeuden kasvattaminen reuna-alueella voi jäykistää perustuksen reuna-aluetta siten, että tämä johtaa perustuksen halkaisijan kasvuun. Reunoiltaan liian jäykkä perustus ei ole tarpeeksi elastinen myötäämään maaperän mukaan, joka johtaa halkaisijan kasvamiseen. Reunoiltaan liian jäykkä perustus täyttää huonommin ehdon, jossa perustus pitää pysyä käyttörajatilan kuormilla kokonaisuudessaan puristettuna maata vasten.

Perustuksen keskialueen korkeus määräytyy voimalatoimittajalta saatavien pulttikehikon mittojen mukaan. 5 – 6 MW voimaloissa pulttikehikon kierretangot ovat normaalisti pituudeltaan 3 – 4,5 m ja voimaloiden tornien halkaisijat tornin alapäässä vaihtelevat 4,5 – 6 m välillä. Hyvin yleisesti alapinnan pääteräkset sijaitsevat kokonaisuudessaan pulttikehikon alalaipan yläpuolella. On kuitenkin mahdollista, että osa pääteräksistä suunnitellaan kulkemaan alalaipan alapuolelta. Sijoittamalla osan pääteräksistä kulkemaan alalaipan alitse saadaan perustukseen lisäkorkeutta, jota voidaan käyttää hyödyksi terästen mitoituksessa, poikkileikkauksen kasvaneena tehollisena korkeutena. Gravitaatioperustuksiin suunnitellaan usein keskialueelle ja pulttikehikon ulkopuolelle niin sanottu jalusta. Jalustalla tarkoitetaan perustuksen keskialueella olevaa korotettua osaa, ennen perustuksen kaltevaa osuutta reunalla. Jalustalla on tarkoitus varmistaa perustuksen keskialueen riittävä rotaatiojäykkyys, joka täyttää voimalatoimittajan antamat rajat.

5.1.2 Kaatumisvarmuuden laskenta

Kaatumisvarmuuden laskennassa tarkastellaan perustuksen murtorajatilan mitoittavan momentin suhdetta perustusta stabiloivaan momenttiin. Perustuksen stabiloivien momenttien tulee olla suuremmat kuin perustuksen kaatavien momenttien.

$$M_{stb;d} > M_{dst;d} \quad (1)$$

Kaatumisvarmuuden laskenta perustuu SFS-EN 1997-1 -standardin kohdan 2.4.7.3.4.3 mukaiseen mitoitustapaan 2, jossa osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin sekä maan kantavuuteen. SFS-EN 1997-1:n mukaan tätä menettelyä tulee käyttää kokonaisstabiiliteettitarkasteluihin. Kaatumisvarmuuden laskennassa kuormien osavarmuuslukuina rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen osoittamiseksi käytetään SFS-EN 1997-1 -standardin taulukon A.3 arvoja.

Taulukko 2. Kuormien osavarmuuskertoimet SFS-EN 1997-1 taulukon A.3 mukaan. (SFS-EN 1997-1, 124)

Kuorma		Merkintä	Sarja	
			A1	A2
Pysyvät	Epäedullinen	γ_G	1,35	1,0
	Edullinen		0,9	1,0
Muuttuvat	Epäedullinen	γ_Q	1,5	1,3
	Edullinen		0	0

Edellä esitetyn taulukko 2 mukaan voimalatoimittajan määrittämä murtorajatilan karakteristinen kuormitus tulee kertoa kertoimella 1,5 kaatumisvarmuutta ja kaatavaa momenttia M_{dstb} määritettäessä. Kaatavaa momenttia määritettäessä tulee ottaa huomioon myös voimalalta tulevasta vaakavoimasta aiheutuva lisämomentti perustuksen alapinnan tasolla.

$$M_{dst;b} = (M_y + F_x * (h_1 + h_{pe})) * \gamma_Q \quad (2)$$

jossa M_y on voimalan kaatava momentti, F_x on voimalan vaakavoima, h_1 on perustuksen keskialueen korkeus ja h_{pe} on perustuksen jalustan korkeus.

Perustuksen stabiloivaa momenttia M_{stb} laskiessa otetaan huomioon perustuksen omapaino, perustuksen päällä olevat maatäytöt ja pohjavedestä johtuvan nosteen vaikutus. Pohjavedestä johtuvalla nosteella on perustuksen stabiliteettia heikentävä vaikutus, joka voidaan vähentää stabiloivista momenteista. Pohjaveden vaikutus voidaan vaihtoehtoisesti ottaa huomioon perustuksen kaatavissa momenteissa, lisäämällä sen vaikutus kaavaan (2). Laskennallisesti on kuitenkin helpompi käsitellä voimalalta tulevat kuormat vain kaatavina momentteina, ja perustukseen vaikuttavat omat kuormat sekä ympäristöstä johtuvat ulkoiset kuormat samassa laskennassa.

Perustuksen pyöreän muodon takia perustuksen kaatumisvarmuuden tarkastelussa ei voi käyttää perustuksen ulkoreunaa pyörähdysakselina kaatumiselle, sillä perustus kallistuu sivusuunnassa ennen kuin se kaatuu suoraan ulkoreunan ympäri. Tästä syystä kaatumisvarmuutta laskettaessa määritetään laskennallisesti perustuksen puristetun alan momenttivarsi, jonka ympäri perustus oletetaan pyörähtävän kaatuessaan. Kaatumisvarmuuslaskennassa on otettava huomioon voimalasta aiheutuva kaatava momentti M_k perustuksen alapinnan tasolla ja kokonaispystykuorman V_k aiheuttama kuormien epäkeskeisyys e .

$$e = \frac{M_k}{V_k} < 0,6 * R_{fo} \quad (3)$$

jossa

$$M_k = M_y + F_x * (h_1 + h_{pe}) \quad (4)$$

$$V_k = G_{fk} + G_{sk} \quad (5)$$

joissa M_y on voimalan kaatava momentti, F_x on voimalan vaakavoima, h_1 on perustuksen keskialueen korkeus, h_{pe} on perustuksen jalustan korkeus, G_{fk} on perustuksen oma paino ja G_{sk} on maatäyttöjen tilavuuspaino.

SFS-EN 1997-1 kohdan 6.5.4 mukaan kuormien aiheuttaman epäkeskeisyyden e ja perustuksen säteen R_{fo} suhde tulee olla pienempi kuin 0,6. Epäkeskeisyyden ollessa suurempi kuin 0,6 kertaa perustuksen säde, tulee ryhtyä erityisiin varotoimenpiteisiin voimakkaasti epäkeskeisten kuormien takia. Varotoimiksi on kuvattu mitoitusarvojen huolellinen uudelleen tarkastaminen ja perustuksen reunan ra-

kennustoleranssien suuruuden huomioiminen. Ellei erityistä huolellisuutta noudateta työn aikana, voimakkaasti epäkeskeisillä kuormilla tulee noudattaa 0,10 m:n rakennustoleransseja.

Perustuksen mitoittavien kokonaispystykuormien N_{Ed} tulee jakaantua sellaiselle alueelle, että pystykuormista laskettu jännitys ei ylitä maaperän mitoituksen kantokykyä σ_{Rd} . Kaatumisvarmuus laskennassa tämä tarkoittaa, että maaperän sallittu puristettu pinta-ala A_t saadaan kaavasta (6).

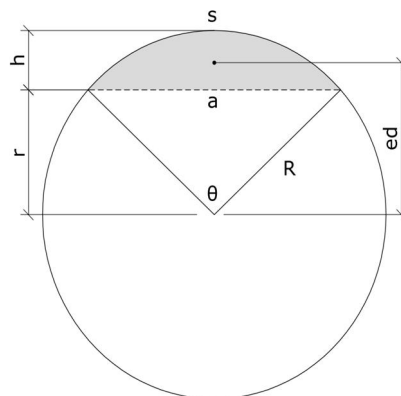
$$A_t = \frac{N_{Ed}}{\sigma_{Rd}} \quad (6)$$

jossa

$$N_{Ed} = \gamma_G * V_k + G_b * \gamma_w \quad (7)$$

jossa G_b on nosteesta tuleva pystykuorma, γ_w on nosteesta aiheutuvien kuormien osavarmuuskerroin ja V_k laskenta on esitetty kaavassa (5)

Kaatumisvarmuuslaskennassa voidaan olettaa, että kuvassa 7 harmaalla esitetty perustuksen puristetun segmentin pinta-alan A_{seg} ja maaperän kantokestävyyden mitoitusarvon avulla lasketun puristetun pinta-alan A_t arvojen tulee olla samoja, jotta perustuksen pohjan alapuoleisen maaperän kantokestävyys on riittävä. Merkitsemällä A_{seg} yhtä suureksi arvon A_t kanssa, on mahdollista kuvassa 7 esitetyn segmentin korkeutta h muuttamalla iteroida kaatumisvarmuuslaskennassa käytettävän stabiloivien momenttien $M_{stb;d}$ laskennassa tarvittava momenttivarren e_d arvo.



Kuva 7, Perustuksen puristetun segmentin pinta-alan suuret

Kuvassa 7 esitetyn segmentin suureiden laskenta.

$$R = \frac{D_{fo}}{2} \quad (8)$$

$$a = 2 * \sqrt{h * (2 * R - h)} \quad (9)$$

$$\theta = 2 * a \sin\left(\frac{a}{2 * R}\right) \quad (10)$$

$$A_{seg} = \frac{R^2}{2} * \left(\frac{\theta}{180^\circ} * \pi - \sin \theta\right) \quad (11)$$

$$e_d = \frac{4 * R * \sin\left(\frac{1}{2} * \theta\right)^3}{3 * (\theta - \sin(\theta))} \quad (12)$$

joissa R on perustuksen säde, a on segmentin kannan pituus, θ on segmentin keskuskulma, A_{seg} on segmentin pinta-ala ja e_d on ympyrän keskustan etäisyys segmentin pinta-alan painopisteestä.

Edellä esitettyjen arvojen avulla saadaan ratkaistua perustusta stabiloivien voimien $M_{stb;d}$ laskennassa tarvittava momenttivarsi e_d . Perustusta stabiloiva mitoitustmomentin $M_{stb;d}$ laskenta on esitetty kaavassa (13).

$$M_{stb;d} = A_{seg} * \sigma_{Rd} * e_d \quad (13)$$

Tässä kappaleessa esitettyjen laskentojen avulla laskettujen kaatavien ja stabiloivien momenttien arvoja vertaamalla saadaan tarkasteltua perustuksen kaatumisvarmuus. Kaatavan momentin suhde stabiloivaan momenttiin tulee olla alle yksi.

$$\frac{M_{dst;d}}{M_{stb;d}} < 1,0 \quad (14)$$

5.1.3 Kantokestävyys ja liukuvuuslaskenta

SFS-EN 1997-1 ohjeistuksen mukaan perustuksen alapuoleisen maa-aineksen kantokyky ja liukumiskestävyys tulee tarkastaa maanvaraisilla pilariperustuksilla.

Tuulivoimalan gravitaatioperustus on rakenteeltaan suuri pilariantura. Maapohjan kantavuutta ja liukumisvarmuutta tarkasteltaessa on käytettävä murtorajatilan kuormia. Maaperän kantavuuden laskennassa pyritään huomioimaan perustuksen ja maapohjan yhdistetty murtuma. Maaperän kantokestävyyden tarkastelussa osoitetaan, että perustuksen teholliselle pinta-alalle vaikuttava pohjapaine ei ylitä kantavuuslaskennassa käytettyä maapohjan kantokykyä.

On yleistä, että tuulivoimaloiden perustusten suunnittelussa käytetään FEM-pohjaista laskentaohjelmaa, joka ei mahdollista yksityiskohtaista analyysia perustuksen ja maanpinnan rajapinnassa. On myös olemassa ohjelmistoja, jotka mahdollistavat tarkemman mallinnuksen perustuksen ja maanpohjan rajapinnan käyttäytymisestä ja murtotavasta, mutta nämä ohjelmat vaativat yleensä syvällisempää tietämystä maapohjan käyttäytymisestä ja edellyttävät käyttäjältä erityistä tietoa geotekniikasta.

Perustusten kantokestävyyden laskenta toteutetaan yleensä Eurokoodin EN 1997-1 -laskentaohjeistuksen mukaan. Tuulivoima-alalla yleisesti käytetyssä DNV:n ohjeistuksessa DNVGL-ST-0126 on ohjeistus kantokestävyyden laskennalliselle tarkastelulle. Eurokoodin ja DNV:n ohjeistuksen laskenta ovat hyvin samankaltaiset. Suurin ero Eurokoodin ja DNV:n ohjeistuksessa esitettyyn mitoitusseen tulee siitä, että Eurokoodi lisää kolme erillistä mitoitus tapaa perustuksen geotekniseen mitoitukseen murtorajassa. Suomen kansallisen liitteen ohjeistuksen mukaan Suomessa on päätetty käyttää mitoitus tapaa 2. Mitoitustavassa 2 osavarmuusluvut kohdistetaan joko kuormiin tai rakenteesta aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja lujuusparametreihin (SFS-EN 1997-1, Liite B). Mitoitustavassa 2:ssa on käytössä merkintätapa, joka kuvaa osavarmuuslukujen kohdentamista. Kun osavarmuudet kohdennetaan kuormiin, laskentaa kuvataan merkinnällä DA2, ja kun osavarmuudet kohdennetaan kuormien vaikutuksiin ja lujuusparametreihin, kuvataan laskentaa merkinnällä DA2*. Mitoitustavassa 2:ssa käytetään kaavassa (15) esitettyä osavarmuuslukujen yhdistelmää.

$$A1 + M1 + M2$$

(15)

Osavarmuuskertoimet on esitetty Eurokoodin EN 1997-1 Liitteessä A.3. Lisäksi tulee huomioida kansalliset säädökset, kuten esimerkiksi Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset osavarmuusluvut. Nämä luvut poikkeavat Eurokoodin liitteessä A.3 esitetyistä luvuista rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen osoittamiseksi. Eurokoodin EN 1997-1 mukaiset kuormien osavarmuuskertoimet sarjassa A1 on esitetty kappaleen 5.1.2 taulukossa 2. Sarjojen M1 ja M2 Eurokoodin EN 1997-1 mukaiset osavarmuudet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3 SFS-EN 1997-1 Taulukon A3 mukaiset osavarmuusluvut maaparametreille (STR/GEO). (EN-1997-1, 124)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma* ("kitkakulma")	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Puristuslujuus	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0
* Tätä kerrointa käytetään $\tan \varphi'$:in			

Suomen Ympäristöministeriön määrittelemät kansalliset liitteet sisältävät Suomessa käytettävät osavarmuusluvut Eurokoodin mukaisessa kantokestävyyden laskennassa. Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjeistuksen mukaiset osavarmuusluvut on esitetty Taulukko 4 ja Taulukko 5.

Taulukko 4 Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset osavarmuusluvut maaparametreille (STR/GEO). (Rakenteiden lujuus ja vakaus 2018, 39).

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma* ("kitkakulma")	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Puristuslujuus	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0
* Tätä kerrointa käytetään $\tan \varphi'$:in			

Taulukko 5 Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset kuormien ja kuorman vaikutusten osavarmuusluvut (STR/GEO). (Rakenteiden lujuus ja vakaus 2018, 38).

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen			
(Yht. 6.10a)		1,35 K_{FI}	
(Yht. 6.10b)	$\gamma_{Gk,sup}$	1,15 K_{FI}	
(Yht. 6.10)			1,10 K_{FI}
Edullinen			
(Yht. 6.10a)		0,9	
(Yht. 6.10b)	$\gamma_{Gk,inf}$	0,9	
(Yht. 6.10)			1,0
Muuttuva:			
Epäedullinen			
(Yht. 6.10b)	γ_Q	1,50 K_{FI}	
(Yht. 6.10)			1,3 K_{FI}
Edullinen		0	0

Mitoitusmenetelmissä DA2 ja DA2* kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kaavoista (16) ja (17). Osavarmuuslukuina käytetään sarjaa A1. (Suomen rakentamismääräyskokoelma. 2018, 38).

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (16)$$

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (17)$$

Eurokoodin DA2 ja DA2* mukaisessa kantokestävyyden laskennassa käytetään analyttistä menetelmää. Eurokoodin mukainen laskenta pohjautuu plastisuusteorian ja koetulosten perusteella johdettuihin likimääräisiin yhtälöihin perustuksen pystysuoran kantokestävyyden mitoittamiseksi. Laskennassa tulee ottaa huomioon seuraavat tekijät: maapohjan lujuus; mitoituskuormien epäkeskeisyys ja kaltevuus; perustuksen muoto, syvyys ja kaltevuus; maanpinnan kaltevuus; pohjavedenpaineet ja hydrauliset gradientit ja maapohjan vaihtelevuus. (RIL 207-2017, 106).

Kantokestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta (18)

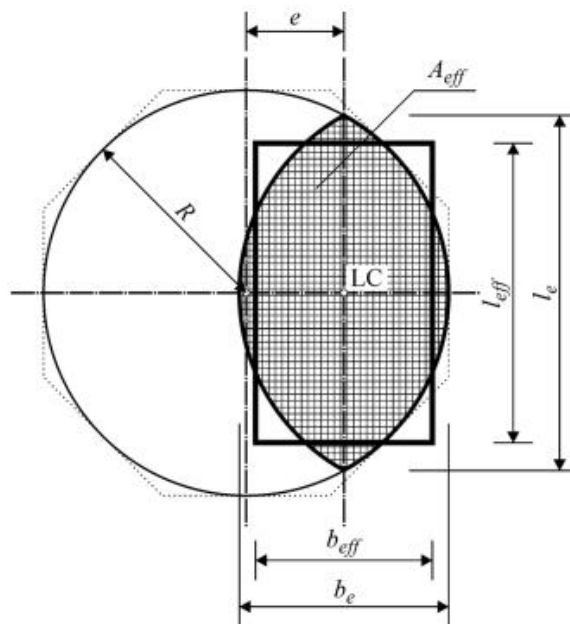
$$R/A_{eff} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5 * \gamma' b_{eff} N_y b_y s_y i_y \quad (18)$$

jossa: c' on maaperän tehokas koheesio, q' on perustuksen pohjan tasolla vaikuttava tehokas maanpaine, joka huomioi perustuksen ulko- ja yläpuoleiset maataätöt ja γ' on maan tehokas tilavuuspaino perustuksen alla.

Eurokoodin ohjeistuksessa ei ole esitetty laskentaa pyöreän perustuksen tehollisen pohjan alan A_{eff} laskentaan. Pyöreän perustuksen tehollinen pohjan alan laskenta on esitetty DNVGL-ST-0126, 2016 ohjeistuksen liitteessä G.3.

$$A_{eff} = 2 * \left[R^2 * \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e * \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (19)$$

jossa R on perustuksen säde ja e on voimien epäkeskeisyydestä johtuva kerroin, jonka laskenta on esitetty kaavassa (6).



Kuva 8, Pyöreän perustuksen tehollinen pinta-ala (DNVGL-ST-0126, 117)

Kuvassa 8 esitettyjen muiden suureiden laskenta on esitetty seuraavissa kaavoissa (20) – (23)

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad (20)$$

$$l_e = 2R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2R}\right)^2} \quad (21)$$

$$b_e = 2(R - e) \quad (22)$$

$$b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e \quad (23)$$

Kantokestävyyden mitoituskaavassa, kaavassa (18), esiintyvien muiden yksikkökertoimien laskenta on esitetty kaavoissa (24) – (34).

