



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

**PYSTYSUUNTAISTEN KUORMITUSLINJOJEN
ALAPUOLELLE PAALUTETUN PAALULAATAN
MITOITUS**

Lauri Kantola

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN MAISTERIOHJELMA

Diplomityö

Toukokuu 2023

TIIVISTELMÄ

Pystysuuntaisten kuormituslinjojen alapuolelle paalutetun paalulaatan mitoitus

Lauri Kantola

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan maisteriohjelma

Diplomityö 2023, 101 s.

Työn ohjaaja yliopistolla: Professori Antti Niemi

Tässä työssä tutkittiin teräsbetonisia paalulaattoja, joissa paalut ovat suunniteltu vertikaalisten kuormalinjojen kohdille seinien ja pilareiden alle. Kun paalut ovat kuormalinjojen kohdilla, ei laattaan aiheudu momenteja, jolloin laatasta voidaan suunnitella kevytrakenteisempi. Paalujen sijainnin poikkeaminen suunnitellusta sijainnista kuitenkin aiheuttaa laattaan taivutusta, jonka aiheuttamat vetorasitukset täytyy ottaa teräksillä kiinni. Tämä on merkittävä laatan paksuutta ja teräsmäärää mitoittava tekijä etenkin laatan reunoilla, missä laatan jatkuvuus katkeaa. Työssä pyrittiin selvittämään kyseisestä momentista aktivoituvien tehollisten teräksien osuutta, joita voidaan laskennallisesti hyödyntää mitoituksessa. Miltä etäisyydeltä paalusta terästen voidaan olettaa osallistuvan tehokkaasti momentista aiheutuvien vetovoimien kantamiseen? Tutkimuslähteinä käytettiin eri standardeja ja suunnitteluohjeita, joissa esitettyjä asioita pyrittiin soveltamaan tähän erikoistapaukseen. Lisäksi tapausta laskettiin LS-DYNA-ohjelmiston eksplisiittisellä ratkaisijalla. Analyysiä varten tutkittiin ja vertailtiin betonin materiaalimalleja, joista tarkempaan tarkasteluun ja analyysissä käytettäväksi materiaalimalliksi valittiin Karagozian & Case Concrete-materiaalimallia.

Mittapoikkeaman numeerinen analyysi paljasti laatan kriittisen paikan olevan laatan reunalla ulokejatkoksen yläpinnassa, johon aiheutui laatan reunan suuntaista taivutusta. Tämä oli odottamaton tulos, jota ei ole vielä osattu ottaa huomioon paalulaattojen suunnittelussa. Tässä työssä esitetään standardeihin ja suunnitteluohjeisiin perustuvia laskentaperiaatteita, joilla mitoittavaa momenttia sekä tarvittavaa vetoteräsmäärää ja tehollisten terästen osuutta voidaan arvioida.

Paalulaatat voivat olla hyvin massiivisia rakenteita, jolloin niihin aiheutuu pakkomuodonmuutoksia. Betonin kovettumisreaktiosta syntyvä hydrataatiolämpö voi

aiheuttaa halkeilua betoniin, mikäli lämpötilaerot rakenteessa kasvavat liian suuriksi. Työssä tutkittiin, kuinka betonipoikkileikkauksen lämpötiloja eri ajanhetkillä voidaan arvioida. Lisäksi työssä käsiteltiin viruman ja kutistuman aiheuttamia pakkomuodonmuutoksia ja niiden vaikutuksia teräsbetonirakenteeseen.

Sekä paalun sijaintipoikkeama että pakkovoimat aiheuttavat paalulaattaan jännityksiä, jotka betonin vetolujuuden ylittäessään aiheuttavat betonin halkeilua. Työssä selvitettiin halkeilun syntymekanismeja ja halkeilun vaikutuksia teräsbetonirakenteeseen. Halkeilua rajoitetaan rajoittamalla halkeamaleveyttä, jonka hyväksyttävään suuruuteen vaikuttaa paalulaatoissa pääasiassa betonin säilyvyysvaatimukset. Työssä tutkittiin standardien määäämiä sallittuja halkeamaleveyksien arvoja sekä niissä esitettyjä tapoja laskea halkeamaleveyksiä.

Paalulaatta perustustapana mahdollistaa tarvittaessa alapohjan suunnittelun vesitiiviiksi suhteellisen helposti. Teräsbetonirakenteen suunnittelu vesitiiviiksi perustuu rakenteen yksityiskohtien suunnitteluun, halkeilun rajoittamiseen ja betonilaadun valintaan. Työssä tutkittiin teräsbetonirakenteiden vesitiiveys luokkia ja niiden vaatimuksia, joita Eurokoodeissa on esitetty. Lisäksi työssä sivuttiin myös lyhyesti vesieristeiden käyttöä ja vesitiiviin betonirakenteen yksityiskohtien suunnittelua ja huomioon otettavia muuttujia.

Työstä saatuja tutkimustuloksia pystytään hyödyntämään sekä paalulaatoissa että muissakin samankaltaisissa teräsbetonirakenteissa. Vaikka tarkasteltavana näkökohtana oli nimenomaan paalulaatat, joissa paalut ovat sijoitettuna kuormalinjojen kohdille, voidaan pakkomuodonmuutoksia, hydrataatiolämmön kehitystä, halkeilumitoitusta ja vesitiiveyttä koskevia mitoitusperiaatteita hyödyntää lähes kaikissa teräsbetonirakenteiden suunnittelussa.

Asiasanat: paalulaatta, pakkomuodonmuutos, vesitiiveys, halkeilumitoitus

ABSTRACT

Design of concrete piled slabs where piles are located under vertical load lines

Lauri Kantola

University of Oulu, Master's Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2023, 101 pp.

Supervisor at the university: Prof. Antti Niemi

This master thesis studies reinforced concrete pile-slabs where piles are designed to align with the vertical load paths under walls and columns. By placing the piles directly under walls and columns, no bending moments are generated in the slab, allowing for a lighter design. However, deviation of pile location from its intended position can generate bending moment in the slab, which must be reinforced to resist the resulting tensile stresses. This moment is significant factor in designing thickness of the slab and its reinforcement ratio, especially at slab edges where the continuity of the slab is interrupted.

This study aims to determine the effective area in the slab near the deviated pile, in which reinforcement bars can be used to carry the moment in the design calculations. LS-DYNA explicit solver was employed for numerical analysis. Different concrete material models were compared, and Karagozian & Case Concrete model was selected for the study.

The numerical analysis reveals that the critical location of the pile-slab is at the edge of the slab where the projection part goes little over last pile. At the edge of the slab upper surface experience bending moment in the direction of the edge. This unexpected finding has not yet been considered in the design of pile-slabs. This thesis presents calculation principles based on standards and design guidelines for evaluating the design moment and effective area which reinforcement bars can be taken account for calculations.

Pile-slabs can be massive structures, leading to significant internal forces. Hydration heat from the concrete hardening reaction can cause cracking in concrete if temperature differences in the structure become too large. This study examines the estimation of the temperature distribution across the concrete cross-section as a function of the time and its

effect on early-age cracking. In addition, the research studies the restrained strain caused by shrinkage and creep and their impact on reinforced concrete structures.

Both deviations of pile locations and internal forces causes tensile stresses in the slab that can cause cracking in concrete when its tensile strength is exceeded. This thesis studied the mechanism of crack formation and their effect on reinforced concrete structures. Cracking is restricted with limiting the width of cracks. The allowable crack width in pile-slab is mainly determined by the durability requirements of the structure. This study explores allowable crack widths and the calculation methods presented in the standards.

Pile-slab foundation allow for relatively easy design of waterproof substructures in needed. The watertightness of reinforced concrete is based on the watertightness of the structure itself and the concrete mass. In this thesis there is studied watertightness classes and their requirements for reinforced concrete presented in Eurocodes. Also, the use of waterproof membranes and details of the construction of waterproof concrete structures is briefly touched.

Keywords: pile-slab, internal forces, watertightness, crack width

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty osana Oulun yliopiston rakennus- ja yhdyskuntatekniikan maisteriohjelman ja työn toimeksiantajana on toiminut Sweco Rakennetekniikka Oy. Työn tarkoituksena oli tutkia paalulaattojen mitoitusta, joissa paalut ovat sijoitettu pystysuuntaisten kuormalinjojen alapuolelle.

Työn valvojana toimi professori Antti Niemi Oulun yliopistolta ja diplomityön ohjaajana toimi DI Tuomas Jaakkola. Muita työryhmässä olleita työn sisältöön vaikuttaneita henkilöitä olivat DI Eemeli Tikkanen, DI Joni Isokääntä ja RI Esa Tuohimaa. Numeerisen laskennan tukihenkilönä toimi DI Oliver Lundqvist. Iso kiitos kaikille edellämainituille osallistumisesta diplomityöni ohjaukseen. Kiitos myös Sweco Rakennetekniikka Oy:lle opinnäytetyön rahoituksesta.

Oulu, 02.05.2023



Lauri Kantola

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT JA LYHENTEET

1 JOHDANTO.....	12
2 PAALULAATTAPERUSTUSTEN TOIMINTAPERIAATE SEKÄ SUUNNITTELUPERUSTEET	16
2.1 Paalulaatan toimintaperiaate	16
2.2 Paalujen sijoittelu ja vinopaalut	16
2.3 Paalun ja paalulaatan liitos	18
2.4 Suunnitteluperusteet	20
2.4.1 Murtorajatila	20
2.4.2 Käyttörajatila	20
3 PAKKOMUODONMUUTOKSET	22
3.1 Pakkovoimakerroin	22
3.2 Viruminen.....	24
3.3 Kutistuma	24
3.4 Lämpötilan aiheuttamat muodonmuutokset	29
3.4.1 Hydrataatiolämpötila	29
3.4.2 Hydrataatiolämpötilan laskeminen betonipöykkileikkauksessa	31
4 HALKEILU BETONIRAKENTEESSA.....	35
4.1 Halkeilun teoria	35
4.1.1 Halkeaman muodostuminen vaiheittain	37
4.1.2 Betonin vetojäykistysvaikutus	38
4.2 Halkeilun laskennallinen rajoittaminen.....	41
4.2.1 Betonin tehollinen pinta-ala.....	42
4.2.2 Halkeamavälin laskenta	43
4.2.3 Halkeamalevyden laskenta.....	47
4.3 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa Eurokoodi 2:n mukaan.....	48
4.3.1 Ehdot laatan mitoittamiselle ilman suoraa laskentaa	49
4.4 Pakkovoimien aiheuttamien halkeamalevyksien laskenta	50
5 BETONIRAKENTEEN VESITIIVEYS	54
5.1 Vesitiiviiden betonirakenteiden suunnittelu.....	55

5.1.1 Halkeamien tiivistyminen itsestään	57
5.2 Betonin vesitiiveys	58
5.3 Vesitiiviiden betonirakenteiden vesieristeet ja yksityiskohdat	59
6 BETONIN MATERIAALIMALLIT	61
6.1 Teoriaa.....	61
6.2 von Misesin ja Trescan materiaalimallit	62
6.3 Mohrin-Coulombin ja Drucker-Pragerin myötöehdot.....	63
6.4 Willamin-Warnkenin murtoehto	64
6.5 Karagozian & Case Concrete malli (KCC)	64
7 PAALUN SIJANTIPOIKKEAMAN MITOITTAMINEN	68
7.1 Numeerisen laskentamallin luominen	70
7.1.1 Materiaalimallin valinta	70
7.1.2 Elementtityypit ja -koko	72
7.1.3 Geometria ja reunaehdot	72
7.1.4 Vertailulaskelmat laskentamenetelmien varmentamiseksi	74
7.1.5 Numeerisen analyysin tuloksia	77
7.1.6 Alapinnan tehollisena toimivien terästen osuus	78
7.1.7 Yläpinnan terästen mitoittaminen.....	82
7.2 Käsinlaskentamenetelmät	84
7.2.1 Pistekuorma yhteen suuntaan kantavissa laatoissa	84
7.2.2 Pilarilaatta ekvivalenttina kehänä	86
7.2.3 Väyläviraston ohje (NCCI 2).....	86
7.2.4 Ristikkoanalogia	87
7.3 Leikkausmitoitus suurelle paalupoikkeamalle	88
8 TULOSTEN TARKASTELUA JA POHDINTAA	94
8.1 Jatkotutkimusaiheet	95
9 YHTEENVETO	96
LÄHDELUETTELO	

MERKINNÄT JA LYHENTEET

Latinalaiset kirjaimet

A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{c,eff}$	betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala
A_{ct}	betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista
A_s	poikkileikkauksessa oleva teräspinta-ala
$A_{c,min}$	raudoituksen vähimmäisala vetoalueella
A_{st}	vetoteräksien pinta-ala poikkileikkauksessa
a_v	paalun ja seinän sisäreunojen etäisyys toisistaan
b	betonipoikkileikkauksen leveys (laatoilla tarkastellaan yleensä 1 m levyistä osaa poikkileikkauksesta)
b_F	pistekuorman F jakaantumisleveys
b_k	tukimomentin tasausalueen leveys
b_m	tukimomentin jakautumisleveys
C	on sementin määrä betonissa
c_c	betonin ominaislämpökapasiteetti
c	vetoraudoituksen betonipeite
D_c	betonin terminen diffusiviteetti
D	pyöreän paalun halkaisija ja suorakaidepaalun sivujen tehollinen leveys
d	tehollinen korkeus
$E_{c,eff}$	betonin tehollinen kimmokerroin
E_{cm}	betonin sekanttimoduuli 28 vuorokauden ikäiselle betonille (kimmokertoimen keskiarvo)
e	toteutunut paalun sijaintipoikkeama
e_{max}	paalun sijaintipoikkeaman suurin sallittu suuruus
f_{bc}	kokeesta saatu kaksiaksiaalinen puristuslujuus
f_{cd}	betonin mitoituslujuus
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus

f_{ct}	betonin vetolujuus
f_{ctm}	betonin vetolujuuden keskiarvo
f_t	kokeesta saatu betonin yksiakselinen vetolujuus
f_{yk}	teräksen myötölujuuden ominaisarvo
G_f	murtumisenergia
h	poikkileikkauksen korkeus
h_0	poikkileikkauksen muunnettu paksuus
h_{cr}	betonipoikkileikkauksen vetoalueen kriittinen korkeus
$h_{c,ef}$	betonipoikkileikkauksen tehollinen korkeus
h_D	hydrostaattinen painekorkeus
i_{max}	paalun sallitun kaltevuuspoikkeaman suuruus
l_{bd}	betoniteräksen ankkuroitumis pituus
$M_{Ed,F}$	pistevoiman F aiheuttama mitoitusmomentti
m_x	sisäinen momentti, josta aiheutuu x -akselin suuntaisia jännityksiä
m_{xy}	sisäinen vääntömomentti
m_y	sisäinen momentti, josta aiheutuu y -akselin suuntaisia jännityksiä
$m_{y,D,-}$	sisäinen suunnittelumomentti laatan alapinnassa, josta aiheutuu y -akselin suuntaisia jännityksiä
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
N_{pile}	paalussa vaikuttava aksiaalinen voima
$N_{pile,Rd}$	paalun aksiaalinen kuormankantokapasiteetti
Q_{∞}	maksimi hydrataatiolämpötilan nousu
R	pakkovoimakertoin
RH	ympäristön suhteellinen kosteus
r	hydrataatiolämpötilan nousun nopeutta kuvaava vakio
s_0	halkeamavälin minimiarvo
$s_{max,slabs}$	raudoitetankojen jakovälin enimmäisarvo
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli, kun halkeilu on vakiintunut
T	lämpötila
t	betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	leikkauskestävyyden mitoitusarvo
w_{k1}	läpihalkeaman leveys
w_k	laskennallinen halkeamaleveys
w_{max}	halkeamaleveyden raja-arvo

x_{II}	haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeus
x	betonipoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
x_{min}	betonipoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen minimi korkeus

Kreikkalaiset kirjaimet

α_c	betonin lämpölaajenemiskerroin
α_e	teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde
γ_C	betonin osavarmuusluku
ε_c	betonin venymä
ε_{ca}	sisäinen kutistuma
ε_{cd}	kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cd,0}$	nimellinen kuivumiskutistuma
ε_{cs}	vapaata kutistumaa vastaava kokonaisuodonmuutos
ε_{ct}	terästen venymän ja betonin vapaan venymän erotus
ε_{ctu}	betonin vetomuodonmuutuskapasiteetti
ε_{free}	muodonmuutos, joka tapahtuisi, jos liikettä ei rajoitettaisiin ollenkaan
ε_s	teräksen venymä
ε_{sm}	terästen keskimääräinen venymä
$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	betonin liikerajoitettu venymä
λ	vaurioparametri
λ_c	betonin lämmönjohtavuus
ρ	raudoitussuhde
ρ_c	betonin tiheys
σ	normaalijännitys
σ_s	teräksien jännitys
σ_{ct}	betonin vetojännitys
$\sigma_{Rd,max}$	jännityskapasiteetin maksimiarvo
τ	leikkausjännitys
τ_b	betonin ja teräksen välinen tartuntajännitys
φ	tehollinen virumaluku

$\varphi(t,t_0)$	virumaluku tarkasteluajanhetkellä t [vrk], kun kuormitus on alkanut betonin ollessa t_0 [vrk] ikäinen
ϕ	raudoitetangon halkaisija
ϕ_s	muunnettu raudoitetangon enimmäishalkaisija
ϕ_{eq}	raudoitetankojen ekvivalentti halkaisija

Lyhenteet

3d	kolmiulotteinen
Ansys	laskentaohjelmisto Ansys 2022 R2
BY	Suomen Betoniyhdistys ry
CIRIA	Rakennusalan tutkimus järjestö (Construction Industry Research and Information Association)
KCC	betonin materiaalimalli (<i>Karagozian & Case Concrete</i>)
KCCR3	KCC-materiaalimallin kolmas julkaistu versio (<i>Release III</i>)
LS-DYNA	Laskentaohjelmisto Ls-Prepost 4.8.29 + LS-Run 2022 R2
Mat72R3	LS-DYNA-laskentaohjelmassa käytetty materiaalin nimitys KCC-materiaalimallille
NCCI2	Väyläviraston Eurokoodin soveltamisohje
RakMK	Suomen rakentamismääräyskokoelma
RFEM	Dlubal RFEM 5.29 -laskentaohjelmisto
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry
SFS	Suomen Standardisointiliitto SFS ry

1 JOHDANTO

Paalulaattaperustus on perustamistapa, jossa teräsbetonilaatta valetaan paalujen päälle. Paalulaattaa käytetään yleensä talonrakentamisessa ja infrarakentamisessa, kun maan kantokyky on heikko. Sen tehtävä on siirtää kaikki rakennukselta tulevat kuormat paalujen kautta kantavaan maaperään. Vaikka paalulaatta valetaan maata vasten olevan valualustan, kuten eristeiden päälle, ei maan kantokykyä voida ottaa huomioon laskelmissa, sillä maa voi painua paalulaatan alla maa-aineksesta riippuen jopa kymmeniä senttimetrejä.

Tässä työssä tutkitaan paalulaattoja, joissa paalut ovat pääsääntöisesti kuormalinjojen alapuolella. Kun paalut ovat seinien ja pilarien kohdalla, ei laatan tarvitse toimia kuormansiirtolaattana pystysuuntaisille kuormille, vaan kuormat välittyvät yläpuolisilta rakenteilta suoraan paaluille betonin puristuksen avulla. Näin paalulaattaaan ei aiheudu taivutusmomenttia ja laatta voidaan suunnitella huomattavasti ohuemmaksi sekä vähentää raudoituksen määrää. Tämä tukee perustusten kustannustehokkuutta ja pienentää rakennuksen aiheuttamaa hiilidioksidijalanjälkeä.

Paalulaattojen suunnittelu vaatii hyvin laajaa osaamista teräsbetonirakenteiden suunnittelusta. Perustamistavasta riippumatta perustusten tulee kantaa kaikki rakennukselta tulevat voimat ja pitää rakennus stabiilina. Lisäksi paalulaatan suunnittelussa täytyy ottaa huomioon pakkomuodonmuutokset ja niistä aiheutuvat pakkovoimat, jotka saattavat olla hyvinkin merkittäviä etenkin massiivisissa paalulaatoissa. Perustukset ovat maanalaisena rakenteena hyvin kosteissa oloissa, jolloin betoniin ja raudoitukseen kohdistuu kemiallisia ja fysikaalisia rasituksia, jotka täytyy huomioida rakenteen säilyvyyden suunnittelussa. Paalulaatta voi olla myös kokonaan pohjaveden alapuolella, jolloin betonirakenteelta vaaditaan mahdollisesti vedenpitävyyttä. Suunnittelijan on siis tunnettava betonimassan ominaisuuksia sekä hallittava betonirakenteen sisäisten ja ulkoisten voimien aiheuttamia jännityksiä niin, että murtorajatilan ja käyttörajatilan mukaiset ehdot toteutuvat.

Paalulaattaaan kohdistuu paljon pistemäisiä kuormia pilareilta ja paaluilta, joten laatta on mitoitettava myös lävistymistä vastaan. Asettamalla paalut kuormalinjojen alapuolelle, lävistymisilmiöön vaikuttavien kuormien määrä vähenee merkittävästi, sillä paalun kohdistama voima kulkee laatan läpi puristuksena seinälle tai pilarille, jolloin lävistävä

voima aiheutuu vain paalulaatan omasta painosta ja sen päällä olevasta hyötykuormasta. Tästä syystä lävistysilmiötä ei tarkastella tässä työssä, vaikka suunnittelijan on tiedostettava ilmiön vaikutukset. Leikkausmitoitusta kuitenkin käsiteltiin pintapuolisesti. Paalulaattoja voidaan suunnitella myös jännitettyinä rakenteina, mutta tässä työssä keskitytään vain jännittämättömiin teräsbetonirakenteisiin.

Vaikka paalut suunnitellaan kuormalinjojen kohdille, ja näin paalulaatasta saadaan huomattavasti ohuempi, ovat paalulaatat silti monesti hyvin massiivisia. Betonin kovettumisreaktio, eli hydrataatio on lämpöä vapauttava reaktio (eksotermineen). Paksuissa betonirakenteissa hydrataatiolämpö aiheuttaa lämpötilaeroja eri poikkileikkauksen korkeuksilla, sillä betonin pinnalta lämpöä pääsee vapautumaan, jolloin betonin pinta jäähtyy, mutta poikkileikkauksen keskiosaa eristää ympäröivä betoni. Lämpötilaeroista aiheutuu sisäisiä pakkosiirtymiä, jotka aiheuttavat jännityksiä betonirakenteeseen. Mikäli vetojännitykset pääsevät kasvamaan liian suuriksi, betoni alkaa halkeilemaan. Kun betonin hydrataatiolämmön tai sen vaikutusten pienentämiseksi täytyy tehdä toimenpiteitä, puhutaan betonirakenteesta massiivisena betonirakenteena.

Työssä tutkittiin hydrataatiolämmön kehitystä paalulaatassa kirjallisuuskatsauksella. Lisäksi saatujen tietojen perusteella luotiin yksinkertainen Excel-laskentapohja, jolla betonin poikkileikkauksen lämpötiloja eri korkeuksilla voidaan arvioida ajan funktiona. Hydrataatiolämmöstä aiheutuvien betonilaatan ytimeen syntyvien halkeamaleveyksien tarkempi laskenta jätettiin jatkotutkimuksia varten.

Paalutyyppejä ja kokoja sekä paalutustapoja on paljon erilaisia. Paalulaattojen kanssa käytetään yleensä teräsbetonisia lyöntipaaluja, joiden kokovaihtoehdot ovat 250x250, 300x300 tai 350x350. Luvut kertovat paalun sivujen mitat millimetreissä. Paalujen sallitut etäisyydet toisistaan sekä hyväksyttävät paalun sijaintipoikkeamat riippuvat paalun tyypistä, koosta ja paalutustavasta. Suunnittelussa huomioon otettava paalun sijaintipoikkeama on etäisyys, jonka paalu saa poiketa suunnitellusta pisteestä. Suomen Rakennusinsinöörien Liiton RIL ry:n julkaisemassa paalutusohjeessa on annettu sijaintipoikkeamien raja-arvoja. Mikäli paalu ei osukaan kuormalinjan kohdalle, vaan esimerkiksi seinän viereen, aiheutuu tästä laattaan taivutusmomenttia ja vääntömomenttia. Laatan keskiosissa pieni poikkeama ei välttämättä ole merkityksellinen, sillä laatta on jatkuva joka suuntaan ja toimii täysin ristiin kantavana. Laatan reunalla tilanne on kuitenkin toinen. Paalulaatan reuna jatkuu reunimmaisen

paalun yli jonkin verran, jotta laatan teräkset saadaan ankkuroitumaan kunnolla. Paalun sijainnin poikkeaminen ulommaisten seinien alta kohti laatan reunaa aiheuttaa paalulaatan ulokkeeseen taivutusmomenttia, kun paalu ei olekaan enää kuormalinjan kohdalla. Laatan reunalla paalun sijaintipoikkeama on yleensä mitoittava tekijä paalulaatan paksuuden ja raudoituksen suunnittelussa.

Yksi tutkimustavoite oli tutkia laatan reunan mitoittamista paalun sijaintipoikkeamalle. Tavoite oli vastata kysymykseen, mitkä laatan teräkset aktivoituvat paalun sijaintipoikkeamasta aiheutuvan momentin kantamiseen ja miltä etäisyydeltä paalusta teräkset voidaan huomioida laskemallisesti mitoituksessa. Mikäli vain paalun kohdalla olevat teräkset laskettaisiin, olisi raudoitettu alue hyvin kapea, jolloin paikallinen teräsmäärä kasvaisi hyvin suureksi. Edellä mainittu tilanne voisi olla todellinen, mikäli laatussa ei olisi poikittaista jakoterästyä ollenkaan. Laatan halkeillessa jakoterästy kuitenkin jakaa kuormitusta sivuttaissuunnassa jonkin etäisyyden päähän, ja näin voima jakautuu laajemmalle alueelle ja useammalle teräkselle.

Tapausta lähdettiin tutkimaan mallintamalla ja analysoimalla tilannetta mm. Ansys- ja LS-DYNA-ohjelmilla, jotka ovat pitkälle kehittyneitä elementtimenetelmää hyödyntäviä laskentaohjelmistoja. Laskentaohjelmalta vaadittiin kykyä ratkaista vahvasti epälineaarisia kolmiulotteisia solidimalleja. Epälineaarisuuden astetta lisää betonin epälineaaristen ominaisuuksien mallintaminen, joita ovat mm. pehmeneminen (engl. *strain softening*) ja lujittuminen (engl. *strain hardening*) sekä hydrostaattiset ominaisuudet. Edellä mainituissa ohjelmistoissa on valmiita materiaalmalleja, jotka soveltuvat betonin monimutkaisten ominaisuuksien mallintamiseen. Sopivan materiaalmallin valinta tehtiin vertailemalla eri materiaalien vauriomalleja, sekä tekemällä materiaaleille yksinkertaiset yksikkökuutiotestit numeerisin menetelmin.

Numeerisesta laskennasta saadut tulokset olivat yllättäviä; paalun sijaintipoikkeamasta aiheutuvat rasitukset ovat kriittisemmät laatan yläpinnassa ulokejatkoksessa kuin alapinnassa paalun vieressä. Tämä asetti ensisilmäyksellä laskentamallin toimivuuden kyseenalaiseksi, mutta lisätutkimuksilla tapaus todettiin totuudenmukaiseksi ja laskentamallin käyttäytyminen pystyttiin perustelemaan.

Paalulaattojen suunnittelussa nousee oleelliseksi asiaksi betonin halkeilumitoitus, joka toimii yleensä raudoitusmäärän mitoittavana ehtona. Halkeamaleveys on rajoitettava tarpeeksi pieneksi, jottei happea ja maassa olevaa vettä pääse kulkeutumaan teräksiin

liikaa ja aiheuttamaan terästen korroosioitumista. Tämä on erittäin oleellinen osa perustusten suunnittelua rakenteen säilyvyyden kannalta. Työssä tutkittiin Eurokoodien ja Betoninormien antamia määräyksiä ja ohjeita halkeamaleveyksien rajoittamiseen ja laskemiseen.