Kantokestävyydelle:

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi')} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (24)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot(\varphi') \quad (25)$$

$$N_y = 2 * (N_q - 1) * \tan(\varphi') , \text{ missä } \delta \geq \varphi' / 2 \quad (26)$$

Perustuksen pohjan kaltevuudelle:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c * \tan(\varphi')) \quad (27)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan(\varphi'))^2 \quad (28)$$

Perustuksen muodolle:

$$s_q = 1 + \sin(\varphi') , \text{ kun perustus on neliö tai pyöreä} \quad (29)$$

$$s_\gamma = 0,7 , \text{ kun perustus on neliö tai pyöreä} \quad (30)$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1) \quad (31)$$

Vaakakuorman H aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c * \tan(\varphi')) \quad (32)$$

$$i_q = (1 - H / (V + A_{eff} * c' \cot(\varphi')))^m \quad (33)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A_{eff} * c' \cot(\varphi')))^{m+1} \quad (34)$$

joissa φ' on maaperän kitkakulma ja m on vaakakuorman kulmasta johtuva kerroin suuntien B ja L kanssa. Tapauksissa, joissa vaakakomponentti vaikuttaa suunnassa, joka muodostaa kulman θ perustuksen tehokkaan pituuden L' :n kanssa, m voidaan laskea kaavasta (35) .

$$m = m_{\theta} = m_L * \cos^2(\theta) + m_B * \sin^2(\theta) \quad (35)$$

jossa

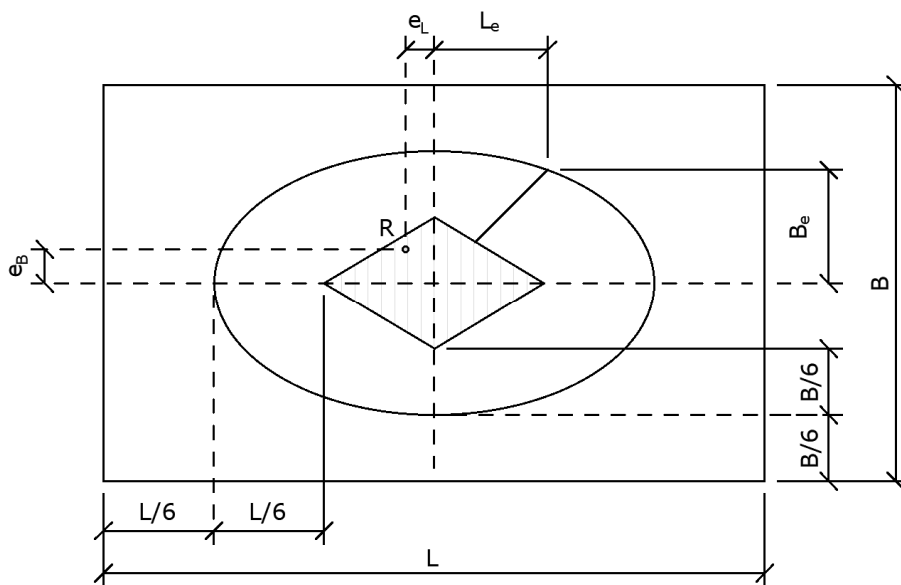
$$m_L = \left(2 + \frac{l_{eff}}{b_{eff}}\right) / \left(1 + \frac{l_{eff}}{b_{eff}}\right) \quad (36)$$

kun H vaikuttaa L:n suuntaan $m = m_L$

$$m_B = \left(2 + \frac{b_{eff}}{l_{eff}}\right) / \left(1 + \frac{b_{eff}}{l_{eff}}\right) \quad (37)$$

kun H vaikuttaa B:n suuntaan $m = m_B$

Mitoitustapaa DA2* käytettäessä epäedullisemmän pysyvien ja muuttuvien ominaiskuormien yhdistelmällä ei sallita suurempia epäkeskeisyyksiä kuin 1/3 perustuksen leveydestä. Edellä mainittu toteutuu, kun resultantti R sijaitsee kuvassa 9 esitetyn ellipsin rajaamalla alueella. Kun resultantti sijaitsee kuvan 9 viivoitetulla alueella, on koko perustus puristettu (RIL 207-2017, 110). Perustus suunnitellaan siten, että pysyvien kuormien resultantti sijaitsee kuvassa 9 viivoitetun sydänkuivon alueella, jolloin koko pohja on puristettu. Pyöreää perustusta käyttäessä epäedullisemmän kuormitusresultantin tulee olla pyöreän alueen sisäpuolella, jonka säde on $r_e = 0,59 * r$, missä r on perustuksen säde. (Rakenteiden lujuus ja vakaus. 2018, 32).



Kuva 9, Suorakaide anturan sallitut kuorman R epäkeskeisyydet (Rakenteiden lujuus ja vakaus. 2018, 32).

Kappaleessa 3.2 on kuvattu tuulivoimaloiden mitoituksessa yleisesti käytössä oleva ”ground-gap nolla” -säätö, jossa perustuksen tulee pysyä käyttörajatilan kuormilla kokonaisuudessaan puristettuna maata vasten. Tätä ohjetta noudattamalla voidaan olettaa, että myös edellisessä kappaleessa kuvattu Suomen rakentamismääräyskokoelman vaatimus perustuksen pohjan pysymisestä puristettuna pysyvien kuormien resultantin vaikutuksesta toteutuu. Tähän liittyen on perusteltua sallia myös Eurokoodin määrittämien kuormien epäkeskisyyksien rajoja suurempia epäkeskisyyksiä, mikäli perustuksen pohjan pysyminen puristettuna on tarkasteltu jollain muulla tavalla.

Kantokestävyyden ja liukumiskestävyyden laskennassa käytettävän perustuksen tehokkaan pohjan pinta-alan A_{eff} ja siihen liittyvien suureiden laskenta on esitetty DNVGL-ST-0126, 2016 ohjeistuksessa. Eurokoodin ohjeistuksessa ei ole annettu pyöreään perustuksen tehokkaiden mittojen laskentaohjeistusta, joten on perusteltua käyttää niiltä osin DNVGL:n laatimia ohjeita. Eurokoodin mitoitus ei myöskään huomioi kantokestävyyden ja liukumiskestävyyden mitoituksessa voimakkaasta väännöstä johtuvaa lisää vaakavoimassa. Tuulivoimalalta tulevien vaakavoimien ja väännöstä johtuvien voimien vaikutus tulee ottaa huomioon tuulivoimalan perustuksen kantokestävyyden laskennassa (IEC 61400-6, 59). Tuulivoimalalta tuleva kiertävä momentti M_z voidaan DNVGL-ST-0126, 2016 mukaan huomioida mitoituksessa korvaamalla mitoittava vaakavoima H_d ja mitoittava kiertävä momentti M_{zd} ekvivalentilla vaakavoimalla $H_{d'}$. Tällöin liukukestävyyden tarkastus tapahtuu voimaparille $H_{d'} + V_d$, sen sijaan, että tarkasteltaisiin vain voimaparia $H_d + V_d$. Ekvivalentti vaakavoima voidaan laskea kaavan (38) mukaan.

$$H_{d'} = \frac{2 * M_{zd}}{l_{eff}} + \sqrt{H_d^2 + \left(\frac{2 * M_{zd}}{l_{eff}}\right)^2} \quad (38)$$

Liukumiskestävyyden laskenta on esitetty SFS-EN 1997-1 kohdassa 6.5.3. Ohjeistuksen mukaan perustuksen pohjaa pitkin tapahtuva liukumurtuma tulee tarkastaa, mikäli kuormitus ei ole kohtisuoraan perustuksen pohjaa vastaan. Tuulivoimalaan kohdistuu tuulesta aiheutuvia suuria vaakakuormia, jotka välittyvät voimalan pulttikehikon kautta perustukselle. Voimalalta tulevat vaakavoimat voivat aiheuttaa perustuksen liukumisen perustuksen pohjaa pitkin. Liukumiskestävyyden tarkastelussa käytetyt tuulivoimalalta perustukselle tulevat karakteristiset

vaakakuormat H_k ovat 6 MW voimaloilla suuruudeltaan yli 1200 kN. Lisäksi voimalalta tuleva kiertävä momentti on huomioitava liukukestävyyslaskennassa vaakavoimaa lisäävänä voimana. Liukumiskestävyyslaskennassa tulee kaavassa (39) esitetyn epäyhtälön olla voimassa (SFS-EN 1997-1, 61)

$$H_{d'} \leq R_d + R_{p;d} \quad (39)$$

jossa $H_{d'}$ on perustukselle tulevien vaakakuormien mitoitusarvo, R_d on liukumiskapasiteetin mitoitusarvo ja $R_{p;d}$ on perustuksen sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvan vastustavan voiman mitoitusarvo

$$R_d \leq \frac{V'_d * \tan(\delta_k)}{\gamma_{R;h}} \quad (40)$$

jossa mitoituskitkakulma δ_k voidaan olettaa yhtä suureksi kuin tehokkaan leikkauskestävyysskulman kriittisen tilan mitoitusarvo $\varphi_{cv,d}$ (RIL 207-2017, 109).

Mitoitusmenetelmissä, joissa osavarmuudet on kohdistettu kuormien vaikutuksiin, kuormien osavarmuusluku $\gamma_F = 1,0$, jolloin kaavassa (40) $V'_d = V_k$ (SFS-EN 1997-1, 62). Mahdollinen kaivuu perustuksen vieressä saattaa poistaa perustuksen sivuun kohdistuvan maanpaineen kuorman, tämän takia on hyvin yleistä jättää $R_{p;d}$ huomioimatta. Taulukko 6 on esitetty Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset kestävyyslaskennan osavarmuusluvut antura- ja laattaperustuksien mitoituksessa.

Taulukko 6, Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset kestävyyslaskennan osavarmuusluvut (γ_R) antura- ja laattaperustuksille. (Rakenteiden lujuus ja vakaus. 2018, 39).

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		R1	R2	R3
Kantavuus	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,55	1,0
Liukuminen	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

5.2 Perustuksen rakenteellinen mitoitus

Opinnäytetyössä keskitytään perustuksen betonirakenteiden mitoitukseen, ankkuripulttikehikon mitoitus on rajattu pois opinnäytetyön aiheen ulkopuolelle. Perustuksen teräsbetonirakenteen rakenteellinen mitoitus tapahtuu Eurokoodin betonirakenteiden suunnittelun ohjeen EN 1992-1-1 mukaisesti, noudattaen EN 1990 julkaisussa esitettyjä yleissääntöjä. Kuitenkin kuormien yhdistelyissä käytetään IEC-61400 määritelmiä ja voimalatoimittajan määrittämiä kuormia. Teräsbetonirakenteen kestävyys, säilyvyys ja käyttökelpoisuus määritetään EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaisesti.

On yleistä, että tuulivoimaloiden teräsbetoniset perustukset suunnitellaan siten, että teräksen väsymismitoitus määrittää rakenteen käyttöiän, vaikka muilta osin perustuksen säilyvyysvaatimukset betonirakenteessa täyttäisivät 50 vuoden käyttöiän vaatimukset. Näin ollen tuulivoimaloiden perustusten käyttöikä on useasti sama kuin voimalatoimittajan ilmoittama väsymiskuormien mitoitusikä, joka vaihtelee 20 ja 35 vuoden välillä.

Eurokoodin ohjeistuksen mukaan teräsbetonirakenteen betoniteräksien vaaditaan täyttävän standardin EN 10080 mukaiset ominaisuudet teräkselle. Tämä myös siksi, että betoniteräksiltä edellytetään väsymislujuuutta, joka tulee esittää saman EN 10080 standardin mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1, 41).

Eurokoodin mukainen betonirakenteiden mitoitus perustuu kahteen erilliseen mitoituksen rajatilaan: murtorajatilaan ja käyttörajatilaan. Perustuksen betonirakenteen murtorajatilan suunnittelussa tarkastetaan perustuksen taivutus-, leikkaus-, lävistymis- ja väsymiskestävyys. Käyttörajatilan tarkasteluina perustuksen suunnittelussa tarkastetaan betonirakenteen osalta taipumat ja betonin halkeamaleveydet. Pääsääntöisesti perustuksen mitoitus tapahtuu siten, että perustuksesta mitoitetaan aina 1 metrin leveää kaistaa, jonka mitoitus toteutetaan EN 1992-1-1 mukaisesti. Taulukko 7 on esitetty Eurokoodin mukaiset murtorajatilojen materiaaliosavarmuudet teräsbetonirakenteiden mitoituksessa.

Taulukko 7, SFS-EN 1992-1-1 taulukon 2.1N mukaiset murtorajatilojen materiaali-osavarmuusluvut. (SFS-EN 1992-1-1, 26)

Mitoitustilanteet	betoni γ_c	betoniteräs γ_s	jänneteräs γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Käyttörajatilatarkastelujen yhteydessä käytettävien materiaaliosavarmuuksien arvoina käytetään EN 1992-1-1 erityiskohtien mukaisia arvoja. Käyttörajatilojen materiaaliosavarmuuslukujen arvot voidaan esittää kansallisissa liitteissä. Suositusarvo tilanteille, joita SFS-EN 1992-1-1 erityistapaukset eivät kata on 1,0 (SFS-EN 1992-1-1, 26).

Perustuksen sisäisten voimasuureiden määrittämiseksi riittävän tarkasti on perustuksesta tehtävä FEM-pohjainen kuorimalli, jolla on mahdollista tarkastella perustuksen sisäisiä voimasuureita. FEM-malliin mallinnetaan perustus ja perustukseen kohdistuvat kuormitukset saatujen lähtötietojen ja perustuksen kaatumisvarmuuslaskennasta saatujen perustuksen mittojen mukaan. Laskentamallissa on myös huomioitava maaperän ominaisuudet, jotta perustuksen siirtymät ja taipumat vastaisivat mahdollisimman tarkasti todellisen rakennuspaikan olosuhteita. Kuorimallia tarkempi tapa tarkastella perustuksen sisäisiä jännityksiä on tehdä perustus FEM-laskentaohjelmaan niin sanottuna solidina kappaleena, johon on myös mallinnettu pulttikehikko. Solidi laskentamalli on useimmiten käytötarkoitukseen turhan raskas ja hankalasti muokattavissa, mutta sen avulla on mahdollista tarkastella tarkemmin yksittäisiä kuormitustapauksia tai kuormitusalueita perustuksesta tarkemman rakenneanalyysin saavuttamiseksi.

5.2.1 Veto- ja puristuspuoli, tangentiaaliset ja radiaaliset teräksiset

Kuten kuvassa 3 on esitetty, tuulivoimalan gravitaatioperustuksen ylä- ja alapintoihin muodostuu voimalalta tulevista kuormista aina sekä puristettu että vedetty tapaus. Puristukselle ja vedolle kuormitettu perustuksen pinta määräytyy tuulesta tulevan kuormituksen mukaan. Tuulen puolella perustusta perustuksen yläpinta on vedolla ja alapinta on puristettuna. Tuulenvastaisella puolella perustuksen yläpinta on puristettuna ja alapinta on vedolla. Edellä kuvattujen kuormitustapausten

takia perustuksen ylä- ja alapinnat mitoitetaan taivutukselle. Taivutettujen teräs-betonirakenteiden mitoituksessa käytetään SFS EN 1992-1-1 ohjeistusta, jossa taivutettu teräsbetonirakenne tulee mitoittaa murtorajatilan kuormituksille. Tuulivoimaperustuksien radiaaliset ja tangentiaaliset teräkset tulee myös mitoittaa käyttörajatilan ja väsymiskestävyyden vaatimusten mukaan. Käyttörajatilan halkeilukestävyys on käsitelty tarkemmin opinnäytetyön kappaleessa 5.2.4 ja väsymiskestävyyden laskenta on esitetty kappaleessa 5.2.6. Tuulivoimaloiden gravitaatioperustuksissa väsymismitoitus määrittää lähes aina perustuksen yläpinnan radiaalisten terästen määrän. Väsymismitoitus saattaa olla myös joissakin tapauksissa alapinnassa määräävä mitoitustapaus, mutta hyvin usein perustuksen alapinnassa määrääväksi mitoitustapauksesi tulee murtorajatilan taivutusmitoitus. Paikallisesti myös perustuksen säilyvyyteen vaikuttava halkeilumitoitus tai Eurokoodin määrittämä minimiraudoitusvaatimus ovat mahdollisia määrääviä mitoitustapauksia riittävän teräsmäärän määrittämisessä. Halkeilumitoitus ja minimiraudoitusvaatimus tulevat aina jossain vaiheessa määrääviksi, kun siirrytään perustuksen keskialueelta riittävästi ulospäin.

Perustuksen tangentiaalisten ja radiaalisten kuormitusten määrittämiseksi suunnittelussa tulee käyttää FEM-rakennepohjaisohjelmaa, jolla voidaan määrittää perustukseen kohdistuvat sisäiset kuormitukset. Rakennepohjaisohjelman tulee pystyä käsittelemään tuloksia 3D-maailmassa, jotta on mahdollista tulkita perustuksen radiaaliset ja tangentiaaliset rasitukset. Rakennepohjaisohjelmaan kuormitusten määräävien kuormitusten määrittämiseksi tulee tehdä murtorajatilojen tarkasteluja vasten taulukon 1 esittämät IEC 61400-1 mukaiset kuormitusyhdistelmät edullisille ja epäedullisille kuormille.

Radiaaliseen ja tangentiaaliseen suuntaan perustuksen pääterästen mitoitus toteutetaan taivutetun teräsbetonirakenteen pääraudoituksen määrityksen mukaisesti, mitoittavalle taivutusmomentille M_{ed} . Laskennan mukaisesti tulee ensin määrittää suhteellinen momentti μ kaikissa poikkileikkauksissa, kaavan (41) mukaan.

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad (41)$$

jossa M_{ed} on mitoittava taivutusmomentti poikkileikkauksessa, b on poikkileikkauksen leveys, d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus ja f_{cd} on betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo.

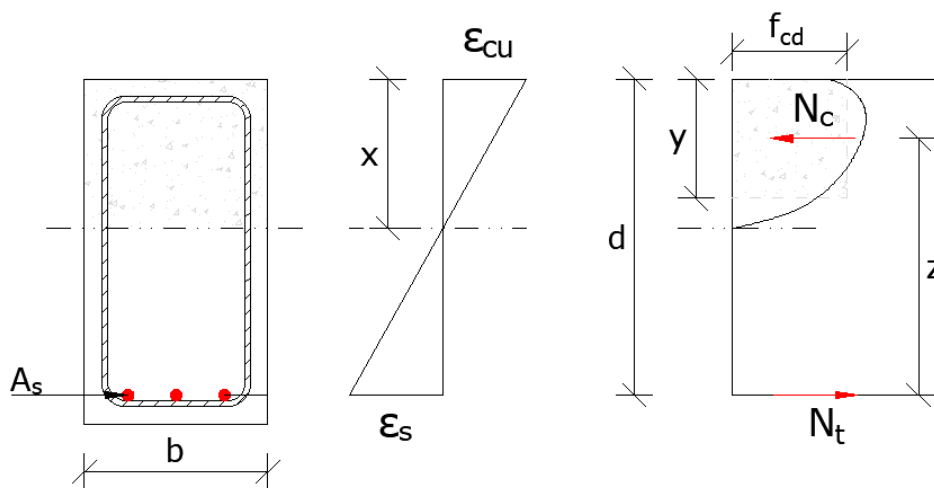
$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \quad (42)$$

jossa α_{cc} on pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin, f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo ja γ_c on betonin materiaaliosavarmuuskerroin.

Suhteellisen momentin μ -arvon avulla saadaan määritettyä poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β kaavasta (43)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \leq \beta_b \quad (43)$$

Jotta rakenteessa saavutettaisiin tasapainomurtuman vaatima teräksen myötääminen ennen betonin puristumurtumaa, tulee suhteellisen korkeuden β arvo olla pienempi kuin suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo β_b . Raudituksen myötäämiseksi tulee raudituksen tehollisen venymän ε_s olla suurempi kuin nimellinen myötövenymä ε_{s1} .



Kuva 10. Vetoraidoitettu suorakaidepoikkileikkaus ja sen muodonmuutos- ja jännityskuvio murtorajatilassa

Betonin murtuessa betonin reunapuristuma on ε_{cu} . SFS-EN 1992-1-1 laskenta ohjeistuksen mukaan ε_{cu} arvona voidaan käyttää arvoa 0,0035, kun betonin puristuslujuus $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$.

Kuva 10 esitetyn vetoraidoitettun betonipoikkileikkauksen muodonmuutoskolmion mukaan saadaan määritettyä kaavat raja-arvon β_b määrittämiseksi, kun oletetaan, että puristussuorakaiteen suhteellinen korkeus λ on vakio, jonka suuruus SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaan on 0,8.

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} * \varepsilon_{cu} = \frac{\lambda - \beta}{\beta} * \varepsilon_{cu} \quad (44)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{f_{yk}}{E_s} \quad (45)$$

jossa f_{yk} on teräksen myötölujuuden ominaisarvo ja E_s on teräksen kimmokerroin

Kaavojen (44) ja (45) avulla voidaan johtaa puristuskorkeuden raja-arvon β_b laskenta kaava (46).

$$\beta_b = \frac{\lambda * \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{s1}} \quad (46)$$

Kun tarkastellaan tarkemmin kaavaa (46) voidaan todeta, että suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo on riippuvainen vain teräksen ominaisuuksista olettaen, että betonin puristuma ε_{cu} ja puristussuorakaiteen suhteellinen korkeus λ ovat vakioita. Todellisuudessa betonin puristumaa ei voida vakioida, vaan betonin lujuuden kasvaessa ε_{cu} pienenee. Tavanomaisissa betoniluokissa, joissa betonin puristuslujuus on alle 50 MPa, tämä oletus kuitenkin vastaa mitoitusarvoja.

Mitoittavan taivutusmomentin vaatima rauditusmäärä $A_{s,reg}$ saadaan laskettua kaavasta (47).

$$A_{s,reg} = \beta * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (47)$$

Pääraudoituksen minimirauditussääntö on esitetty kaavassa (48).

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d ; 0,0013 * b_t * d \right) \quad (48)$$

jossa f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus, f_{yk} on teräksen myötölujuus, b_t on poikkileikkauksen leveys ja d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus.

Pääraudoitteiden ankkurointiin, jatkospituuksiin sekä jatkoskohtien sijainteihin tulee kiinnittää erityistä huomiota suunnittelussa. Jos pääraudoituksen jakoa ja jatkoksia ei huomioida suhteessa muihin perustuksen rakenteellisiin harjateräksiin, voi esimerkiksi leikkausterästen asentaminen olla mahdotonta virheellisesti suunniteltujen pääterästen asemoinnin takia. Pääterästen suunnittelussa tulee ottaa huomioon muiden perustukseen asennettävien raudoitteiden asennettavuus. Suurien turbiinien perustuksissa on hyvin tavanomaista, että perustuksen ankkuripulttikehikon sisäpuolelle ja välittömään läheisyyteen pulttikehikon ulkopuolella muodostuu erittäin vahvasti raudoitettuja kokonaisuuksia, joiden kohdalla terästen asemoinnin suunnittelu ja työmaalla tehtävä asennus on oltava erittäin tarkkaa. Näillä alueilla raudoituksen asennusjärjestykseen tulee kiinnittää erityistä huomiota.

Tuulivoimalan perustuksissa pääraudoituksia joudutaan sijoittamaan aina useampaan kerrokseen, kerroksia on tarpeen mukaan 2–4. Tämä johtaa siihen, että raudoitustankojen välisten minimietäisyyksien tulee täyttää niille vaaditut ohjeistukset. Tankojen välisiä etäisyyksiä on esitetty SFS EN 1992-1-1 -ohjeistuksen luvussa 8.2.

5.2.2 Leikkauskestävyys

Leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyys perustuu SFS EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaan siihen, että rakenteen leikkauskestävyys on seuraavien muuttujien summa: leikkausraudoituksen myötörajan leikkauskestävyyden mitoitusarvo, puristusalueen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan puristuspaarten tapauksessa ja vetoraudoituksen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan vetopaarten tapauksessa. Paikoissa, joissa mitoittava leikkausvoima on betonin poikkileikkauksen leikkauslujuuden mitoitusarvoa pienempi, ei tarvita laskennallisesti leikkausraudoitusta. Kun leikkausraudoitusta ei

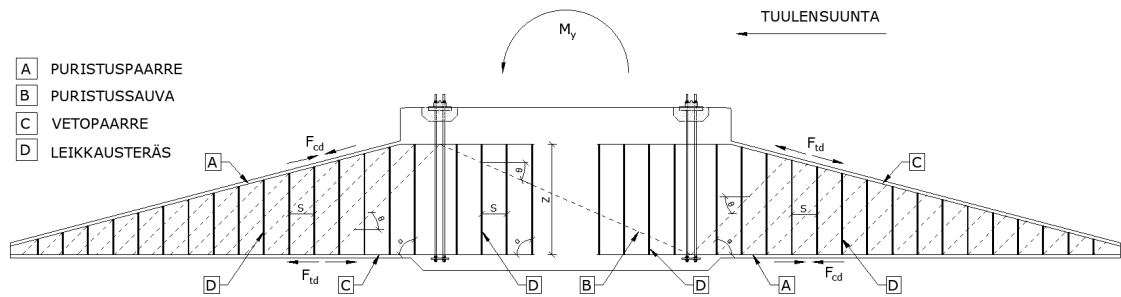
laskennan perusteella tarvita, tulee kuitenkin käyttää SFS-EN 1992-1-1 määrittämää vähimmäisleikkausraudoitusta. Vähimmäisleikkausraudoitus voidaan jättää pois laatan kaltaisista rakenneosista, joissa kuormien poikittainen uudelleen jakaantuminen on mahdollista. Tasaisesti jakaantuneen kuorman kuormittaessa rakenteen yläpintaa rakenneosien leikkausvoiman mitoitusarvoa ei tarvitse tarkastella mittaa d lähempänä tuen reunasta. Lisäksi laskelmissa on todettava, että leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ei ylitä poikkileikkauksen maksimimitoitusteikkauskestävyyttä $V_{Rd,max}$. (SFS-EN 1992-1-1, 83-84)

Leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyyden V_{Rd} mitoitus SFS-EN 1992-1-1 mukaan.

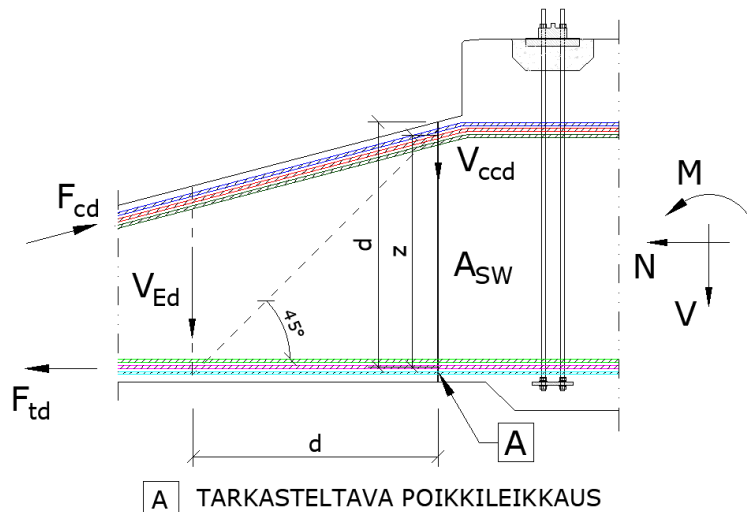
$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (49)$$

jossa $V_{Rd,s}$ on leikkausraudoituksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo, V_{ccd} on puristusalueen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan puristuspaarten tapauksessa ja V_{td} on vetoalueen voiman leikkauskomponentin mitoitusarvo kaltevan vetopaarten tapauksessa.

Tuulivoimaperustuksen tapauksessa määräävä leikkausvoima tulee pulttikehän ulkopuolisella alueella tuulenvastaiselle puolelle, jolloin perustuksen alapinta on kaatavan momentin takia vedolla, ja perustuksen kalteva yläpinta on puristettuna, kuten kuvassa 3. Tuulivoimalan mitoituksessa pulttikehikon keskialue mitoitetaan kokonaisuudessaan yhdelle leikkausvoimalle, jossa leikkausvoiman oletetaan kulkevan pulttikehikon alalaipan keskilinjan yläpuolella olevien pääterästen tasolta yläpinnan pääterästen tasolle pulttikehikon ylälaipan keskilinjalle. Pulttikehikon ulkopuoleisella osalla käytetään SFS-EN 1992-1-1 mukaista palkin ristikkomallin analogiaa leikkausraudoituksen mitoituksessa. Kuvassa 11 on esitetty leikkausraudoituksen ristikkomalli tuulivoimaperustuksessa.



Kuva 11 Tuulivoimaperustuksen leikkausvoiman ristikkomalli ja merkinnät



Kuva 12 Tuulivoimalan kaltevan osan vetoraudoituksen A_{sw} määrittämyskohta

Kuva 12 on esitetty perustuksen kaltevalle osalle vaikuttavan leikkausvoiman vaatiman vetoraudoituksen määrittämyskohta. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan leikkausraudoittamattoman perustuksen osalla betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvon $V_{Rd,c}$ tulee olla suurempi kuin leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} . Paikoissa, joissa $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, ei tarvita laskennallisesti leikkausraudoitusta (SFS-EN 1992-1-1 s.84). Tuulivoimaperustuksessa perustuksen reuna-alueella, jossa leikkausvoiman arvot lähenevät nollaa, ei tarvita tämän takia laskennallisesti leikkausraudoitusta noin 1,5 – 2,0 m leveällä kaistalla. Leikkausraudoittamattoman betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta (50).

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad (50)$$

jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo, testauksesta johdannainen kerroin $C_{Rd,c}$ ja kerroin k_1 esitetään Eurokoodin kansallisissa liitteissä, σ_{cp} on kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva jännitys poikkileikkauksessa, b_w on poikkileikkauksen leveys ja d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus millimetreinä.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (51)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w} \leq 0,02 \quad (52)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 * f_{cd} \quad (53)$$

jossa N_{ed} on kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva normaalivoima, A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala ja f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Eurokoodin mukaiset suositusarvot kertoimelle k_1 on 0,15 ja kertoimelle $C_{Rd,c}$ on $0,18/\gamma_c$, jossa γ_c on betonin osavarmuuskerroin.

Perustuksessa alueet, joissa betonin leikkauskestävyys on pienempi kuin mitoitettava leikkausvoima, tulee varustaa leikkausraudoitteella, jonka leikkausvoiman mitoituskestävyys on $V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yd} * \cot \theta \quad (54)$$

jossa A_{sw} on leikkausraudoitus poikkileikkauksessa, s on hakojen väli radiaalisessa suunnassa, z on palkin sisäisten veto- ja puristusvoimien momenttivarren pituus, f_{yd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo ja θ leikkausvoiman puristussauvan kulma vaakatasoon nähden.

Leikkausraudoitteiden pituussuuntaisen jakovälin maksimiarvo $s_{l,max}$ lasketaan kaavasta (55)

$$s_{max} = 0,75 * d * (1 + \cot \alpha) \quad (55)$$

jossa α on leikkausraudoituksen kaltevuus perustuksen pituusakseliin nähden ja d on palkin tehollinen korkeus.

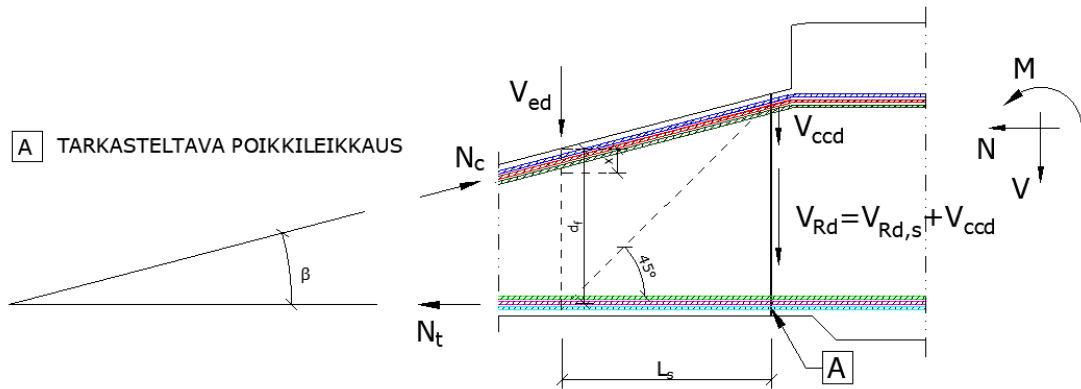
Leikkausraudoitteiden leikkeiden suurin väli perustuksen pituusakselin poikittais-suunnassa saa olla enintään $1,5 * d$. (SFS-EN 1992-1-1, 157)

Perustuksen kaltevalla osuudella, jossa poikkileikkauksen korkeus kasvaa tuelle päin, yläpinnan puristavan normaalivoiman N_c pystykomponentti V_{ccd} voidaan huomioida leikkauskestävyyden V_{Rd} laskennassa. Pystykomponentin V_{ccd} laskennasta ei ole esitetty tarkempaa kuvausta SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksessa kuin se, että se voidaan ottaa huomioon. Suomen Betoniyhdistyksen laatimassa betonirakenteiden mitoitukseen tarkoitettussa ohjeistuksessa: ”BY210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus” on esitetty tarkemmin leikkauskestävyyden laskennan taustaa, kun poikkileikkauksen korkeus on muuttuva. Edellä mainitun ohjeistuksen mukaan rakenteen korkeuden lisääntyessä tuen suuntaan, voidaan EC2 mukainen leikkauskestävyys V_{Rd} laskea kaavasta (56). (BY210, 2005, s.270).

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rd,s}}{1 - \frac{L_s * \tan(\beta)}{d_f - x/2}} \quad (56)$$

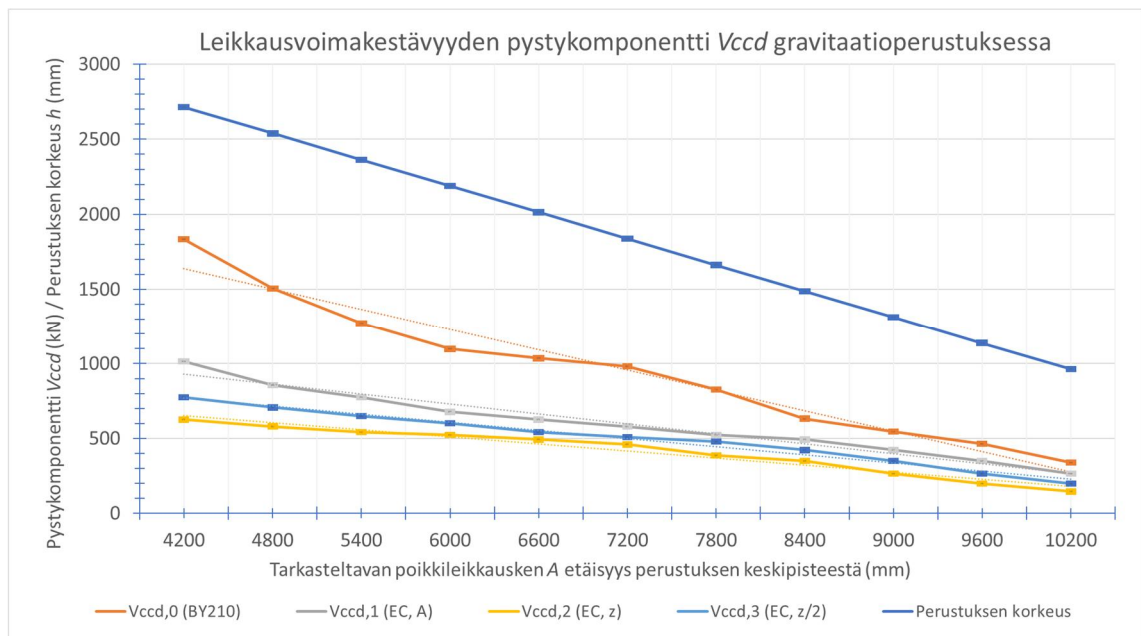
jossa L_s on leikkaushalkeaman pituus vaakasuunnassa, β on puristus- ja veto- osien välinen kulma, d_f on poikkileikkauksen tehollinen korkeus mitoittavan leikkausvoiman kohdalla, x on puristetun osan korkeus mitoittavan leikkausvoiman kohdalla. Edellä mainitut suureet ovat esitetty kuvassa 13.

Kaavassa (56) esitetty laskenta antaa tuulivoimaperustuksen mitoituksessa huomattavasti suuremman lisän leikkauskestävyyden V_{Rd} arvoon kuin verrattaessa siihen, että lasketaan betonin puristetun poikkileikkauksen normaalivoiman N_c pystykomponentti V_{ccd} etäisyydellä L_s tarkasteltavasta poikkileikkauksesta.



Kuva 13 Summausperiaatteen mukainen leikkauskestävyys

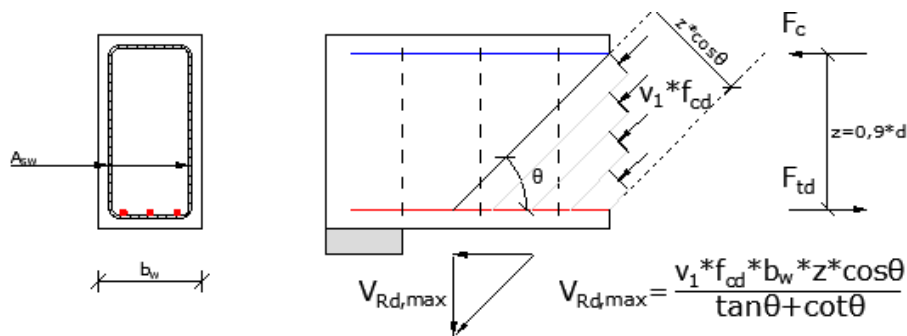
Kuviossa 1 on esitetty laskennallisesti yhden gravitaatioperustuksen laskennasta saatuja leikkausvoimakestävyyden pystykomponentin lisän V_{ccd} -arvoja eri tavoin laskettuna. Kuvion 1 tuloksissa on vertailtu BY210 mukaisen kaavan (56) laskennasta saatuja tuloksia Eurokoodin ohjeistukseen, jossa puristavan voiman pystykomponentti V_{ccd} on määritetty eri etäisyyksillä poikkileikkauksen tarkastelupisteestä A betonin puristetun poikkileikkauksen normaalivoiman N_c mukaan. Poikkileikkauksen normaalivoiman N_c sijainti on kuviossa 1 määritelty kolmella eri etäisyydellä: poikkileikkauksen tarkastelukohtaan A sekä etäisyyksille, z ja $z/2$ poikkileikkauksen tarkastelupisteestä A.



Kuvio 1. Leikkausvoimakestävyyden pystykomponentin V_{ccd} riippuvuus laskentatavasta

Kuvion 1 esittämien tulosten mukaan voidaan todeta, että BY210 esitetyn ohjeistuksen mukainen laskenta antaa huomattavasti suurempia poikkileikkauksen lisäkestävyyden V_{ccd} -arvoja kuin laskettaessa pystykomponenttia betonin puristetun poikkileikkauksen kestävyuden avulla eri etäisyyksillä tarkasteltavasta poikkileikkauksesta A. Mitä korkeammaksi perustuksen korkeus kasvaa, sitä enemmän BY210 ohjeistuksen mukainen laskenta kasvattaa poikkileikkauksen lisäkestävyyden $V_{ccd,0}$ -arvoa suhteessa muihin kuviossa 1 esitettyihin tuloksiin. Kun poikkileikkauksen korkeus on yli 2,0 m, on BY210 laskennan antamat $V_{ccd,0}$ arvot keskimäärin 2,42 kertaa suurempia verrattaessa puristetun betonipoikkileikkauksen kestävyden kautta laskettuun arvoon $V_{ccd,2}$, joka on määritelty leikkausvoiman V_{ed} vaikutuskohdassa, etäisyydellä z tarkasteltavasta poikkileikkauksesta A. Poikkileikkauksen korkeuden ollessa alle 2,0 m, sama suhdeluku on noin 2,14.

SFS-EN 1992-1-1 mukaisessa leikkauskestävyyden mitoituksessa raudoitettun betonirakenteen laskennassa on määritetty leikkauskestävyyden yläraja $V_{Rd,max}$, joka perustuu betonirakenteen poikkileikkauksen uuman puristusmurtokestävyyteen. Kuvassa 14 on esitetty uuman puristuskestävyyden laskentamalli.



Kuva 14 Uuman puristuskestävyys pystyhajoilla

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 * f_{cd} * b_w * z * \cos \theta}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (57)$$

jossa v_1 on leikkauksesta halkeilleen betonin pienennyskerroin, f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, b_w on poikkileikkauksen leveys, z on puristuspinnan ja vetoterästen välinen momenttivarsi ja θ on puristusdiagonaalin kaltevuuskulma.

Leikkauksesta halkeilleen betonin pienennyskertoimen arvo määritellään kansallisissa liitteissä. Suomessa mitoituksessa käytettävä halkeilleen betonin pienennyskertoimen arvon laskenta on esitetty kaavassa (58). Puristusdiagonaalin kulman arvo θ on Eurokoodissa rajattu siten, että $\cot \theta$ tulee saada arvot väliltä 1 – 2,5. Tämä tarkoittaa sitä, että kulma θ voi saada arvoja väliltä $21,8^\circ - 45^\circ$.

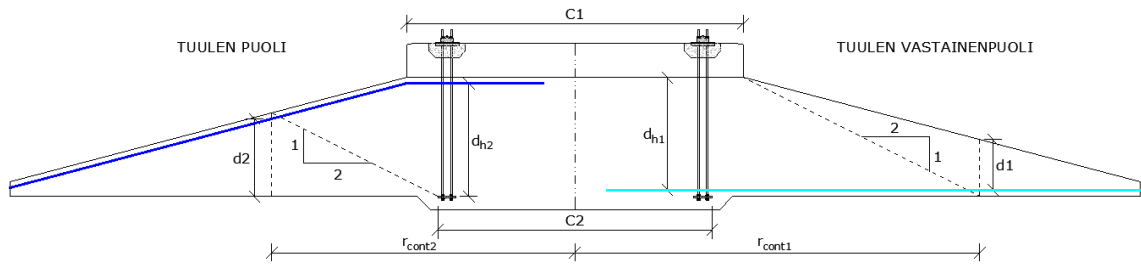
$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250MPa} \right) \quad (58)$$

jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo

5.2.3 Lävistyskestävyys

Pilarianturoiden kohdalla tulee tarkastaa myös perustuksen lävistyskestävyys. SFS-EN 1992-1-1 -ohjeistus antaa kaksi erilaista laskentatapaa lävistyskestävyyden määrittämiseksi. Ensimmäisessä laskentatavassa ei huomioida anturan leikkausraudoitusta, kun taas toisessa laskentatavassa määritetään leikkausraudoitetun perustuksen lävistyskestävyys. Tuulivoimalan gravitaatioperustukset ovat aina leikkausraudoitettuja, joten laskennassa kannattaa hyödyntää suunnittelun vaatimia leikkausteräksiä. On myös mahdollista tarkastella vain leikkausraudoittamattoman perustuksen lävistyskestävyyttä ja tarvittaessa laskea myös leikkausraudoitettuna rakenteena perustuksen lävistyskestävyys. Tapauskohtaisesti leikkausraudoittamaton lävistyskestävyytlaskenta voi olla riittävä.