Paalulaattaperustus mahdollistaa myös rakenteen suunnittelun kokonaan vesitiiviiksi. Vesitiiveyttä voidaan vaatia rakenteilta, jotka ovat esimerkiksi kokonaan pohjavedenpinnan alapuolella. Betonirakenne itsessään voidaan suunnitella vesitiiviiksi Eurokoodien antamien ohjeiden mukaan, mutta lisäksi voidaan käyttää erillisiä vesieristeitä parantamaan vaurionsietokykyä. Työssä tutkittiin Eurokoodien määrittämiä vesitiiveysluokkia sekä niiden mukaisia raja-arvoja halkeamaleveyksille. Betonirakenteen lisäksi käytettävän betonimassan täytyy myös olla vesitiivis, jottei vesi pääse kulkeutumaan huokosia pitkin kovettuneessa betonissa.

Tämä tutkimus käsittelee teräsbetonirakenteiden suunnittelua hyvin laajasti, eikä siksi mihinkään aiheeseen pureuduta liian syvällisesti, jottei työn laajuus kasva kohtuuttomaksi. Eri standardien määräyksien ja ohjeiden välillä tehdään jonkin verran vertailua, mutta mitoituksissa käytetään pääasiassa Suomen Standardisoimisliitto SFS ry:n julkaisemien Eurokoodien sääntöjä. Työssä nousee kolmeen aihealueeseen liittyvää tutkimuskysymystä:

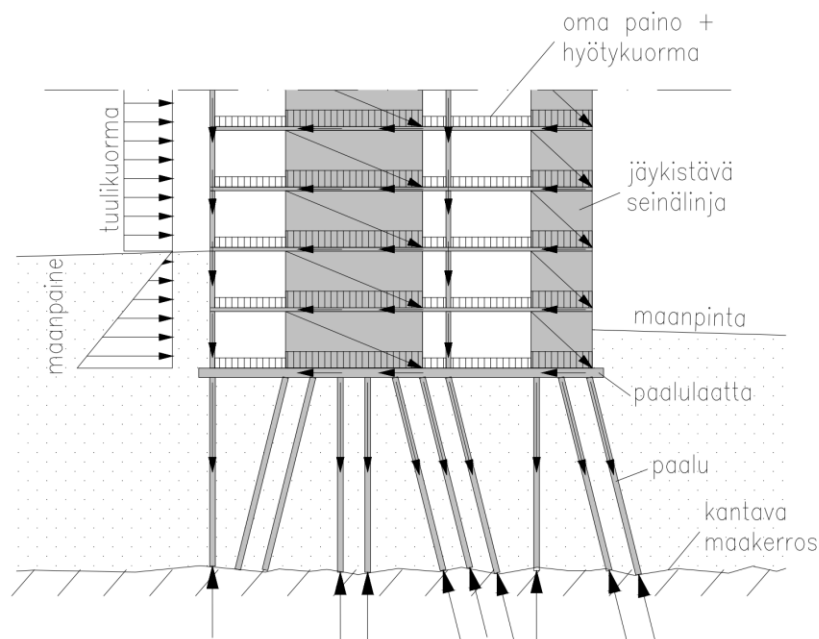
1. Kuinka paalun sijaintipoikkeama tulee mitoittaa paalulaatoissa, missä paalu poikkeaa ulomman seinän alta laatan reunan suuntaan laatan jatkoksen alueelle?
2. Kuinka pakkosiirtymät tulee ottaa huomioon paalulaatta suunniteltaessa?
3. Kuinka paalulaatta voidaan suunnitella tarpeeksi vedenpitäväksi?

Tilajan toiveesta työn ulkopuolelle rajattiin luotettavuuden hallintaan liittyvien teorioiden tarkempi käsittely. Mainittakoon kuitenkin, että rakenteiden seuraamusluokat (CC1...3), geotekniset luokat (GL1...3) ja paalutustyöluokat (PTL1...3) sekä osavarmuuslukumenetelmä ovat suunnittelijan oleellista tuntoa ja ovat myös tämän työn taustalla otettu huomioon. Luotettavuutta hallitaan Eurokoodin SFS-EN 1990:2006 ja RIL 254-2016 paalutusohjeen antamien ohjeiden ja määräysten mukaisesti.

2 PAALULAATTAPERUSTUSTEN TOIMINTAPERIAATE SEKÄ SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1 Paalulaatan toimintaperiaate

Tässä työssä tutkittavissa paalulaatoissa paalut ovat suunniteltu kuormalinjojen kohdille, eli seinien ja pilareiden alapuolille. Tällä pyritään välttämään momenttien syntymistä laattaan, jolloin rakenne voidaan pitää kevyempänä. Paalulaatan tehtävä on siirtää rakennukselta sille tulevat kuormat edelleen paaluille. Paalulaatan hyvä ominaisuus on sen vaakasuuntaisten voimien siirtokyky. Kuvassa (Kuva 1) esitetään tässä työssä käsiteltävien paalulaattojen toimintaperiaate. Kuvassa näkyy, kuinka rakennuksen pystysuuntaiset sekä vaakasuuntaiset kuormat johtuvat rakenteita pitkin paalulaatalle ja siitä edelleen paalujen kautta kantavaan maakerrokseen. Pystysuorat paalut kantavat pääasiassa pystykuormia ja vinopaaluilla otetaan vastaan vaakasuunnassa vaikuttavia kuormia, kuten maanpaineesta ja tuulesta aiheutuvia voimia.



Kuva 1. Paalulaatan toimintaperiaate ja kuormituspolkujen havainnollistaminen.

2.2 Paalujen sijoittelu ja vinopaalut

Tarvittavien paalujen määrä riippuu rakennuksen kuormista ja paalujen laskennallisesta kuormankantokapasiteetista, johon puolestaan vaikuttaa paalun tyyppi ja koon lisäksi

mm. paalutustyöluokka ja geotekninenluokka. Paaluille on määrätty minimi keskiöetäisyys, jonka tarkoitus on estää paalutuksen vaikutukset viereisiin paaluihin. Lyöntipaalut syrjäyttävät maata paalun tieltä, jolloin maa tiivistyy paalun ympärillä. Tämä voi haitata viereen asennettavan paalun asentamista, tai aiheuttaa jo asennetulle paalulle nurjahdusta kasvattavia sivuttaiskuormituksia. Paalua asennettaessa voi tapahtua myös suuntavirheitä, jolloin paalu voi rikkoa jo asennettuja paaluja, mikäli paalujen väli on liian pieni.

Vertikaalisten kuormien lisäksi rakennukseen vaikuttaa aina horisontaalisia kuormia, jotka aiheutuvat esimerkiksi tuulen paineesta, maanpaineesta ja rakenteiden vinoudesta. Horisontaaliset kuormat täytyy myös siirtää paalujen kautta maahan. Mikäli paalutettavalla maaperällä voidaan laskea olevan sivuttaisvastusta, voidaan rakennuksen horisontaalisia kuormia siirtää maahan suorillakin paaluilla, mutta tämän lisäksi yleensä osa paaluista asennetaan vinoon. Voi myös olla, että maaperän mekaaniset ominaisuudet ovat niin heikot, ettei sivuttaisvastusta ole laskennallisesti ollenkaan, jolloin kaikki sivuttaiskuormat tuetaan vinopaalujen vaakasuuntaisella voimakomponentilla. Yhdensuuntaisten vinopaalujen vaakakomponenttien resultanttivoima täytyy olla vähintään yhtä suuri kuin vastakkaissuuntaisten horisontaalisten voimien. Lisäksi täytyy huomioida, että vinopaalun kuormitus kasvaa vertikaalisen voiman aiheuttaman vaakakomponentin ja horisontaalisen voiman aiheuttaman pystykomponentin vuoksi.

Vinopaalujen sijoittelulla paalulaatassa on merkitystä rakenteen toimintaan kokonaisuutena. Vinopaalut tarvitsevat pystysuuntaisen vastavoiman toimiakseen, jolloin ne kannattaa suunnitella suurten vertikaalisten kuormien kohdille. Mikäli kaikki yhdensuuntaiset vinopaalut ovat saman seinälinjan kohdalla, aiheuttavat ne laatan taipumista, jolloin jännityksiä siirtyy rakennuksen runkoon. Tämä on hyväksyttävää, mikäli rakennuksen runko pystyy ottamaan kyseiset kuormat vastaan ilman rajatilojen ylitystä. Vinopaalun sijainti paalulaatassa kannattaa mahdollisesti pyrkiä suunnittelemaan siten, että horisontaalinen vastavoima, eli vastakkaissuuntaan oleva vinopaalu on lähettyvillä. Tällä periaatteella vähennetään kuormituksen siirtoja laatan läpi pitkiä matkoja. Toisaalta kun vinopaalut asennetaan laatan reunoille siten, että ne aiheuttavat laattaan joka suunnasta laatan tason suuntaista puristavaa voimaa, saadaan laattaan aiheutettua kolmiakselinen puristusjännitys, joka parantaa betonin mitoituslujuutta. Lisäksi taivutetun betonirakenteen poikkileikkauksen jännitysjakuman puristuspuoli suurenee, joka on edullista esimerkiksi laatan vesitiiveyden kannalta. Toisin

sanoen, asentamalla vinopaalut laatan reunoille niin, että niiden aksiaalisen normaalivoiman vaakakomponentti on laatan keskipisteen suuntaan, saadaan samoja vaikutuksia kuin laatan jännittämisellä. Tämä on kuitenkin tämän työn tekijän oma ajatus, eikä tapausta ole tutkittu tarkemmin. Menetelmää on myös laskennallisesti haastavaa hyödyntää, eikä vaikutus ole välttämättä merkityksellinen.

Otetaan esimerkiksi vinopaalu, jonka kulma on 14° ja kuormankantokapasiteetti, eli paalun kestävä normaalivoima $N_{\text{pile,Rd}} = 1000$ kN. Paalun kuormankantokapasiteetti käytettäisiin kokonaisuudessaan vaakasuuntaisella voimalla, jonka suuruus on 242 kN. Paalua ei voida mitoittaa täydelle käyttöasteelle vaakasuuntaista voimaa vastaan, sillä rakennukselta tulevilta pystysuuntaisilta kuormilta ei voida välttyä. Lisäksi vastakkaissuuntaiset vinopaalut aiheuttavat vaakavoimia ilman ulkoisen voiman vaikutustakin, jotka aiheutuvat pystysuuntaisten voimien kantamisesta vinossa olevilla paaluilla.

Vino paalu ei aktivoidu juurikaan ilman sivuttaista kuormitusta ja pientä sivusiirtymää. Pystysuuntainen kuorma aiheuttaa edullisen kuorman, joka estää vinopaalun pystyyn nousemisen, mutta vie osan paalun kuormankantokapasiteetista. Tästä syystä vinopaalut kannattaa asentaa pystysuuntaisten kuormalinjojen kohdille. Vinopaalutuksen suunnittelussa on myös otettava huomioon asennusjärjestys, asennuskaluston rajoitteet ja työskentelytilan laajuus (RIL 254-2016, s. 181).

Paalulaatan hyvä ominaisuus on sen vaakasuuntaisten voimien siirtokyky. Vaikka paalulaattaa työnnetään vaakavoimalla yhdestä pisteestä, siirtää laatta vaakavoiman isolle alueelle, jolloin useampi vinopaalu aktivoituu. Vinopaalut kannattaa tästä huolimatta pyrkiä sijoittamaan kyseisen suunnan jäykistävien seinälinjojen alle. Vinopaalujen sijainnin suunnittelussa on lisäksi huomioitava paalutuksen kiertoakeskiö, jonka tulee olla vaakakuormien aiheuttaman resultanttivoiman lähellä.

2.3 Paalun ja paalulaatan liitos

Paalut katkaistaan niin, että paalut ulottuvat 50 mm paalulaattaan. Tämä tunkeutumissyvyys on otettava huomioon paalulaattaa mitoittaessa. Vinopaalut katkaistaan yleensä kohtisuoraan paalun akselia kohden ja vinopaalun ulottuma paalulaattaan mitataan paalun poikkileikkauksen keskeltä. (RIL 254-2016, s.176)

Teräsbetonipaalut voidaan liittää myös jäykästi paalulaataan, jolloin liitos välittää osittain taivutusmomenttia. Tällöin paalu katkaistaan tartuntapituuden verran korkeammalta ja paalun teräkset paljastetaan sekä taivutetaan paalulaataan. Kun paalu liitetään paalulaataan jäykästi, voidaan paalun omaa painoa hyödyntää esimerkiksi stabiliteettimitoituksessa. Tässä työssä ei kuitenkaan käsitellä jäykästi kiinnitettyjä paaluja, joten käsiteltävät liitokset eivät siirrä momenttia rakenneosien välillä.

Paalun sijainnin poiketessa kuormalinjan alta, paalun yläpuolella oleviin paalulaatan alapinnan teräksiin kohdistuu vetojännitys. Moniaksisiaalisessa jännitystilassa Eurokoodi 2:n mukaan betonin lujuutta f_{cd} [MPa] tulee pienentää, mikäli betoniin vaikuttaa poikittainen vetojännitys. Ristikkoanalogialla paalun yläpuolella on solmupiste, johon liittyy puristussauvat paalulta ja seinältä, sekä teräksiltä yksi vetosauva, joka muodostuu laatan alapinnan vetoteräksistä. Solmu on siis CCT-solmu (engl. *Compression-Compression-Tension*). Eurokoodi 2:n esittämä betonin puristuslujuuden mitoituslujuus solmupisteissä, joihin liittyy puristussauvoja ja ankkuroituu vetosauva enintään yhdestä suunnasta, saadaan kaavasta (1):

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd}, \quad (1)$$

missä k_2 ja v' ovat kansallisesti valittavia kertoimia. Eurokoodin esittämä suositusarvo kertoimelle $k_2 = 0,85$ ja kertoimelle $v' = 1 - f_{ck}/250$, missä f_{ck} [MPa] on betonin lieriölujuuden ominaisarvo. Suomessa kertoimille ei ole tehty kansallista valintaa. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 106–108)

Eurokoodissa ei oteta huomioon betonin mitoituslujuuden riippuvuutta poikittaisen vetojännityksen suuruuteen, vaan lujuutta pienennetään aina samalla kaavalla. Mikäli paalu poikkeaa vain vähän kuormalinjan alapuolelta, paalulaatan vetoteräksiin kohdistuu vain pieni vetojännitys, jolloin todellisuudessa betonin puristuslujuuden mitoitusarvo ei pienene niin paljoa. Lisäksi laatan alapinnassa on kolmannen akselin suuntaan puristusjännitystä, joka puolestaan kasvattaa betonin mitoituskestävyyttä. Uuden Eurokoodi 2:n luonnoksessa esitetään, että jos teräs ankkuroituu täysin solmun taakse, niin betonin lujuutta ei tarvitsisi pienentää ollenkaan. Todellisuudessa teräksen ankkuroituminen alkaa jo ennen solmupistettä ja ankkurointijännitys pienenee solmun taakse mentäessä. Olettamalla teräksen ankkuroituvan vasta solmun takana, ankkuroinnin täytyy luistaa solmun kohdalta, mikä tarkoittaa käytännössä betonin halkeilua.

Haljenneen betonin lujuus on pienempi kuin ehjän betonin, joten betonin lujuuden pienentäminen solmussa myös tässä tapauksessa olisi loogista. Uuden Eurokoodi 2:n luonnokseen ja sen taustamateriaaleihin ei kuitenkaan perehdytty tässä tutkimuksessa enempää, sillä luonnosvaiheessa olevaa standardia voidaan vielä hyödyntää.

2.4 Suunnitteluperusteet

2.4.1 Murtorajatila

Murtorajatilat ovat ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden varmuuteen liittyviä rajatiloja, jotka yleensä vastaavat rakenteen tai rakenneosan suurinta kestävyyttä. Murtorajatiloja ovat jäykän kappaleen tasapainon menetys, rakenteen tai sen jonkin osan katkeaminen, liian suuri siirtymätila, stabiiliteetin menetys, väsyminen tai sen muuttuminen mekanismiksi. (SFS-EN 1990:2006, s. 28, 52, 54)

2.4.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilamitoituksella varmistetaan, että rakenne palvelee käyttäjää halutulla tavalla toiminnallisesti ja esteettisesti koko rakenteen suunnitellun käyttöiän ajan ilman liiallisia vaurioita. Mikäli käyttörajatila ylitetään, on rakenne ylikuormitettu, mutta ei ole välttämättä vielä murtorajatilassa. Käyttörajatilan ylittyessä rakenteen taipumat, värähtelyt tai halkeilut voivat olla niin suuria, että ne haittaavat rakenteen suunniteltua toimintaa tai ulkonäköä, eikä käyttökelpoisuusvaatimukset enää täyty. SFS-EN 1992-1-1 mukaiset yleiset käyttörajatilat betonirakenteille ovat:

- jännitysten rajoittaminen
- taipuman rajoittaminen
- halkeamaleveyden rajoittaminen

Betonin puristusjännityksiä tulee rajoittaa jännitysten suuntaisten halkeamien ja liiallisen virumisen välttämiseksi. Mikäli jännitystaso ylittää puristusalueella kriittisen arvon, betoniin voi syntyä halkeilua, joka voi johtaa säilyvyyden heikentymiseen. Säilyvyyden heikentymistä voidaan estää suurentamalla raudoituksen betonipeitettä puristusalueella, tai poikittaisella lisäraudoitteella. Vaihtoehtoisesti betonin puristusjännitys voi olla tarpeellista rajoittaa arvoon $k_1 f_{ck}$ alueilla, jotka altistuvat rasitusluokille XD, XF tai XS. Kaavassa esiintyvä kerroin k_1 on kanallisesti valittava kerroin, jolle Eurokoodissa

esitetään suositusarvo 0,6. Suomessa kertoimelle ei ole tehty kansallista valintaa. (SFS-EN 1992-1-1:2006, s. 117)

Betonirakenteen ulkonäön kannalta on oleellista, ettei rakenne tai rakenneosa taivu tai halkeile liikaa. Eurokoodi 2:ssa annetaan kertoimia vetolujuuden rajoittamiseksi, joilla halkeilut ja taipumat saadaan hyväksyttävälle tasolle esteettisestä näkökulmasta (SFS-EN 1992-1-1:2006, s. 117). Perustukset eivät kuitenkaan ole yleensä näkyviä rakenteita, joten näitä ei käsitellä tässä työssä.

Rakenteen tai rakenneosan siirtymätila ei saa olla sellainen, että se häittäisi rakenneosan tai rakenteen tai siihen liittyvien muiden rakenteiden tarkoituksen mukaista toimintaa tai ulkonäköä. Esimerkiksi pinnoitteet, talotekniset laitteet, väliseinät tai lasit voivat rajoittaa rakenteen siirtymätilaa. Paalulaattaan liittyviä rakenteita ovat pääasiassa teräsbetoniset seinät ja pilarit. Tässä työssä käsiteltävien paalulaattojen paalut ovat seinien ja pilarien kohdilla, ja siksi laatan taipumat näiden kohdilla ovat hyvin maltilliset. Tästä syystä taipumien rajoittamiseen ei perehdytä tässä työssä syvällisemmin.

3 PAKKOMUODONMUUTOKSET

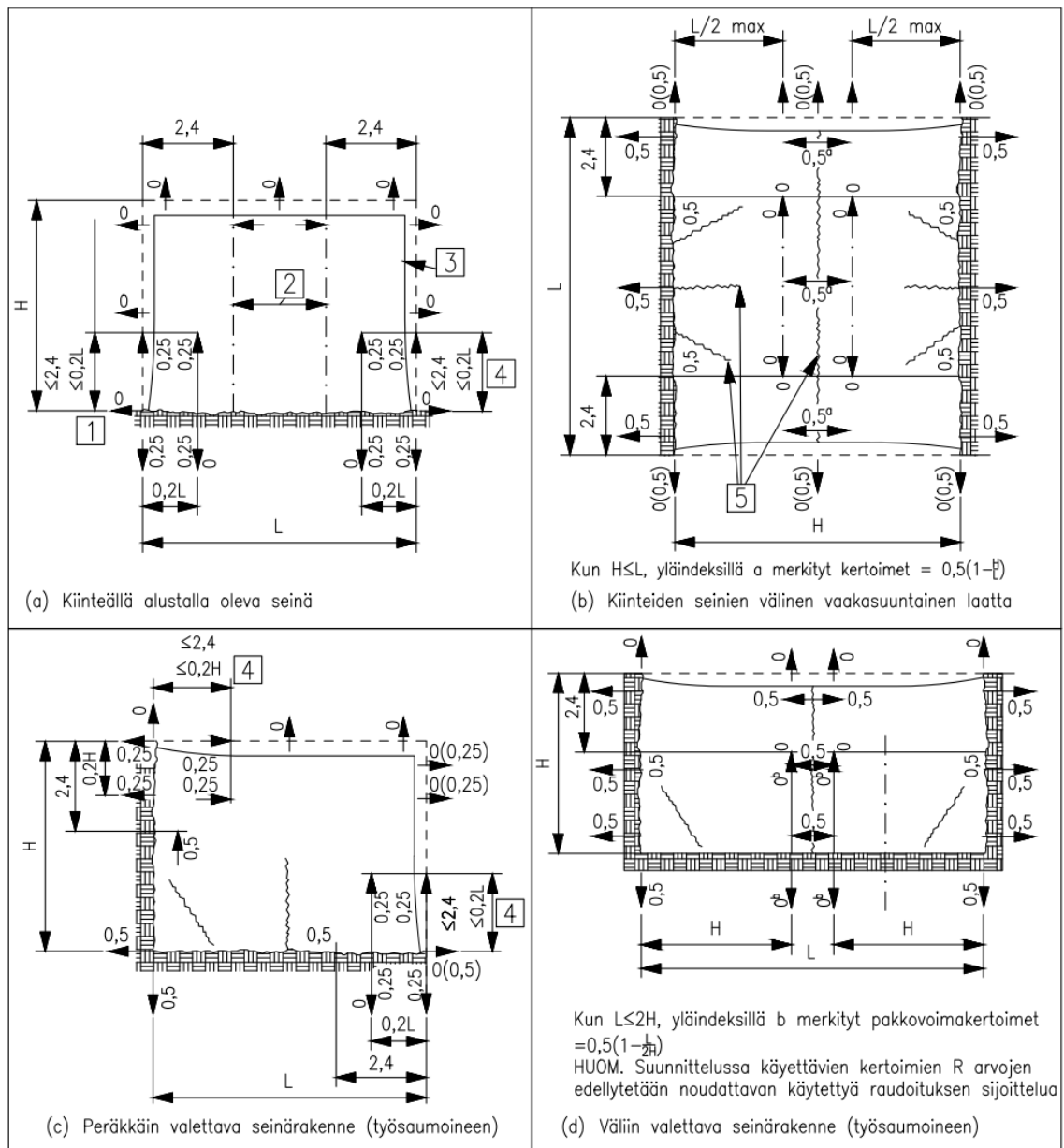
Betonissa tapahtuu muodonmuutoksia sen koko eliniän ajan. Hydrataatioreaktio alkaa heti betonimassan sekoittamisen jälkeen ja lujutta alkaa muodostumaan muutaman tunnin kuluttua sekoittamisesta. Alle vuorokauden ikäinen betoni on plastisessa tilassa, jolloin siinä tapahtuu muodonmuutoksia johtuen plastisesta painumasta ja -kutistumasta, kemiallisista reaktioista, veden haihtumisesta ja poistumisesta sekä lämpötilan muutoksista. Betonin pitkän ajanjakson tapahtuvia muodonmuutoksia ovat viruma, kuivumiskutistuma ja kemiallisten reaktioiden aiheuttamat muodonmuutokset. (by67 2016 s.12, 22)

3.1 Pakkovoimakerroin

Rakenteen kiinnitysastetta (engl. *restraint degree*) kuvataan pakkovoimakertoimella R , joka ilmaisee betonin jännityksen σ [MPa] suhdetta täysin kiinnitetyn rakenteen jännitykseen σ_0 . Pakkovoima kerroin saa arvoja $0 \leq R \leq 1$, eli rakenne voi olla täysin vapaa, osittain kiinnitetty tai täysin kiinnitetty (Al-Gburi 2015, s.17). Kiinnityksiä aiheuttaa esimerkiksi vanhat olemassa olevat rakenteet, joihin uusi valettava betonirakenne kiinnittyy. Vanha rakenne ei enää kutistu, mutta uusi rakenne kutistuu ja rakenteiden välisestä kiinnityksasteesta riippuen se aiheuttaa pakkovoimia rakenteisiin ja rakenne voi halkeilla. Paalulaatoissa laatan kiinnitystä lisää esimerkiksi paalut, sienivahvikkeet sekä laatan ja valualustan välinen kitka. Pakkovoimakerroin saadaan kaavan (2) mukaan:

$$R = \frac{\sigma}{\sigma_0}. \quad (2)$$

Rakenne voi olla kiinnitetty yhdeltä tai useammalta sivulta. Pakkovoimakertoimet voidaan laskea, kun tiedetään tarkasteltavaan rakenneosaan kiinnitettyjen rakenteiden jäykkyydet. Kuvassa (Kuva 2) esitetään standardin SFS-EN 1992-3 mukaiset pakkovoimakertoimet tavanomaisille tapauksille.



Selite

- 1 Pystysuuntaiset pakkovoimakertoimet
- 2 Vaakasuuntainen pakkovoimakerroin
- 3 Liikuntasaumot tai vapaat reunat
- 4 (suurempi arvo valitaan)
- 5 Mahdollisia ensisijaisia halkeamia

Kuva 2. Perustapausten pakkovoimakertoimia (mukaillen SFS-EN 1992-3:2006, liite L)

Paalulaattaaan pakkovoimia aiheuttaa mm. paalujen ja vahvikkeiden kiinnitys laattaan. Se kuinka suuren kiinnitysasteen paalut aiheuttavat paalulaatalle, riippuu maa-aineksen koostumuksesta, paalujen poikkileikkauksista ja pituuksista. Näistä syistä paalulaatoille on hankala määrittää kiinnitysastetta. Yksi tapa on mallintaa paaluja pistemäisinä jousina, joilla on jäykkyys pysty- ja vaakasuunnassa. Kyseistä menetelmää on tutkittu enemmän Waldenin (2020) tekemässä diplomityössä.

Betonirakenteessa aiheutuu myös sisäisiä kiinnityksiä, esimerkiksi lämpötilaeroista pinnan ja ytimen välillä. Ciria C660:n mukaan on arvioitu, että sisäisenä pakkovoimakertoimena voitaisiin käyttää $R = 0,42$. CIRIA (*Construction Industry Research and Information Association*) on voittoa tavoittelematon itsenäinen järjestö, jonka tavoitteena on edistää rakentamisen laatua. (Bamforth 2007, s. 33)

3.2 Viruminen

Viruminen on betonin jännityksestä ja ajasta riippuva ominaisuus. Kaikkia virumisen aiheuttajia ei tiedetä, mutta sen ajatellaan pääasiassa johtuvan etenkin sementtikivessä olevasta vedestä sekä sen liikkeistä huokosissa, sekä partikkelien tiivistymisistä ja liukumista. Virumisella on sekä edullisia että epäedullisia vaikutuksia rakenteeseen, kuten jännitysten tasaantuminen ja uudelleen jakautuminen, taipumien suureneminen sekä jännityshäviöt. Viruman suuruuteen vaikuttaa betonin koostumus, esimerkiksi huokoisuus ja vesi-sementtisuhte sekä ulkoiset ympäristötekijät, kuten ympäristön suhteellinen kosteus, kuormituksen suuruus ja vaikutusaika sekä hydrataatioaste kuormituksen alkaessa. Periaatteessa viruminen ei pysähdy koskaan, mutta se lähestyy asymptoottisesti nollaa. Betonin virumisen katsotaan olevan lineaarista, kun betonin puristusjännitys pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa on pienempi kuin $k_2 f_{ck}(t_0)$. Eurokoodissa 2 esitetään kansallisesti valittavalle kertoimelle k_2 suositusarvon 0,45, eikä sille Suomen kansallisessa liitteessä ole tehty kumoavaa valintaa. (Leskelä 2008, s. 44–45; SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 117)

Viruma esitetään virumaluvun $\varphi(t, t_0)$ avulla, joka tarkoittaa virumalukua hetkellä t [vrk], kun kuormitus on alkanut betonin ollessa t_0 [vrk] ikäinen. Virumaluvun avulla määritellään hetkien t ja t_0 välinen viruma verrattuna 28 vuorokauden ikäisen betonin kimmoiseen muodonmuutokseen. Käytännössä virumaluku tarkoittaa suhdelukua, jolla välitön kimmainen muodonmuutos tulee kertoa, jotta saadaan virumamuodonmuutos (by67 2016, s. 23).

3.3 Kutistuma

Betonin kutistuma on plastista tilavuuden pienenemistä, joka johtuu betonimassan kuivumisesta sekä sementin reagoimisesta. Betonin kutistuma voi aiheuttaa rakenteen halkeilua ja näin heikentää rakenteen säilyvyyttä ja vesitiiveyttä. Kutistumaa ei voida

estää kokonaan, mutta sitä voidaan vähentää merkittävästi, esimerkiksi jälkihoidolla, raudoituksella sekä betonimassan koostumuksella.

Kutistuma voidaan jakaa varhaisvaiheen kutistumaan ja pitkäaikaiskutistumaan. Varhaisvaiheen kutistutuma tapahtuu 24 tuntia valamisesta, jolloin betoni vasta sitoutuu ja muodostaa lujuuttaan. Pitkäaikaiskutistuma alkaa vuorokauden jälkeen valamisesta ja voi jatkua jopa vuosia. Pitkäaikaiskutistuma otetaan huomioon rakenteiden suunnittelussa liikuntasaumoilla, kutistumaraudoitteilla tai muilla suunnitteluratkaisuilla. Betonimassan koostumuksella voidaan vaikuttaa pitkäaikaiskutistumaan lisäämällä kiviaineksen osuutta ja vähentämällä sementtipastan muodostumisen määrää. (Finnsementti, 2023)

Kutistumisesta aiheutuu betonirakenteeseen jännityksiä, ellei kutistuman aiheuttamat muodonmuutokset pääse vapaasti tapahtumaan. Käytännössä betonirakenteen muodonmuutokset ovat lähes aina jollain tasolla estettyjä. Raudoite estää betonin kutistumislyhentymisen, josta voi aiheutua merkittäviä vetojännityksiä betoniin. Kutistuessaan betoni lyhenee, mitä raudoite vastustaa betonin ja teräksen välisestä tartunnasta johtuen. Näin teräsiin syntyy puristavaa jännitystä ja betonin estetystä lyhenemisestä aiheutuu betoniin vetojännityksiä. Mikäli betonin kyseisellä ajanhetkellä saavuttama vetolujuus ylittyy, rakenteeseen syntyy kutistumisesta aiheutuvia halkeamia. (Leskelä 2008, s.348)

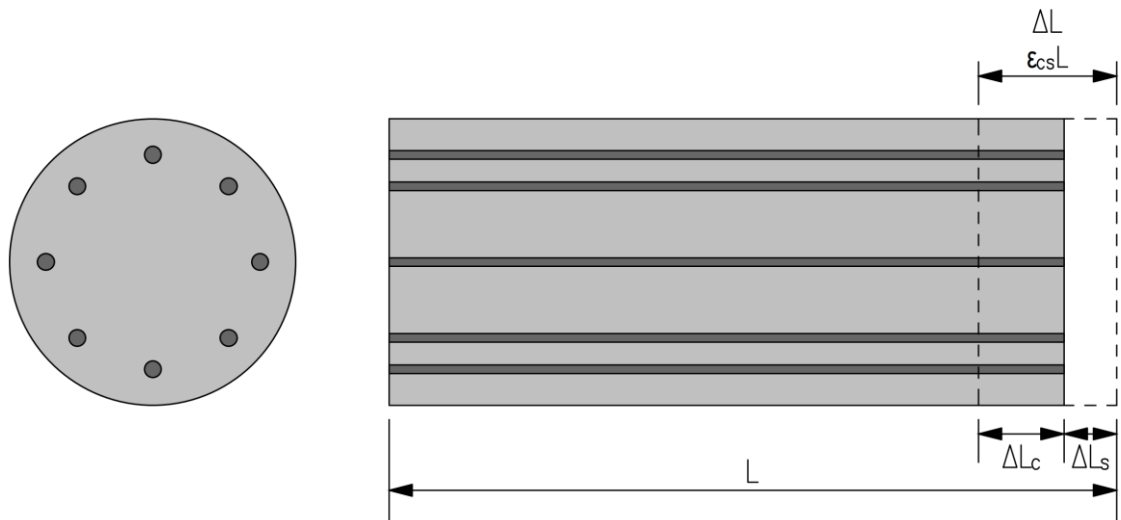
Veden haihtumisesta ja erottumisesta aiheutuvaa kutistumista vaakasuunnassa kutsutaan plastiseksi kutistumaksi ja pystysuunnassa tapahtuvaa kutistumista kutsutaan plastiseksi painumaksi. Muutaman tunnin sisällä betonin valusta vettä haihtuu betonin pinnasta ja pinta kuivuu, jolloin sen tilavuus pienenee. Veden erottuminen johtuu vettä raskaamman kiviaineksen painumisesta alaspäin, jolloin vettä puolestaan nousee pintaan. Aluksi betonirakenne kutistuu yhtä paljon kuin siitä haihtuu vettä, sillä kiviainesrakeet ja sementtihiukkaset pääsevät liikkumaan betonimassassa ja näin korvaamaan haihtuvan veden aiheuttamat tyhjät tilat. Kun kiviainesrakeiden ja sementtihiukkasten välinen kitka kasvaa muutaman tunnin kuluttua valamisesta, niiden liikkuminen estyy ja betonin pintaan syntyy kalvovoimista vetojännityksiä, jotka voivat aiheuttaa halkeamia. (by67 2016, s. 15)

Plastinen painuma eli pystysuuntainen tilavuuden pieneneminen aiheutuu veden erottumisesta pintaan raskaampien partikkeleiden painuessa gravitaatiosta johtuen alaspäin. Massan painuminen alaspäin voi aiheuttaa onkaloita laattojen yläpinnan

teräksien alapuolelle, mikäli betonimassa ei ole tarpeeksi notkeaa ja pääse täyttämään onkaloita, vaan jää riippumaan raudoituksen päälle. Tämän voi havaita laatan valupinnassa betonin painuessa raudoitustankojen väleissä, jolloin betoni näyttää olevan kohollaan tankojen kohdalla. Plastisen painuman aiheuttamat halkeamat voivat olla hyvin leveitä, joskin ne sulkeutuvat pian rakenteen sisälle päin mentäessä. Plastinen painuma suurenee sitoutumisajan pidentyessä ja veden määrän kasvaessa. Erottuvan veden määrä on yleensä suuri betoneilla, joilla sementtimäärä on pieni, eikä notkistavia lisäaineita ole käytetty. (by67 2016, s. 14)

Autogeeninen kutistuma johtuu veden ja sementin reaktiotuotteen pienemmästä tilavuudesta verrattuna alkuperäiseen sementin ja veden yhteenlaskettuun tilavuuteen. Periaatteessa kyse on myös kuivumisesta aiheutuvasta kutistumasta, mutta kosteuden poistuminen huokosista johtuu kemiallisista ja fysikaalisista reaktioista, eikä veden haihtumisesta rakenteen ulkopuolelle. Koska autogeenisen kutistuman aiheuttama tilavuuden pieneneminen johtuu hydrataatioreaktioista, ei kutistumaa voida kokonaan estää. Autogeenistä kutistumista tapahtuu sekä plastisessa vaiheessa että kovettuneessa vaiheessa, sillä sementtipasta kutistuu niin kauan kuin se reagoi veden kanssa. (by67 2016, s. 19–20)

Rakenteen poikkileikkauksen ja raudoituksen ollessa symmetrinen, voidaan kutistuma laskea terästen ja betonin muodonmuutoksen yhteensopivuusehdon ja voimatasapainon avulla, jolloin betonin ja raudoitteen lyheneminen on oltava yhtä suurta (kts. Kuva 3). Betonin vapaan kutistumisen aiheuttama lyheneminen on $\Delta L = \varepsilon_{cs}L$, mutta raudoituksen aiheuttamasta estämisestä siitä pääsee tapahtumaan vain osuus $\Delta L_s = \varepsilon_s L$, missä ε_s on raudoituksen puristuma. Jotta betonin ja terästen pituuden muutos olisi tasapainossa, täytyy betonin pidentyä vapaasti lyhentyneeseen tilaan verrattuna $\Delta L_c = \varepsilon_{ct}L$ verran. Yhteensopivuusehdosta saadaan siis $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_s - \varepsilon_{cs}$ ja voimatasapainosta Hooken lain mukaan $A_c \sigma_{ct} + A_s \sigma_s = 0$. Koska kutistuma on pitkäaikaistapahtuma, otetaan tehollinen virumaluku φ kutistumisen suhteen huomioon. (Leskelä 2008, 348–349)



Kuva 3. Poikkileikkaukseltaan symmetrisen rakenteen kutistuminen (mukailen Leskelä 2008, s. 348).

Standardin SFS-EN 1992-1-1:2015 (liite B.2) mukaan nimellinen kuivumiskutistuma saadaan alla olevasta kaavasta (3):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10 [\text{MPa}]}\right)} \right] * 10^{-6} \beta_{RH}, \quad (3)$$

missä
$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100 \%} \right)^3 \right],$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus [%],

f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus [MPa],

α_{ds1} on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä:

= 3, kun sementti on S-tyyppiä

= 4, kun sementti on N-tyyppiä

= 6, kun sementti on R-tyyppiä.

α_{ds2} on kerroin, joka riippuu sementin tyypistä:

= 0,13, kun sementti on S-tyyppiä

= 0,12, kun sementti on N-tyyppiä

= 0,11, kun sementti on R-tyyppiä.

Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti, sillä veden täytyy siirtyä kovettuneen betonin lävitse. Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta (4):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}, \quad (4)$$

missä k_h on taulukoitu kerroin, joka riippuu rakenteen muunnetusta paksuudesta (kts. Taulukko 1) ja $\beta_{ds}(t, t_s)$ saadaan seuraavasta kaavasta (5):

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,4\sqrt{h_0^3}}, \quad (5)$$

Taulukko 1. Kertoimen k_h arvoja muunnettujen paksuuksien mukaan. (mukaien SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 33)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Sisäinen kutistuma puolestaan kehittyä betonin kovettuessa, ja siksi iso osa siitä tapahtuu pian valun jälkeen. Sisäinen kutistuma ε_{ca} voidaan laskea alla esitetällä kaavalla (6):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (6)$$

missä $\beta_{as}(t)$ ja $\varepsilon_{ca}(\infty)$ saadaan kaavoista (7) ja (8) seuraavasti:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}, \quad (7)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}}, \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 33-34}) \quad (8)$$

Kokonaiskutistuma saadaan summaamalla kuivumiskutistuma ε_{cd} ja sisäinen kutistuma ε_{ca} yhteen kaavan (9) mukaisesti:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 33}) \quad (9)$$

3.4 Lämpötilan aiheuttamat muodonmuutokset

Tässä työssä käsitellään pääasiassa betonin kovettumisesta aiheutuvien lämpötilojen aiheuttamia pakkovoimia. Ulkoisten lämmönlähteiden aiheuttamat lämpötilojen nousut ja laskut betonirakenteessa jätetään tämän tutkimuksen ulkopuolelle.

3.4.1 Hydrataatiolämpötila

Kuten aiemmin todettiin, betonin kovettumisen aiheuttaa betonissa olevan sementin ja veden hydrataatioreaktio. Hydrataatiossa vesi sitoutuu sementtiin muodostaen sementtigeeliä, joka sitoo sementtahiukkaset kiinni sekä toisiinsa että kiviainekseen. Sementin hydratoituminen on eksotermisen kemiallinen reaktio, eli lämpöä vapauttava reaktio. Betonin lämmön kehitykseen vaikuttaa sementin kemiallinen koostumus ja hienous.

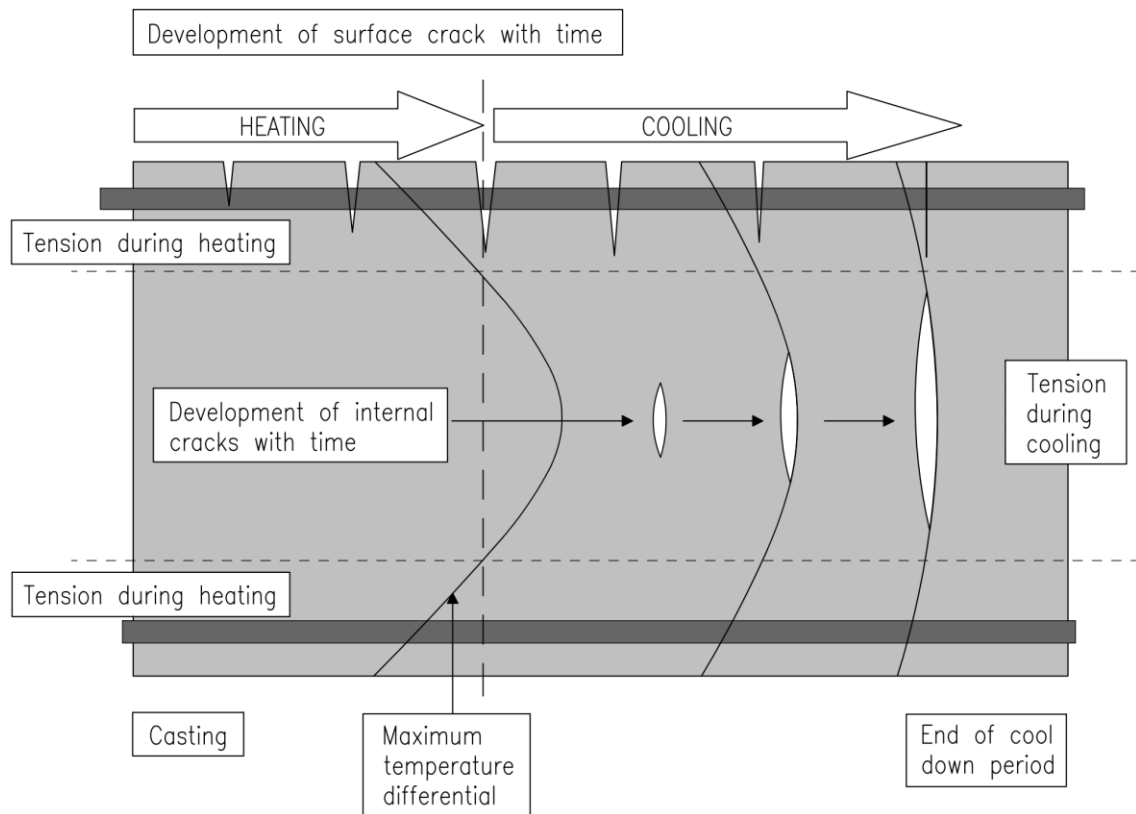
Betonin suositeltava kovettumislämpötila on 30...40 °C, kun taas matalissa ja korkeissa lämpötiloissa betonin lujuuden kehitys hidastuu tai pysähtyy kokonaan. Mikäli betonin lämpötila on alle 5 °C, puhutaan jo talvibetonoinnista. Mentäessä pakkasen puolelle, lujuuden kehitys käytännössä lakkaa. Ongelman aiheuttaa betonissa olevan veden jäätyminen, jolloin se ei reagoi sementin kanssa, vaan erottuu muodostaen jäätä. Matalien lämpötilojen vaikuttaessa kovettumisaikaan, korkeat lämpötilat puolestaan aiheuttavat lujuuskatoa. Betonin lämpötilan noustessa yli 50 °C, sen yhden vuorokauden aikana muodostama lujuus nousee, mutta valmiin betonin lujuusominaisuudet voivat kärsiä. Yli 60 °C lämpötilassa kovettuvan betonin seurauksena on yleensä lujuuskatoa ja säilyvyyden heikkenemistä. Eurokoodissa lämpötilan vaikutus virumaan lämpötilavälillä 0...80 °C otetaan huomioon korjaamalla betonin ikää laskentakaavoissa. Virumaluvun laskenta on esitetty Eurokoodi 2:n liitteessä B. (by 71 2019, luku. 7; SFS-EN 1992-1-1:2015, liite B)

Standardin SFS 5975:2019 mukaan korkean kovettumislämpötilan vaikutus tulee ottaa huomioon ennakkokokeilla tai laskennallisesti, jos betonirakenteen kovettumislämpötila nousee yli 60 °C. Lämpötilan noustessa 60 °C:sta 70 °C:een puristuslujuuden alenema voidaan olettaa laskevan 10 % ja väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti. Mikäli kovettumislämpötila nousee yli 70 °C:een, tulee betonirakenteen lujuus- sekä säilyvyysominaisuudet selvittää luotettavasti. Betonin pinnan lämpötilaeroista aiheutuvan halkeilun estämiseksi betonin sisällä lämpötilaerot eivät saa ylittää 20 °C,

mutta massiivisissa yli 1 m paksuisissa poikkileikkauksissa lämpötilaero saa olla enintään 20 °C metriä kohden. (SFS 5975:2019, s. 16)

Paalulaatat voivat olla hyvin paksuja, jolloin hydrataatiolämpö nousee helposti yli suositeltavan kovettumislämpötilan, jolloin vaaditaan lämmön hallintaa. Lämpötilan nousua voidaan pienentää usealla eri tavalla. Betonimassan sideainekoostumus voidaan valita siten, että hydrataatiolämpö jäisi alhaisemmaksi, esimerkiksi käyttämällä karkeampaa sementtiä. Myös sementin määrän vähentäminen ja kiviaineksen suurinta raekokoa kasvattamalla saadaan pienempi lämmöntuotto. Lisäksi massiivisissa rakenteissa joudutaan yleensä käyttämään lentotuhkaa tai masuunikuonaa. (Paukku 2016, s. 94)

Hydrataatio aiheuttaa betoniin merkittäviä lämpötilan muutoksia, jotka aiheuttavat jännityksiä, mikäli pakkosiirtymät eivät pääse vapaasti tapahtumaan. Koska betonirakenteen pinnalta hydrataatiossa muodostuva lämpö pääsee johtumaan ympäröivään ilmaan, betonin pinta jäähtyy nopeammin kuin rakenteen poikkileikkauksen keskiosaa. Tämä korostuu etenkin paksuissa betonirakenteissa, joissa ytimen ja pinnan välinen lämpötilaero voi olla hyvin suuri. Kun poikkileikkauksen keskikohta lämpenee ja laajenee enemmän kuin betonin pinta, syntyy rakenteen ytimeen puristusjännityksiä ja pintaan vetojännityksiä. Betoni ei ole tässä vaiheessa kuitenkaan kerennyt kehittää lujuttaan kovin paljoa ja viruminen on hyvin voimakasta, joten nämä jännityserot tasoittuvat osittain. Jäähtymisvaiheessa tilanne on päinvastainen. Ydin jäähtyy enemmän kuin pinta, jolloin poikkileikkauksen keskiosiin syntyy vetojännityksiä ja pintaan puristusjännityksiä. Jäähtymisvaiheessa betoni on myös muodostanut jo lujuttaan enemmän, joten jäähtymisessä muodostuu suurempia jännityksiä kuin lämpenemisvaiheessa. Alla olevassa kuvassa (Kuva 4) havainnollistetaan hydrataatiolämmön kehityksestä aiheutuvien halkeamien syntyä ajan mukaan. (Bamforth 2007, s. 67)



Kuva 4. Hydrataatiolämmön kehityksestä johtuva halkeilu betonirakenteen pinnassa ja keskellä. (Mukaiillen Bamforth 2007, s. 67)

Hydrataatiolämmön nousun ja laskun aiheuttamia sisäisiä pakkovoimia ja pakkosiirtymiä voidaan hallita mm. jäähdyttämällä betonimassaa tai käyttämällä kiviainesta, jonka lämpölaajenemiskerroin on pieni. Hydrataatiolämpöä itsessään voidaan pienentää käyttämällä mahdollisimman vähän lämpöä tuottavaa sementtiä tai käyttämällä kuonaa seosaineena.

3.4.2 Hydrataatiolämpötilan laskeminen betonipoikkileikkauksessa

Adiabaattinen (tai isentrooppinen) lämpötila on teoreettinen lämpötila, joka muodostuu, kun lämpöä ei siirry systeemiin, eikä systeemistä pois. Japanilaisen betonirakenteiden suunnitteluohjeen JSCE (2007, s. 406) mukaan adiabaattinen lämpötilan nousu betonissa ajan suhteen voidaan laskea kaavasta (10):

$$Q(t) = Q_{\infty} (1 - e^{-rt}), \quad (10)$$

missä Q_∞ on maksimi hydrataatiolämpötilan nousu,
 r on vakio, joka kuvastaa lämpötilan nousun nopeutta.

Kaavassa (10) huomioidaan sementin määrän ja tyyppin sekä betonin valulämpötilan vaikutukset. Maksimihydrataatiolämpötilan arvo Q_∞ voidaan selvittää kokeellisesti tai laskea taulukon (Taulukko 2) esittämällä kaavalla. Lämpötilan nousun nopeutta kuvaava vakio r saadaan myös laskemalla taulukon (Taulukko 2) esittämällä kaavalla.

Taulukko 2. Q_∞ ja r standardiarvot. (Mukaiillen JSCE 2007, s. 407)

Sementtityyppi	Betonin valulämpötila	$Q(t) = Q_\infty (1 - e^{-rt})$			
		$Q_\infty = aC + b^{1)}$		$r = gC + h^{1)}$	
		a	b	g	h
Ordinary Portland cement	10	0,12	11,0	0,0015	0,135
	20	0,11	13,0	0,0038	-0,036
	30	0,11	12,0	0,0040	0,337
Moderate-heat Portland cement	10	0,11	6,0	0,0003	0,303
	20	0,10	9,0	0,0015	0,279
	30	0,11	9,0	0,0021	0,299
High early strength Portland cement	10	0,13	15,0	0,0016	0,478
	20	0,13	12,0	0,0025	0,650
	30	0,13	10,0	0,0014	1,720
Low-heat Portland cement	10	0,11	4,2	0,0006	0,105
	20	0,10	8,0	0,0012	0,071
	30	0,10	9,4	0,0019	0,055
Blast furnace slag cement (yli 40 % masuunikuonaa, jonka hienous 4200 cm ² /g)	10	0,13	13,2	0,0013	0,034
	20	0,13	11,9	0,0018	0,148
	30	0,13	10,9	0,0023	0,396
Fly ash cement type (lentotuhkaa yli 18 %)	10	0,15	3,7	0,0011	0,107
	20	0,14	4,5	0,0019	0,213
	30	0,14	4,5	0,0030	0,487

1) C on sementtimäärä betonissa [kg/m³]

Pitkän tasapaksun laatan poikkileikkauksen lämpötilajakauma voidaan tarkastella yksiulotteisesti. Ross & Bray (1949) esittävät yksiulotteisen tasapaksun betonisauvan lämmön johtumisen mallin. Betonisauva on jaettu äärelliseen määrään samankokoisia elementtejä, joiden pituus on Δx ja poikkileikkausala A ovat vakioita. Betonin lämmönjohtavuuteen λ_c [W/(K×m)] vaikuttaa moni tekijä, eikä se ole vakio. Lämmönjohtavuus pienenee betonin hydrataation edetessä ja vapaan veden määrän pienentyessä rakenteessa (Bamforth 2007, liite A2). Tässä työssä käsiteltävien

paalulaattojen mitoituksessa päästään tarpeelliseen tarkkuuteen, vaikka oletetaan lämmönjohtavuuden pysyvän vakiona. Kuvassa (Kuva 5) laskentamalli havainnollistetaan kolmella elementillä p , q ja r , joiden keskikohtien alkulämpötilat ovat θ_p , θ_q ja θ_r . Nopeus, jolla lämpö siirtyy osasta r osaan q ja osasta q osaan p voidaan laskea kaavoilla (11) ja (12):

$$i_1 = \frac{\lambda_c A}{\Delta x} (\theta_r - \theta_q), \quad (11)$$

$$i_2 = \frac{\lambda_c A}{\Delta x} (\theta_q - \theta_p). \quad (12)$$

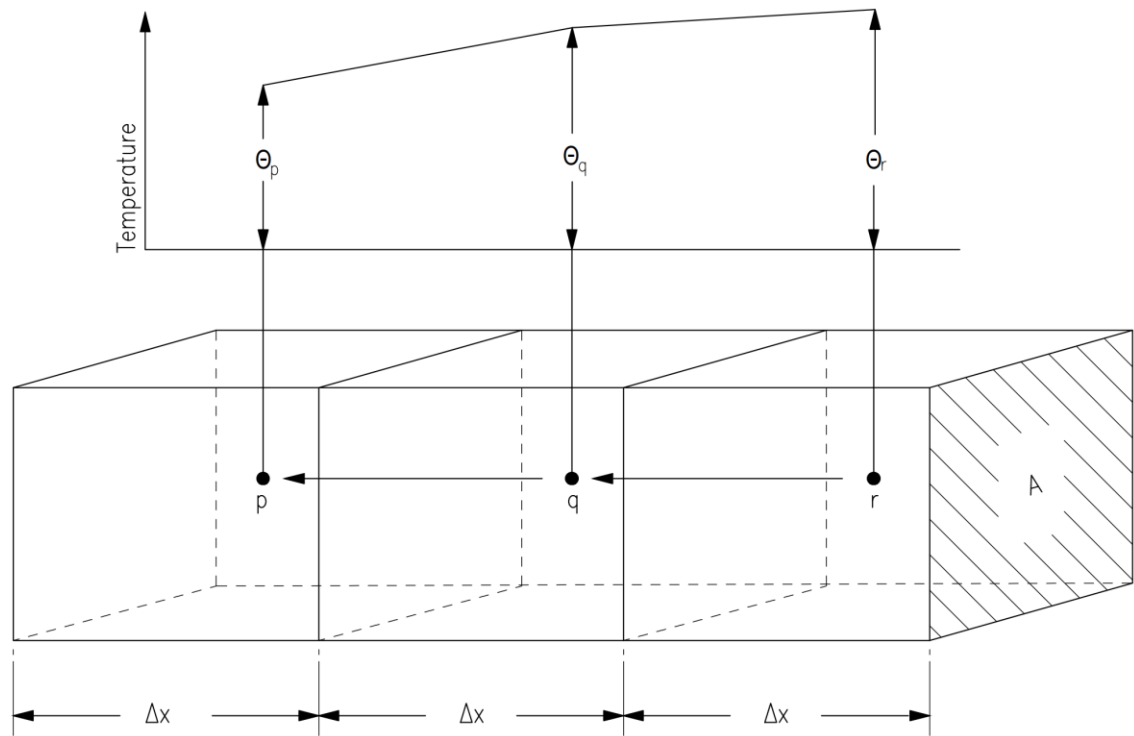
Osaan q johtuvan lämmön siirtymisnopeus saadaan, kun vähennetään osaan q johtuvan lämmön siirtymisnopeudesta pois johtuvan lämmön siirtymisnopeus, eli $i = i_1 - i_2$. Sijoittamalla kaavat (11) ja (12) edellä mainittuun lausekkeeseen, sievenee kokonaisteho kaavan (13) mukaiseen muotoon:

$$i = \frac{\lambda_c A}{\Delta x} (\theta_p + \theta_r - 2\theta_q). \quad (13)$$

Kun oletetaan, että lämmön siirtymisnopeus on vakio aika-askeleella Δt , osaan q siirtyvän lämmön kokonaismäärä on $i\Delta t$. Osan q lämpötilan muutos aika-askelen Δt aikana saadaan kaavasta (14):

$$\Delta\theta_q = \frac{i \Delta t}{C_c \rho_c A \Delta x} = \frac{D_c^2 \Delta t}{(\Delta x)^2} (\theta_p + \theta_r - 2\theta_q), \quad (14)$$

missä D_c terminen diffusiviteetti. $D_c = \frac{\lambda}{\rho_c c_c}$ [m^2/s],
 ρ_c betonin tiheys [kg/m^3] ja
 c_c betonin ominaislämpökapasiteetti [$\text{kJ}/(\text{K} \times \text{kg})$].