Tuulivoimaperustuksessa perustukselle tulee kaksi mahdollista lävistystapausta: tuulenpuoleinen tapaus ja tuulenvastainen tapaus. Tuulenpuoleisessa tapauksessa pulttikehikon alalappu pyrkii lävistymään ylöspäin, ja tuulenvastaisella puolella perustuksen yläosa pyrkii lävistymään alaspäin perustuksen läpi. Kuvassa 15 on esitetty nämä kaksi lävistymisvaihtoehtoa.



Kuva 15 Tuulivoimaperustuksen lävistysleikkaantumien

SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.4.4 mukaan pilarianturan lävistyskestävyys osoitetaan tarkastelupiirillä u_i , jonka etäisyys pilarista on enintään kaksi kertaa perustuksen keskialueen tehollinen korkeus d_h . Tarkastelupiirin säteiden laskenta r_{cont} laskenta on esitetty kaavassa (59)

$$r_{cont} = 2 * d_h + \frac{C}{2} \quad (59)$$

jossa C on lävistyvän osan halkaisija.

Tarkastelupiirien pituudet u_i lasketaan kaavasta

$$u = 2 * \pi * r_{cont} \quad (60)$$

Kun tukireaktio on epäkeskeinen, käytetään leikkausjännityksen arvon laskentaan kaavaa (61)

$$V_{ed} = \beta * \frac{V_{ed}}{u * d} \quad (61)$$

jossa u on tarkasteltavan tarkistuspiirin pituus, d on tarkastuspoikkileikkauksen tehollinen korkeus, pyöreillä pilareilla kerroin β lasketaan kaavasta (62)

$$\beta = 1 + 0,6 * \pi * \frac{e}{D + 4 * d} \quad (62)$$

jossa D on läpyleikkaantuvan pyöreän rakenneosan halkaisija, e on kuormien epäkeskeisyys (kaava (63)) ja d on rakenteen tehollinen korkeus perustuksen keskiosassa.

$$e = \frac{M_{ed}}{V_{ed}} \quad (63)$$

jossa M_{ed} on tornilta tuleva mitoittava taivutusmomentti ja V_{ed} on voimalan mitoittava pystykuorma.

Leikkausraudoittamattoman pilarianturan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$ määritetään SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.4.4 laskennan mukaan. Eurokoodi antaa kaksi erillistä tapausta leikkauskestävyyden laskentaan, toisessa on huomioitu tarkastelupiirin sisäpuolella pohjamaasta ylöspäin vaikuttava pohjapaine. Kaavassa (64) on esitetty alalaipan lävistymiskestävyyden laskenta ja kaavassa (65) on esitetty perustuksen yläosan lävistymiskestävyyden laskenta Eurokoodin mukaisesti.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) \quad (64)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * 2 * d/a \geq (v_{min} * 2 * d/a) \quad (65)$$

joissa f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo, ρ_l on kerroin, joka huomioi tangentiaaliseen ja radiaaliseen suuntaan olevien vetoterästen raudoitusuhteen, σ_{cp} on kriittisen poikkileikkauksen tangentiaaliseen ja radiaaliseen suuntaan vaikuttavien normaalivoimien aiheuttamien jännitysten σ_{cy} ja σ_{cz} keskiarvo, d on kriittisen poikkileikkauspiirin tehollinen korkeus ja a on tehollisen poikkileikkauspiirin etäisyys pilarin ulkopinnasta. Kertoimet: $C_{Rd,c}$, k , k_1 ja v_{min} määritetään Eurokoodin kansallisen liitteen mukaan.

Perustuksen kriittiseen poikkileikkaukseen vaikuttavat sisäiset normaalivoimat $N_{Ed,y}$ ja $N_{Ed,z}$ ja niiden aiheuttama normaalijännitykset σ_{cy} ja σ_{cz} voidaan jättää huomioimatta tuulivoimaperustuksen lävistysleikkaustarkasteluissa tarkastelupiirillä esiintyvien jännitysten σ_{cy} ja σ_{cz} mitättömien suuruuksien takia.

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (66)$$

jossa raudoitusuhheet ρ_{ly} ja ρ_{lz} lasketaan tarkastelupiirin kohdalla olevien yhden metrin leveälle kaistalle määritetyn raudoitusmäärän mukaan. Tuulivoimaperustuksien osalta ei ole tarkoituksen mukaista käyttää SFS-EN1992-1-1 laskennassa määriteltyä raudoituksen tarkasteluleveyttä, joka huomioisi perustuksen

keskialueen selkeästi raskaammin raudoitetun alueen osana raudoituksen tarkasteluleveyttä. Eurokoodin ohjeistusta käyttämällä saataisiin epätodellinen kuva todelliseen leikkauskappaleeseen vaikuttavasta teräsmäärästä.

$$\rho_{li} = \frac{A_{si}}{d_i} \quad (67)$$

jossa A_{si} on vetoraudoituksen määrä määritetyssä suunnassa i ja d_i on kriittisen poikkileikkauksen tehollinen korkeus suunnassa i .

SFS-EN1992-1-1 mukaiset arvot kertoimille $C_{Rd,c}$, k , k_1 ja v_{min} ovat:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (68)$$

$$k_1 = 0,1 \quad (69)$$

$$v_{min} = 0,0035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} \quad (70)$$

joissa γ_c on betonin osavarmuuskerroin, f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo ja kertoimen k laskenta on esitetty kaavassa (51).

Leikkausraudoitetun pilarianturan laskenta on esitetty SFS-EN1992-1-1 kohdassa 6.4.5. Laskettaessa lävistyskestävyyttä leikkausraudoitettuna voidaan perustukseen mitoitettuja leikkausraudoitteita käyttää hyväksi lävistyskestävyyden laskennassa. Leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyyden $V_{Rd,cs}$ laskenta on esitetty kaavassa (71).

$$V_{Rd,cs} = 0,75 * V_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) * A_{sw} * f_{ywd,ef} * \left(\frac{1}{u * d} \right) * \sin(\alpha) \quad (71)$$

$$\leq k_{max} * V_{Rd,c}$$

joissa $V_{Rd,c}$ lasketaan kaavan (64) tai (65) mukaan, d on leikkausraudoitteen tehollinen korkeus, s_r leikkausraudoitteiden välinen etäisyys radiaalisessa suunnassa, A_{sw} on yksittäisen leikkausraudoitteen pinta-ala, $f_{ywd,ef}$ on lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus, u on tarkastuspiirin pituus ja α on leik-

kausraudoituksen ja perustuksen kuormitetun tason välinen kulma, k_{max} on poikkileikkauksen suurinta lävistyskestävyyttä rajoittava kerroin. Suomessa k_{max} -kertoimelle suositusarvo arvo on 0,15.

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 * d \leq f_{ywd} \text{ [MPa]} \quad (72)$$

jossa d on kriittisen poikkileikkauksen korkeus ja f_{ywd} on raudoituksen vetokestävyyden suunnittelu arvo.

Leikkausraudoituksen uloin piiri tulee sijaita tarkastelupiirin u sisäpuolella ja olla maksimissaan etäisyydellä $k * d$, jossa d tarkastelupiirin tehollinen korkeus ja k on kerroin, jonka laskenta on esitetty kaavassa (51).

Jos perustuksen leikkausvahvistukseen käytetään erityisesti kyseiseen tarkoitukseen kehitettyjä tuotteita, määritetään lävistyskestävyys tällöin kokeellisesti asianomaiseen eurooppalaisen hyväksynnän mukaisesti. Lisäksi lävistymisraudoituksen yksityiskohtien suunnittelussa tulee huomioida SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 9.4.3 esitetyt vaatimukset.

Kun poikkileikkaus tarvitsee leikkausraudoitusta lävistyskestävyyden saavuttamiseksi, saadaan yksittäisen hakateräsleikkeen vähimmäisala $A_{sw,min}$ määritettyä kaavasta (73). Vähimmäisleikkausalan perusteella määritetään leikkausraudoituksen minimihalkaisija, jota voidaan käyttää leikkausraudoitteena.

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}} * (s_r * s_t)}{f_{yk} * 1,5 * \sin \alpha + \cos \alpha} \text{ [mm}^2\text{]} \quad (73)$$

jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo, f_{yk} on raudoituksen vetokestävyyden ominaisarvo, s_r on leikkausterästen säteittäinen jakoväli, s_t on leikkausterästen kehän suuntainen jakoväli ja α leikkausraudoituksen ja pääterästen välinen kulma.

5.2.4 Halkeilu

Betonin pienen vetolujuuden takia betonin halkeilulta ei voida välttyä massiivisten tuulivoimaperustusten yhteydessä. Kaikki halkeilu ei kuitenkaan ole perustuksen toiminnan kannalta aina haitallista. Silmin havaittavat halkeamat ovat yleisesti makrohalkeamia, joista kaikki eivät vaikuta perustuksen rakenteelliseen kestävyteen. Tuulivoimaperustuksissa halkeamia aiheuttavat voimalalta tulevien kuormitusten lisäksi betonin tilavuuden muutokset, pakkovoimat ja kovettumattomassa betonissa tapahtuvat muutokset. Tuulivoimaperustuksen suunnittelussa on otettava huomioon perustuksen säilyvyyden kannalta perustuksen pintaan muodostuvat halkeamat. Halkeamia muodostuu aina, kun kuormien tai pakkovoimien aiheuttama vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden.

Betonointityön aikana, betonin kovettuessa, alkaa tapahtua ensimmäisiä halkeamia. Tiivistämisen jälkeen betonin painumisen takia raudoitteiden yläpintaan voi muodostua halkeamia, kun raudoitteen alapuoleinen betoni vetää halkeaman raudoitteen suuntaiseksi, jos raudoitteet eivät pääse painumaan betonin mukana. Painumasta johtuvat halkeamat muodostuvat raudoitetuissa betonirakenteissa aina uloimmaisen raudoituksen suuntaiseksi. Painumahalkeilua voidaan ehkäistä betonimassan laadun valinnalla ja käyttämällä oikeita työtapoja. Massiivisen tuulivoimaperustuksen kuivuessa ja kovettuessa perustukseen muodostuu epätasaisesti jakaantuvia tilavuuden muutoksia. Nämä tilavuuden muutokset aiheutuvat kuivumiskutistumisesta ja lämpötilaerojen aiheuttamista lämpöjännityksistä. Perustuksen pintojen ja sisäosien väliset lämpötilojen ja kutistumien erot aiheuttavat perustukseen pakkovoimia. Pakkovoimat aiheuttavat betonin pintoihin vetojännityksiä, joiden takia betonin pintaan muodostuu hiushalkeamia. Tuulivoimaperustuksen käyttöä aikana perustuksen ylä- ja alapinta ovat molemmat voimalalta tulevien kuormitusten takia vedolle kuormitettuja. Tämän takia betonipintojen halkeilu perustuksen ylä- ja alapinnoissa on väistämätöntä, ja se tulee huomioida yhtenä mitoitusehtona.

Laskennallisesti perustusten halkeilumitoitus tapahtuu käyttörajatilan kuormilla. Laskennallisella halkeaman mitoituksella on tarkoitus rajoittaa perustuksessa olevien raudoitteiden vetojännitykset hyväksyttäviin arvoihin. Halkeamaleveysmitoituksen laskennassa esitetty minimiraudoitusehto tasoittaa halkeamien jakaantumista ja halkeamaleveyksiä. Tämän lisäksi minimiraudoitusehto estää raudoit-

tuksen äkillistä myötäämistä halkeaman avauduttua ja estää näin halkeaman alkamiseen liittyviä suuria systeemimuutoksia (Leskelä 2008, 334). Halkeilua rajoitettaessa tulee huomioida, onko perustusta tarpeen varustaa täydentävillä pintarudoitteilla, jotka toimivat halkeilun estämiseksi. Tuulivoimalaperustuksiin ei yleisesti suunnitella saumoja, joilla olisi tarkoitus vähentää kutistumisesta johtuvaa halkeilua. Tuulivoimalan perustukset ovat aina massiivisia betonivaluja, jotka valetaan yhdellä kertaa. Valusaumojen suunnittelu tuulivoimaperustukseen on jopa mahdotonta perustukseen kohdistuvien suurten kuormitusten takia. Ainoastaan pulttikehän alapuolella oleva juotosvalu on eritelty erilliseksi valuksi.

Halkeilun rajoittamisessa on erityisen tärkeä rooli perustuksen jälkihoidolla ja betonityötekniikoilla, jotka tulisi huomioida erillisessä betonityöselostuksessa ja betonointisuunnitelmassa. Betonimassan koostumuksella ja jälkihoidolla on mahdollista vaikuttaa betonin kovettumisajan alussa tapahtuvaan kuivumiskutistumisiin. Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se heikennä rakenteen asianmukaista toimintaa ja säilyvyyttä tai vaikuta ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävää (SFS-EN1992-1-1, 117). Useimmissa ohjeistuksissa betonille määritellyt maksimihalkeamaleveydet ovat määritetty talonrakentamisessa tehtävien julkisivujen halkeamaleveyksiin, joille halkeamaleveyden maksimileveys on enemmänkin ulkonäköön vaikuttava tekijä kuin rakenteen kestävyteen. Paljaalla silmällä on mahdollista havaita julkisivusta metrin etäisyydellä alle 0,20 mm halkeamia, jotka todellisuudessa eivät vaikuta rakenteen kestävyteen millään tavalla, mutta joiden havaitseminen voi rakennetekniikasta tietämättömälle henkilölle aiheuttaa huolestumisen tunteen. Tästä syystä tuulivoimaloiden perustuksissa ei pidä halkeilua rajoittaa liian tiukasti, vaan harkitusti asianmukaisen ohjeistuksen mukaan.

Halkeamaleveyden laskennassa halkeamaleveyden w_k raja-arvo w_{max} määritetään ottamalla huomioon rakenteen toiminta, luonne sekä halkeamaleveyden rajoittamiskustannukset (SFS-EN 1992-1-1, 118). Halkeamaleveyden laskennassa käytettävät Eurokoodin mukaiset raja-arvot määritellään kansallisissa liitteissä. Tuulivoimalan mitoituksessa tulee myös huomioida IEC:n vaatimukset halkeamaleveyden raja-arvoihin. Halkeamaleveyden raja-arvoihin vaikuttaa betonin rasitusluokat, jotka tulee huomioida ohjeistuksen mukaisesti. Yleisesti betonirakenteiden standardit eivät huomioi suurien dynaamisten kuormien vaikutuksia betonirakenteiden, kuten tuulivoimaperustuksen, halkeilussa (IEC 64100-6, 50).

IEC:n ohjeistus viittaa liitteessä H käyttämään EN 1992-1-1 taulukossa 7.1N esitettyjä kansallisia halkeamaleveyden maksimiarvoja.

Taulukko 8, SFS-EN1992-1-1 taulukon 7.1N mukaiset halkeamaleveyden w_{max} suositusarvot (mm). (SFS-EN1992-1-1, 118)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4*	0,3
XC2 - XC4	0,3	0,2**
XD1 - XD3, XS1 - XS3		Vetojännityksetön tila
<p>* Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>** Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Eurokoodin mitoitusohjeistuksen lisäksi DNVGL-ST-0126 ohjeistaa käyttämään harjateräksillä raudoitettujen teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden maksimiarvon suositusarvona 0,20 mm, kun betonin rasitusluokka on XD1, XD2, XS1, XS2 tai XS3. Vanhemmassa julkaisussa, Germanischer Lloyd GL2010, joka on nykyisin osa Det Norske Veritas -konsernia, mainitaan, että alle 500 mm maanpinnan alla olevissa betonirakenteissa sallittu halkeamaleveys w_{max} on rajoitettu 0,20 mm:iin, kun taas tätä syvemmillä olevissa rakenteissa maksimihalkeamaleveys on 0,30 mm. On hyvin yleistä, että suunnitteludokumenteissa ja puiston tiilaajan tarjouspyynnöissä viitataan vanhempaan GL2010-julkaisuun mitoituksessa käytettävissä dokumenteissa. Kuitenkin nykyisin DNV ohjeistaa käyttämään tuulivoimaloiden perustusten suunnittelussa DNVGL-ST-0126 ohjeistusta, joka on huomattavasti uudempi versio mitoitusohjeista. Kuitenkaan missään ei ole selkeää mainintaa, että uudet DNVGL:n laatimat ohjeistukset kumoaisivat

vanhat GL-aikaiset ohjeistukset. DNVGL-ST-0126 ohjeistuksen halkeamaleveyden w_{max} -arvot ovat yhdenmukaiset ainakin Suomessa käytettävien halkeamaleveyden raja-arvojen kanssa SFS EN1992-1-1:n mukaisesti.

Halkeamamitoituksessa käytetty halkeaman ominaisleveyttä rajoittava arvo w_k kuvaa halkeaman leveyttä raudoitettun rakenteen pinnassa, ei raudoitteen kohdalla. Halkeamien ominaisleveys w_k on laskennallinen suure, jota verrataan sallittuun ylärajaan w_{max} , minkä perusteella todetaan rakenteen käyttökelpoisuuden toteutuvuus. (Leskelä 2008, 355). Halkeamaleveydet rakenteen pinnassa ovat suurempia kuin raudoitteen pinnassa, missä Eurokoodin mukaiset teoreettiset halkeamaleveydestarkastelujen kaavat on johdettu (Leskelä 2008, 362).

Eurokoodin mukaisen halkeamaleveyden mitoituksen tausta ja kaavat ovat yhteneviä CEB Model Code 2010:n kanssa. Model Code 2010 -mukaisessa halkeamaleveyden laskennassa on tarkasteltu normaalivoimalla kuormitetun yksittäisen raudoitettun betoniprisman halkeamaleveyksiä teräksen pinnassa. Model Code 2010 -ohjeistuksen mukaan laskennallisesti saatua teoreettista halkeamaleveyttä tulisi kertoa kertoimella k_m , joka saadaan kaavalla (74). Tämä kaava ei kuitenkaan päde, jos betonipeitteen paksuus on yli 75 mm. Suuremmilla betonipeitteillä on vaadittu tarkempien analyysien käyttämistä (Model Code 2010, 283–284).

$$k_m = \frac{h - x}{d - x} \quad (74)$$

jossa h on rakenteen korkeus, x on neutraaliakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta ja d on terästen tehollinen korkeus.

Halkeilun rajoittamiseksi vaaditaan tartunnallista raudoitusta rakenteeseen muodostuneiden halkeamien molemmilla puolilla. Raudoitusta tulee olla vähintään tietty määrä halkeamien rajoittamiseksi alueilla, joissa esiintyy vetoa. Ellei tarkempi laskenta osoita pienemmän alan olevan riittävä, vaadittava vähimmäispinta-ala voidaan laskea kaavan (75) mukaan (SFS EN1992-1-1, 118).

$$A_{s,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s} \quad (75)$$

jossa k_c on jännitys jakaantuma luku, joka huomioi jännityksen jakaantumisen poikkileikkauksessa halkeaman hetkellä ja momenttivarren muutoksen; k on erisuuruisten tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen huomioiva kerroin; $f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan; $f_{ct,eff}$ arvona voidaan käyttää betonin vetolujuuden keskimääräistä vetolujuutta f_{ctm} tai sitä pienempää arvoa $f_{ctm(t)}$, jos halkeilun syntyminen on odotettavissa ennen 28 vuorokauden ikää; A_{ct} on betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala ennen halkeaman muodostumista; σ_s on raudoituksen suurimman sallitun jännityksen itseisarvo heti halkeaman syntymisen jälkeen.

Kertoimen k voidaan olettaa olevan 0,65, kun tarkastellaan yli 0,8 m leveää kais-taa. Raudoituksen suurimman sallitun jännityksen σ_s arvolle voidaan käyttää te-räksen myötölujuuden arvoa. Halkeilun rajoittaminen ilman laskennallista perus-taa voidaan toteuttaa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 7.3.3 esitettyjä rajoitettuja jän-nityksiä käyttämällä, jotka huomioivat raudoitustankojen koon ja tankojaon. Hyvin yleisesti tuulivoimaperustusten suunnittelussa on tapana suorittaa halkeamale-veyksien rajoittaminen SFS-EN 1992-1-1 -ohjeistuksen avulla.