Kuva 5. Yksiulotteinen lämmön siirtymämalli. (mukaiillen Ross & Bray 1949, s. 10)

Edellä esitetyn JSCE (2007) adiabaattisen hydrataatiolämmöntuoton ja Ross & Bray (1949) esittämän yksiulotteisen lämmön siirtymismallin avulla voidaan Excel- taulukkotyökälulla laskea lämpötilajakauma betonipoikkileikkauksessa ajan suhteen. Laskennan reunaehdon muodostavat ympäristön lämpötila, sekä betonin pintojen lämmönsiirtymiskertoimet. Walden (2020) tutkii diplomityössään *paalulaatan pakkovoimien ja niiden vaikutusten arviointi* mm. hydrataatiolämmön aiheuttamaa lämpötilajakaumaa betonipoikkileikkauksessa ajan suhteen. Walden (2020) loi Excel- laskentapohjan lämpötilajakauman määrittämiseksi ja vertasi laskentapohjalla saatuja tuloksi COMSOL – Multiphysics-ohjelmistolla laskettuihin tuloksiin. Vertailun tulokseksi saatiin Excel-laskennan vastaavan erittäin hyvin elementtimenetelmän laskettuja tuloksia.

4 HALKEILU BETONIRAKENTEESSA

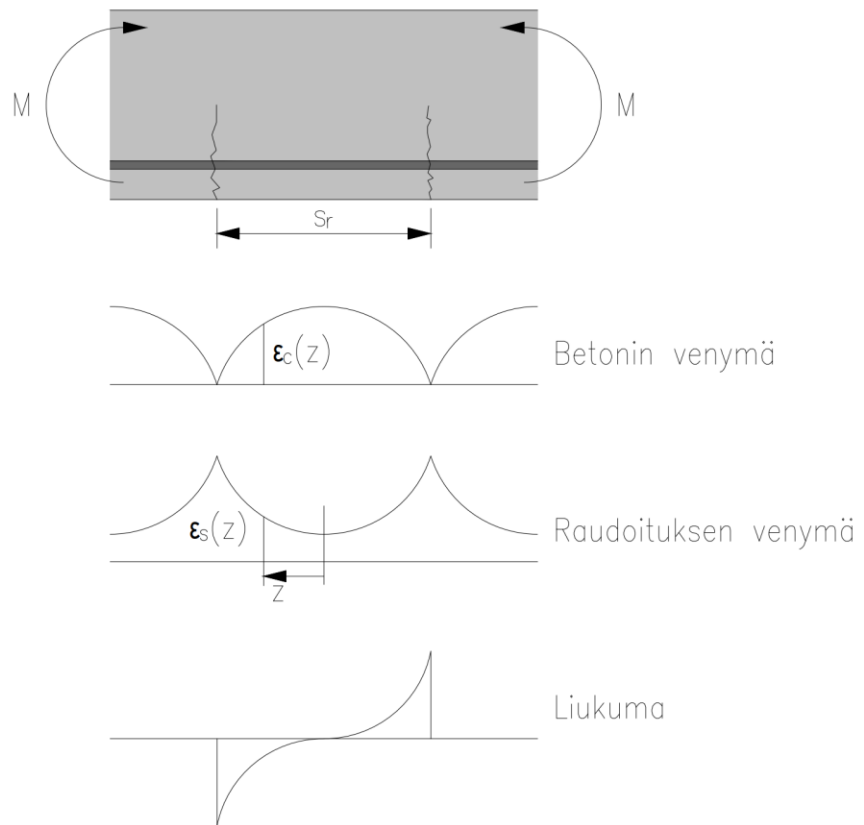
4.1 Halkeilun teoria

Käyttörajatilamitoitukseen kuuluu halkeilun rajoittaminen sellaiselle tasolle, ettei se heikennä rakenteen toimintaa, säilyvyyttä tai ulkonäköä tavalla, jota ei voida hyväksyä. Liian leveät tai syvät halkeamat rakenteessa voivat päästää vettä koko rakenteen poikkileikkauksen lävitse, jolloin rakenne on märkä paikoista, joissa sen pitäisi pysyä kuivana rakenteen käyttötarkoituksen, terveellisyyden tai ulkonäön kannalta. Säilyvyyden kannalta vettä ei saa päästä liikaa raudoitukseenkaan asti, sillä veteen liuenneet ionit aiheuttavat raudoituksessa korroosiota. Tässä työssä tarkastellaan halkeilun rajoittaminen erikseen säilyvyyden kannalta ja vesitiiveyden kannalta. Rakenteen ulkonäön heikkeneminen voi aiheutua suoraan liian suuresta ja näkyvästä halkeamasta tai välillisesti liiallisen halkeilun aiheuttaman rakenneosan vesitiiveyden heikentymisestä, jolloin rakenteen pinnalla näkyy märkiä läikkä tai esimerkiksi kalkkihärmää.

Teräsbetonirakenteen halkeaminen tarkoittaa aina, että betonin vetävä päämuodonmuutos on ylittänyt betonin murtovenymän. Vetävä päämuodonmuutostila aiheutuu välittömistä voimista ja pakkovoimista, jotka aiheuttavat rakenteeseen taivutusta, leikkausta, vääntöä tai vetoa. Välittömiä voimia syntyy rakenteen normaalista kuormittamisesta ja pakkovoimia pakkosiirtymien ja pakkomuodonmuutosten liikkeen estymisestä osittain tai kokonaan, tai rakenteen sisäosien ja pintojen välisestä kutistumaerosta. Pakkosiirtymiä ja pakkomuodonmuutoksia puolestaan aiheutuu esimerkiksi betonin plastisesta kutistumisesta, lämpöliikkeistä tai paisuttavien kemiallisten reaktioiden johdosta kovettuneen betonin sisällä. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 117–118)

Teräsbetonirakenteiden halkeilulta ei voida kokonaan välttyä, eikä halkeilu olekaan aina haitallista. Betonin halkeaminen on rakenteen suunnittelussa yksi mitoitusehto, jolla oletetaan betonissa olevien vetojännitysten siirtyvän teräksille. Perustuksissa halkeilun rajoittaminen on merkittävässä roolissa, sillä ne ovat alttiita maa-aineksessa olevalle vedelle tai jopa pohjavedelle. Halkeilun määrää voidaan hallita rajoittamalla pakkovoimien kehittymistä, esim. turhien kiinnitysten poistamisella tai liikuntasaumoilla. Halkeaman muodostuminen voidaan myös sallia rajoittamatta halkeamaleveyttä, mikäli halkeamat eivät haittaa rakenteen toimintaa, säilyvyyttä tai ulkonäköä merkittävästi.

Betonirakenteissa halkeama muodostuu aina pääjännitystä kohtisuoraan vastaan. Tässä tulee kuitenkin huomioida, ettei pääjännitystila ole pelkästään ulkoisten kuormien aiheuttama, vaan myös sisäisillä pakkovoimilla on vaikutusta. Halkeama syntyy, kun betonin ja betoniteräksen muodonmuutos ei ole enää yhtä suuri, jolloin halkeaman kohdalla teräksen venymä on suurempi kuin betonilla. Näistä venymäeroista syntyy liukumia, jotka kasautuvat ja muodostavat halkeaman. Halkeaman molemmilta puolilta yhteenlaskettu liukuma vastaa halkeamaleveyttä. Halkeamien kohdalla betonin venymä ε_c on nolla ja teräksien venymä ε_s on suurimmillaan. Halkeamien välillä puolestaan betonin venymä on suurin ja teräksillä taas pienin. Betonin ja terästen venymää suhteessa toisiinsa havainnollistetaan kuvassa (Kuva 6). (Leskelä 2008, s. 351)



Kuva 6. Halkeamaleveyden laskennassa tarkasteltavat muodonmuutokset. Betonin venymä on suurimmillaan halkeamien välissä, kun taas teräksen venymä on suurimmillaan halkeamien kohdilla. (mukaiillen Leskelä 2008, s. 352)

Leskelän (2008, s. 352) mukaan betonin ja teräksen välisestä tartunnasta johtuen, halkeamaleveyden suuruus on raudoituksen kohdalla yhtä suuri kuin halkeamavälillä s_r kehittynyt betonin ja teräksen välinen kokonaisliukuma. Differentiaalinen liukuma saadaan seuraavasta kaavasta (15):

$$dw = (\varepsilon_s(z) - \varepsilon_c(z))dz, \quad (15)$$

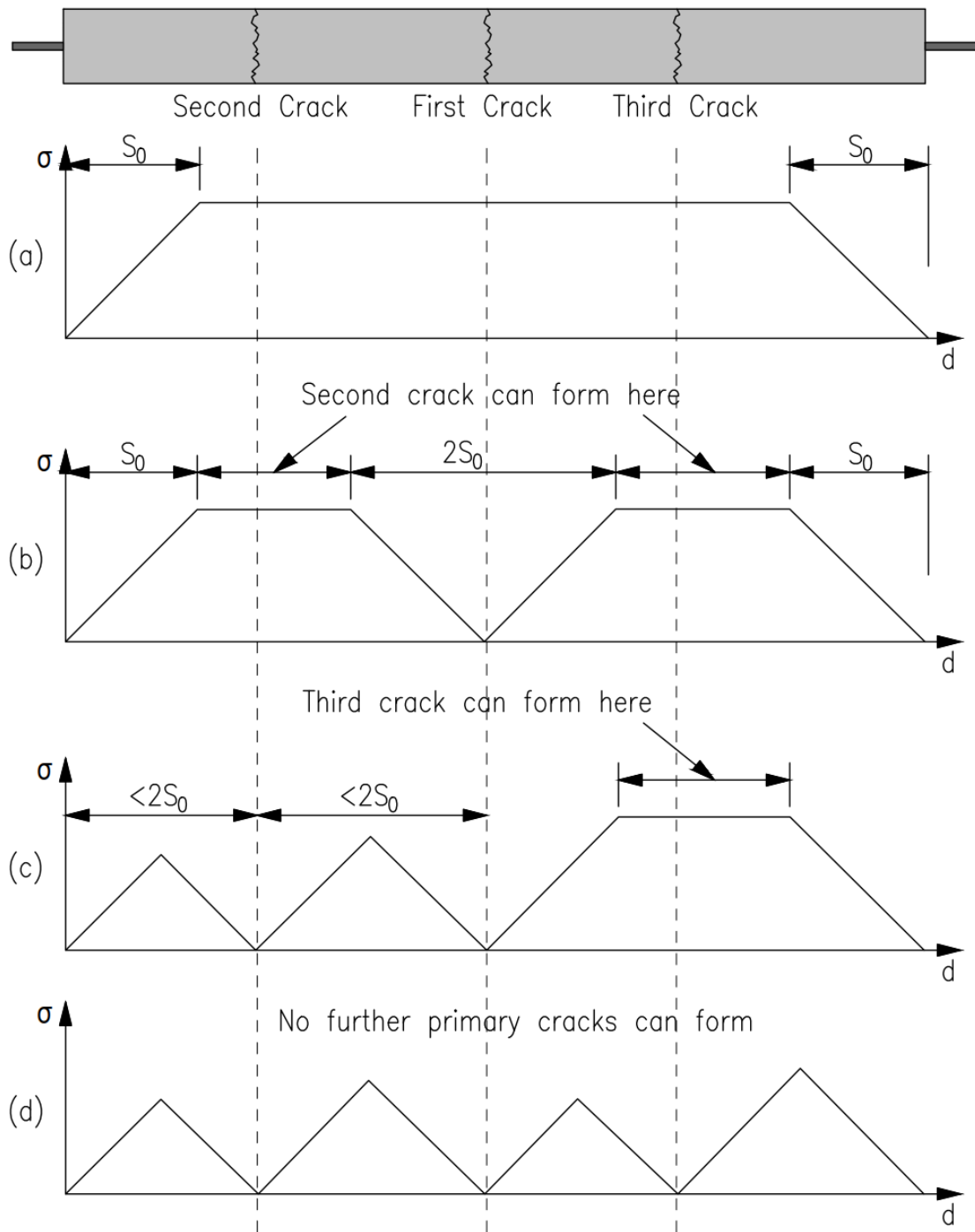
ja edelleen halkeamaleveys integroimalla liukuma kaavan (16) mukaisesti:

$$w = \int_{s_r} dw = \int_{s_r} (\varepsilon_s(z) - \varepsilon_c(z))dz. \quad (16)$$

4.1.1 Halkeaman muodostuminen vaiheittain

Ensimmäiset halkeamat muodostuvat maksimimomentin kohdalla, missä vetojännitys betonissa ylittää sen vetolujuuden. Tasaisen momentin kohdissa halkeaman sijainti on hankala ennakoida betonin heterogeenisuuden takia, sillä materiaalin lujuus voi hieman vaihdella eri kohdissa rakennetta.

Betoni ei kanna vetovoimia halkeaman ylitse, vaan kaikki jännitykset kulkevat raudoituksen kautta. Betoniterästen tartuntaominaisuuksista johtuen, halkeamien välillä on kuitenkin jännityksiä. Vedettäessä raudoitustankoa betonin suhteen tangon voima välittyy betonille kokonaan siirtymäpituuden s_0 matkalta (kts. Kuva 7). Halkeamalla on vaikutusta betonin jännitystilaan vain etäisyydellä s_0 halkeaman molemmin puolin. Niin kauan, kun halkeamien etäisyys toisiinsa on yli $2s_0$, voi uusia halkeamia syntyä niiden väleihin. Halkeilutilaa kutsutaan vakiintuneeksi halkeiluksi, kun halkeamavälien pituudet ovat $s_0 \dots 2s_0$. Tällöin halkeilutila on kehittynyt lopulliseksi. (Leskelä 2008, s. 352–353)



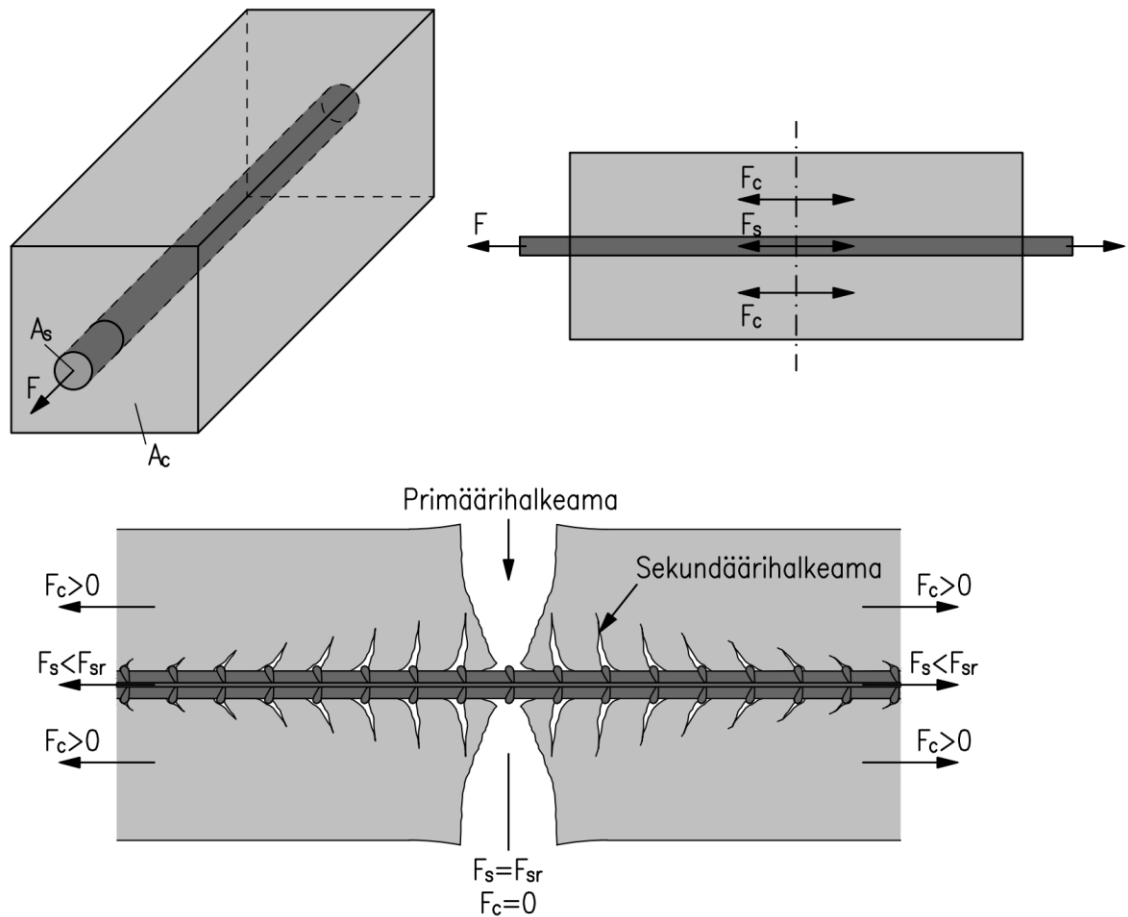
Kuva 7. Halkeamien syntymekanismi vaiheittain vedetyssä rakenteessa: (a) rakenne ei ole vielä haljennut, (b) ensimmäinen halkeama on muodostunut, (c) toinen halkeama on muodostunut ja (d) rakenne on saavuttanut lopullisen halkeilutilan, eikä uusia halkeamia voi enää muodostua. (mukaillen Vakhshouri 2016, s. 304).

4.1.2 Betonin vetojäykistysvaikutus

Halkeamien kohdalla kaikki vetojäännitykset siirtyvät betonilta teräksille, johon syntyy teräksien jännityshuippu ($\sigma = F/A_s$). Halkeamien välillä betoni kuitenkin kantaa osan poikkileikkauksen vetävistä voimista, johtuen betonin ja raudoitetangon välisestä

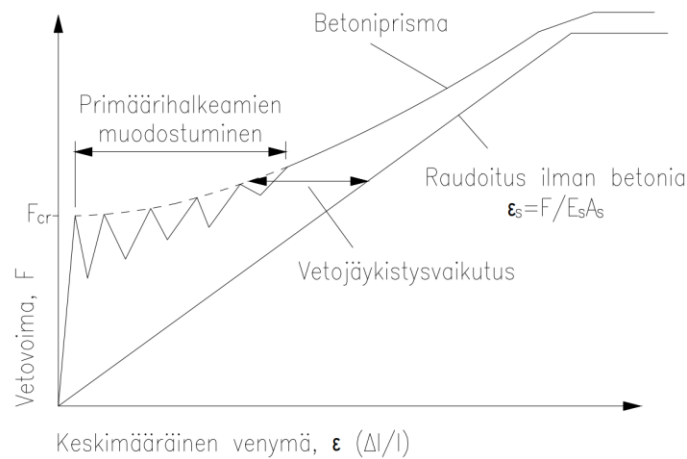
tartunnasta. Kuvassa (Kuva 8) esitetään vedetyn betoniprisman ankkuroinnin aktivoitumisesta aiheutuvaa halkeilua.

Halkeilu voidaan jakaa primääri- ja sekundärihalkeamiin. Primäärihalkeamat ovat halkeamia, jotka ulottuvat betonin pintaan ja niiden leveys on suurimmillaan betonin pinnassa. Sekundääriset halkeamat eivät puolestaan ulotu betonin pintaan, eikä niitä voi tästä syystä silmämääräisesti havaita. Halkeamien välillä betoniin jää halkeamisvoimaa $f_{ct}A_c$ pienempi tehollinen voima, jonka suuruus riippuu raudoituksen pituuskoordinaatista. Tätä kutsutaan betonin vetojäykistysvaikutukseksi (engl. *tension stiffening*). Mikäli betoni menettäisi vetovoiman kaikkialta, ei prisman aksiaalinen jäykkyys olisi raudoituksen jäykkyyttä suurempi. Vetojäykistyksestä johtuen taivutetun betonirakenteen tehollinen keskiarvojäykkyys on suurempi kuin pelkän raudoituksen jäykkyys, mikä on pienin jäykkyys halkeamien kohdalla. Vetojäykistysvaikutus on huomiotu halkeamaleveyden laskentakaavoissa. Vetojäykistysvaikutus kuitenkin pienenee kuormajaksojen ja pitkäaikasikuorman kestoajan lisääntyessä, jolloin terästen keskimääräinen venymä ε_{sm} kasvaa. (Leskelä 2008, s. 76–77 ja 352–355)



Kuva 8. Vedetty betoniprisma. Harjateräksen ankkuroinnin aktivoitumisesta aiheutuva halkeilu. (mukaiillen Leskelä 2008, s. 76–77)

Kun betoniprisma on saavuttanut vakiintuneen halkeilutilan, ei uusia halkeamia voi enää muodostua. Vetovoiman kasvattaminen aiheuttaa enää vain ankkurointiluistoa, joka kasvattaa halkeaman leveyttä. Kuvassa (Kuva 9) havainnollistetaan (välittömän) kokonaisvoiman suhteellista jakautumista betonin ja raudituksen välillä. Halkeiluvoiman ylittyessä, betoniin alkaa muodostumaan halkeamia ja betonin osuus kokonaisvoimasta pienenee. (Leskelä 2008, s. 78)



Kuva 9. Betonikappaleen voima-venymäkuvaaja ja kokonaisvoiman tehollinen jakautuminen betonin ja raudituksen välillä. (mukaiillen Leskelä 2008, s. 78 ja Wu & Gilbert 2008, s. 2)

4.2 Halkeilun laskennallinen rajoittaminen

Laskennallinen halkeamaleveyden maksimiraja-arvo w_{\max} [mm] määritetään ottamalla huomioon rakenteen suunniteltu toiminta ja luonne sekä halkeilun rajoittamisesta aiheutuvat kustannukset. Halkeaman ominaisleveyyttä w_k [mm] käytetään mitoituksessa osoittamaan, että rakenne täyttää halkeaman rajoittamishdon. Halkeamaleveyden suora mitoitusehto on $w_k \leq w_{\max}$. Halkeamaleveys kuvaa halkeaman suuruutta rakenteen pinnalla, sillä halkeamaleveyksiä ei voida todeta raudituksen korkeudelta. Taivutetuissa rakenteissa halkeamaleveys on betonin pinnalla suurempi kuin terästen tasolla poikkileikkauksen jännitysjakaumasta johtuen, mutta myös puhtaasti vedetyissä poikkileikkauksissa johtuen mm. betonin kutistumisesta. (Leskelä 2008, s. 351–355)

Halkeamaleveyden raja-arvo w_{\max} suuruus riippuu ympäristöolosuhteista ja rasitusluokasta. Eurokoodi 2 antaa suositellut raja-arvot taulukoituna rasitusluokkien ja kuormitusyhdistelmän keston mukaan, mutta sallii raja-arvoille tehtävän kansallisen valinnan. Eurokoodin esittämät raja-arvot halkeamaleveyksille betonirakenteissa ovat esitettyinä taulukossa (kts. Taulukko 3). Suluissa on Suomen kansallisessa liitteessä tehdyt kansalliset valinnat raja-arvoille w_{\max} , jotka korvaavat Eurokoodin antamat suositukset Suomessa.

Taulukko 3. Eurokoodin mukaiset halkeamaleveyden raja-arvot w_{max} , kun rakenteen suunniteltu käyttöikä on enintään 100 vuotta. Suluissa Suomen kansallisen liitteen mukaiset arvot. (mukaillen SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 118 ja Suomen RakMK 2019, s. 21)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet	
		Tavallinen kuormitusyhdistelmä	(Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä)
X0, XC1	0,4	0,2	(ei vaatimuksia)
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2	(vetojännityksetön tila)
XD1, XS1		Vetojännityksetön tila (0,2)	
XD2, XD3, XS2, XS3	0,3 (0,2)	Vetojännityksetön tila	(ei vaatimuksia)
<p>Huomautus 1. Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä teräsbetonirakenteissa tai käytettäessä tartunnattomia jänteitä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja esitetty raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää</p> <p>Huomautus 2. Tartuntajännerakenteilla ja injektoiduilla ankkurijännerakenteilla sallitaan pitkäaikaisella kuormayhdistelmällä korkeintaan vetolujuuden ominaisarvon $f_{ctk,0,05}$ suuruinen vetojännitys, mikäli rakennetta kuormittaa standardin SFS-EN 1991-1-1 mukainen hyötykuorma, jonka pitkäaikaisosuuden yhdistelykerroin on suurempi kuin 0,5.</p> <p>Huomautus 3. Betonipeitteen ollessa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittu minimipeite $c_{min,dur}$, taulukon halkeamaleveyden raja-arvoja saa korottaa kertoimella $(c_{true} - c_{dev})/c_{min,dur} \leq 1,4$, jossa c_{true} on suunnitelmien mukainen betonipeite. Mikäli betonipeitteen paksuus on suurempi kuin 50 mm, betonipeitteelle c voidaan käyttää halkeamaleveyden laskennassa arvoa 50 mm.</p>			

4.2.1 Betonin tehollinen pinta-ala

Raudoituksella voidaan vaikuttaa halkeamaleveyteen vain pienellä osalla poikkileikkausta raudoituksen läheisyydessä tankojen ympärillä. Tätä vetojännityksen alaista aluetta kutsutaan betonin teholliseksi pinta-alaksi $A_{c,eff}$. Eurokoodi 2:n mukaan tehollinen pinta-ala voidaan laskea kaavan (17) mukaan poikkileikkauksen leveyden b ja tehollisen korkeuden $h_{c,ef}$ tulona:

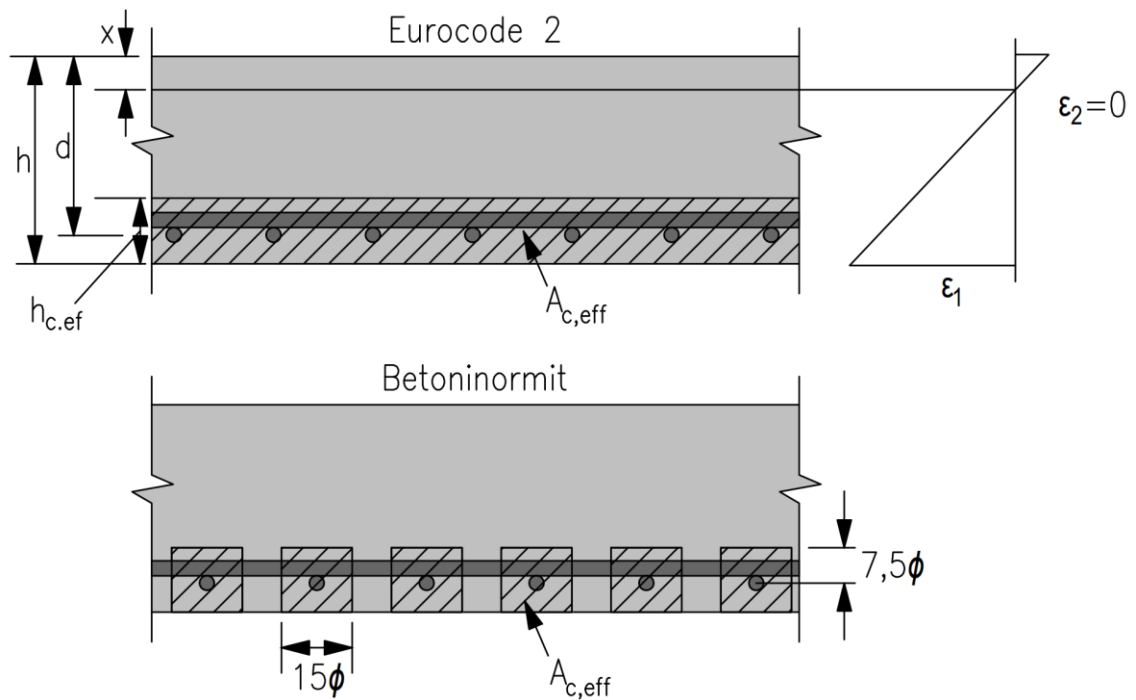
$$A_{c,eff} = bh_{c,ef}. \quad (17)$$

Eurokoodissa tehollinen korkeus $h_{c,ef}$ saadaan kaavan (18) mukaan:

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - x}{3} \right\}, \quad (18)$$

missä x on puristusvyöhykkeen korkeus. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 120–121)

Eurokoodi 2:n mukaisessa määrittelyssä betonin tehollinen vedetty ala riippuu poikkileikkauksen neutraaliakselista, toisin kuin Betoninormien mukaisessa määrittelyssä. Betoninormien mukainen betonin tehollinen vedetty ala saadaan kuvassa (Kuva 10) esitetyllä tavalla. Eurokoodin ja Betoninormien välillä on betonin tehollisen alan määrittelyssä suuri ero, eikä ne ole keskenään vertailukelpoisia. Numeerinen vertailu halkeamaleveyden laskennassa osoittaaakin menetelmien välisen eron; Eurokoodi antaa 25–35 % pienemmät arvot, kuin betoninormien mukainen laskenta. (Leskelä 2008, s. 353–354, 361)



Kuva 10. Tehollisen vedetyn alan $A_{c,eff}$ määrittely Eurocode 2:n ja Betoninormien mukaan. (mukaillen Leskelä 2008, s. 354)

4.2.2 Halkeamavälin laskenta

Ensimmäinen halkeama muodostuu kohtaan, jossa betonin vetojännitys ylittyy ensimmäisenä. Kuormituksen kasvaessa tämän halkeaman leveys kasvaa sekä uusia halkeamia muodostuu. Uusi halkeama ei voi syntyä lähemmäs kuin halkeamavälin minimiarvon s_0 etäisyyden päähän olemassa olevaa halkeamaa. Tämä johtuu siitä, että kaikki jännityksen halkeaman ylitse välittyvät teräksien kautta ja betonin vetojännitys halkeaman kohdalla on nolla. Siirryttäessä etäämmälle halkeamasta, vetojännityksellä oleva teräs välittää jännitystä betonille tartunnasta johtuen, jolloin betonin vetojännitys kasvaa. Etäisyyden s_0 päässä betonin vetojännitys voi aikaisintaan ylittää betonin

vetolujuuden, johon seuraava halkeama voi muodostua. Uutta halkeamaa kahden olemassa olevan halkeaman väliin ei siis voi enää muodostua, kun olemassa olevien halkeamien väli on pienempi kuin $2s_0$, jota kutsutaan halkeamavälin maksimiarvoksi. Vakiintuneen halkeilutilan keskimääräinen halkeamaväli s_{rm} on siis jotain s_0 ja $2s_0$ väliltä. Yleensä keskimääräiseksi halkeamaväliksi oletetaan $1,5s_0$. (Beeby & Narayanan 2009, s. 156)

Minimihalkeamavälin s_0 suuruus riippuu siitä, kuinka tehokkaasti raudoitus kykenee siirtämään jännityksen betonille, eli kuinka hyvät tartuntaominaisuudet raudoitteella on. Jos tartunta oletetaan vakioksi s_0 matkalla, betonin vetojännitys ylittyy s_0 päässä halkeamasta. Tästä saadaan yhtälö (19):

$$\tau_b b \pi \phi s_0 = A_c f_{ct}, \quad (19)$$

missä τ_b on tartuntajännitys [MPa] ja ϕ on raudoituksen tankopaksuus [mm]. Edellä esitetyn yhtälön vasen puoli on raudoitustangon tartuntavoiman kaava. Yhtälö on voimassa tarkasteltaessa poikkileikkausta, jossa on yksi tanko. Teräsbetonirakenteen raudoitusaste ρ ilmaisee poikkileikkauksessa olevan raudoituksen suhteellisen pinta-alan betonin pinta-alaan nähden. Raudoitusaste voidaan esittää seuraavasti kaavan (20) esittämällä tavalla:

$$\rho = \frac{\pi \phi^2}{4A_c}. \quad (20)$$

Lisäämällä raudoitusaste ρ kaavaan (19), voidaan minimihalkeamavälin s_0 yhtälö kirjoittaa kaavan (21) muotoon:

$$s_0 = \frac{0,25 \phi f_{ct}}{\rho \tau}. \quad (21)$$

Korvaamalla betonin vetolujuuden suhde teräksen ja betonin tartuntajännitykseen parametrilla k_1 , saadaan edelleen kaava (22):

$$s_0 = 0,25 k_1 \frac{\phi}{\rho}. \quad (22)$$

Edellä esitetty kaava on halkeamaleveyden teoreettisen alarajan arvo puhtaasti vedetyssä poikkileikkauksessa. Tutkimuksissa on kuitenkin osoitettu, että betonipeitteellä on merkittävä vaikutus halkeamaväliin. Kaava saadaan paremmin vastaamaan testituloksia, kun kaavaan lisätään betonipeitteen arvo c ja kerrotaan se kahdella. Lähteessä ACI 224R-01 (2001, s. 20) betonipeitteen kaksinkertaisen arvon sijasta on käytetty suoraan arvoa 50 mm. Betonipeitteen kaksinkertainen arvo lisättynä kaavaan (22) saadaan kaavaksi (23):

$$s_{rm} = 2c + 0,25k_1k_2\frac{\phi}{\rho}. \text{ (Beeby \& Narayanan 2009, s. 156)} \quad (23)$$

Kun halkeamaleveys halutaan laskea taivutetulle poikkileikkaukselle, täytyy poikkileikkauksen raudoitussuhde ρ korvata poikkileikkauksen tehollisella raudoitussuhteella ρ_{eff} , joka voidaan laskea kaavasta (24):

$$\rho_{eff} = A_{st}/A_{c,eff}, \quad (24)$$

missä A_{st} on vetoteräksien pinta-ala poikkileikkauksessa [mm²] ja $A_{c,eff}$ on betonin tehollinen pinta-ala vedetyllä osalla poikkileikkausta [mm²].

Lisäksi kaavaan tulee lisätä kerroin k_2 , joka ottaa huomioon venymäjakauman poikkileikkauksessa. Eurokoodi 2:n mukaan $k_2 = 0,5$ taivutetussa rakenteessa ja $k_2 = 1,0$ pelkästään vedetyssä rakenteessa. Yhtäaikaisen vedon ja taivutuksen vaikuttaessa poikkileikkauksessa k_2 arvo saadaan kaavasta (25):

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}, \quad (25)$$

missä ε_1 on tarkasteltavan poikkileikkauksen reunalla vallitseva suurempi venymä ja ε_2 pienempi venymä haljenneen tilan mukaan määritettynä.

Rakenteiden suunnittelun kannalta halkeamaleveyden keskiarvo ei kuitenkaan ole mitoituksessa käyttökelpoinen raja-arvo. Oleellista on laskea halkeamaleveys, jota ei todennäköisesti ylitetä. Eurokoodi 2 käyttää karakteristista halkeamaleveyttä, jolla on 5 % mahdollisuus ylittyä. Kokeellisesti on osoitettu, että karakteristinen halkeamaleveys saadaan, kun oletetaan maksimi halkeamavälin olevan 1,7-kertainen keskiarvoiseen

halkeamaväliin verrattuna (Beeby & Narayanan, s. 156). Kun kaava (23) kerrotaan 95 % fraktilin kertoimella 1,7, saadaan ensimmäisen termin kertoimeksi 3,4 ja toisen termin kertoimeksi 0,425. Merkataan näitä kertoimia vastaavasti k_3 ja k_4 , jotka ovat Eurokoodi 2:n mukaan kansallisesti valittavia parametrejä. Kertoimilla k_3 ja k_4 voitaisiin Eurokoodin sekä Betoninormien mukainen halkeamaleveyden mitoitus säätää vastaamaan toisiaan (Leskelä 2008, s. 362). Kun nämä lisätään kaavan (23), saadaan Eurokoodi 2:n mukainen maksimi halkeamavälin kaava (26):

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_4 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_{\text{eff}}}. \quad (26)$$

Mikäli poikkileikkauksessa on käytetty eri kokoisia tankoja, käytetään kaavassa (26) tangoille ekvivalenttia halkaisijaa ϕ_{eq} . Poikkileikkaukselle, jossa on n_i tankoa, joiden halkaisija on ϕ_i , ekvivalentti tankojen halkaisija voidaan laskea seuraavasti kaavalla (27):

$$\phi_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i}. \quad (27)$$

Alkuperäisen standardin EN 1992-1-1 mukaan halkeamavälin maksimi arvo voidaan laskea kaavasta (28):

$$s_{r,\max} = 1,3(h - x), \quad (28)$$

mikäli raudoitettankojen jakovälit ovat suurempia kuin $5(c+\phi/2)$, tai kun vetovyöhykkeellä ei ole tartunnallisia raudotteita. Standardin suomennoksessa on kuitenkin huomio, ettei kaavaa (28) pitäisi koskaan käyttää, sillä se antaa epäjohdonmukaisia tuloksia, eikä sen perusteita ole osoitettu (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 125). Leskelän (2008, s. 361–362) mukaan kaava antaa usein halkeamavälille todellisuutta pienempiä arvoja, eikä kaava sisällä mitään muuttujia, jotka todellisuudessa vaikuttavat halkeamavälin suuruuteen.

Todellisissa rakenteissa pääjännityssuunta ei kuitenkaan ole välttämättä terästen suuntainen. Etenkin paalulaatoissa, joissa paalut ovat seinälinjojen kohdilla, pääjännitysten suunnat ja suuruudet vaihtelevat voimakkaasti. Mikäli kahteen suuntaa raudoitettun rakenneosan raudoituksen suunnan ja pääjännityssuunnan välinen kulma on suurempi kuin 15° , voidaan maksimi halkeamaväli laskea seuraavalla kaavalla (29):

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos(\theta)}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin(\theta)}{s_{r,max,z}}}, \quad (29)$$

missä θ on y -akselin suuntaisen raudoituksen ja päävetojännityksen välinen kulma,

$s_{r,max,y}$ on suurin halkeamaväli laskettuna y -akselin suunnalle ja

$s_{r,max,z}$ on suurin halkeamaväli laskettuna z -akselin suunnalle. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 125).

4.2.3 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys saadaan Eurokoodin mukaan laskettua kaavasta (30):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (30)$$

missä ε_{sm} on keskimääräinen raudoituksen venymä kyseisen kuormitusyhdistelmän vallitessa, mukaan lukien pakkosiirtymien ja pakkomuodonmuutosten vaikutus sekä ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset. ε_{cm} on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä. Keskimääräisen raudoituksen ja betonin venymien erotus voidaan laskea yhtälöstä (31):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t f_{ct,eff}(1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s \rho_{p,eff}} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (31)$$

missä σ_s on vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys halkeilleessa poikkileikkauksessa, suhdetta E_s/E_{cm} merkitään kaavassa yksinkertaistamisen vuoksi tunnuksella α_e ja k_t on kerroin, jolla otetaan huomioon kuormituksen kesto: $k_t = 0,6$ lyhytkestoisella kuormituksella ja $k_t = 0,4$ pitkäaikaisella kuormituksella. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 120, 123)

Halkeamaleveydet kasvavat toistuvien kuormien ja pitkäaikaiskuormituksen vaikutuksesta niiden kestoajan pidentyessä. Halkeamaleveys voi jopa kaksinkertaistua

alkuarvoon verrattuna. Halkeamaleveyteen vaikuttaa kuormituksen suuruuden lisäksi mm. kuormitushistoria, raudoitussuhde, raudoituksen tartunta ja tankokoko sekä betonin lujuus. (Leskelä 2008, s. 355)

4.3 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa Eurokoodi 2:n mukaan

Eurokoodissa 2 esitetään, että halkeaman rajoittaminen voidaan suorittaa ilman suoraa laskentaa, mikäli raudoitetuissa laatoissa vaikuttaa taivutus ilman merkittävää vetävää normaalivoimaa ja kohdan 4.3.1 mukaiset laatan raudoitukseen liittyvät ehdot toteutuvat. Halkeamaleveyden rajoittaminen edellyttää tangon enimmäishalkaisijaa ϕ^*_s , jonka arvot ovat taulukoituna teräsännitysten ja halkeamaleveyksien mukaan (kts. Taulukko 4). Taulukon arvot perustuvat seuraaviin oletuksiin: betonipeite $c = 25$ mm, betonin vetolujuuden keskiarvo ajanhetkellä, jolloin halkeaman voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa, vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua: $h_{cr} = 0,5h$, $(h-d) = 0,1h$, kertoimet $k_1 = 0,8$, $k_2 = 0,5$, $k_c = 0,4$, $k = 1,0$, $k_t = 0,4$ ja $k_4 = 1,0$.

Taulukko 4. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat ϕ^*_s . (mukailten SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 122)

Teräsännitys [MPa]	Suurin tankokoko [MPa]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Taulukko 5. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo. (mukaien SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 122)

Teräsännitys [MPa]	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tankojen enimmäishalkaisijaa muunnetaan taivutetuissa rakenteissa alla esitetyn kaavan (32) mukaisesti ja tasaisen vedon vaikuttamissa rakenteissa kaavan (33) mukaisesti:

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}, \quad (32)$$

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)}, \quad (33)$$

missä ϕ_s on muunnettu tangon enimmäishalkaisija [mm^2],
 ϕ on taulukosta (Taulukko 4) saatava tangon enimmäishalkaisija [mm^2],
 h on rakenneosan kokonaispaksuus [mm] ja
 h_{cr} on vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua, kun kuormien pitkäaikaisyhdistelmään kuuluvat normaalivoimat otetaan huomioon [mm].
(SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 122)

4.3.1 Ehdot laatan mitoittamiselle ilman suoraa laskentaa

Yhteen suuntaan kantavilla laatoilla täytyy olla poikittainen jakoraidoitus, joka on vähintään 20 % pääraidoituksesta. Jakoraidoituksen tehtävä on jakaa sekä tasata voimia pitkittäisten raudoitetankojen välillä betonin haljetessa. Ilman jakoraidoitusta jännitys kerääntyisi vain osalle teräksistä. Mikäli tuilla ei kuitenkaan esiinny poikittaista momenttia, niin tuen lähellä yläpinnan pääraidoitukseen nähden poikittainen jakoraidoitus voidaan jättää pois. Raudoitetankojen väli saa olla maksimissaan jakovälin enimmäisarvon $s_{\max,slabs}$ verran, joka riippuu rakenneosan paksuudesta. Eurokoodissa esitetty suositusarvo jakovälin enimmäisarvoille on:

- pääraudoituksessa $s_{\max, \text{slabs}} = 3h \leq 400 \text{ mm}$
- jakoraudoituksessa $s_{\max, \text{slabs}} = 3,5h \leq 450 \text{ mm}$ (Suomessa $s_{\max, \text{slabs}} = 4h \leq 600 \text{ mm}$ (Suomen RakMK 2019, s. 25)).

Pistekuormien ja maksimimomentin alueilla suurimmat sallitut jakovälit ovat:

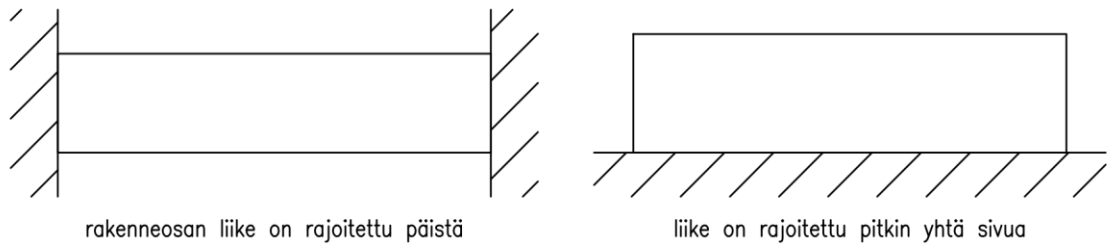
- pääraudoituksessa $s_{\max, \text{slabs}} = 2h \leq 250 \text{ mm}$
- jakoraudoituksessa $s_{\max, \text{slabs}} = 3h \leq 400 \text{ mm}$ (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 156).

Vapaasti tuetuissa laatoissa puolet laskennallisesta kenttäraudoituksesta tuodaan tuelle, jonne se ankkuroidaan asianmukaisesti. Kun laattaaan syntyy pitkin laatan reunaa osittainen kiinnitys, täytyy yläpinnan raudoituksen kestää vähintään 25 % tukeen liittyvän kentän maksimimomentista. Tämä raudoite ulotetaan vähintään jännemitan 0,2-kertaiselle pituudelle tuen reunasta mitattuna. Raudoite ulotetaan jatkuvana välitukien yli ja ankkuroidaan reunatuille. Reunatuella mitoitus voidaan tehdä 15 % osuudella tukeen liittyvän kentän maksimimomentista. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 156–157)

Laatan vapaille reunoille laitetaan reunaraudoitus. Tässä työssä tutkittavissa paalulaatoissa on vapaat reunat joka sivulla laatan ulokejatkoksen takia. Laatassa pitkin sen vapaata reunaa tulee olla pitkittäis- ja poikittaisraudoitus. Laatassa muutoin oleva raudoitus voi toimia pitkittäisenä reunaraudoituksena, mutta sen lisäksi tarvitaan reunahakanen. Reunahakanen jatkospituuksien tulee olla vähintään $2h$. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 156–157)

4.4 Pakkovoimien aiheuttamien halkeamaleveyksien laskenta

Eurokoodi SFS-EN 1992-3:2006 (liite M) antaa ohjeita pakkovoimien aiheuttaman halkeamaleveyden laskentaan. Halkeama syntyy betoniin, kun liikerajoitettu venymä ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) kasvaa isommaksi kuin betonin vetomuodonmuutuskapasiteetti ε_{ctu} . Eurokoodi tunnistaa kaksi perustapausta: päistään rajoitettu liike ja yhdeltä sivulta rajoitettu liike (kts. Kuva 11). Kun liike on rajoitettu rakenneosan päistä, halkeamaleveys on betonin vetomuodonmuutoskyvyn funktio, kun taas yhdeltä sivultaan estetyn liikkeen tapauksessa halkeamaleveys on pakkomuodonmuutoksen funktio. Vaikka Eurokoodissa tapauksilla viitataan vain seiniin, Ciria C660 soveltaa samaa jakoa myös laatoille (Bamforth 2007, liite A8).



Kuva 11. Eurokoodin mukaiset liikerajoitteet seinille. (mukaillen SFS-EN 1992-3:2006, liite M)

Paalulaatoissa voisi kuvitella syntyvän sekä päistään että yhdeltä sivulta liikettä rajoittavaa kiinnitystä. Valualusta rajoittaa laatan liikettä alapinnasta kitkan vaikutuksesta. Paalujen puolestaan voisi ajatella rajoittavan liikettä laattakenttien päistä, kun paalut ovat esimerkiksi seinien alapuolella. Paalujen aiheuttama kiinnitysaste riippuu sekä paalujen tyypistä että maan mekaanisista ominaisuuksista. Mikäli paalulaataan lisätään laatasta ulkonevia palkkikaistoja (pilari-palkki-laatta), lisäävät ne kiinnitysastetta huomattavasti. Waldenin (2020, s. 66–68) tutkimuksessa maan ja paalulaatan sekä anturapalkkien välinen kitka aiheutti suuria pakkovoimia. Myös paalujen kyky ottaa vastaan aksiaalisia vetovoimia, joita laatan käyristyminen aiheutti, vaikutti Waldenin (2020) mukaan laatan jännitystilaan merkittävästi. Anturapalkkien kohdalla laataan aiheutui suuria rasituksia, missä myös pakkovoimakertoimeksi saatiin 0,84–0,97, eli rakenteen kiinnitysaste oli hyvin suuri. Laattakentissä Walden (2020) sai pakkokertoimien arvoksi 0,45–0,65.

Kun rakenne on tuettu päistään, voidaan halkeamaleveyden laskentakaavaa (30) käyttää pakkovoimien aiheuttaman halkeamaleveyden laskentaan korvaamalla venymien erotus seuraavalla kaavalla (34):

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{0,5\alpha_e k_c k f_{ct,eff} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho_{eff}}\right)}{E_s} \quad (34)$$

Eurokoodissa on kuitenkin ilmeisesti pieni virhe kertoimien k_c ja k sijainnissa kaavassa (34). Lähteen Bamforth et al. (2010, s. 28–29) mukaan pakkovoimista aiheutuvaa halkeilua laskettaessa venymien erotus saadaan kaavasta (35):

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{0,5\alpha_e f_{ct,eff} \left(1 + \frac{k_c k}{\alpha_e \rho_{eff}}\right)}{E_s}, \quad (35)$$

missä ainut ero Eurokoodin kaavaan on kertoimien k_c ja k paikka. Virhe ei kuitenkaan aiheuta suurta virhettä (n. 1–2 %) ja myös Eurokoodin mukaista kaavaa voidaan käyttää käytännön tilanteissa. (Bamforth et al. 2010, s. 28–29)

Yhdeltä sivultaan liikerajoitetun rakenteen pakkomuodonmuutosten aiheuttama halkeilu saadaan puolestaan korvaamalla venymien erotus halkeamaleveyksien laskentakaavasta (30) alla olevalla kaavalla (36):

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \varepsilon_{free}, \quad (36)$$

missä ε_{free} muodonmuutos, joka syntyy, mikäli rakenneosan liikettä ei rajoitettaisiin ollenkaan ja R_{ax} on ulkoisen aksiaalisen pakkovoiman asteen määrittävä pakkovoimakerroin. (SFS-EN 1992-3:2006, liite M)

Kun lasketaan halkeamaleveyttä, joka johtuu ytimen ja pinnan välisestä lämpötilaerosta, voidaan venymä halkeamaleveyden kasvua aiheuttava venymä ε_{cr} , laskea kaavasta (37):

$$\varepsilon_{cr} = K_1 \Delta T \alpha_c R - 0,5 \varepsilon_{ctu}, \quad (37)$$

missä ΔT on betonipoikkileikkauksen ytimen ja pinnan välinen lämpötilaero, K_1 on virumisesta aiheutuva relaxoitumisen kerroin ja ε_{ctu} on betonin vetomuodonmuutoskyky, joka saadaan alla esitetystä kaavasta (38):

$$\varepsilon_{ctu} = 1,01 \left(\frac{f_{ctm}}{E_{cm}}\right) * 10^{-6} + 8,4 [\mu\text{strain}]. \quad (\text{Bamforth 2007, s. 68}) \quad (38)$$

Varhaisessa vaiheessa nuoren betonin lämpötilaerojen aiheuttamista jännityksistä voi pienentyä jopa 50 % varhaisvaiheen suuresta virumasta johtuen. Yleensä jännitysten pieneneminen on kuitenkin noin 35 %. Kerrointa K_1 käytetään liikerajoitetun betonin

lujuuden kehittymistä rajoittavana kertoimena, joka ottaa huomioon viruman. 35 % jännitysten pienentymistä vastaa kertoimen arvo $K_1 = 0,65$. Tätä arvoa voidaan käyttää varhaisvaiheen virumalle ja pitkäaikaisvirumalle, sillä alussa virumisen nopeus on paljon suurempi, mutta pitkällä aikavälillä viruman vaikutus aika on pidempi. (Bamforth 2007, s. 70)

Rakenteen pitää siis kestää sekä hydrataatiolämmön aiheuttaman että pitkäaikaisemman kutistumisesta ja lämpötilaeroista johtuvan deformaation. Rakenne halkeaa, kun liikerajoitetun venymän ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) suuruus ylittää betonin vetomuodonmuutoskapasiteetin ε_{ctu} . Yksittäisen rakenneosan mitoitukselle voidaan esittää kaava (39):

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = K_1 \{[\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca}]R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3\}, \quad (39)$$

missä T_1 on betonin maksimihydrataatiolämpötilan ja ympäristön keskimääräisen lämpötilan erotus,
 T_2 on valun aikana vallitsevan keskimääräisen ympäristön lämpötila ja kylmimmän vuodenajan keskimääräinen ympäristön lämpötila,
 R_1 on pakkovoimakerroin, joka ottaa huomioon varhaisvaiheen lämpötilan vaikutuksen aikaisen kiinnitysasteen,
 R_2 on pakkovoimakerroin, joka ottaa huomioon pidempiaikaisten lämpötilan vaikutusten aikaisen kiinnitysasteen ja
 R_3 on kuivumiskutistumaan vaikuttava pakkovoimakerroin. (Bamforth 2007, s. 31–32)

5 BETONIRAKENTEEN VESITIIVEYS

Ympäristöministeriön asetus rakennusten kosteusteknisestä toimivuudesta (782/2017 § 23): *”Vedenpaineen alaisten rakenteiden on kestävä jatkuvan vedenpaineen vaikutus rakenteeseen suunnitellun käyttöajan ajan. Tällaisissa rakenteissa on oltava vedenpaineeneristys, joka estää ulkopuolisen veden haitallisen tunkeutumisen rakenteeseen.”*

Paalulaatta perustamistapana mahdollistaa perustusten suunnittelun vesitiiviiksi. Vesitiiveyttä vaaditaan rakenteilta, jotka ovat esimerkiksi pohjaveden pinnan alapuolella. Betonirakenteissa vesitiiveys perustuu vedenpitäviin yksityiskohtiin, kuten työsaumoihin sekä halkeilun hallintaan. Halkeamaleveyden rajoittaminen säilyvyyden kannalta perustuu betonin pinnan vesitiiveyteen, jolla estetään liiallinen veden ja veteen liuenneiden ionien pääsy betoniteräksiin ja näin terästen korroosioituminen. Vesitiiveyden kannalta halkeamamitoitus rajoitetaan puolestaan niin, ettei vettä pääse liikaa tunkeutumaan koko rakenneosan lävitse kastelemaan rakennetta paikoista, joissa kastuminen ei ole hyväksyttävää.

Tilan käyttötarkoituksella ja koko alapohjarakenteella on kokonaisuutena vaikutusta siihen, kuinka hyvää vedenpitävyyttä paalulaatalta vaaditaan. Esimerkiksi parkkihallin kohdalla paalulaatan voidaan sallia päästävän pieniä määriä vettä lävitse, mutta kellaritilojen tulisi pysyä kuivana. Mikäli paalulaatan yläpinta on suoraan valmis pinta tai sen päälle valetaan suoraan pintalaatta, niin vesitiiveys vaatimus voi olla suurempi kuin tilanteessa, jossa paalulaatan ja pintalaatan välissä on asennustila. Valmiin lattiapinnan tahriutuminen ja kosteat laikut eivät välttämättä ole hyväksyttäviä ulkonäön tai rakenteen terveellisyyden kannalta, mutta esimerkiksi asennustilallisessa alapohjassa paalulaatan pinnan tahrat ja märät laikut eivät välttämättä haittaa. Lisäksi asennustilaan voidaan asentaa kuivatusputkiverkosto, jolla vuotoja saadaan kuivatettua. Kuivatustehon on oltava riittävä, jottei rakennuksen terveellisyys heikenny, esimerkiksi mikrobikasvuston muodostumisen seurauksena. Rakenteen vaurionsiedon kannalta voi olla järkevää myös rakentaa valuma-allas, johon paalulaatan läpäissyt vesi valuu ja josta se voidaan pumpata pois. Rakenteen saumoja voidaan tiivistää kermeillä, jotka estävät myös haitallisten mikrobikasvustosta syntyvien aineiden pääsyä asennustilasta huoneilmaan. Rakennesuunnittelijan tulee siis huomioida tiiveysluokkaa valittaessa sekä tilan käyttötarkoituksen vaatimat toiminnallisuus-, rakennusterveellisyys- ja ulkonäkö

kriteerit, ja että rakenne on järkevä ja kustannustehokas sekä toimii muiden rakenteiden kanssa hyvin yhteen.