Kerroin k_c suorakaidepoikkileikkauksissa, kun rakenteeseen vaikuttaa taivutus-momentti tai samanaikaisen momentin ja normaalivoiman vaikuttaessa, laske-taan kaavasta (76). Vain taivutusmomentin vaikuttaessa kaava (76) sievenee sel-laiseen muotoon, että kertoimelle k_c voidaan käyttää arvoa 0,4.

$$k_c = 0,4 * \left[1 - \frac{\sigma_s}{k_1 * (h/h^*) * f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0 \quad (76)$$

jossa σ_s on tarkastelevassa poikkileikkauksessa normaalivoiman vaikutuksesta johtuva betonin keskimääräinen jännitys (kaava 77), k_1 on normaalivoiman suun-nasta johtuva kerroin, h on poikkileikkauksen korkeus, h^* on poikkileikkauksen muunnettu korkeus.

$$\sigma_s = \frac{N_{ed}}{b * h} \quad (77)$$

jossa N_{ed} on käyttörajatilassa vaikuttava normaalivoima, b on tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys ja h on poikkileikkauksen korkeus.

$$h^* = \max(h ; 1,0 \text{ m}) \quad (78)$$

$$k_1 = 1,5, \text{ kun } N_{ed} \text{ on puristusta} \quad (79)$$

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h}, \text{ kun } N_{ed} \text{ on vetoa} \quad (80)$$

Betonin keskimääräisen vetolujuuden arvo f_{ctm} voidaan määrittää betonin ominaispuristuslujuuden f_{ck} avulla kaavasta (81).

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{(2/3)} \quad (81)$$

Laskennallinen halkeamaleveys w_k saadaan määritettyä kaavasta (82).

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (82)$$

jossa $s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli halkeilun vakiinnuttua, ε_{sm} on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä ja ε_{cm} on keskimääräinen betonin venymä halkeaman välillä.

Suurimman halkeamavälin määrittely $s_{r,max}$ jaetaan kahteen erilliseen laskentaan, riippuen raudoitteiden jakovälistä. Laskennat ovat esitetty kaavoissa (83) ja (84).

$$s_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \phi / \rho_{p,eff}, \text{ kun tankoväli } \leq 5 * (c + \phi/2) \quad (83)$$

$$s_{r,max} = 1,3 * (h - x), \text{ kun tankoväli } > 5 * (c + \phi/2) \quad (84)$$

joissa k_1 on tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin, k_2 venymäjakautuksen huomioiva kerroin, kertoimet k_3 ja k_4 ovat kansallisesti valittavia kertoimia, $\rho_{p,eff}$ on tartuntarudoitteiden ja tartunta- tai ankkurijänteiden poikkileikkauksen pinta-alan suhde betonin tehollisen vetoalueen pinta-alaan (ks. kaava (87)),

ϕ on tankojen ekvivalentti halkaisija, c on vetorausoituksen betonipeite, h on poikkileikkauksen korkeus ja x on neutraaliakselin etäisyys rakenteen yläpinnasta. SFS-EN 1992-1-1 esittää huomion, jonka mukaan kaavaa (84) ei tulisi käyttää. Sen perusteella lasketut suurimmat halkeamavälin arvot ovat epäjohdonmukaisia, koska kaava ei sisällä mitään muuttujia, jotka todellisuudessa vaikuttavat halkeamavälin suuruuteen (Leskelä 2008, 362).

Kaavoissa (83) ja (84) käytettävien kertoimien arvot ovat seuraavat: Kerroin k_1 on 0,8, kun käytetään tankoja, joilla on hyvä tartunta. Jos käytetään tankoja, joiden pinta on lähes tasainen, käytetään kertoimelle k_1 arvoa 1,6. Venymän huomioivalle kertoimelle k_2 käytetään arvoa 0,5, kun kyseessä on taivutus ja arvoa 1,0, kun kyseessä on pelkkä veto. SFS-EN 1992-1-1 mukaan kerroin k_3 on 3,4 ja k_4 on 0,425.

Teräksen venymän ε_{sm} ja betonin venymän ε_{cm} välisten venymien erotus $\Delta\varepsilon$ lasketaan kaavasta (85).

$$\Delta\varepsilon = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (85)$$

jossa σ_s on vetorausoituksessa vaikuttava jännitys, k_t on kuormien vaikutusajasta riippuva kerroin, $f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo (ks. kaava (75)), $\rho_{p,eff}$ on tartuntaraidoiteiden ja tartunta- tai ankkurijärteiden poikkileikkauksen pinta-alan suhde betonin tehollisen vetoalueen pinta-alaan, α_e on raidoiteiden ja betonin kimmokertoimien suhdeluku, E_s on raidoiteiden kimmokerroin.

Tarkasteltavassa poikkileikkauksessa olevaan raidoitukseen A_s vaikuttava jännitys σ_s lasketaan käyttörajatilan kuormitusyhdistelmästä saadulle mitoittavalle momentille M_{ed} , kaavan (86) mukaan.

$$\sigma_s = \frac{M_{ed}}{A_s * z} \quad (86)$$

jossa z on tarkasteltavan poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi.

Kuormien vaikutusajasta riippuvan kertoimen k_t arvona käytetään tuulivoimape-
rustusten mitoituksessa arvoa 0,4, joka on tarkoitettu käyttörajatilan pitkäaikaisille
ja toistuville kuormituksille. Tarkasteltavan poikkileikkauksen raudoitteiden poik-
kipinta-alojen suhde betonin tehollisen vetoalueen pinta-alaan $\rho_{p,eff}$ laskentaan
kaavalla (87).

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 * A_p') / A_{c,eff} \quad (87)$$

jossa A_s on raudoituksen poikkileikkauspinta-ala, ξ_1 on kerroin, joka huomioi jän-
neterästen ja harjaterästen erikokoiset halkaisijat tartuntalujuudessa (ks.
kaava 88), A_p' on tartunta- ja ankkuriterästen poikkileikkauspinta-ala osapinnalla
 $A_{c,eff}$, joka on betoni- ja jänneteräksiä ympäröivän vedolla olevan betonialueen
tehollinen pinta-ala.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi * \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (88)$$

jossa ξ on jänneteräksen ja harjateräksen tartuntalujuuden suhde (ks. Taulukko
9), ϕ_s on harjaterästen suurin halkaisija ja ϕ_p on jänneteräksen ekvivalentti hal-
kaisija.

*Taulukko 9 SFS-EN1992-1-1 taulukon 6.2 mukaiset tartuntajänteiden tartuntalu-
juuden ja betoniteräksen tartuntalujuuden suhde ξ . (SFS-EN1992-1-1, 112)*

jänneteräs	ξ		
	tartuntajänteet	injektoidut ankkurijänteet	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
sileät tangot ja langat	ei käytetä	0,3	0,15
punokset	0,6	0,5	0,25
kuviopintaiset langat	0,7	0,6	0,3
harjatangot	0,8	0,7	0,35
HUOM. Lujuusluokkien C50/60 ja C70/85 välillä arvot interpoloidaan lineaarisesti			

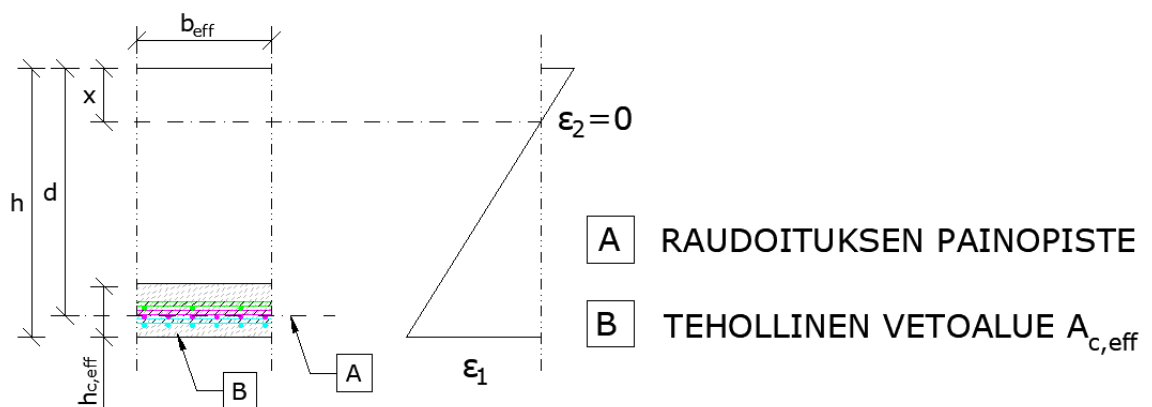
Rauditus vaikuttaa betonin halkeiluun vain pienellä poikkileikkauksen osalla rau-
doituksen ympärillä. Tämä ala on betonin tehollinen vetoalue $A_{c,eff}$. Ala $A_{c,eff}$

lasketaan tarkasteltavan poikkileikkauksen leveyden b_{eff} ja tehollisen vetoalueen korkeuden $h_{c,eff}$ tulona, jossa tehollisen vetoalueen korkeus saadaan kaavasta (89).

$$h_{c,eff} = \min (2,5 * (h - d); (h - x)/3; h/2) \quad (89)$$

$$A_{c,eff} = b_{eff} * h_{c,eff} \quad (90)$$

Teholliseen vetoalueen laskentaan kuuluvat suureet on esitetty Kuva 16.



Kuva 16 Poikkileikkauksen tehollinen vetoalue

Raudoitteiden ja betonin kimmokertoimien suhde α_e lasketaan kaavasta.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (91)$$

jossa E_s on raudoitteiden kimmokerroin ja E_{cm} on betonin kimmokerroin, (kaava 92).

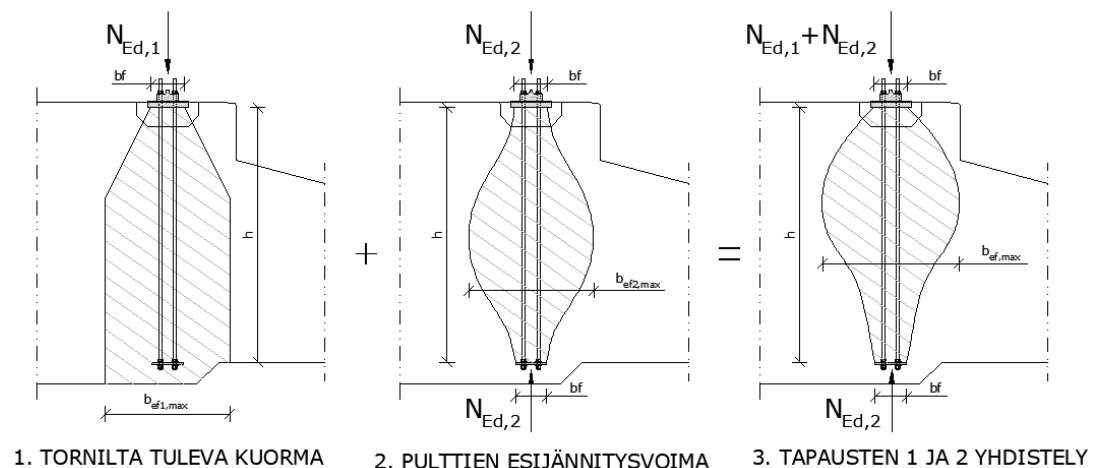
$$E_{cm} = 22 * (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (92)$$

jossa f_{cm} on betonin lieriölujuuden keskiarvo. Betonin lieriölujuuden keskiarvo f_{cm} on SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaan laskennallisesti 8 MPa suurempi kuin betonin lieriölujuuden ominaisarvo f_{ck} .

5.2.5 Paikallinen puristuminen

Tuulivoimaperustuksessa muodostuu suuria paikallisia puristusjännityksiä pulttikehikon kohdalla, pääasiassa pulttikehikon laippojen välillä. Pulttikehikon pulteissa olevan esijännityksen takia pulttikehikon laippojen välissä olevassa betonissa on suuri pystysuuntainen puristusjännitys. Betonin paikallinen puristuminen voi tuulivoimaperustuksissa olla paikallisesti niin suurta, että puristuminen aiheuttaa betoniin vaakasuuntaisia vetokomponentteja, jotka voivat aiheuttaa betonin sisällä paikallisia halkeamia. Tämän takia perustuksissa käytetään pulttikehän kohdalla puristumisesta johtuvien halkeamien estämiseksi erillistä halkeiluraudoitusta.

Paikallisen puristuksen kuormittamien alueiden paikallinen murtuminen tulee huomioida SFS-EN 1992-1-1 -laskentaohjeistuksen mukaan. Poikittaisten vetovoimien määrittäminen puristus kentässä voidaan toteuttaa SFS-EN 1992-1-1 kappaleen 6.5 laskennassa esitettyjen ristikkomenetelmien mitoitusohjeistuksen mukaan. Betonin paikallinen puristumiskestävyys tulee tarkastaa perustuksessa olevissa eri betonilujuuksien rajapinnassa ja puristuslaippojen kontaktipinnassa. Tuulivoimaperustuksessa muodostuu yleisesti kaksi erilaista jännityskenttää, jotka yhdessä muodostavat varsinaisen jännityskentän pulttikehikon kohdalla. Ensimmäinen 'pullomainen' puristuksen aiheuttamista jännityskentistä muodostuu pulttikehikon ylälaipan ja perustuksen alla olevan maanpohjan välille, ja toinen 'kaareutuva' puristus kenttä muodostuu pulttikehikon laippojen välille. Edellä mainitut puristus kentät on esitetty kuvassa 17.



Kuva 17 paikallisen vertikaalin puristus kentän muodostuminen tuulivoimalan gravitaatioperustuksessa

Kuvan 17 ensimmäisessä tapauksessa vain tornilta tulevat kuormat muodostavat jännityksen, toisessa tapauksessa ulkoisina voimina rakenteeseen vaikuttaa vain pulttien esijännitysvoima ja kolmannessa tapauksessa perustukseen vaikuttaa sekä tornilta tulevat kuormat ja pulttien esijännitysvoima.

Paikallisessa puristuksessa kuormitettujen alueiden pistekuormakestävyys F_{Rdu} voidaan kuorman jakaantuessa tasaisesti määrittää kaavan (92) mukaan.

$$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 * f_{cd} * A_{c0} \quad (92)$$

jossa A_{c0} on kuormitusalue, f_{cd} on betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo ja A_{c1} on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue, joka on samanmuotoinen kuin A_{c0} . Kuormitus- ja jakautumisaluetta määrittäessä tulee huomioida kuormituslevyissä olevien reikien osuudet. (SFS-EN1992-1-1, 110)

Pistekuorman kestävyden F_{Rdu} tulee olla suurempi kuin voimalalta tulevan mitoituskuorman $N_{Ed,1}$ ja pulttien esijännitysvoimasta muodostuvan mitoittavan puristusvoiman $N_{Ed,2}$ summa. Pistekuorman kestävyys tulee tarkastella kaikissa eri betonin lujuusluokkien rajapinnoissa sekä pulttikehän laippojen ja betonin kontaktipinnoissa.

$$F_{Rdu} > N_{Ed,1} + N_{Ed,2} \quad (93)$$

Tuulivoimaperustusten suunnittelussa on lisäksi tarpeellista todentaa, että edellä mainituissa pistekuorman kestävyden tarkastelupisteissä betonin puristusjännitykset eivät ylitä betonin sallittua puristusjännityksen arvoa. Tarkastelupisteeseen kohdistuva puristusjännitys σ_{max} ei saa ylittää solmupisteen puristuskapasiteetin mitoitusarvoa $\sigma_{Rd,max}$. Sallitun puristuskapasiteetin mitoitusarvon laskentaan vaikuttaa se, onko tarkasteltu poikkileikkaus raudoitettu vai raudoittamaton sekä millaisia poikittaisia voimia solmukohtaan liittyy.

Raudoittamattoman betonin sallittu puristuskapasiteetin suunnitteluarvo $\sigma_{Rd1,max}$ lasketaan kaavan (94) mukaan, kun solmukohtaan ei ankkuroidu vetosauvoja, ja

kaavan (95) mukaan silloin, kun solmukohtaan ankkuroituu vetosauvoja vain yhdessä suunnassa. Solmukohdan laskennassa esitetty raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvona f_{cd1} voidaan käyttää betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa f_{cd} , kaavan (42) mukaan.

$$\sigma_{Rd1,max} = f_{cd1} * k_1 * v' \quad (94)$$

$$\sigma_{Rd1,max} = f_{cd1} * k_2 * v' \quad (95)$$

joissa f_{cd1} on raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, kertoimien k_1 , k_2 ja v' arvot ovat määritetty EN1992-1-1 kansallisissa liitteissä. Suomen kansallisen liitteen mukaan Suomessa kertoimille k_1 ja k_2 käytetään arvoja 1,0 ja 0,85 ja v' määritetään kaavan (96) mukaan. (SFS-EN1992-1-1, 109).

$$v' = 1 - f_{ck}/250 \text{ MPa} \quad (96)$$

jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo

Raudoitetun betonin sallittu puristuskapasiteetin suunnitteluarvo $\sigma_{Rd2,max}$ lasketaan kaavan (98) mukaan, kun solmukohtaan ei ankkuroidu vetosauvoja, ja kaavan (99) mukaan silloin, kun solmukohtaan ankkuroituu vetosauvoja vain yhdessä suunnassa. Solmukohdan laskennassa esitetty raudoitetun betonin puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd2} lasketaan kaavan (97) mukaan.

$$f_{cd2} = f_{cd} * \sqrt{3} \quad (97)$$

jossa f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, kaavan (42) mukaan.

$$\sigma_{Rdu.2} = f_{cd2} * k_1 * v' \quad (98)$$

$$\sigma_{Rdu.2} = f_{cd2} * k_2 * v' \quad (99)$$

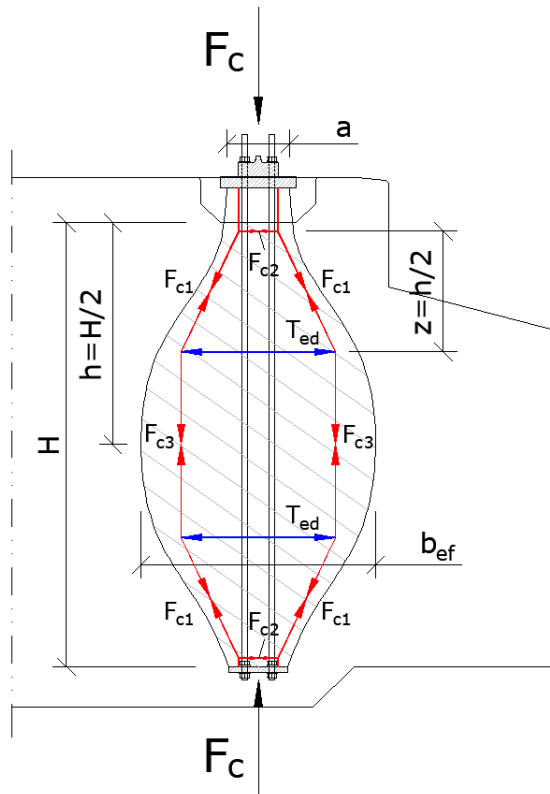
joissa f_{cd2} on raudoitetun betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, kertoimien: k_1 , k_2 ja v' arvot ovat määritetty EN1992-1-1 kansallisissa liitteissä. Suomen kansallisen liitteen mukaan Suomessa kertoimille k_1 ja k_2 käytetään arvoja 1,0 ja 0,85 ja v' määritetään kaavan (96) mukaan.

Tarkastelupisteeseen kohdistuvan jännityksen σ_{max} laskennassa tulee huomioida voimalalta tulevan mitoituskuorman $N_{Ed,1}$ ja pulttien esijännitysvoimasta muodostuvan mitoittavan puristusvoiman $N_{Ed,2}$ summa, sekä näiden voimien vaikutusalueen leveys b_{eff} tarkastelupisteessä. Tarkastelupisteeseen vaikuttava jännitys σ_{max} tulee olla pienempi kuin betonin sallitun puristuskapasiteetin mitoitusarvon $\sigma_{Rd,max}$. Solmupisteen puristuskapasiteetin mitoitusarvon $\sigma_{Rd,max}$ laskenta riippuu siihen ankkuroitavista vetosauvoista ja siitä, onko betoni raudoitettu solmupisteen kohdalla.