5.1 Vesitiiviiden betonirakenteiden suunnittelu

Standardi SFS-EN 1992-3 täydentää standardia SFS-EN 1992-1-1 betonirakenteisia nestesäiliöitä ja silloja koskevien erityisnäkökohtien osalta. Vaikka standardi käsittelee pääasiassa nestesäiliöitä ja silloja, voidaan sitä hyödyntää muissakin rakenteissa, joissa vaaditaan vesitiiviiksi suunnittelua (SFS-EN 1992-3:2006, s.5).

Rakenteet jaetaan tiiveysluokkiin (kts. Taulukko 6) asteikolla 0–3, joista 3-luokitus on tiiveysvaatimuksiltaan tiukin. On kuitenkin hyvä muistaa, ettei betoni kuitenkaan ole täysin vesitiivis, sillä pieni neste- ja kaasumäärä pääsee aina kulkemaan rakenteen läpi diffuusiosta johtuen.

Taulukko 6. Betonirakenteiden tiiveysluokitus. (mukaillen SFS-EN 1992-3:2006, s.10)

Tiiveysluokka	Vuotoa koskevat vaatimukset
0	Tietty vuodon määrä hyväksyttävä tai nesteiden vuodolla ei ole merkitystä.
1	Vuoto rajoitettava pieneen määrään. Tietty pinnan tahriutuminen tai kosteat laikut hyväksyttäviä.
2	Vuoto minimaalista. Tahriutuminen ei saa heikentää ulkonäköä.
3	Vuotoa ei sallita ollenkaan.

SFS-EN 1992-3 mukaan halkeilurajat valitaan rakenneosan tiiveysluokituksen perusteella, jolloin kiinnitetään huomiota rakenteelta vaadittavaan toimivuuteen. Alla esitetään vaatimuksia halkeamaleveyden rajoittamiselle, joita eri tiiveysluokan rakenteille voidaan käyttää:

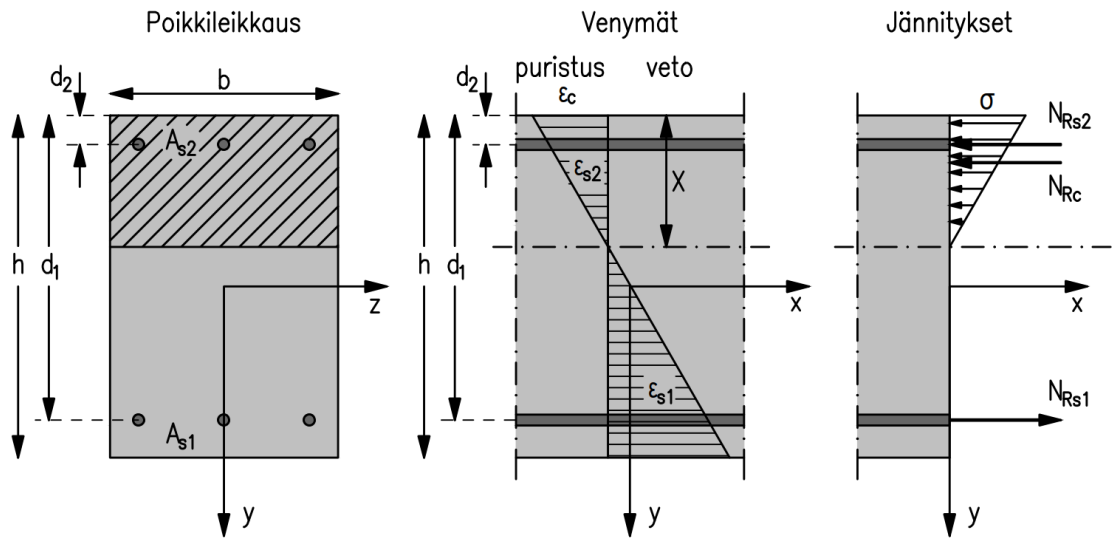
- Tiiveysluokka 0. – voidaan käyttää standardin SFS-EN 1992-1-1 esittämiä sääntöjä halkeilun rajoittamisesta (kts. kohta 4.2). Halkeamaleveyden raja-arvot saadaan siis taulukosta (Taulukko 3).
- Tiiveysluokka 1. – koko poikkileikkauksen läpi kulkevan halkeaman leveys on syytä rajoittaa arvoon w_{k1} , jonka arvo riippuu hydrostaattisesta painekorkeudesta kaavojen (41) ja (42) mukaan. Tiiveysluokka 0:n sääntöjä voidaan käyttää, kun poikkileikkaus ei ole halkeillut koko korkeudeltaan ja halkeamien voidaan odottaa tiivistyvän itsestään kohdan 0 mukaisesti.

- Tiiveysluokka 2. – koko poikkileikkauksen läpi kulkevia halkeamia on syytä välttää, ellei niiden suhteen ryhdytä asianmukaisiin toimenpiteisiin, esim. vuoraus tai vesitiiviit työsaumanauhat.
- Tiiveysluokka 3. – vesitiiveyden varmistamiseksi tarvitaan yleensä erityistoimenpiteitä, esim. vuoraus tai esijännitys.

Jotta tiiveysluokkien 2 ja 3 rakenteissa voidaan varmistua, ettei halkeama läpäise koko poikkileikkausta on osoitettava, että osa poikkileikkauksesta pysyy aina puristettuna. Tämän puristetun osan korkeus täytyy olla vähintään x_{\min} kaikilla kyseeseen tulevien kuormitusyhdistelmien vallitessa, jos poikkileikkaukseen vaikuttaa vastakkaisiin suuntiin vaikuttavia kuormia. Mikäli vastakkaisiin suuntiin vaikuttavia kuormia ei esiinny, riittää puristusvyöhykkeen korkeudeksi vähintään x_{\min} kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä. Puristusvyöhykkeen korkeuden mitoitusarvo x_{\min} on kansallisesti valittava arvo, jonka suositusarvo on pienempi mitoista 50 mm ja $0,2h$, missä h on rakenneosan paksuus. Voimasuureet voidaan laskea lineaarisen kimmoteorian mukaisesti ja poikkileikkauksen jännitykset lasketaan siten, ettei vedettyä osaa betonista saa ottaa huomioon. Puristusvyöhykkeen korkeus halkeilleessa tilassa voidaan laskea kaavalla (40):

$$x_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_1 A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \}, \quad (40)$$

missä muuttujien arvot saadaan seuraavasta kuvasta (Kuva 12). (by211 2013, s. 207 & SFS-EN 1992-3:2006, s.10)



Kuva 12. Haljelleen poikkileikkauksen venymätila ja jännitystila käyttörajatilan rasituksilla lineaarisen kimmoteorian mukaan. (Mukaiillen by211 2013, s. 208)

Halkeamaleveyden arvo w_{k1} voidaan valita kansallisesti. Suositeltavat arvot määritetään hydrostaattisen painekorkeuden h_D ja rakenneosan paksuuden h suhteesta seuraavien kaavojen (41) ja (42) mukaisesti:

$$w_{k1} = 0,20 \text{ mm, kun } \frac{h_D}{h} \leq 5 \text{ ja} \quad (41)$$

$$w_{k1} = 0,05 \text{ mm, kun } \frac{h_D}{h} \geq 35. \quad (42)$$

Suhteen h_D/h väliarvoilla halkeamaleveydet voidaan interpoloida lineaarisesti arvojen 0,2 mm ja 0,05 mm väliltä. Halkeamaleveyden rajoittaminen näihin arvoihin johtaa siihen, että halkeamat tiivistyvät itsestään suhteellisen lyhyessä ajassa. (SFS-EN 1992-3:2006, s.10)

5.1.1 Halkeamien tiivistyminen itsestään

Mikäli rakenneosaan ei kohdistu merkittäviä kuormituksen tai lämpötilan muutoksia käytön aikana, voidaan halkeamien olettaa tiivistyvän itsestään. Luotettavamman tiedon puuttuessa tiivistymisen voidaan olettaa tapahtuvan, mikäli poikkileikkauksen odotettavissa oleva muodonmuutoksen vaihteluväli on käyttöolosuhteissa pienempi kuin 150×10^{-6} . Mikäli halkeamien ei voi olettaa tiivistyvän itsestään, on jokainen

poikkileikkauksen läpikulkeva halkeama johtaa vuotamiseen halkeama leveydestä riippumatta. (SFS-EN 1992-3:2006, s.10)

5.2 Betonin vesitiiveys

Vesitiiviin betonirakenteen suunnittelu vaatii rakenteen vetorasitusten hallintaa, jottei betonin huokosrakenne harvennu tai rakenne halkeile. Lisäksi rakenteessa tulee käyttää vesitiivistä betonia, jossa huokokset eivät saa muodostaa yhtenäistä verkostoa, jota pitkin vesi pääsisi kulkeutumaan. Betonin lävitse pääsee aina kuitenkin pieni määrä vettä (noin. $5 \text{ g}/(\text{m}^2 \times \text{vrk})$) diffuusiosta johtuen. Suunnittelussa tämä pitää ottaa huomioon huolehtimalla, ettei betonin päällä ole liian tiivistä kosteudesta vahingoittuvaa tai kosteutta keräävää pinnoitetta tai materiaalia, vaan läpi päässyt vesi pääsee haihtumaan sisäilmaan. (RT 83-11032 2011, s. 10)

Betonin vesitiiveys perustuu riittävän suureen hienoainesmäärään betonissa. Hienoainekseksi lasketaan yleensä sementit, seosaineet sekä hieno kiviaines. Runkoaineen rakeisuuskäyrän tulee olla myös hyvin pakkautuva, jolloin sementtiä ei tarvitse olla niin paljon tiivistämään kivien välejä. Vesisementtisuhteen kasvattaminen heikentää betonin vesitiiveyttä, sillä reagoimaton vesi kuivuessaan muodostaa kapillaarihuokosia. (RT 83-11032 2011, s. 10)

Betoni ei saa erottua liikaa valun yhteydessä, sillä erottuneista kohdista vesi voi päästä lävitse. Erottumista voi aiheuttaa liian suuri pudotuskorkeus tai liiallinen tiivistäminen, kun raskaammat partikkelit painuvat pohjalle. Riski erottumiselle on etenkin notkeissa vesitiiviissä betoneissa. Itsetiivistyvä betoni on vesitiivistä johtuen suuresta hienoainesmäärästä. (RT 83-11032 2011, s. 10)

Betonin vesitiiveyttä voidaan tutkia standardissa SFS-EN 12390-8:2019 esitetyn kokeen avulla. Testin periaate on kohdistaa betonin pintaan vedenpaine $500 \pm 50 \text{ kPa}$ 72 ± 2 tunnin ajaksi, jonka jälkeen koekappale halkaistaan ja vesirintaman tunkeutumissyvyys voidaan mitata. Vesitiiviiksi betoniksi voidaan luokitella betoni, jonka kyseisellä kokeella saadun veden tunkeutumissyvyys on korkeintaan 100 mm (by50 2004, s. 135).

5.3 Vesitiiviiden betonirakenteiden vesieristeet ja yksityiskohdat

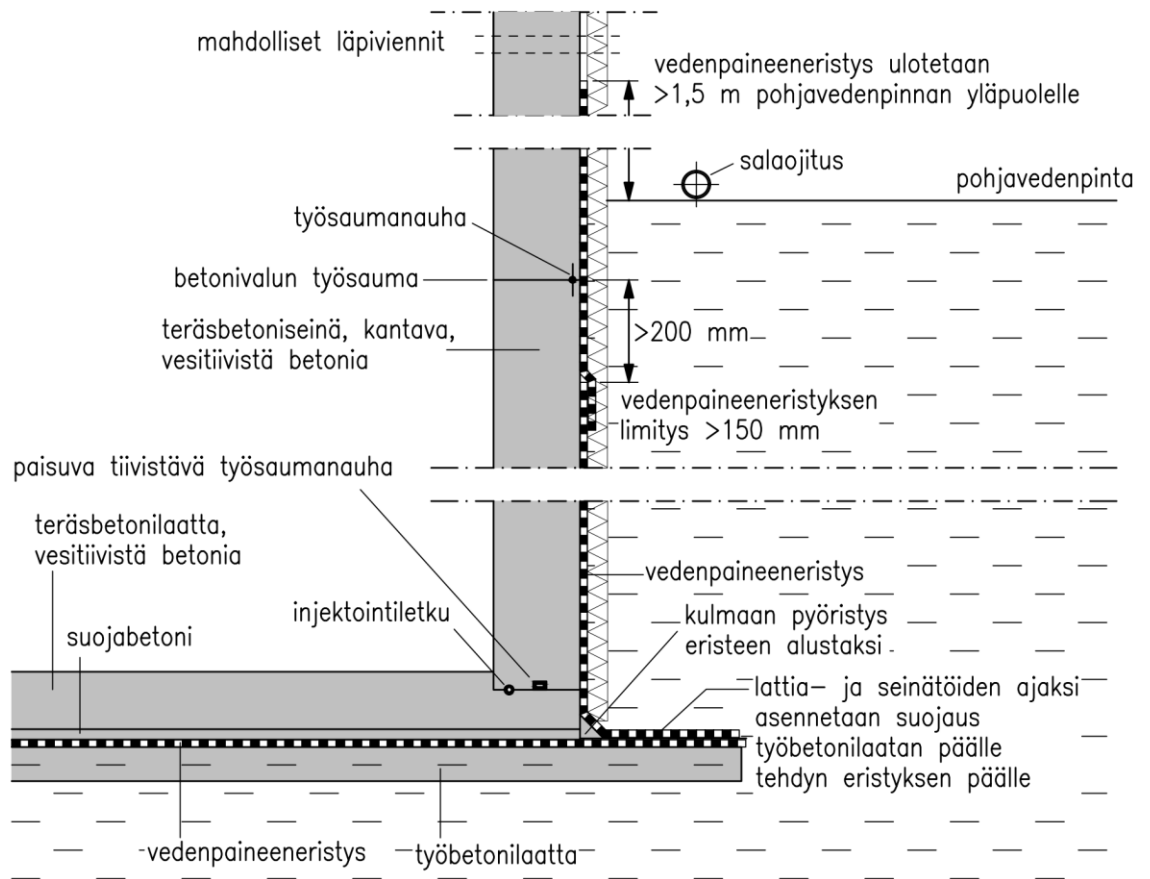
Sen lisäksi, että betonista itsestään tehdään vedenpitävää, voidaan rakenteessa käyttää erillisiä vesieristeitä parantamaan vedenpitävyyttä sekä vaurionsietokykyä. Vesi voi päästä kulkeutumaan esimerkiksi halkeamien ja työsaumojen kautta, ellei niiden tiiveyttä varmisteta. Betonin kanssa käytettäviä vesieristeitä ovat esimerkiksi betonin pintaan levitettävät epoksi- tai polyuretaanipohjaiset massat, bitumikermit tai bentoniittieristeet. Suunnittelijan on huolehdittava, että valittu vesieriste käy kohteeseen.

Bitumikermit ovat modifioidusta bitumista valmistettuja vedeneristyskermejä, jotka levitetään betonin pintaan vedenpaineen vaikutuksen alaiselle puolelle. Bitumikermit soveltuvat vedenpaineen eristyksenä, kun paine on pienempi kuin 300 kN/m^2 , mikä vastaa 30 m vedenpainetta. (RT 83-11032 2011, s. 1–2)

Bentoniitti on erikoissavea, joka paisuu joutuessaan kosketukseen veden kanssa. Bentoniittimatto koostuu tavallisesti kahdesta toisiinsa neulotusta polypropeenikuitukankaasta, joiden välissä on bentoniittikerros. Alapohjassa bentoniittimatto voidaan asentaa tiivistetyn ja tasaisen pohjamaan päälle, tai sen alle voidaan valaa erillinen työbetonilaatta. Vaativiin kohtiin bentoniitin lisäksi voidaan asentaa bitumikermitus. (RT 83-11032 2011, s. 10)

Edellä mainittujen vesieristeiden lisäksi on myös kristallisoivia lisäaineita, jotka reagoivat betonissa olevan veden ja sementin kanssa. Reaktiotuotteena syntyy kristallimaisia kiteitä, jotka tukkivat betonin huokosia. Kristallisoivia aineita voidaan levittää valmiin betonin pintaan tai sekoittaa betonimassaan lisäaineena, jolloin kiderakenne muodostuu koko poikkileikkauksen matkalle.

Vesitiiviit rakenteet vaativat tarkkaa yksityiskohtien suunnittelua. Vesieristeet on kiinnitettävä ja limitettävä valmistajan ohjeiden mukaisesti. Vesieriteiden taivutussäde voi olla myös rajoitettu, jolloin rakenteen nurkkiin voidaan joutua valamaan pyörityksiä. Työsaumat vaativat injektointiletkuja sekä paisuvia työsaumanauhoja varmistamaan sauman vedenpitävyys. RT-ohjekortissa esitetään vedenpaineeneristykseen liittyviä yksityiskohtia ja minimimittoja (kts. Kuva 13). Rakennustyön ajaksi pohjavesi voidaan poistaa pumppaamalla.



Kuva 13. Vedenpaineeneristyksen esimerkki yksityiskohtia. (mukailten RT 83-11032 2011, s. 8)

6 BETONIN MATERIAALIMALLIT

Jotta paalulaatan toimintaa voitaisiin mallintaa numeerisesti elementtimenetelmin, täytyy käytettävän materiaalimallin vastata betonin ominaisuuksia sopivalla tarkkuudella. Kun materiaalimallin ominaisuuksia tunnetaan, auttaa se myös ymmärtämään saatuja tuloksia ja niiden tulkintaa.

6.1 Teoriaa

Betonin todellista käyttäytymistä ja lujuutta on hyvin vaikea mallintaa, sillä se on hauras ja käyttäytyy hyvin epälineaarisesti kuormituksen vaikutuksesta. Lisäksi materiaaliominaisuuksien mallintamista hankaloittaa betonin ominaisuuksien voimakas riippuvuus mm. kiviaineksen kokojakaumasta ja muodosta, sementin laadusta ja suhteituksesta. Yksikään matemaattinen malli ei kuvasta täysin betonin mekaanisia ja fysikaalisia ominaisuuksia, ja vaikka tämmöinen malli saataisiinkin, olisi se liian monimutkainen käytännön tarpeisiin. Betonin materiaalimalli joudutaankin aina yksinkertaistamaan käsiteltävän ongelman mukaan ja valitsemaan tarpeelliset ominaisuudet ja parametrit sopivalla tarkkuudella.

Materiaalimallit muodostuvat myötö- ja/tai murtopinnoista, jotka määritellään kolmiaksisiaalisessa jännitystilassa. Myötö- tai murtopinnan muoto kuvataan pääjännitysvaruudessa invarianttien avulla, jotka ovat valitusta koordinaatistosta riippumattomia suureita. Pääjännitykset ovat jännitystensorin ominaisarvoja, joita merkitään σ_I , σ_{II} ja σ_{III} , missä $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_{III}$. Betonin materiaalimallin muodostamiseksi täytyy määritellä myötö- tai murtopinnat, joilla voidaan kuvata betonin käyttäytymistä ennen myötäämistä ja myötäämisen jälkeen. Myötö- ja murtopintojen määrittely tehdään invarianttien avulla. Moniaksisiaalisissa jännitystilassa betonin vauriomalli kuvataan kaavan (43) esittämässä muodossa:

$$f(I_1, J_2, J_3) = 0, \quad (43)$$

missä pääjännitysten avulla lausuttuna invariantit ovat kaavoissa (44), (45) ja (46),

$$I_1 = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}, \quad (44)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2], \quad (45)$$

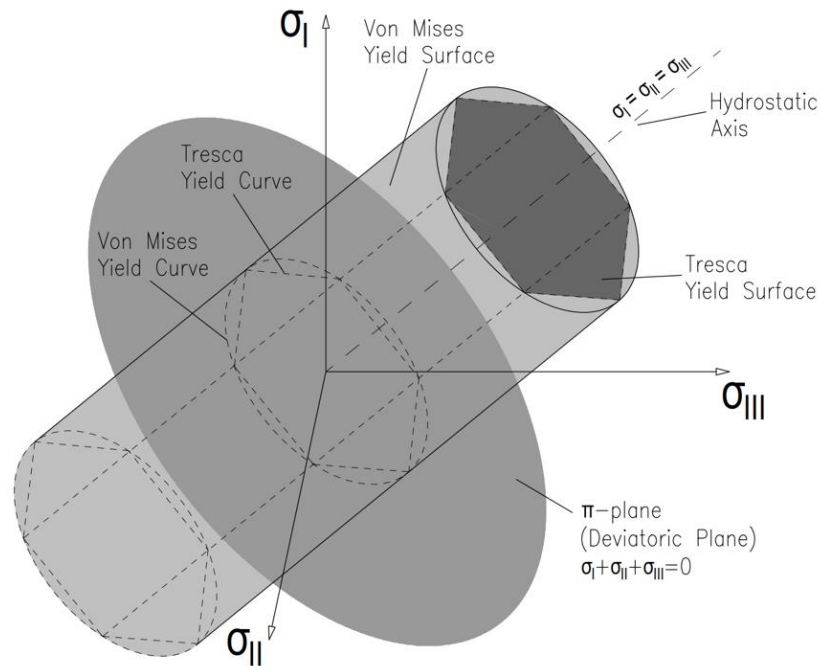
$$J_3 = (\sigma_I - \sigma_m)(\sigma_{II} - \sigma_m)(\sigma_{III} - \sigma_m), \quad (46)$$

missä I_1 on jännitystensorin ensimmäinen invariantti, joka ottaa huomioon materiaalin vaurion riippuvuuden hydrostaattisesta paineesta ja J_2 sekä J_3 ovat toinen ja kolmas deviaattoriosuuden pääinvariantteja (Salmi & Virtanen 2008, s. 303). σ_m on keskimääräinen jännitys, eli $\sigma_m = 1/3 I_1$. (Kouhia 2013, s. 16)

Betonin lujuus on eri yksi-, kaksi- ja kolmiakσιαalisessa puristuksessa. Kaksiakσιαalisessa puristuksessa betonin lujuus on n. 25 % suurempi verrattuna yksiakσιαaliseen puristuslujuuteen, kun jännityksien suhde $\sigma_I/\sigma_{II} = 0,5$ (Kouhia 2013, s. 28). Kolmiakσιαalisessa puristuksessa betonin lujuus kasvaa edelleen.

6.2 von Misesin ja Trescan materiaalmallit

Betonin materiaalia kuvaavien mallien murto- ja myötöehdot voidaan jakaa sen mukaan, kuinka monta parametria malli vaatii. Yksi- ja kaksiparametrisiä malleja voidaan käyttää käsin laskennassa vielä kätevästi, mutta tietokoneavusteinen laskenta mahdollistaa moniparametrisien materiaalmallien laskemisen. Yksiparametrisiä malleja ovat esimerkiksi von Misesin ja Trescan mallit, jotka soveltuvat hyvin metalleille. Yksiparametrinen malli ei kuitenkaan pysty kuvaamaan hydrostaattisesta paineesta riippuvaa murtumaa ja siksi se ei sovellu betonille. Kuvassa (Kuva 14) näkyy von Misesin sekä Trescan myötöpinnat, hydrostaattinen akseli sekä deviaattorinen taso (π -taso).



Kuva 14. Von Miesin ja Trescan myötöehdot, hydrostaattinen akseli ja deviaattorinen taso.

6.3 Mohrin-Coulombin ja Drucker-Pragerin myötöehdot

Kaksiparametrisiä materiaalimalleja ovat esimerkiksi Mohrin-Coulombin ja Drucker-Pragerin myötöehdot, jotka ovat yksinkertaisia paineesta riippuvia materiaalimalleja. Suurella hydrostaattisella paineella betoni käyttäytyy sitkeästi, jolloin edellä mainitut mallit soveltuvat osittain betonille. Mallit kuitenkin kuvaavat huonosti betonin murtumista. Kaksiakselialinen puristuslujuus rajoittaa yksiakselialisten puristus- ja vetolujuuksien suhdetta $f_c < 3f_t$, joka betonilla on yleensä 1,1–1,3. Mohrin-Coulombin murtoehto on yleistys Trescan myötöehdosta ja Drucker-Pragerin ehto on puolestaan yleistys von Misesin myötöehdosta. Käytännön sovellutuksissa Mohrin-Coulombin ehto sopii paremmin betonille ja Drucker-Pragerin ehtoa käytetään maamateriaaleille. (Kouhia 2013, s. 40; Salmi 2008, s. 303)

Kitkattomille materiaaleille kitkakulma on nolla, jolloin koheesioparametri redusoituu Trescan maksimileikkajännitysehdon mukaiseksi leikkauslujuudeksi. Myös Mohr-Coulombin murtoehto antaa betonille yksiakselialiselle vetolujuudelle liian suuren arvon, mutta yhdistämällä se Rankinen-vetomurtoehdon kanssa, saadaan malli kuvastamaan hyvin betonin lujuusominaisuuksia. (Kouhia 2013, s. 40–42)

6.4 Willamin-Warnkenin murtoehto

Willamin-Warnkenin kolmiparametrinen murtoehto soveltuu hyvin silloin, kun hydrostaattinen paine on pieni. Mallin parametrit ovat ρ_c , ρ_t ja z , jotka saadaan kolmen kokeen avulla: yksiakselinen veto, yksiakselinen puristus ja kaksiakselinen puristus. Parametrit voidaan kokeista saatujen tulosten avulla esittää kaavojen (47), (48) ja (49) avulla seuraavasti:

$$z = \frac{f_{bc}f_t}{f_{bc} - f_t} \quad (47)$$

$$\rho_t = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{f_{bc}f_t}{2f_{bc} + f_t}} \quad (48)$$

$$\rho_c = \sqrt{\frac{6}{5} \frac{f_{bc}f_t}{3f_{bc}f_t + f_{bc} - f_t}} \quad (49)$$

missä f_{bc} on kaksiakselinen puristuslujuus ja f_t on yksiakselinen vetolujuus.

Willam ja Warnke esittivät myös viisiparametrisen mallin. Mallin meridiaanit ovat toisen asteen paraabeleja ja deviaattoriset viivat muuttuvat lähes kolmion muodosta lähes pyöreiksi hydrostaattisen paineen kasvaessa. Malli esittää hyvin kolmiakselisen murtopinnan ja korreloi hyvin testitulosten kanssa. Korkealla hydrostaattisella paineella malli aiheuttaa epätarkkuuksia, mutta niin korkeita hydrostaattisia paineita esiintyy kuitenkin käytännön sovellutuksissa harvoin. (Saleeb & Chen 1994, s. 287, 303)

6.5 Karagozian & Case Concrete malli (KCC)

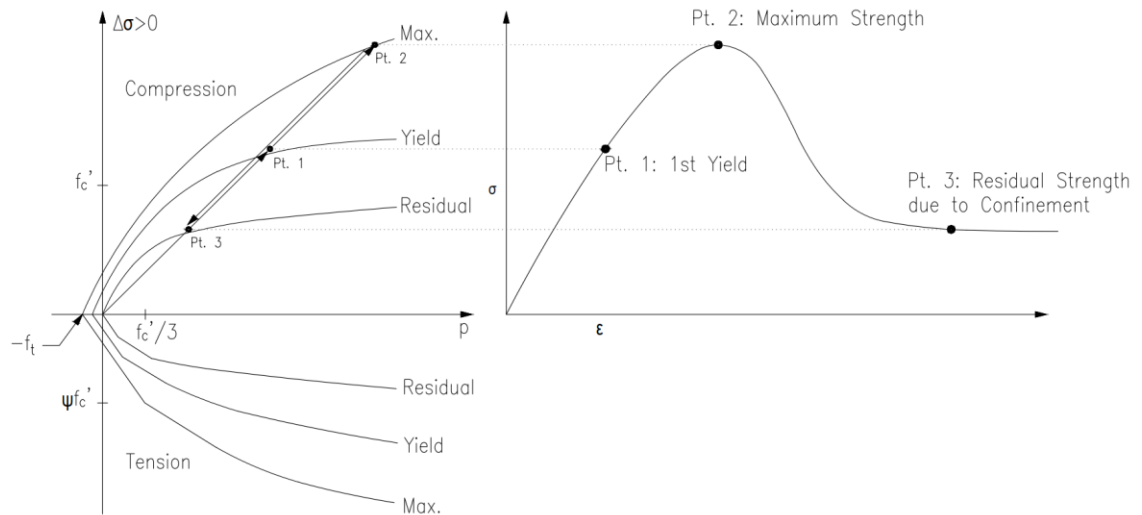
Karagozian & Case vuonna 1994 kehittämä *Karagozian & Case Concrete* (KCC) -materiaalimalli luotiin erityisesti teräsbetoniseiniä käyttäytymisen mallintamiseen räjähdys- ja iskumaisissa kuormituksissa. Materiaalimallin toinen versio KCCR2 (release II) julkaistiin vuonna 1996 ja sen perusteet ovat yhä käytössä mm. LS-DYNA-ohjelmistossa. KCC-materiaalimalli vaatii noin 50 materiaaliparametrin määrittämistä, eikä se ole sen vuoksi kovin käyttäjäystävällinen. Suurin osa vaadittavista materiaaliparametreista ovat määritettävissä yksinkertaisesti koetuloksista, mutta osa

parametreistä vaatii hienostuneita määrittystekniikoita, joita ei ole standardisoitu. Tästä syystä materiaalimallin sovittaminen materiaalin kanssa on hyvin haastavaa toteuttaa. K&C kehittämä ja vuonna 1999 julkaisema kolmas versio (release III) KCC-mallista (KCCR3) generoi parametrit automaattisesti niin, että käyttäjän tulee määrittellä vain betonin lujuusparametri. Parametrit eivät kuitenkaan ole tarkkoja, sillä betonin käyttäytyminen kuormituksessa riippuu monesta tekijästä, mm. aggregaatin koosta ja mikrohalkeamista. KCCR3-malli kuitenkin sallii myös materiaaliparametrien manuaalisen syöttämisen, jolloin käyttäjä voi halutessaan käyttää koetuloksista saatuja materiaaliparametrejä. Parametrejä muokkaamalla materiaalimalli soveltuu myös muillekin hauraille ja sementtimäisille materiaaleille, kuten tiileille ja laasteille. (Crawford et al. 2012, s. 1-4–1-5)

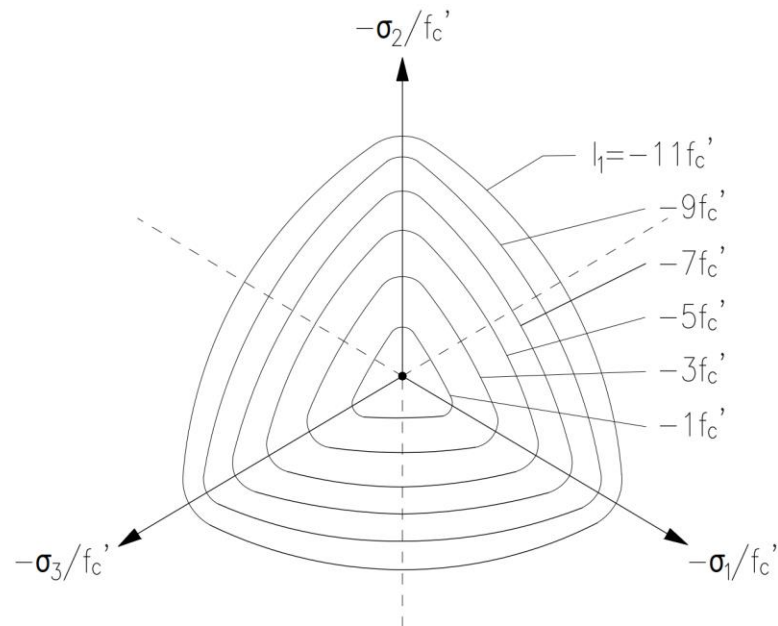
KCC-malli on kolmen invariantin malli, joka perustuu käyttäjän määrittämiin kolmeen kiinteään myötöä ja murtoa kuvaavaan rajapintaan. Rajapinnat, jotka ovat alun perin Willam-Warnken mallissa esitettyjä, ovat maksimilujuuden pinta (engl. *maximum stress surface*), myötöpinta (engl. *yield surface*) ja jäännöslujuuden pinta (engl. *residual surface*), sekä vaurioparametriin, joka lasketaan materiaalille joka aika-askeleella. Edellä mainitut pinnat on havainnollistettu kuvassa (Kuva 15) ja esitetty deviaattoriselta tasolta katsottuna kuvassa (Kuva 16). KCC mallin murto-, myötö- ja jäännöslujuuden pintojen deviaattoriset jännitysinvartit voidaan esittää yleisesti kaavalla (50) (alaindeksi i kuvastaa laskettavaa pintaa y , m tai r (engl. *yield strength surface*, *maximum strength surface* tai *residual strength surface*):

$$F_i(p) = a_{0i} + \frac{p}{a_{1i} + a_{2i}p}, \quad (50)$$

missä p on paineinvartti ja a_{ji} ($j=0, 1, 2$) ovat käyttäjän määrittämiä parametrejä pinnalle i . (Crawford et al. 2012, s. 1-8)



Kuva 15. Maksimilujuuspinta, myötöpinta ja jäännöslujuuspinta. (muokattu lähteestä Crawford et al. 2012, s. 1-33, 1-34)

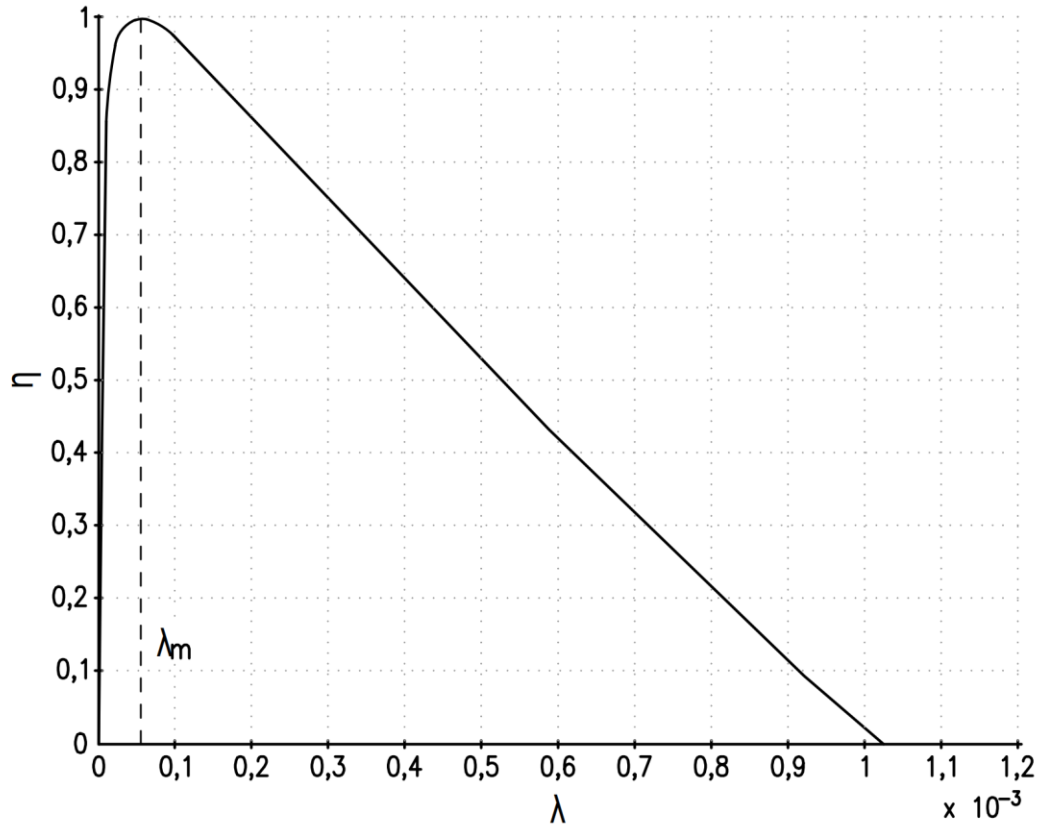


Kuva 16. Kuvaus eri vauriopinnoista deviaattoriselta tasolta kuvattuna kasvavilla paineen arvoilla. Ehjät viivat kuvaavat puristusta ja katkoviivat vetoa. (Crawford et al. 2012, s. 1-38)

Murtopinta voidaan interpoloida maksimi lujuuden pinnan ja joko myötöpinnan tai jäännöslujuuspinnan välillä kaavan (51) mukaan:

$$F(I_1, J_2, J_3) = \begin{cases} r(J_3) [\eta(\lambda) (F_m(p) - F_y(p)) + F_y(p)], & \text{kun } \lambda \leq \lambda_m \\ r(J_3) [\eta(\lambda) (F_m(p) - F_r(p)) + F_r(p)], & \text{kun } \lambda > \lambda_m \end{cases} \quad (51)$$

missä $\eta(\lambda)$ on sisäisen vaurioparametrin funktio (kts. Kuva 17). (Crawford et al. 2012, liite F.2)



Kuva 17. η - λ kuvaaja. Interpolointi suoritetaan käyttämällä interpolointiparametria η , jonka arvo saadaan vaurioparametrin λ avulla. (mukaiillen Crawford et al. 2012, s. 1-34)

Interpolointiparametrin määrittämiseksi vaurioparametri lasketaan joka aika-askeleella lisäämällä siihen vaurioparametrin muutos $d\lambda$ uudelleen kaavan (52) mukaisesti:

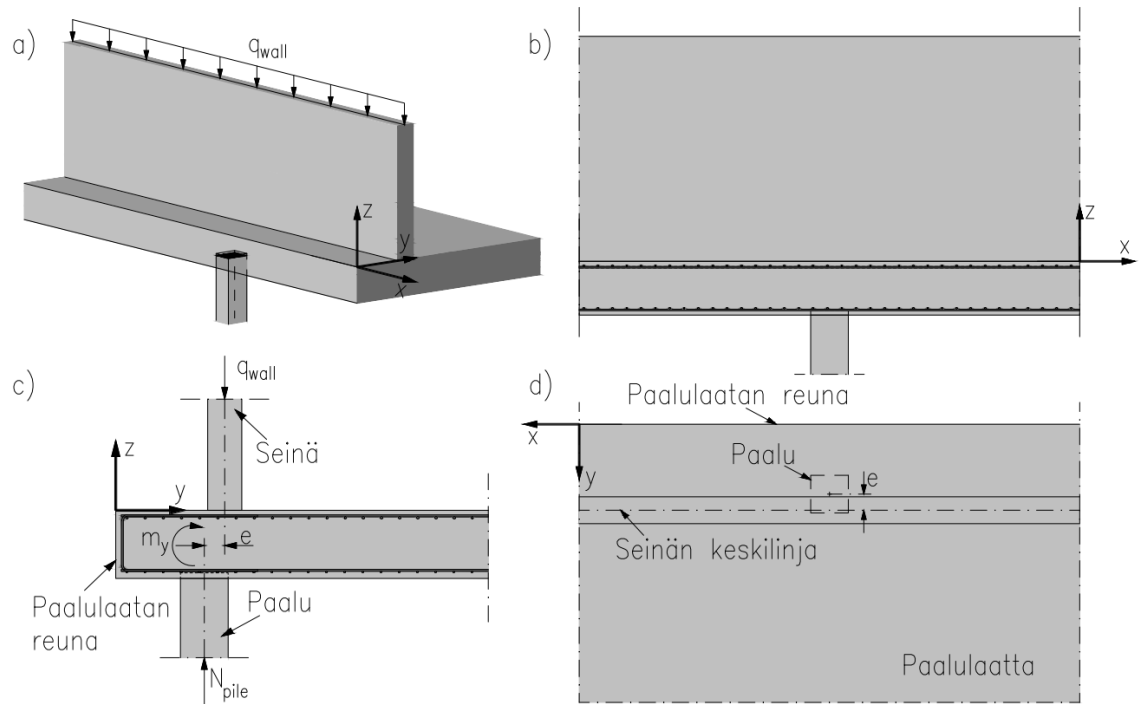
$$\lambda^{n+1} = \lambda + d\lambda. \quad (\text{Crawford et al. 2012, s. 1-9}) \quad (52)$$

7 PAALUN SIJANTIPOIKKEAMAN MITOITTAMINEN

Tässä työssä käsiteltävissä paalulaatoissa paalupoikkeama on yleensä määräävä mitoittava tekijä paalulaatan paksuudelle ja teräsmäärälle. Laatta on hyvin ohut siihen nähden, että koko rakennuksen paino lepää laatan päällä. Tämä on kuitenkin mahdollista, kun paalut sijoitetaan suoraan vertikaalisten kuormalinjojen alapuolelle laattaan, jolloin laatan ei tarvitse toimia kuormansiirtolaattana vertikaalisten kuormien osalta, eikä laattaan vaikuta momenteja. Betonin kyky kantaa puristusvoimaa on hyvä ja tällä tavoin tätä ominaisuutta päästään hyödyntämään.

Paalut pyritään aina asentamaan tarkasti suunnitelman mukaiseen sijaantiin ja asentoon. Tämä ei kuitenkaan aina onnistu, sillä paalu voi paalutuksen aikana kääntyä tai siirtyä, eikä paalua saa asennuksen aikana vääntää oikeaan asentoon. Maa-aines on harvoin tasalaatuista, mikä vaikuttaa paalun kulkuun maassa. Isot kivet voivat saada paalun kääntymään ja siirtymään pois suunnitellusta paikasta ja asemnosta tai jopa katkaista paalun. Keskeisellä porausmenetelmällä asennettavat porapaalut osuvat yleensä suhteellisen tarkasti haluttuun pisteeseen, mutta esimerkiksi haastavaan maaperään asennettavat lyöntipaalut vaativat huomattavasti suuremman sijaintipoikkeaman huomioimista. RIL:n julkaisemassa paalutusohjeessa annetaan sallitut sijaintipoikkeamat e_{\max} ja sallitut kaltevuuspoikkeamat i_{\max} . Sallittujen poikkeamien suuruuteen vaikuttaa paalun tyyppi ja koko sekä paalun asennustapa. (RIL 254-2016, s. 181–184)

Mikäli paalu ei osu suoraan kuormalinjan alapuolelle, paalulaattaan aiheutuu momenttia. Laatalle kuormittavin tilanne syntyy, kun paalun sijainti poikkeaa ulommaiselta seinälinjalta laatan reunaa kohti. Tämä aiheuttaa laattaan kolmiulotteisen jännitystilän ja taivutusta laatan molempiin suuntiin. Kuvassa (Kuva 18) havainnollistetaan paalun sijaintipoikkeama. Yksinkertaistamisen vuoksi kuvaan on piirretty vain yksi paalu, vaikka todellisessa tilanteessa paaluja olisi sallituin tai tarvittavin paaluvälein päässä toisistaan. Kuvan (Kuva 18) c) kohdasta voidaan havaita, miksi laattaan aiheutuu sisäinen momentti m_y . Sisäisen momentin alaindeksi kertoo minkä suuntaisia jännityksiä momentti aiheuttaa. Jatkossa käytetään kuvan (Kuva 18) mukaista koordinaatistoa.



Kuva 18. Paalun sijaintipoikkeama e . Paalun keskikohta on e matkan päässä seinälinjan keskilinjalta. Seinän kautta siirtyy rakennuksen kuormat q_{wall} paalulaatan läpi paalulle, johon syntyy vastakkaissuuntainen normaalivoima N_{pile} . Paalu välittää voiman edelleen kantavaan maakerrokseen.

Eurokoodi 2 antaa ohjeita paaluanturan mitoitukseen. Sen mukaan paalun etäisyys laatan ulkoreunasta, eli tässä tapauksessa ulokejatkoksen pituus täytyy olla niin suuri, että laatan teräkset ankkuroituvat riittävästi. Poikittaisia hitsattuja tankoja voidaan käyttää ankkuroinnin parantamiseksi, jolloin ulokkeen pituutta voitaisiin pienentää. Raudoitusmäärät lasketaan tilanteesta riippuen joko ristikkomallilla tai taivutukseen perustuvien menetelmien avulla. Paalulta tulevan voiman katsotaan jakautuvan paalulaatan yläpintaan 45° kulmassa paalun reunasta. Tämä puristusalue parantaa raudoitteen ankkurointikykyä ja se voidaankin ottaa huomioon mitoituksessa. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 162)

Yksi tämän työn tutkimuskysymyksistä oli, että miltä alueelta teräkset toimivat tehollisina ja osallistuvat momentin m_y kantamiseen. Suoraan paalun päällä olevissa teräksissä on kaikista suurin jännitys, mutta poikittainen rauditus (x -suuntainen) ja betoni itsessään jakaa osan jännityksistä myös viereisille teräksille jonkin etäisyyden päähän.

7.1 Numeerisen laskentamallin luominen

Ongelman ratkaisemiseksi tapausta lähdettiin tutkimaan numeerisesti elementtimenetelmällä käyttäen kolmiulotteista solidimallinnusta. Elementtimenetelmä on numeerinen laskentamenetelmä, joilla voidaan ratkaista reuna-arvottehtäviä ja aika-arvottehtäviä. Reuna-arvottehtävä muodostuu differentiaaliyhtälöistä ja niiden reunaehdoista, joilla kuvataan ongelmaa. Staattisen tapa

Aikaintegrointialgoritmit voidaan jakaa implisiittisiin ja eksplisiittisiin ratkaisumenetelmiin. Implisiittisessä menetelmässä jokaisella aika-askeleella ratkaistaan likeyhtälö (53), josta saadaan kappaleen muodonmuutostila. Yhtälössä $[M]$, $[C]$ ja $[K]$ ovat likeyhtälön massa-, vaimennus- ja jäykkyydsmatriisit. Yhtälön täytyy kuitenkin olla aina tasapainossa, jotta yhtälölle saadaan ratkaisu.

Eksplisiittisessä menetelmässä kaava (53) muutetaan kaavan (54) mukaiseen muotoon. Tästä yhtälöstä systeemin kiihtyvyydet voidaan ratkaista diagonaalisen massamatriisin avulla, eikä systeemin tasapainoa tarkasteta. Tästä syystä eksplisiittisellä menetelmällä voidaan usein ratkaista ongelmia, joihin implisiittinen menetelmä ei kykene. Tällaisia tilanteita ovat tapahtumat, jotka ovat hyvin dynaamisia ja epälineaarisia, kuten betonin murtuminen. Tässä työssä ratkaisijaksi aluksi valittiin implisiittinen menetelmä, mutta materiaalimallin voimakkaasta epälineaarisuudesta johtuen, laskentaa ei saatu suoritettua loppuun. Tästä syystä aluksi valittu implisiittinen menetelmä ja laskentaohjelma Ansys 2022 R2 Static Structural vaihdettiin LS-DYNA:n eksplisiittiseen ratkaisijaan.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f_{\text{ext}}\}, \quad (53)$$

$$[M]\{\ddot{x}\} = \{f_{\text{ext}}\} - [K]\{x\}. \quad (54)$$

7.1.1 Materiaalimallin valinta

Aluksi ongelmaa lähestyttiin Ansys-laskentaohjelmalla, jossa betonille määriteltiin Willamin ja Warnkenin esittämän mallin mukainen murtoehto. Malliin lisättiin myös betonin pehmenemistä ja myötölujittumista mallintavat ominaisuudet. Mallin murtumisen kuvaamiseksi tarvittiin myös murtumisenergia. Säröä ajavaa energiaa eli

murtumisenergiaa (engl. *fracture energy*) merkitään G_f [N/m]. Se on energia, joka vaaditaan olemassa olevan särön yksikön kokoisen pinta-alan kasvattamiseen. Murtumisenergian suuruuteen vaikuttaa betonissa käytettävän aggregaatin koko ja tyyppi (Kouhia 2013, 26–27). CEB-FIB Model Code (2010, s. 113) mukaan G_f voidaan määrittellä normaalipainoiselle betonille yhtälön (55) mukaan:

$$G_f = 73f_{cm}^{0,18}. \quad (55)$$

Materiaalimalli oli kuitenkin liian monimutkainen Ansys Static Structural -laskentaohjelmalle. Materiaalin testausta tehtiin yksikkökuutioiden puristus- ja vetotestien avulla. Tutkimuksessa ei löydetty materiaalimallille parametreja, joilla laskenta olisi saatu vakaaksi. Laskenta meni läpi, kun yksikkökuutiossa käytettiin vain muutamaa elementtiä, mutta kaatui konvergenssiongelmiin elementtien määrää lisätessä. Lopulta ratkaisijan tyyppi vaihdettiin eksplisiittiseksi ja laskentaohjelmaksi valittiin LS-DYNA (LS-Run 2022 R2). LS-DYNA sisälsi KCCR3-materiaalimallin, jonka nimitys ohjelmistossa oli Mat72R3, ja joka lopulta valittiin laskennassa käytettäväksi materiaalimalliksi.

Kuten aiemmin todettu, ei betonia voida käytännössä mallintaa täydellisesti, mutta ongelmasta riippuen voidaan tyytyä tarpeeksi tarkkaan malliin. Wu & Crawford (2015) ovat verranneet eri materiaalimalleja koetuloksiin, joista voidaan todeta materiaalimallin Mat72 korreloivan suhteellisen hyvin koetulosten välillä. Tutkimuksen mukaan materiaalimalli soveltuu hyvin kvasistaattisten ongelmien sekä räjähdys- ja iskumaisten kuormitusten mallintamiseen.

Mat72R3 malliin lisättiin myös solidielementtien eroosioituminen liian suuren vaurion saavuttamisen jälkeen. Vaurion suuruus kuvataan asteikolla 0–2 täysin ehjästä betonista täysin vaurioituneeseen betoniin. Käytännössä elementti poistuu, kun betonin vaurion suuruus ylittää arvon 1,98. Tällä mallinnetaan betonin halkeamista, jonka jälkeen betoni ei voi välittää vetojännityksiä halkeaman ylitse, vaan kaikki jännitys siirtyy teräksille.

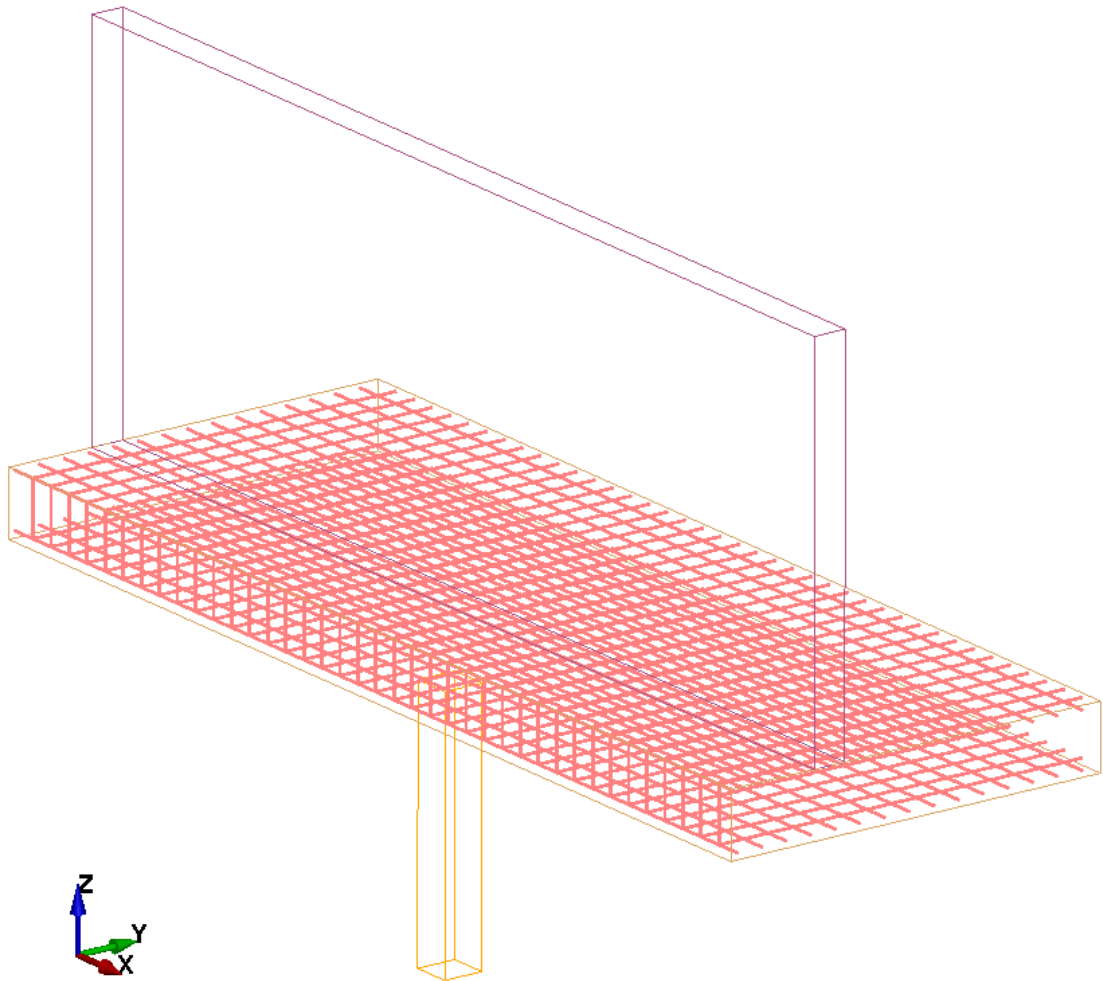
7.1.2 Elementtityypit ja -koko

KCC-malli käyttää 8-solmuista heksaedristä solidielementtiä, jossa on yksi integroimispiste. Se on yleisesti käytetty elementtityyppi suurissa dynaamisissa analyyseissä ja sen yksi hyvistä ominaisuuksista onkin laskentatehokkuus. Koska elementissä on vain yksi integroimispiste, se vaatii tiimalasimuodon hallintaa (engl. *hourglass control*). Hallintaa voidaan ohjata sitkeyden (engl. *viscous control*) ja jäykkyyden (engl. *stiffness control*) parametreilla, joista jälkimmäinen on parempi vaihtoehto kvasistaattisessa analyysissä. (Crawford et al. 2012, s. 2-3)

Paalulaatan mallin elementit olivat kaikki samankokoisia kuutioita, jonka sivumitat olivat 50 mm. Elementtikoon valinnassa on huomioitava, että KCC-malli on kalibroitu 4 tuuman elementtikoolla, mikä on noin 100 mm. KCCR3 ei automaattisesti muuta pehmenemistä kuvaavaa parametriä b_1 elementtikoon mukaan, mikä aiheuttaa laskentaan virhettä. Käyttäjän tulee itse säätää tämän parametrin arvo elementtikoon mukaan, jolloin malli saadaan vastaamaan kokeista saatuja tuloksia. (Crawford et al. 2012, s. 3-10)

7.1.3 Geometria ja reunaehdot

Geometria luotiin Ansys Workbench 2022 R2 -ohjelmiston SpaceClaim-mallinnustyökalulla. Valmis geometria siirrettiin Workbenchin LS-DYNA-työkaluun, jossa geometria verkotettiin. Tämän jälkeen mallista luotiin .k-tiedosto, joka avattiin LS-Prepostissa (versio 4.8.29), ja jossa määritettiin kaikki muut vaadittavat asiat. Kuvassa (Kuva 19) on esitetty mallin geometria läpinäkyvänä, jossa myös raudoituksen malli tulee esiin.



Kuva 19. Paalupoikkeaman laskentamallin geometria. Seinän yläpäässä solmupistesiiirtymät tuettu y - ja z -suuntiin (tuenta koskee solmupisteitä (*node*), joten myöskään rotaatiota ei pääse tapahtumaan). Raudoitus on laatan sisässä kiinnitetty `CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID_PENALTY` keywordillä.

Koska laskenta suoritettiin eksplisiittisellä aikaintegroinnilla, laskentaan vaikuttaa myös inertia, eli massan hitaus. Tämä voi aiheuttaa epätarkkuutta laskentaa, mikäli voiman vaikutus asetetaan liian suureksi. Tarkasteltava ongelma on kvasistaattinen, joten kuormituksen täytyy alkaa vaikuttamaan mahdollisimman hitaasti kuitenkin niin, ettei laskenta-aika kasva liian suureksi. Inertian vaikutusta voidaan tutkia mallin kineettisen energian määrää tarkastelemalla.