Tarkastelupisteeseen kohdistuvan jännityksen σ_{max} arvon ollessa suurempi kuin betonin puristuslujuuden mitoitusarvon f_{cd} tulee tarkasteltava solmupiste varustaa riittäväällä poikittaisella raudoituksella, jolla hallitaan puristus kentässä syntyvää poikittaista vetovoimaa T_{ed} , kuten on esitetty kuvassa 18. SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksen kohdassa 6.5.3 on esitetty näiden poikittaisten vetosauvojen laskenta ja ohjeistus solmukeskittymien kohdalla olevien raudoitteiden sijoittelusta. Raudoitus jaetaan pituudelle, missä puristustrajektoriat ovat kaarevia (SFS-EN 1992-1-1, s. 106). Tuulivoimaperustuksessa poikittaisen vetovoiman T_{ed} määrittämiseksi voidaan puristus kenttä olettaa jakaantuvan SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksessa esitetyn täysin muuttuvan jännityskentän mukaan, joka on esitetty kuvassa 18. Täysin muuttuvassa jännityskentässä jännityskentän leveys b_{ef} laskentaan kaavasta (100).

$$b_{ef} = 0,5 * H + 0,65 * a ; \text{ kun } a \leq h \quad (100)$$

jossa esiintyvät suureet H ja a ovat esitetty kuvassa 18



Kuva 18 Täysin muuttuva jännityskenttä puristuskentässä ja parametrit poikittaisen vetovoiman määrittämiseksi.

Solmupisteissä vaikuttava vaakavoima T_{ed} esiintyy molemmissa päissä puristus kenttää kaareutuvien puristus kenttien kohdalla. Tuulivoimaperustuksissa on hyvin yleistä, että perustuksessa tulee sekä perustuksen ylä- ja alaosaan poikittaisraudoitusta, joilla hallitaan puristusjännityskenttään liittyviä poikittaisia vetojännityksiä. Vetojännitykset voivat raudoittamattomina aiheuttaa puristusdiagonaalien suuntaista halkeilua, joka aiheuttaa puristusdiagonaalien murtumisen. Puristusjännityskentän aiheuttama vaakavoima T_{ed} tulee kokonaisuudessaan raudoittaa sitä vastaavalla raudoitus määrällä $A_{s,req}$, (ks. kaava 103). Vaakavoiman T_{ed} määrittämiseksi SFS-EN 1992-1-1 määrittää kaksi erillistä tapausta. Ensimmäinen vaakavoiman mitoitus on esitetty kaavassa (101). Kaava (101) on tarkoitettu epäjatkuvalle puristus kentälle, jossa rakenteen leveys b on puolet pienempi kuin puristetun rakenneosan korkeus. Täysin muuttuvassa jännityskentässä, jossa rakenteen leveys on suurempi kuin puolet puristetun rakenneosan koosta, vaakavoiman T_{ed} lasketaan kaavan (102) mukaan.

$$T_{ed} = \frac{1}{4} * \left(\frac{b - a}{b} \right) F_c, \text{ kun } b \leq \frac{H}{2} \quad (101)$$

$$T_{ed} = \frac{1}{4} * \left(1 - 0,7 * \frac{a}{h}\right) F_c, \text{ kun } b > \frac{H}{2} \quad (102)$$

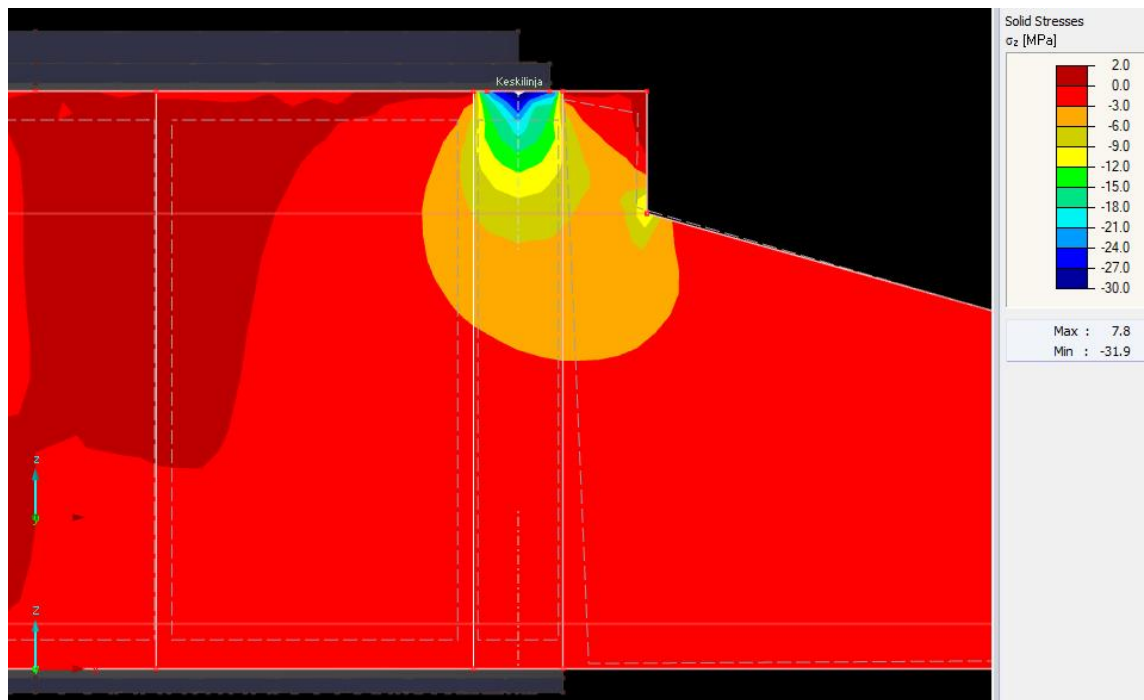
joissa, b on rakenteen leveys, a on kuormituspinnan leveys, H on kuormien vaikutuspintojen välin etäisyys, F_c on puristusjännityksen aiheuttava kuorma ja $h = H/2$.

$$A_{s.req} = \frac{T_{ed}}{f_{yd}} \quad (103)$$

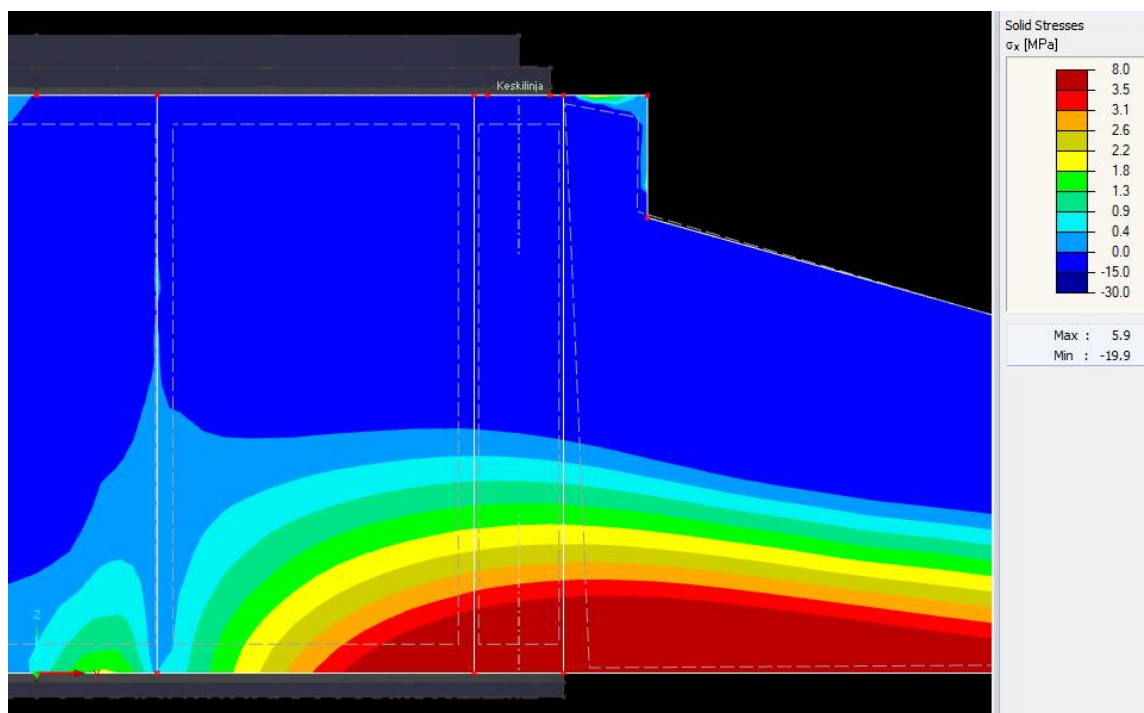
jossa T_{ed} on solmupisteissä vaikuttava vaakavoima ja f_{yd} on raudituksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Seuraavilla sivuilla esitellään 3D-leskentamallilla toteutettu esimerkkimallinnus tuulivoimaperustuksen paikallisista jännityksistä vaaka- ja pystysuunnassa eri kuormitusten vaikutuksesta. Mallinnus on toteutettu RFEM-laskentaohjelmistolla, joka mahdollistaa tuulivoimaperustuksen mallintamisen kiinteänä kappaleena käyttäen perustuksen materiaaleille ominaisia arvoja. Solideista kappaleista luodun laskentamallin tuloksista voidaan lukea paikallisia jännityksiä kappaleen sisällä. Laskentamallissa on huomioitu tornin T-laipan ja pulttikehikon alalaipan mahdollinen paikallinen kontaktin menetys betonirakenteeseen, mallintamalla laippojen ja betonirakenteen väliin kontaktipinnat. Laippojen ja betonin välinen kontakti ei välitä voimia joutuessaan vedolle. Tornin kuormitukset, perustuksen mitat ja pulttikehikon koko perustuvat todelliseen tuulivoimaperustukseen, joka on suunniteltu Vestaksen toimittamalle myllylle: V162-6.2MW ENVENTUS, IECS, HH143m.

Laskentamallin tulosten avulla voidaan vertailla mitoitusoletusten yhteensopivuutta paikallisen puristuman aiheuttamiin jännityksiin tuulivoimaperustuksessa, ottaen huomioon laskennassa käytetyt alkutapaukset. Lisäksi mallista voidaan tarkastella, millä korkeudella perustusta pulttikehikon laippojen välissä vaaditaan lisäteräksiä paikallisen puristuman vuoksi. Tämä antaa käsityksen siitä, millä korkeudella tuulivoimaperustuksessa esiintyy suurimmat vaakasuuntaiset vetojännitykset.



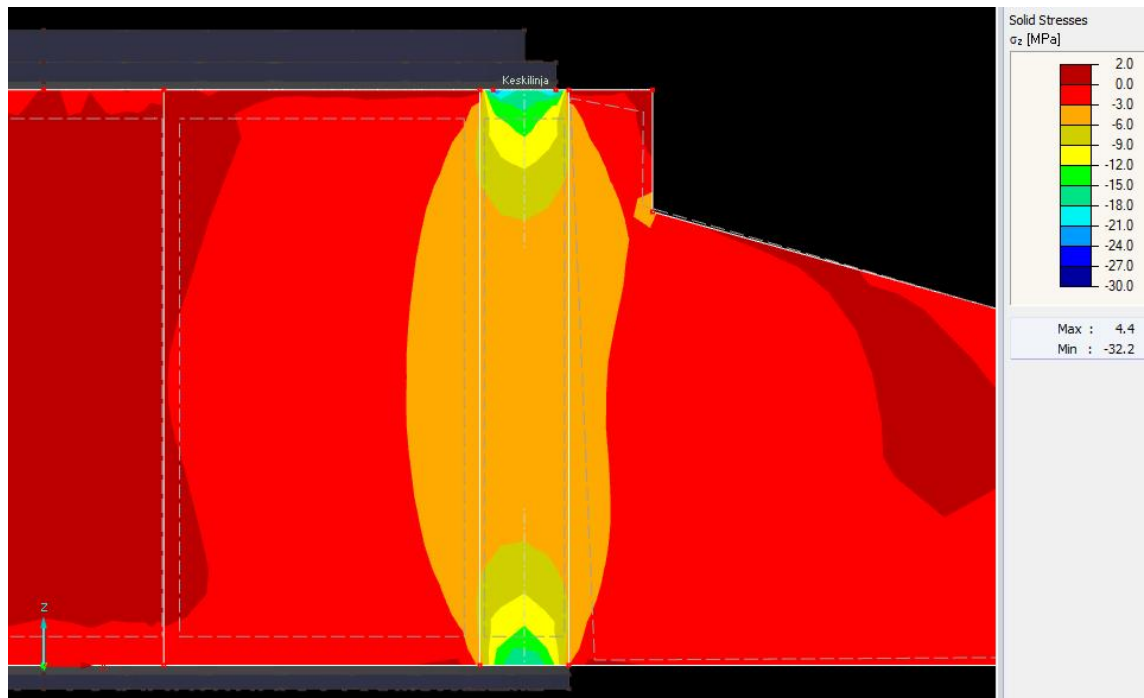
Kuva 19 Voimalan kuormista aiheutuvat pystysuuntaiset jännitykset perustuksessa



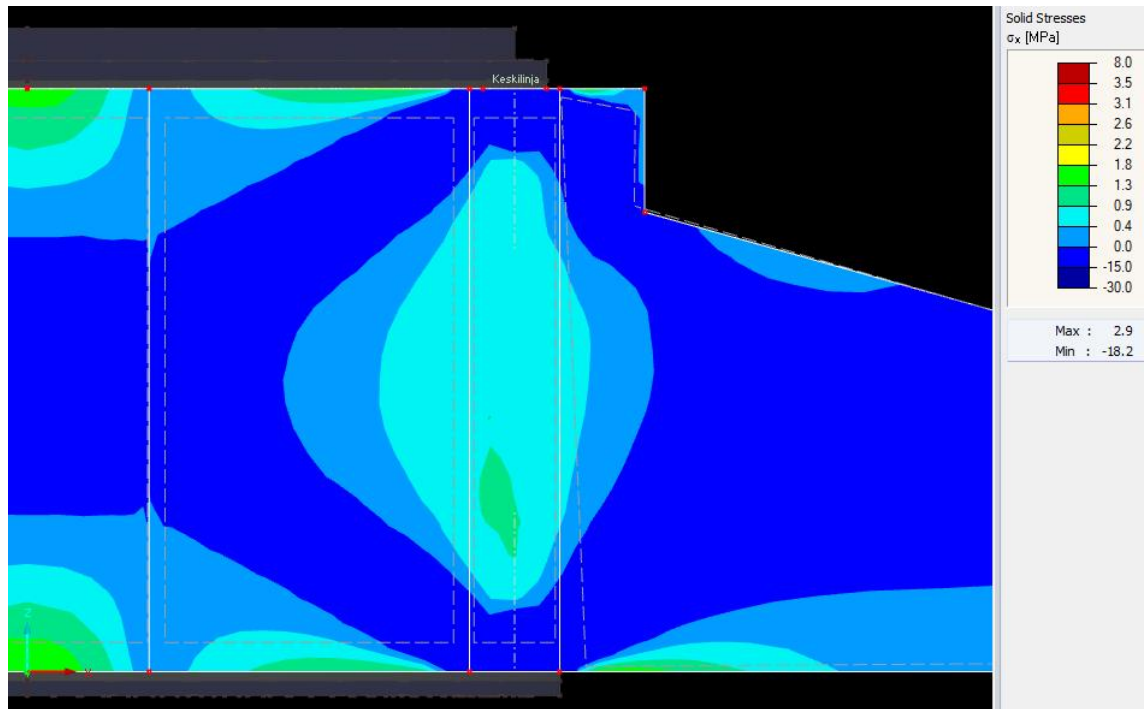
Kuva 20 Voimalan kuormista aiheutuvat vaakasuuntaiset jännitykset perustuksessa

Kuvan 19 perusteella voidaan todeta, että voimalalta tulevat pystykuormat ja kaavata momentti aiheuttavat suuria pystysuuntaisia puristusjännityksiä perustuksen yläpinnassa T-laijan alla betoniin. Vaakasuuntaiset vetokomponentit muodostu-

vat pulttikehikon alueelle perustuksen alapintaan ja pääasiassa pulttikehikon ulkopuolelle, kuten Kuva 20 havainnollistaa. Kuvia 19 ja 20 verrattaessa voidaan todeta, että voimakkaasti pystysuuntaan puristetulla alueella perustukseen ei synny vaakasuuntaisia vetokomponentteja. Yläpinnan vaakasuuntainen puristus johtuu perustuksen suuresta kaatavasta momentista aiheutuvasta taipumasta alaspäin. Tämä taipuma aiheuttaa vetokomponentin perustuksen alapintaan ja puristusta yläpintaan, mikä muistuttaa palkkimaisen rakenteen taipumista. Taipumasta johtuva vaakasuuntainen puristus perustuksen yläpinnalla kompensoi SFS-EN 1992-1-1 vetosauvojen laskennassa huomioitavan paikallisen puristuman aiheuttaman vaakasuuntaisen vetokomponentin, joka oletetaan syntyvän kuvan 18 esittämällä tavalla.

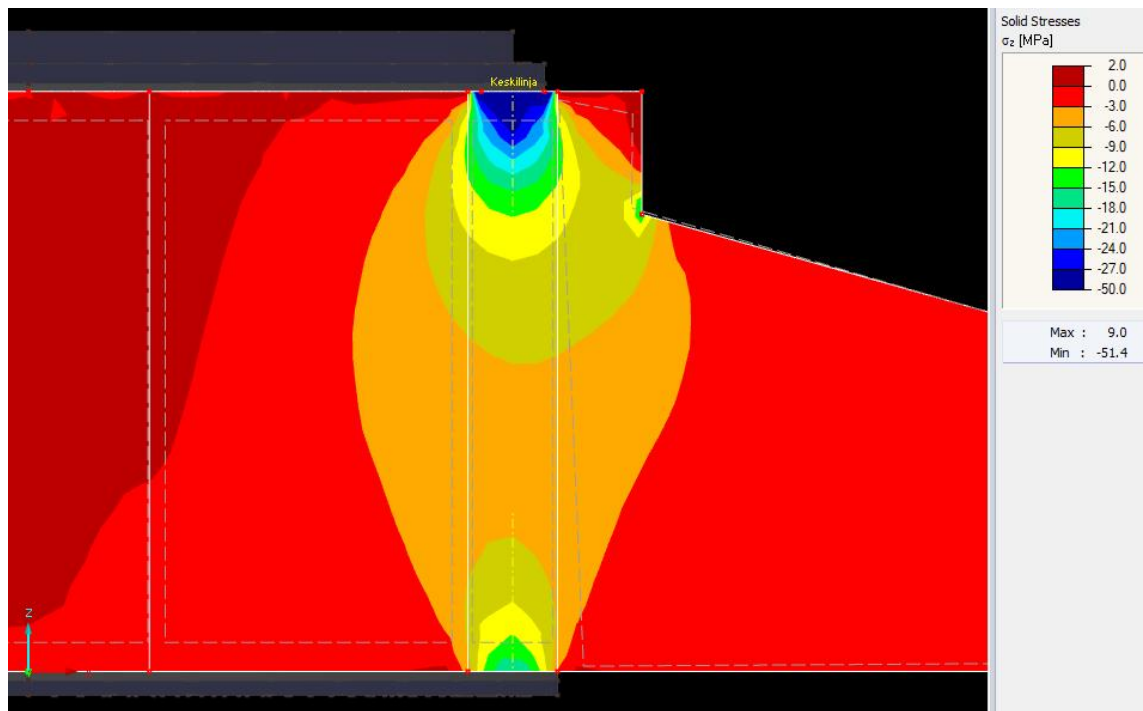


Kuva 21 Pulttikehikon esijännitysvoimasta aiheutuvat pystysuuntaiset jännitykset perustuksessa

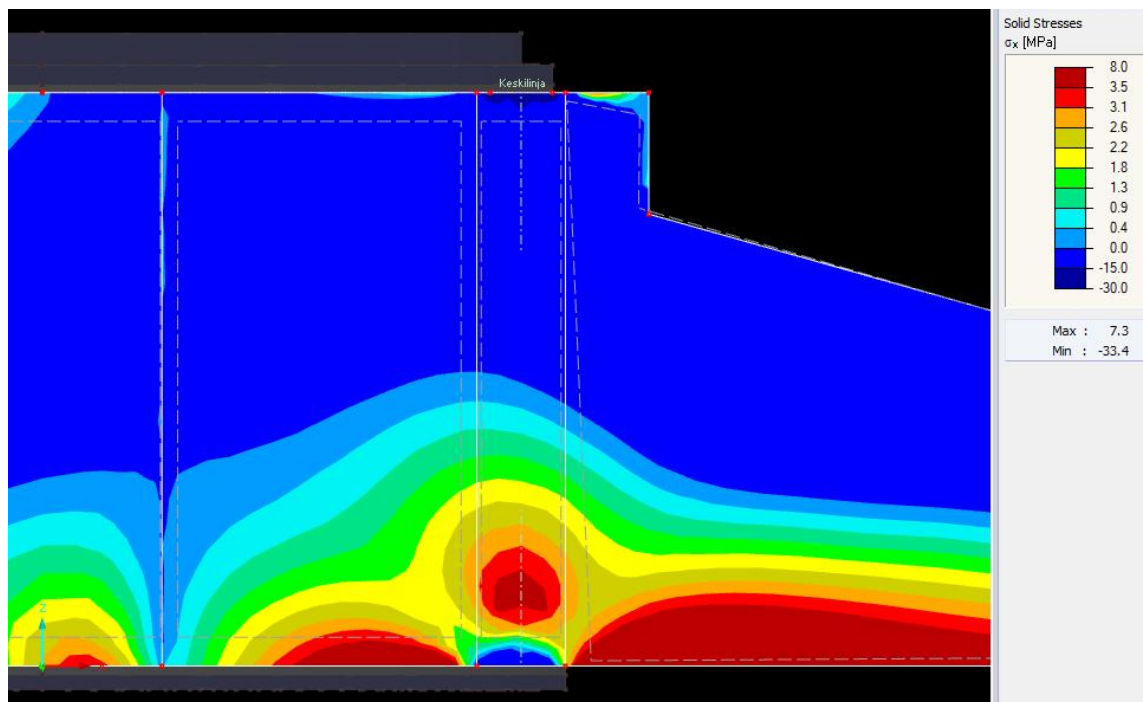


Kuva 22 Pulttikehikon esijännitysvoimasta aiheutuvat vaakasuuntaiset jännitykset perustuksessa

Kuva 21 nähdään, että pulttikehikon esijännitysvoimat muodostavat perustuksen ylä- ja alapinnassa laippojen kohdalla betoniin suuria pystysuuntaisia puristusjännityksiä. Kuvassa 20 esitetyt vaakasuuntaiset vetojännitykset muodostuvat pulttikehikon pulttien keskilinjän kohdalle, painottuen hieman alalaipan yläpuolelle. Kuvan 22 esittämä vaakasuuntainen jännityskenttä vastaa hyvin SFS-EN 1992-1-1 vetosauvojen laskennassa huomioitavan paikallisen puristuman aiheuttaman vaakasuuntaisen vetokomponentin aiheuttamia jännityksiä, kuten oletetaan Kuva 18 esittämällä tavalla.



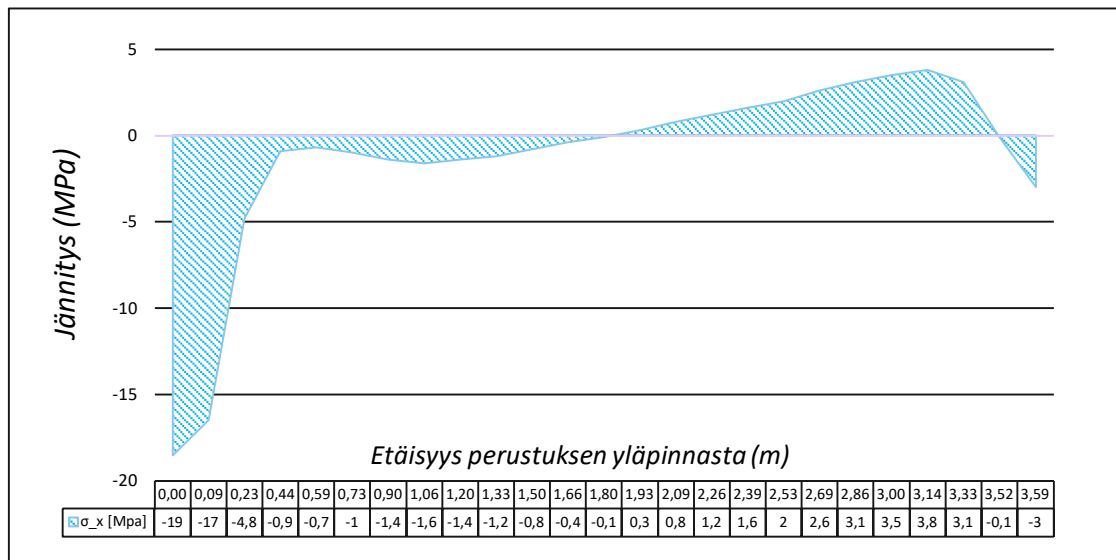
Kuva 23 Pulttikehikon esijännitysvoimasta ja tornin kuormista aiheutuvat pystysuuntaiset jännitykset perustuksessa



Kuva 24 Pulttikehikon esijännitysvoimasta ja tornin kuormista aiheutuvat vaakasuuntaiset jännitykset perustuksessa

Kuvan 23 perusteella voidaan todeta, että voimalalta ja laippojen esijännityksestä tulevat kuormat muodostavat pullomaisen pystyjännityksen, joka vastaa hyvin Kuva 17 tapauksessa 3 esitettyä oletusta pystysuuntaisten voimien jakaantumista perustuksessa. Perustuksen jalustan nurkka luo lievää epäjatkuvuutta täysin

muuttuvan puristuskentän jännityksien jakaantumiseen. Kuvan 24 perusteella perustukseen ei muodostu voimakkaasti pystysuuntaan puristetulla alueella, T-lai-pan alapuolella, vaakasuuntaisia vetokomponentteja. Perustuksen yläosan vaakasuuntainen puristus johtuu kuormitustapauksen suuresta kaatavasta momen- tista, joka aiheuttaa perustuksessa taipumia. Pulttikehikon kohdalla perustuk- sessa alaspäin kohdistuva taipuma aiheuttaa perustuksen alapintaan vetoa ja yläpintaan puristusta. Kyseisessä tapauksessa taipumasta johtuva perustuksen yläpinnan vaakasuuntainen puristus kumoaa SFS-EN 1992-1-1 vetosauvojen laskennassa esitetyn paikallisen puristuman aiheuttaman vaakasuuntaisen veto- komponentin, jonka oletetaan syntyvän kuvan 18 esittämällä tavalla.



Kuvio 2 Perustuksen vaakasuuntaiset jännitykset pulttikehikon laippojen välillä, murtorajatilan kuormilla

Edellisissä kappaleissa esitellyn laskentaesimerkin tulosten mukaan perustuk- sessa ei tarvita paikallisen puristuman aiheuttamien vaakasuuntaisten jännitys- ten aiheuttamaa vetoraudoitusta perustuksen yläpinnassa. Kuvion 2 perusteella perustuksen yläpinta pysyy vaakasuuntaan puristettuna murtorajatilan kuormi- tuksella 1,8 m etäisyydellä perustuksen yläpinnasta. Yleisesti tuulivoimaperus- tuksissa käytetään betonin lujuutena päämassalle C30/37 tai C35/45 betonia. C30/37 betonin vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} on SFS-EN 1992-1-1 mukaisen laskennan mukaan 1,35 MPa. Kuvion 2 tuloksien mukaan betonin vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} ylittyy noin 2,3 m etäisyydellä betonin yläpinnasta, ja maksimi poikittainen vetojännitys 3,8 MPa sijaitsee 3,14 m etäisyydellä perustuksen ylä- pinnasta.

Paikallisen puristuman vaatimat raudoitukset tulisi SFS-EN 1992-1-1 ohjeistuksen mukaan jakaa pituudelle, missä puristustrajektoriat ovat kaarevia. Tämä tarkoittaa sitä, että vaakaraudoitus jaettaisiin kuvassa 18 esitetyn mitan z alueelle, jossa puristuskenttä on kaareva. Mitta z voidaan määrittää paikallisen puristusalueen puristuspintojen etäisyyden H avulla, $z = H/4$.

Laskentaesimerkin mukaisen paikallisen puristuman vaatiman raudoituksen sijainti SFS EN1992-1-1 laskennan mukaan.

$H = 3,59m$	Puristus pintojen välinen etäisyys
$z = \frac{H}{4} = \frac{3,59m}{4} = 0,90m$	Raudoituksen asennusalueen korkeus (alue, jossa puristusvyöhykkeet ovat kaarevia)
$x = H - \frac{z}{2} = 3,14m$	Raudoituksen asennusetäisyys perustuksen yläpinnasta laskennallisesti

Kuvion 2 tulosten mukaan pulttikehikon kohdalla vaikuttava maksimi poikittainen vetojännitys on 3,8 MPa ja sen etäisyys perustuksen yläpinnasta on 3,14 m. SFS EN1992-1-1 mukaan laskennallisesti saatu vaakasuuntaisen vetokomponentin vaatimien raudoitusten sijainti vastaa täysin laskentamallista saatua etäisyyttä. Näin ollen voidaan todeta, että SFS EN1992-1-1:ssä esitetty raudoituksen sijaintiin liittyvä ohjeistus on paikallisen puristuman aiheuttamien vaakavoimien osalta tuulivoimaperustuksissa hyvin perusteltu.

5.2.6 Väsymiskuormitusmitoitus Eurokoodin mukaan

Tuulivoimaloiden perustusten suunnittelussa on standardista riippuen hieman erilaisia ohjeita väsymismitoituksen osalta. IEC-standardeissa ohjeistetaan, että väsymismitoitus tulisi toteuttaa DNVGL ST-0126 tai Model Code 1990 -ohjeistuksen mukaisesti. DNVGL ST-0126:n mukaan väsymismitoituksessa tulisi edelleen käyttää joko Model Code 2010 tai Eurokoodin EN 1992-1-1 -ohjeistusta, jos muuten perustuksen mitoituksessa on valittu käytettäväksi EN 1992-1-1 -standardia.

Tässä työssä käydään läpi tuulivoimaperustuksen mitoittamista Eurokoodin ohjeistuksen mukaisesti.

Tuulivoimaperustuksessa sekä betonissa että betoniteräksissä esiintyy väsymistä, kun materiaali altistuu suurelle määrälle jaksollisia kuormituksia, joissa jännitystasot pysyvät pienempinä kuin murtorajatilassa. Väsymismurtuminen tapahtuu, kun materiaali kohtaa kriittisen määrän jaksollisia kuormituksia, mikä johtaa materiaalin murtumiseen. Tämän vuoksi rakenteellinen osa saattaa murtua kuormituksella, joka on huomattavasti pienempi kuin esimerkiksi murtorajatilan tai käyttörajatilan mitoituksessa käytetyt maksimikuormat. Teräksen ja betonin väsymisen tarkastelu tuulivoimaperustuksessa on mitoituksen kannalta usein määrävämpi tapaus kuin murtorajatilan tarkastelu. Tämä johtaa siihen, että väsyminen on erityisen vaarallista, koska suuria jännityksiä ei välttämättä tarvita rakenteen murtumiseen. Tuulivoimaloiden käyttöikä on yleisesti yli 25 vuotta, jolloin perustus altistuu yli miljardille erikokoiselle kuormitukselle. Siksi tuulivoima-ala on maailmanlaajuisesti yksi niistä teollisuudenaloista, jotka panostavat eniten väsymismitoitukseen ja sen tutkimiseen. Erityisesti tuulivoimaloiden lavoissa ja tornien rungoissa käytävien komposiittimateriaalien väsymiskestävyyden tutkimiseen liittyviä tutkimuksia on tehty useita.

Eurokoodin ohjeistuksen mukaan rakenteelta tulee vaatia väsymiskestävyyttä erikoistapauksissa, jolloin betonin ja teräksen väsymiskestävyys tulee osoittaa erikseen. Väsymismitoituksessa betonipoikkileikkaus tulee mitoittaa haljenneena, jolloin betonin vetokestävyyttä ei voi huomioida laskennassa. Jos rakenteen väsymiskestävyyden saavuttamiseksi käytetään sekä betoniteräksiä että jänneteräksiä, tulee ottaa huomioon eri terästen vaihtelevat tartuntaolosuhteet mitoituksessa (SFS EN1992-1-1, 111). Tässä työssä ei tarkastella jänneterästen käyttöä tuulivoimaperustusten mitoituksessa, joten tämä asia on jätetty huomioidamatta. Työssä esitetty mitoitus perustuu täysin Eurokoodin mukaiseen betonin ja betoniterästen mitoittamiseen.

Yleisesti tuulivoimaperustuksen mitoituksessa tuulivoimalan toimittaja antaa lähtötietoina väsymislaskennassa käytettävät kuormat. Näitä kuormia kutsutaan väsymismitoituksen DEL-kuormiksi tai Markovin matriisin mukaisiksi kuormituksiksi.

DEL-kuormituksen lyhenne tulee englanninkielisistä sanoista "Damage Equivalent Loads", mikä suomennettuna tarkoittaa vaurioita vastaavia kuormia. Voimalatoimittajalta saatavat DEL-kuormat määritellään EN 64100-13:2016 Measurement of mechanical loads -standardin mukaan. Tuulivoimaperustusten DEL-kuormat määritellään yleensä simulaatioiden avulla saaduista kuormitusyhteisistä, jotka yhdistellään algoritmisesti Rainflow-menetelmällä. Tämä mahdollistaa sen, että väsymislaskennassa voidaan käyttää kaavassa (104) esitettyä Palmgren Miner -menetelmän lineaarisen vaurion summausperiaatetta ja Wöhler-käyrästä väsymisen laskentaan. Palmgren Miner-menetelmän mukaan jokainen yksittäinen kuormitusjakso aiheuttaa vauriota ja kaikki yksittäiset vauriot voidaan summata yhteen. Eurokoodin mukainen väsymislaskenta toteutetaan käyttäen Palmgren Miner -menetelmän summausperiaatetta ja materiaalien Wöhler-käyriä. SFS-EN 1992-1-1 mukaan kumulatiivisen väsymisvaurion D_{Ed} tulee täyttää kaavan (104) ehto.

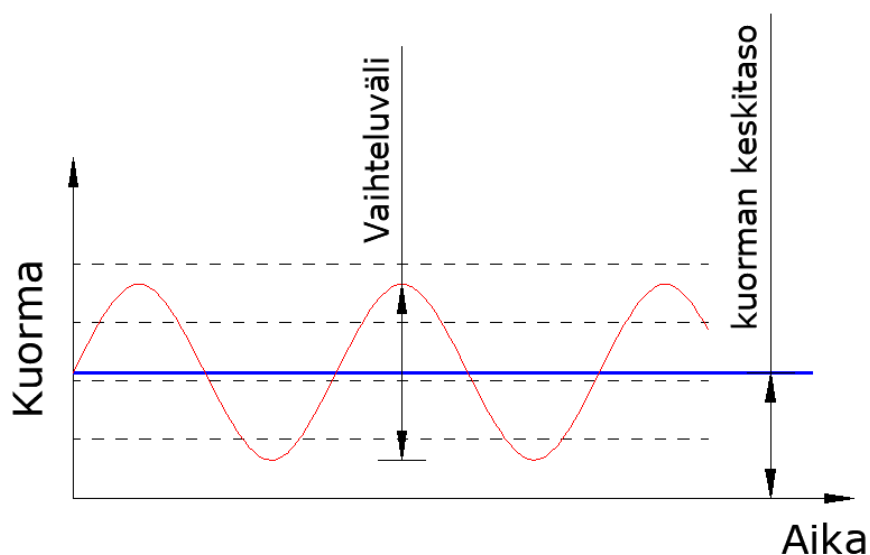
$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n * (\Delta\sigma_i)}{N * (\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (104)$$

jossa $n * (\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien tapahtuneiden jännitysjaksojen lukumäärä ja $N * (\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien, vaurion aiheuttavien jännitysjaksojen lukumäärä.

Eurokoodi sallii käyttää ekvivalenttista vakioamplitudista jännitysvaihteluväliä vaurion määrittämisessä sen sijaan, että tehtäisiin kumulatiivinen väsymistarkastelu. Tässä laskennassa voidaan hyödyntää tuulivoimalatoimittajalta saatuja DEL-kuormituksia väsymiskestävyuden laskennassa. Tuulivoimalatoimittajan antamissa lähtötiedoissa on esitetty DEL-kuormituksissa voimalalta perustukseen kohdistuvat normaalivoimat ja momentit kolmeen pääakselin suuntaan: X, Y ja Z. Taulukossa 10 on esitetty esimerkki tuulivoimalan mitoituksessa käytettävistä DEL-kuormista. Lähtötiedoissa on myös ilmoitettu väsymiskuormituksen keskitaso ja kuormituksen vaihteluväli tietyllä jännityseksponentilla m , joka määräytyy materiaalin ja kuormitusyhteyksien perusteella.

Taulukko 10 Esimerkki tuulivoimaperustuksen DEL-kuormista

Väsymiskuormat (DEL-kuormat)		kuorman vaihteluväli					
sykli määrä	N*	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1,00E+07	3	610.2	202.7	140.5	20806.7	38291.3	5019.5
1,00E+07	4	542.7	181.8	116.7	20194.5	40912.4	4539.0
1,00E+07	5	530.3	178.7	110.6	20684.0	45552.8	4543.7
1,00E+07	6	538.6	184.0	110.9	21800.6	50500.5	4736.7
1,00E+07	7	556.7	195.1	114.0	23495.7	55393.8	5011.4
1,00E+07	8	579.6	210.6	118.7	25695.3	60140.3	5318.8
1,00E+07	9	604.8	228.6	124.0	28191.4	64698.5	5634.4
1,00E+07	10	630.9	247.6	129.7	30762.0	69041.3	5945.7
1,00E+07	11	657.1	266.2	135.4	33267.7	73153.9	6246.8
1,00E+07	12	682.9	284.1	141.1	35646.7	77034.2	6535.0
1,00E+07	13	708.0	301.0	146.5	37879.8	80690.4	6809.2
1,00E+07	14	732.3	316.8	151.8	39966.9	84136.6	7069.3
1,00E+07	17	799.4	358.2	166.2	45436.1	93383.5	7768.2
kuorman keskitaso		479.9	-14.2	-7496.8	3444.2	73342.7	-568.0



Kuvio 3 DEL-kuormituksen vaihteluväli ja kuormituksen keskitaso

Kuvio 3 on esitetty vakioamplitudisen jännitysvaihteluvälin kuormituksen kertymä. Eurokoodin laskennan mukaan yksittäisen jännitysvaihteluvälin $\Delta\sigma$ aiheuttama vaurio voidaan määrittää käyttämällä materiaalille ominaista S-N-käyrää, joka tunnetaan myös nimellä Wöhler -käyrä, (ks. kuvio 4). S-N-käyrän nimitys tulee englannin kielen sanoista "stain and number of cycles", joka tarkoittaa venymän ja kuormitussykliin määrästä riippuvaa käyrää. SFS EN1992-1-1 määrittää betoniteräksille omat S-N-käyrien mukaiset parametrien arvot, jotka määräytyvät betoniteräksen tyypin, syklien määrän N^* ja jännityksen eksponentin mukaan. Näiden muuttujien avulla voidaan määrittää betoniteräksen väsymiskestävyyden

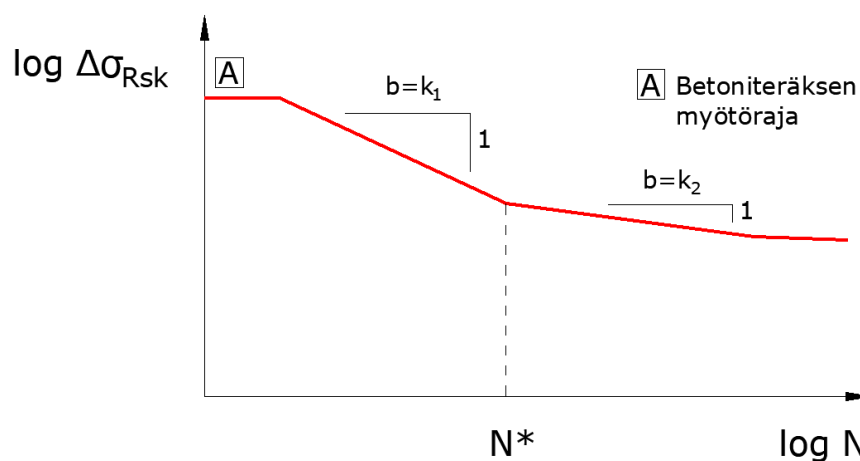
raja-arvo $\Delta\sigma_{Rsk}$. Wöhler-käyrä kuvaa jännitystasoa prosentteina materiaalin mur-
toluudesta verrattuna syklien lukumäärään logaritmisella asteikolla.

Taulukko 11 SFS EN1992-1-1 mukaiset betoniterästen S-N-käyrien parametrien arvot. (SFS-EN1992-1-1, 113).

Betoniteräksen tyyppi	N*	jännityksen eksponentti		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) jännitysjaksojen määrän ollessa N*
		k1	k2	
Suorat ja taivutetut tangot	10^6	5	9	162,5
Hitsatut tangot ja rauditusverkot	10^7	3	5	58,5
Jatkoskappaleet	10^7	3	5	35

HUOM. Väsymiskestävyyden $\Delta\sigma_{Rsk}$ vaihteluvälit koskevat suorita tankoja.
Taivutettuja tankoja koskevat arvot saadaan käyttämällä pienennyskerrointa ξ
 $\xi = 0,35 + 0,026 * D/\varphi$
jossa D on taivutustelan halkaisija ja φ tangon halkaisija

On huomioitava, että kussakin maassa käytettävät betoniterästen ja jänneterästen S-N-käyrien parametrien arvot voidaan määrittellä erikseen kansallisessa liitteessä. Lisäksi taivutetuilla tangoilla väsymiskestävyyden raja-arvon määrittämisessä tulee käyttää pienennyskerrointa ξ , jonka laskenta on esitetty taulukossa 11.



Kuvio 4 Betoniteräksen väsymislujouden S-N-käyrän ominaismuoto

Betoniteräksen väsymismitoituksessa pyritään rajoittamaan teräksen jännitystä siten, että teräksessä oleva jännitys ei ylitä teräksen väsymiskestävyyden raja-

arvoa $f_{s, fat}$. SFS EN1992-1-1 mukaan betoniteräksillä ja jatkoskappaleilla on riittävä väsymiskestävyys, jos kaava (105) on tosi.

$$\gamma_{F, fat} * \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, fat}} \quad (105)$$

jossa $\gamma_{F, fat}$ on väsymislaskennassa käytävä kuormien osavarmuusluku, $\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ on erityyppisten raudoitusten ekvivalentti jännitysvaihteluväli vaurion kannalta, kun otetaan huomioon jännitysjaksojen lukumäärä N^* , $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ on taulukon 11 mukainen jännitysjaksojen määrää N^* vastaava jännitysvaihteluväli ja $\gamma_{S, fat}$ betoniteräksen materiaaliosavarmuuskerroin väsymismitoituksessa.

Wöhler-käyrästä voidaan olettaa, että logaritmisella S-N-käyrällä murtoon vaadittavien kuormitus syklien määrä N^* on suoraan riippuvainen materiaaliin vaikuttavasta jännityksestä $\Delta\sigma_{Rsk}$. Koska kokonaisvaurio D_{ed} on riippuvainen kuorman aiheuttamasta jännityksestä, joka määräytyy S-N-käyrässä esitetyn käyrän ja y-akselilla olevan jännityksen risteyskohdan mukaan, voidaan betoniterästen väsymismitoituksessa käytettävä sallittu maksimijännitys $f_{s, fat}$ laskea kaavan (106) mukaan.

$$f_{s, fat} = \frac{\Delta\sigma_{Rsk} * \left(\frac{N^*}{N_{eq}}\right)^{\frac{1}{m}}}{\gamma_{S, fat}} \quad (106)$$

jossa $\Delta\sigma_{Rsk}$ on taulukon 11 mukainen maksimi sallittu jännitysvaihtelu jaksollisella kuormituksella, N^* on väsymismurtoon vaadittavien syklien määrä, N_{eq} on syklien määrä vastaavalla kuormituksella, m on S-N-käyrän mukainen kulma-kerroin, $\gamma_{S, fat}$ on materiaalin osavarmuuskerroin.

Betoniterästen väsymistarkastelussa on varmistettava, ettei rakenteen missään kohdassa betoniterästen saama jännitysheilahtelu $\Delta\sigma_i$ ylitä sallittua betoniteräksen maksimijännitystä $f_{s, fat}$. Taivutukselle mitoitettujen terästen väsymislaskennassa on otettava huomioon väsymismitoituksessa käytetyn kuorman aiheuttama

leikkausvoiman lisävetovoima pääraudoituksessa. Tämä leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima tulee huomioida vaaditun teräsmäärän ja jännitysheilahtelun laskennassa. Taivutetuilla tangoilla väsymiskestävyyden raja-arvon $f_{s,fat}$ määrittämisessä tulee käyttää pienennyskerrointa ξ , jonka laskenta on esitetty taulukossa 11.

Betonin väsymismurtumista tulee tarkastella puristuksen tai leikkauksen kuormittamilla alueilla. Eurokoodin mukainen väsymismitoitus betonille tulee tehdä SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.8.7 mukaisesti.

Puristetun betonin väsymismitoituksessa tarkastellaan betonin alimman ja ylimmän puristusjännitystason jännityssuhteen ja korkeimman puristusjännitystason mukaan määritellyn laskentakaavan pysymistä alle ohjeistuksessa annetun raja-arvon 1,0. Betonin puristusjännitysten laskennassa käytetään väsymismitoitukseen erikseen määritettyjä kuormituksia. Puristetulla betonilla on riittävä väsymiskestävyys, kun kaavan (107) ehto toteutuu.

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1,0 \quad (107)$$

jossa $E_{cd,max,equ}$ on poikkileikkauksen korkein puristusjännitystaso ja R_{equ} on alimman ja korkeimman puristusjännitystason jännityssuhde, (kaava 108).

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,max,equ}}{E_{cd,min,equ}} \quad (108)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (109)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (110)$$

joissa $E_{cd,max,equ}$ on poikkileikkauksen korkein puristusjännitystaso, $E_{cd,min,equ}$ on poikkileikkauksen alin puristusjännitystaso, $\sigma_{cd,max,equ}$ on jännitysvaihtelun yläraja jännitysjaksojen määrän ollessa N, $\sigma_{cd,min,equ}$ on jännitysvaihtelun alaraja

jännitysjaksojen määrän ollessa N, $f_{cd,fat}$ on betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo väsymislaskennassa.

Betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo väsymislaskennassa $f_{cd,fat}$ lasketaan kaavan (111) mukaan.

$$f_{cd,fat} = k_1 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250MPa}\right) \quad (111)$$

jossa k_1 on kansallisen normin määrittämä kerroin, $\beta_{cc}(t_0)$ on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensimmäisen kerran, f_{cd} on betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo, f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo.

6 POHDINTA

Tuulivoimaperustuksen mitoitus on yleisesti ottaen suoraviivaista. Suunnittelijan on sovittava tilaajan kanssa siitä, mitä tarjolla olevaa ohjeistusta noudatetaan kyseisessä kohteessa. Eri suunnittelustandardeilla tehtävä tuulivoimaperustuksen mitoitus on pääosin samanlaista, ja suurimmat erot mitoituksessa liittyvät laskennassa käytettyihin kertoimiin ja kuormien osavarmuuksiin.

Opinnäytetyön kappaleessa 5.2.5 Paikallinen puristuminen esitetään, että paikallisen puristuman vaatimien vetoraudoitusten mitoitus ei aina ole yksiselitteistä. Esimerkiksi Suomessa lähes aina vaaditaan myös perustuksen yläosaan paikallisen puristuman aiheuttaman halkeilun vastaanottavaa raudoitusta, kun taas Ruotsissa on hyvin yleistä jättää kokonaan nämä teräkset pois. Kappaleessa 5.2.5 kuvataan solidin laskentamallin avulla, kuinka momentin aiheuttama, perustuksen taipumasta johtuva yläpinnan puristus kumoaa paikallisen puristuman ”käsinlaskennalla” saadun vetokomponentin. Tätä ilmiötä ei usein huomioida paikallisen puristuman mitoituksessa, sillä perustuksen mitoitukseen käytetään usein vain kuorista koostuvaa FEM-mallia. Kuorimallilla ei ole mahdollista todentaa rakenteen eri korkeuspositioissa vaikuttavia jännityksiä. Käytännön työssä perustusten mitoituksessa on havaittu, että on mitoituksellisesti helpompaa vahvistaa käsinlaskennalla tarvittavaa teräsmäärää halkeilua vastaan kuin todentaa solidin FEM-mallin avulla raudoitteiden tarpeellisuutta. Vahvasti raudoitettujen massiivisten betonirakenteiden koneistetusta testaamisesta ja murtomekanismin tutkimisesta on valitettavan vähän saatavilla tutkimustietoa. Useimmiten tehtävät kokeet ja tutkimukset keskittyvät perusrakennesein, kuten pilareihin ja palkkeihin, jotka ovat aivan eri mittakaavassa kuin tuulivoimaperustukset. Testausdatan puuttuminen johtuu varmasti suurelta osin siitä, että massiivisten betonirakenteiden rakentaminen itsessään on jo merkittävä taloudellinen investointi. Tämän lisäksi dimensioiltaan suurien betonirakenteiden testauksessa ja kojeistamisessa tarvittavien laitteiden löytäminen tai saatavuus, voi olla hankalaa johduen testattavan rakenteen kokoluokasta.

Leikkausterästen mitoituksessa käytettävän leikkausvoimakestävyyden pystykomponentin V_{ccd} laskenta ja käyttö perustuksen mitoituksessa tulee olla harkit-

tua. Opinnäytetyössä tehdyssä vertailussa BY210-ohjeistuksen ja EC2-standardien välillä laskennoissa havaittiin huomattava ero siinä, kuinka suureksi leikkausvoimakestävyuden pystykomponentti V_{ccd} oletetaan. Yleisesti tuulivoimaperustusten mitoituksessa terästen käyttöasteet ovat hyvin korkeat, todella lähellä 100 %, jolloin leikkausvoiman pystykomponentin V_{ccd} käytöllä laskennassa olisi saavutettavissa huomattavia materiaalisäästöjä. Pitää muistaa, että mitoituksessa on tärkeää säilyttää tietty varmuus, ja kaikkia mahdollisia optimointeja ja vähennyksiä ei aina kannata käyttää. Tämä varmistaa, että rakennusvaiheessa mahdollisesti tapahtuneille inhimillisille virheille on jätetty hieman pelivaraa mitoituksen osalta.

Tuulivoimaperustusten geometrian optimoinnilla on mahdollista säästää merkittäviä summia rakennuskustannuksissa, erityisesti kun kyseessä on useiden kymmenien tuulivoimaloiden puisto. Liitteen 1 tulosten perusteella säästöt voivat olla yli kymmentuhatta euroa, kun vertaillaan umpimähkään valitun perustusgeometrian ja optimoidun geometrian kustannuksia. Kokeneella suunnittelijalla on yleensä hyvä käsitys siitä, millaiset perustuksen dimensiot ovat optimaalisia eri voimalatyypeille, ainakin hyvin lähellä optimia.

Liitteen 1 tulosten perusteella voidaan havaita, että kahdella edullisimmalla vaihtoehdolla on lähes sama suhde teräksen ja betonin menekkejä vertailtaessa. Muissa perustustyypeissä tämä suhdeluku vaihtelee sekä ylöspäin että alaspäin, mikä johtaa kustannusten kasvuun kummassakin tapauksessa. Tästä voi päätellä, että perustuksen optimoinnissa on keskeistä löytää taloudellisesti paras raudoitussuhde suhteessa betonin määrään. Liitteen 1 tulosten perusteella voidaan todeta, että melko erilaisilla perustuksen poikkileikkauksilla, erityisesti perustustyypeillä 1-1 ja 3-2, saavutetaan lähes samat rakennuskustannukset.

Liitteen 1 mukaisessa tarkastelussa on käytetty varsin rajallista määrää erilaisia poikkileikkauksia, joita on vertailtu taloudellisen optimoinnin näkökulmasta. Parametriseen suunnitteluun perustuva nopeatoiminen algoritmi mahdollistaisi satojen eri perustusvaihtoehtojen helpon iteroimisen ja kustannustehokkaimman vaihtoehdon arvioimisen. Tämän jälkeen voitaisiin edetä tarkempaan suunnitteluun käyttäen parametriseen suunnitteluun perustuvia perustusmittoja. Opinnäy-

tetyössä tehty parametriseen suunnitteluun liittyvä koodaus ja sen tuomat mahdollisuudet jäivät varsin rajallisiksi tämän työn puitteissa. Kuitenkin jo tämän opinnäytetyön perusteella voidaan todeta, että algoritmiavusteisella suunnittelulla on suuri mahdollisuus tehostaa tuulivoimaperustusten suunnittelua ja parantaa rakennusaikaista kustannustehokkuutta. Koska tuulivoimaperustusten suunnittelu on usein toistuvaa ja samankaltaista, algoritmiavusteinen suunnittelupohja voisi tarjota tehokkaan työkalun jokaisen uuden perustuksen suunnitteluun.

Algoritmiavusteisen suunnittelupohjan positiivinen vaikutus rakenteen kustannustehokkuuteen ja mitoituksen nopeutumiseen toisi lisäarvoa sekä suunnittelijalle että tilaajalle. Suunnittelijalla olisi enemmän aikaa keskittyä raudoituksen detaljeihin ja toimivuuteen, kun taas tilaaja hyötyisi taloudellisesti pienentyneiden materiaalimenekkien kautta.

Opinnäytetyön rajaus oli hankala toteuttaa. Työssä esiteltyä laskennan osuutta olisi pitänyt supistaa, jolloin olisi ollut mahdollista keskittyä syvemmin algoritmiavusteisen laskentapohjan totuttamiseen. Työn haluttiin selventävän ja selvittävän kaikki laskentavaiheet tuulivoimalan gravitaatioperustuksen mitoituksessa, tämän takia laskennan osuutta työssä ei haluttu supistamaan. Pelkästään mitoituksen ja laskentavaiheiden läpikäynti oli työläs vaihe ja vei odotettua enemmän aikaa. Laskennallisen osuuden laajuuden takia perustuksen mitoituksessa käytettävän algoritmiavusteisen laskentapohjan luontia ei toteutettu opinnäytetyön osana. Työn avulla onnistuttiin kuitenkin kartoittamaan perusteet algoritmiavusteisen laskentapohjan luonnille ja tunnistamaan algoritmiavusteisen laskentatyökalun mahdollisuudet perustuksen suunnittelun tehostamiseen. Tämän työn tietojen pohjalta päätettiin aloittaa uusi tutkimustyö, jonka tarkoituksena on syventyä algoritmiavusteisen suunnittelun mahdollisuuksiin rakenteiden optimoinnissa ja luoda toimiva algoritmiavusteinen laskentapohja tuulivoimaperustusten esisuunnitteluun.

LÄHTEET

Breeze, Paul. 2016. Wind power generation. San Diego: Elsevier Science & Technology

DNVGL-ST-0126 Support Structures for Wind Turbines, (DNVGL AS, 2016)

GL2010. 2010. Guideline for Certification of Wind Turbines. Hamburg: Germanischer Lloyd.

IEC 61400-1. 2019. Wind energy generation systems – Part 1: Design requirements. Geneva: International Electrotechnical Commission.

Leskelä, M. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, by210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

SFS-EN 1990. 2010. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-1. 2011. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1. 2015. Eurokoodi 7: geotekninen suunnittelu. Osa 1: yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. 2018. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu. Helsinki: Ympäristöministeriö

Suomen Tuulivoimayhdistys. n.d. Eri tuulivoimatyyppejä. Viitattu 8.2.2022. <https://tuulivoimayhdistys.fi/tietoa-tuulivoimasta-2/tietoa-tuulivoimasta/tuulivoimatekniikka/eri-voimalatyyppaja>

RIL 207-2017. 2017. Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunniteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Robert McNeel & Associates. n.d. Rhinoceros Features. Viitattu 25.10.2023. <https://www.rhino3d.com/features/>

Työ- ja elinkeinoministeriö. n.d. Uusiutuva energia Suomessa. Viitattu 25.10.2023. <https://tem.fi/uusiutuva-energia>

LIITTEET

Liite 1. Tuulivoimaperustuksen geometrian vaikutus teräksen ja betonin menekkeihin

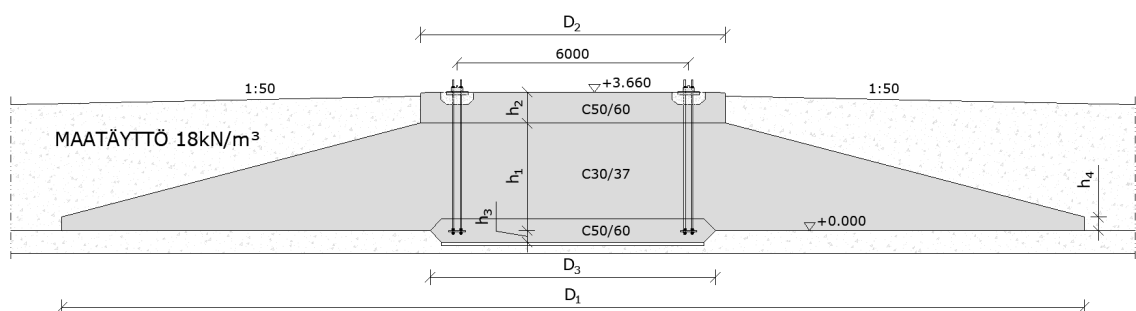
1(2)

Liite 1. Tuulivoimaperustuksen geometrian vaikutus teräksen ja betonin menekkeihin

Liitteessä 1 on esitetty perustuksen geometrian muutoksen vaikutuksia perustuksen materiaalimenekkeihin ja perustuksen materiaalikustannuksiin. Liitteessä esitetyt materiaalmäärät on laskettu perustuksen esisuunnittelua vastaavalle tasolle. Liitteessä ei ole esitetty perustusten mitoituslaskentaa, vaan vain lähtötiedot, perustuksen dimensiot ja laskennasta saadut rakennusmateriaalien massat. Laskenta on suoritettu opinnäytetyössä esitetyn ohjeistuksen mukaan Vestaksen V162-6.2MW voimalalle, jonka napakorkeus on 164 m. Voimalan kuormitukset on saatu toteutuneen tuulivoimapuiston lähtötiedoista.

Laskennassa tehtiin perustustyypeistä aina kolme erilaista variaatiota yhdellä yhteisellä muuttujalla, joka oli jalustan korkeus. Tämän lisäksi perustusten mitoituksessa perustuksen halkaisijaa muutettiin sen mukaan, että kaatumisvarmuusehto täyttyi ja perustuksen pohja pysyi puristettuna käyttörajatilan kuormilla. Raudoituksen mitoituksessa huomioitiin käyttörajatilan, murtorajatilan ja väsymismitoituksen vaatimukset.

1-sarjan perustuksissa perustuksen reunakorkeus on 0,35 m. 2-sarjassa perustusten reunakorkeus on 0,6 m. 3-sarjan perustustyypeissä valittiin perustuksen reunakorkeudeksi 0,45 m ja jalustan leveydeksi 8,5 m. Kaikissa perustustyyppi-sarjoissa mitoitettiin 3 kpl perustuksia eri jalustan korkeuksilla. Jalustan korkeudet mitoituksessa olivat 0,5 m, 0,8 m ja 1,2 m. Perustuksen mittoihin liittyvät muuttujat on esitetty kuvassa L1.1 ja taulukossa L1.1 on esitetty perustustyyppien mitat.



Kuva L1.1. Perustuksen mitoituksessa käytetyt muuttujat

Laskennassa käytetyt maaperän parametrit:

- Perustuksen noste korkeus +0,000 m (perustuksen alapinnasta)
- Maaperän kantokestävyys: 300 kPa
- Dynaaminen kimmomoduuli: 150 MPa
- Staattinen kimmomoduuli: 70 MPa
- Maatäytön tilavuuspaino: 18 kN/m³

Perustusten kokonaiskustannusten laskennassa teräs- ja betonimassoille käytettiin seuraavia kertoimia: betoni 130 €/m³ ja teräs 1,2 €/kg.

Laskennan tulokset on esitetty taulukossa L1.1 ja taulukossa L1.2. Taulukoissa vihreällä värjättyt solut osoittavat sarakkeen minimiarvoa ja vaalean oranssi solu sarakkeen maksimiarvoa.

Taulukko L1.1. Perustusten mittatiedot

Perustus tyyppi	Perustuksen mittatiedot						
	Perustuksen halkaisija D ₁ [m]	Perustuksen keskialueen korkeus h ₁ [m]	Jalustan halkaisija D ₂ [m]	Jalustan korkeus h ₂ [m]	Pohjaupotuksen halkaisija D ₃ [m]	Pohjaupotuksen korkeus h ₃ [m]	Perustuksen reunan korkeus h ₄ [m]
1-1	25,5	2,86	7,8	0,8	7,8	0,3	0,35
1-2	25,6	2,46	7,8	1,2	7,8	0,3	0,35
1-3	25,7	3,16	7,8	0,5	7,8	0,3	0,35
2-1	25,7	2,86	7,8	0,8	7,8	0,3	0,60
2-2	25,3	2,46	7,8	1,2	7,8	0,3	0,60
2-3	25,9	3,16	7,8	0,5	7,8	0,3	0,60
3-1	25,6	2,86	8,5	0,8	8,5	0,3	0,45
3-2	25,4	2,46	8,5	1,2	8,5	0,3	0,45
3-3	25,8	3,16	8,5	0,5	8,5	0,3	0,45

Taulukko L1.2. Perustuen massat ja kustannukset

Perustus tyyppi	Perustuksen massat			Materiaali kustannukset	
	Teräs [kg]	Betoni [m ³]	Teräs/Betoni [kg/m ³]	Kustannukset yhteensä [€]	Kustannus erotus halvimpaan [€]
1-1	109700	828	132	239 280 €	150 €
1-2	120400	757	159	242 851 €	3 721 €
1-3	106600	897	119	244 504 €	5 374 €
2-1	108800	908	120	248 600 €	9 470 €
2-2	113100	810	140	241 020 €	1 890 €
2-3	105000	979	107	253 270 €	14 140 €
3-1	105400	889	119	242 050 €	2 920 €
3-2	111200	813	137	239 130 €	0 €
3-3	103900	959	108	249 350 €	10 220 €