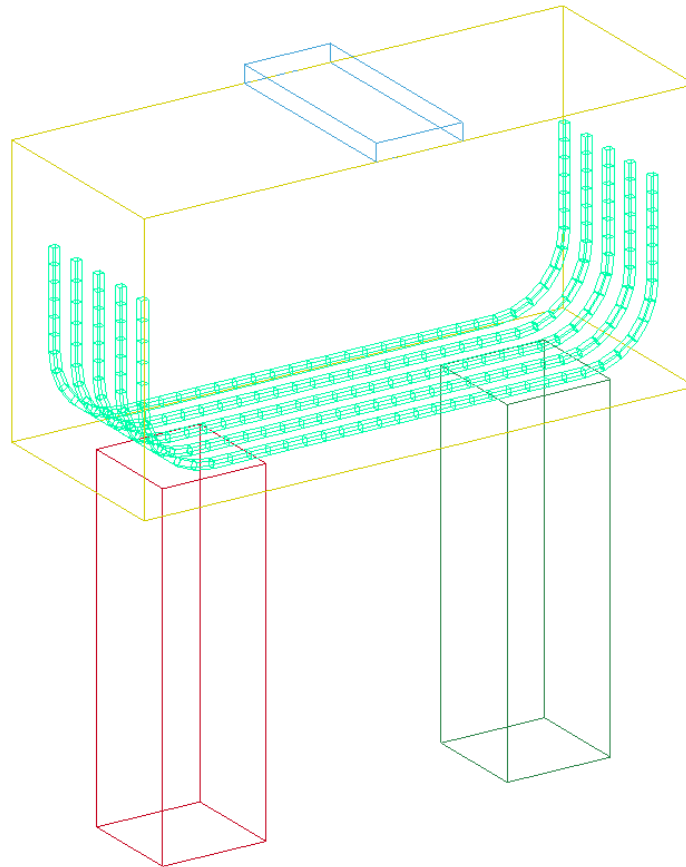
Paalun alapintaan asetetaan voima, joka kasvaa lineaarisesti 0–2000 kN aikavälillä 0–1 s. Eli kullakin aika-askeleella vaikuttava voima saadaan kertomalla kyseisellä ajanhetkellä t lopullinen kuorma 2000 kN. Voiman suuruus valittiin tarkoitukselle niin isoksi, että rakenne varmasti särkyi voiman vaikutuksesta, sillä murtumismekanismit haluttiin tuoda esiin.

Paalulaatan jokaisella reunalla, pois lukien ulokkeen ulkoreuna, tuettiin symmetriareunaehdolla. Symmetriareunaehdolla saadaan laatan jatkuvuuden ominaisuus mallinnettua. Seinän yläpäässä suunnat y ja z olivat tuettuna. Suunta x jätettiin vapaaksi, jottei seinä vastusta liikaa laatan taipumista.

Paalun yläpinnan ja laatan alapinnan välillä oli määritetty kontakti, mikä estää paalun tunkeutumisen laatan sisään. Määritetty kontakti solmi elementit yhteen, joten pinnat eivät päässeet liukumaan suhteessa toisiinsa, eivätkä erkaantumaan toisistaan. Laatta olisi periaatteessa voinut jäädä roikkumaan seinän varaan kontaktiehdosta johtuen, mutta tuloksista nähtiin, että kontaktin läpi siirtyi vain puristusjäännitystä.

7.1.4 Vertailulaskelmat laskentamenetelmien varmentamiseksi

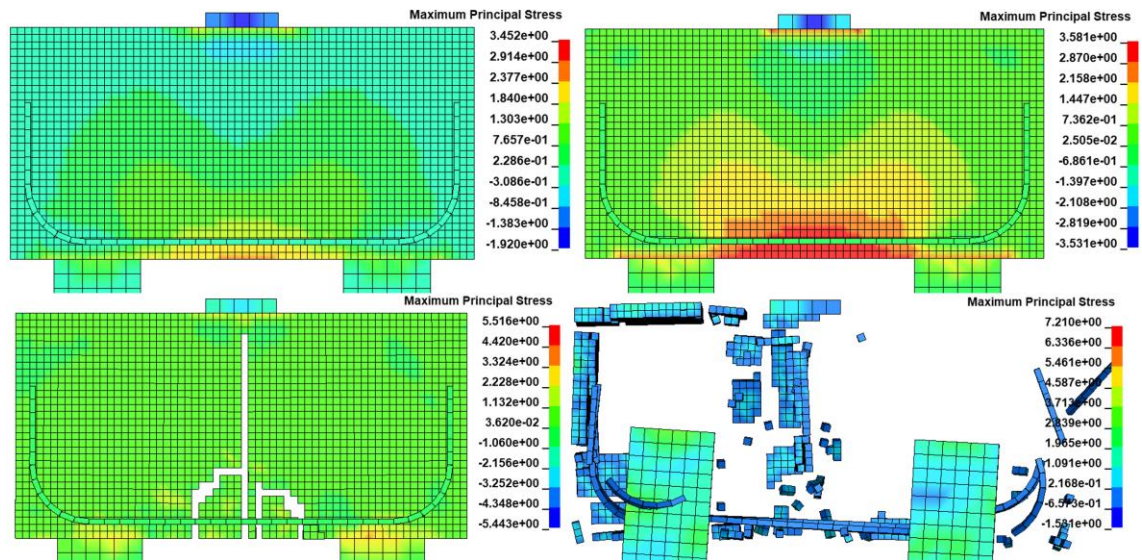
Materiaalimallin, laskentamenetelmien ja elementtityypin toimivuuden varmistamiseksi mallinnettiin kahden paalun vakiopaaluantura, jota kuormitettiin kasvavalla paaluvoimalla murtoon asti. Kahden paalun paaluantura on suhteellisen yksinkertainen rakenne ja sen rakenteellinen toimivuus tunnetaan. Kuvassa (Kuva 20) kyseinen malli LS-Prepost-jälkikäsittelijässä. Kuvassa näkyy jäykkä tuenta keskeisesti anturan yläpinnassa sekä 300 x 300 paalut anturan alapinnassa. Raudoituksena käytettiin viisi kappaletta T20 raudoitetankoa. Tangot on taivutettu anturan yläpintaan vakiopaaluanturoiden mitoitusohjeiden mukaisesti.



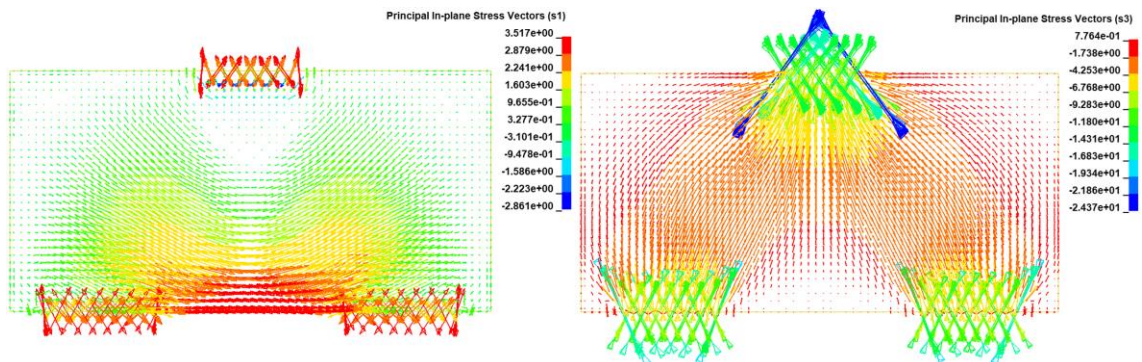
Kuva 20. Kahden paalun vakiopaaluanturan laskentamallin geometria.

Kahden paalun vakiopaaluanturan laskentamalli toimi odotetulla tavalla. Sekä betonin että betoniterästen jännitykset vaikuttivat järkeviltä. Kuvassa (Kuva 21) esitetty anturan kasvava jännitys paaluvoiman kasvaessa ajan mukaan. Ensimmäinen halkeama muodostuu, kun molemmissa paaluissa vaikuttaa n. 750 kN normaalivoima. Haljennut antura kestää vielä vetoterästen ansiosta, kunnes paaluissa oleva normaalivoima kasvaa noin arvoon 850 kN. Tämän jälkeen betonia mallintavat solidielementit alkavat eroosioitumaan nopeasti ja malli ”räjähtää” käyttökelvottomaksi.

Jännitysten jakautumista ja suuntia anturassa voidaan tarkastella jännitystrajektoreiden avulla. Kuvassa (Kuva 22) on suurimman ja pienimmän, eli ensimmäisen pääjännityksen σ_I ja kolmannen pääjännityksen σ_{III} trajektorit. Kuva havainnollistaa hyvin jännitysten suunnat ja suuruudet. Trajektoreiden muodostama jännityskuvio on totuuden mukainen ja oppikirjamainen esimerkki jännitysten jakautumisesta betonirakenteessa.



Kuva 21. Materiaalimallin Mat72R3 testaus kahden paalun paaluanturalla. Paaluvoiman kasvaessa vetojännitys anturan alapinnassa paalujen välissä kasvaa n. 3,5 MPa asti, kunnes betonin vetolujuus ylittyy ja antura halkeaa. Lopuksi malli räjähtää kokonaan käyttökelvottomaksi ja paalut lentävät voiman suuntaan.



Kuva 22. Pääjännitysten σ_I (vas.) ja σ_{III} (oik.) jännitystrajektorit hieman ennen anturan halkeamista.

Vertailulaskelmat osoittavat laskennan toimivan odotetulla tavalla. Kahden paalun anturan jännitykset jakautuvat anturassa odotetulla tavalla. Paaluanturan murtuminen tapahtuu betonin vetokestävyyden ylittyessä anturan keskeltä alapinnasta paalujen välistä, jolloin kaikki jännitys siirtyy teräksille. Betonin vaurion määrän kasvaessa betonin kyky välittää jännityksiä huononee ja lopulta elementin eroosioitumisen jälkeen häviää kokonaan. Tämä vastaa periaatteiltaan betonin halkeamista ja vastaa siten murtumismekanismeja totuuden mukaisesti. Kuormituksen vaikutusnopeus oli tarpeeksi hidas, eli malli toimi kvasistaattisesti. Tämä pystyttiin toteamaan tutkimalla mallin kineettistä energiaa, jonka tulisi olla pieni. Tällä perusteella kineettiset vaikutukset voidaan jättää huomioimatta laskennassa.

Kun siirtymät kasvavat anturassa tarpeeksi isoiksi, malli hajoaa räjähdysmäisesti käyttökelvottomaksi. Vastaavan laisia tuloksia on saatu muissakin tutkimuksissa, joissa eroosio kasvaa epärealistisen nopeasti liian suurilla elementtien siirtymillä. Tähän ongelmaan on joissain tapauksissa löydetty ratkaisu vaihtamalla ratkaisijan versiota, eli kyseinen ongelma voi johtua LS-DYNA:n tiettyjen versioiden ohjelmointivirheestä. Tässä tutkimuksessa ei kuitenkaan olla kiinnostuneita enää särkymisen jälkeisistä tapahtumista, joten mallin räjähtämisestä ei ole haittaa tässä työssä. Tästä syystä ratkaisijan versiota ei ole tarpeellista vaihtaa.

Kaiken kaikkiaan laskentamenetelmä, materiaalimalli sekä elementtityyppi vaikuttavat toimivan odotetulla tavalla. Esiin ei noussut merkittävästi tutkimukseen vaikuttavia tekijöitä. Mallinnusmenetelmiä voidaan soveltaa paalun sijaintipoiikkeaman tutkimiseen.

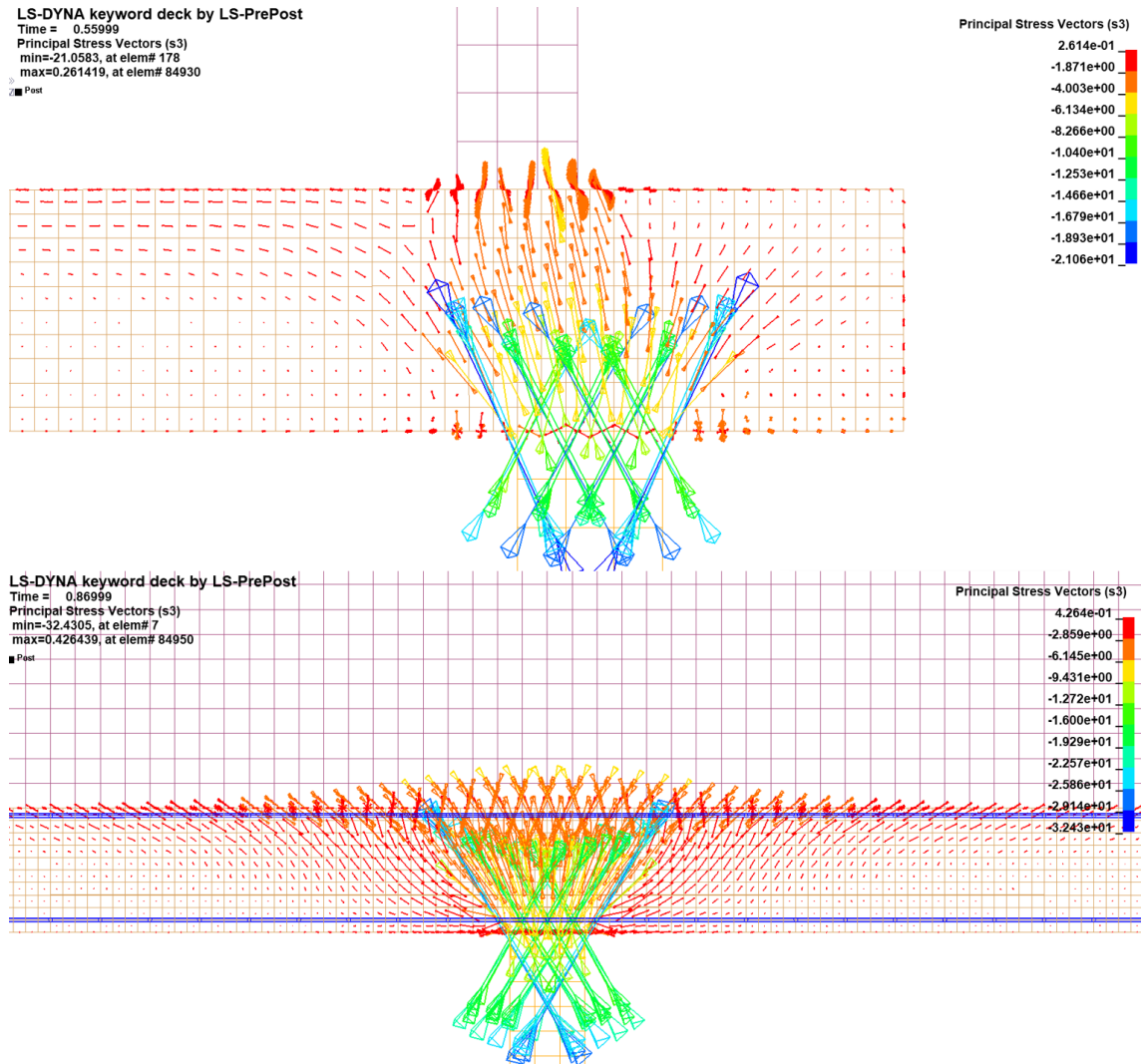
7.1.5 Numeerisen analyysin tuloksia

Paalun sijaintipoiikkeaman vaikutus paalulaataan oli yllättävä. Alkuolettaama oli, että laatan raudoittaminen alapinnasta sisäistä suunnittelumomenttia $m_{y,D}$ vastaan on mitoittava tekijä. Numeerisen laskennan tulokset kuitenkin osoittivat, että vastakkaisen suuntainen sisäinen suunnittelumomentti $m_{x,D}$ kasvaa suuremmaksi kuin $m_{y,D}$, jolloin kriittinen paikka löytyykin laatan yläpinnasta.

Paalun sijaintipoiikkeaman mitoittaminen raskaalla 3d solidimallilla ei ole käytännön suunnittelutehtävissä tehokasta. Tästä syystä vertailulaskelma tilanteesta luotiin RFEM-laskentaohjelmalla (versio 5.29), jossa käytettiin kuorimallia ja isotrooppista materiaalimallia. Näin malli pysyi hyvin kevyenä ja laskenta-aika oli noin 1 s, kun solidimallin laskenta-aika oli n. 40 min. Työssä tutkittiin voiko kuorimalli kuvata tapauksessa muodostuvia jännityksiä tarpeeksi suurella tarkkuudella.

Kun pääjännityksiä tarkastellaan vektorimuodossa, nähdään jännityksen suurimman puristavan jännityksen suunnat jännitystrajektoreina. Kuvassa (Kuva 23) on esitetty kolmannen pääjännityksen σ_{III} jännitysvektorit. Näiden avulla voidaan tarkastella, mihin suuntiin ja minkä suuruisina sisäiset jännitykset syntyvät. Kuvasta (Kuva 23) nähdään hyvin, kuinka paalulta tuleva voima välittyvät suurilta osin puristusvyöhykkeenä seinälle, mutta osittain jakautuu viuhkamaisesti laatan yläpintaan noin 45° kulmassa. Laatan kentän suuntaa puristustrajektorit ovat suuremmat, mikä johtuu laatan taipumisesta, eikä paalun voimien leviämisestä. Laatan ulokkeen ulkoreunan suuntaan välittyy myös

puristussauvoja, mikä johtuu laatan yläpinnan raudoituksen kyvystä ottaa vastaan puristusvoimia. Näitä jännitystrajektoreita voidaan pyrkiä hyödyntämään myös ristikkoanalogian muodostamisessa, kun puristussauvat asetetaan trajektoreiden mukaisesti.

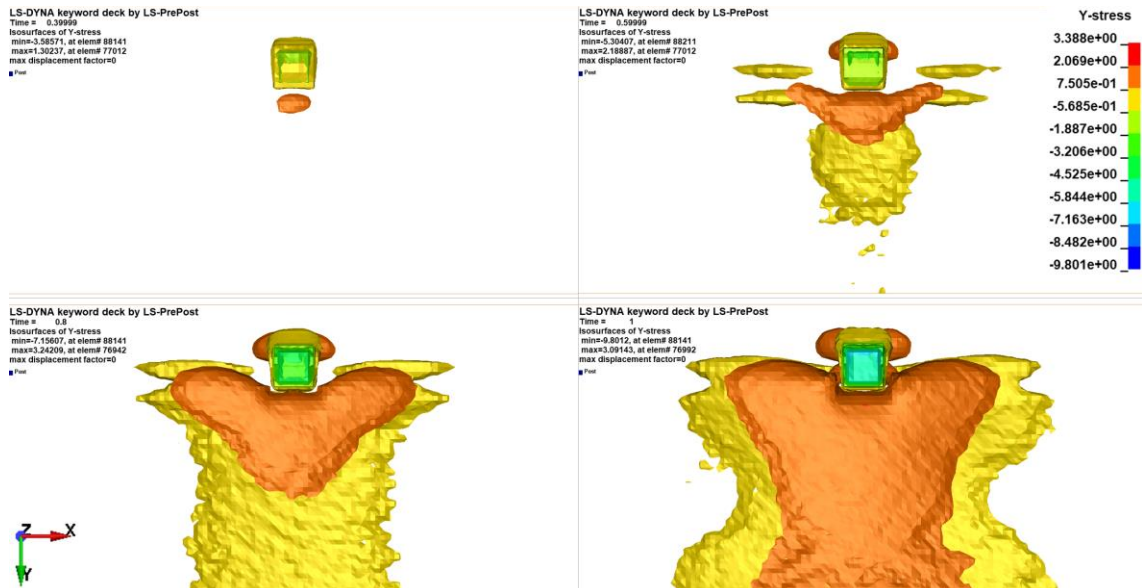


Kuva 23. Leikkaus paalun keskeltä yz -tasossa (ylhäällä) ja leikkaus paalun kohdalta xz -tasossa (alhaalla). Kuvassa pienimmän pääjännityksen σ_{III} jännitystrajektorit. Ylemmästä kuvasta huomataan, että suurin osa puristuksesta välittyy seinälle, mutta osa viuhkamaisesti muualle laatan yläpintaan. Alemmasta kuvasta nähdään jännityksen jakautuvan seinälle puristuksena pienentyen etäämmälle paalun päältä mentäessä. Laatan elementtikoko on 50 mm, jota voi käyttää kuvassa mittakaavana.

7.1.6 Alapinnan tehollisena toimivien terästen osuus

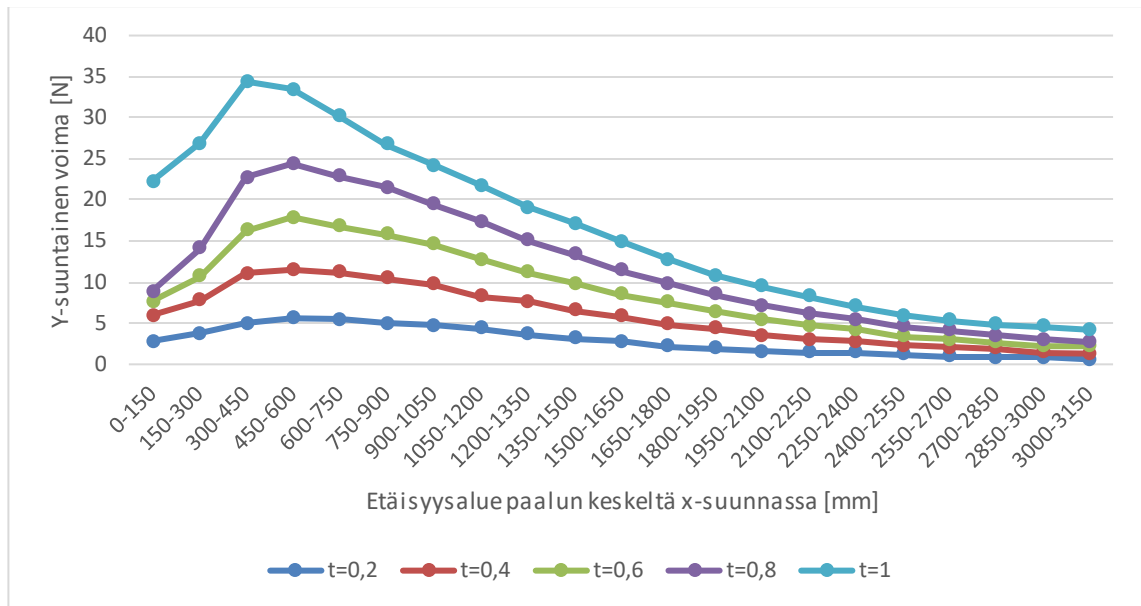
Vetojännityksen jakautumista voidaan tarkastella vakiojännityspinnalla (engl. *isosurface*), joka näyttää tietyn jännityksen rajapinnan alueen. Kuvassa (Kuva 24) esitetään alhaaltapäin katsottuna paalulaatan y -suuntaisen jännityksen kehittyminen aika-

askelittain. Kuvasta (Kuva 24) huomataan, että y -suuntainen vetojännitys kehittyy paalun ympärille laatan alapintaan ”sydämen” muotoiseksi alueeksi.



Kuva 24. Jännityksen kehittyminen ajan funktiona. Laatan y -suuntainen jännitys [MPa] alapuolelta katsottuna ajanhetkillä $t = 0,4$, $t = 0,6$, $t = 0,8$ ja $t = 1,0$. Oranssilla värillä esitetty vetojännitysalue leviää sydämen muotoisesti paalun molemmiin puolin. Keltaisella värillä oleva alue on laatan yläpinnan puristusjännitystä.

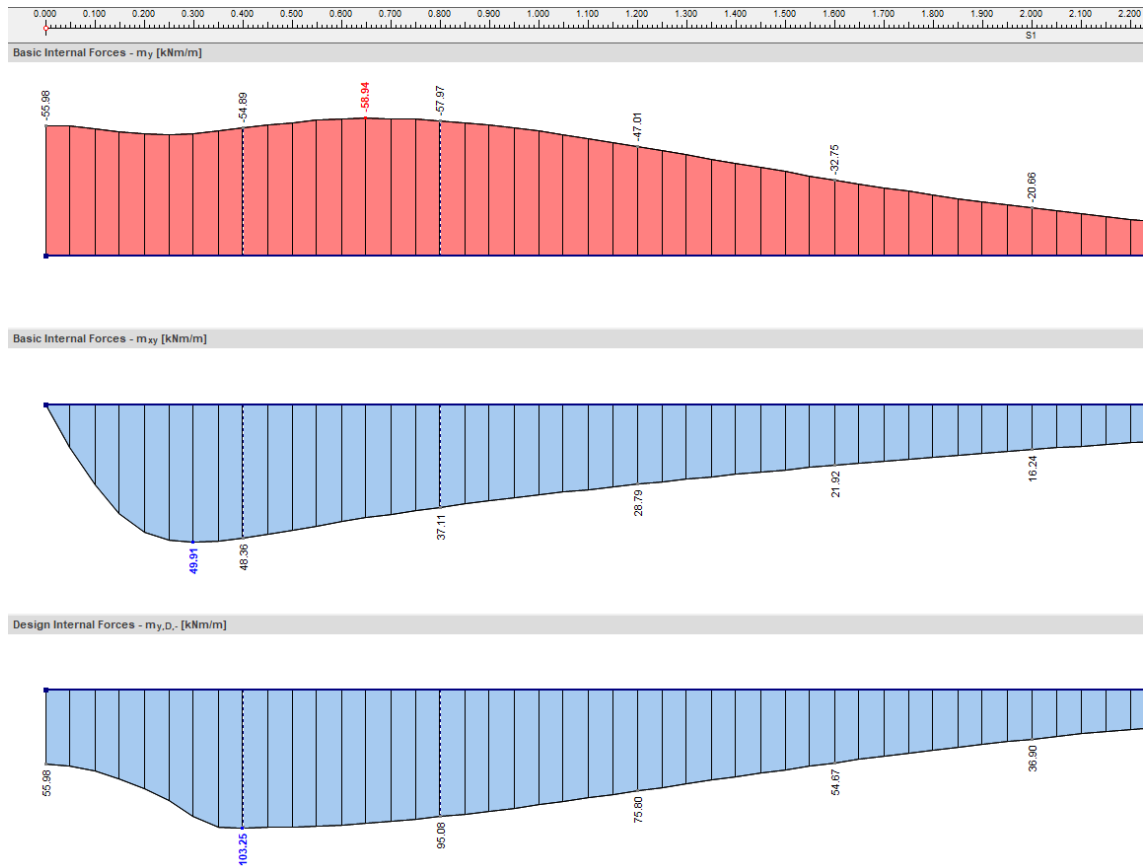
Kuvaajassa (Kuva 25) on esitetty saman ilmiön vaikutusta. Kuvaajassa on laskettu laatan alaosan betonissa vallitseva y -suuntainen resultanttivoima pinta-alalta, jonka suuruus on 250 mm x 150 mm (viisi alinta elementtiä pystysuunnassa ja kolme elementtiä leveysuunnassa). Leikkauskohta, josta voimat tarkasteltu, on seinän sisäreunan jälkeen laatan kentän puolelta. Kuvasta huomataan, että paalun kohdalla (etäisyysväli 0–150 mm) y -suuntainen resultanttivoima on pienempi kuin paalu vieressä.



Kuva 25. Betonin resultanttivoiman y -suuntaisen komponentin suuruus eri aika-askelilla laatan poikkileikkauksessa juuri seinän sisäreunan takana. Voimat on otettu laatan poikkileikkauksen vetopuolelta 150 mm leveiltä alueilta (5x3 elementtiä). Etäisyydellä 0 mm on sama x -koordinaatti kuin paalun keskipisteellä ja 150 mm kohdalla on paalun reunan x -koordinaatti.

Paalun takana pienempi y -suuntainen vetojännitys betonissa selittyy vääntömomentin m_{xy} vaikutuksesta. Vääntömomentti on nolla paalun kohdalla, mutta kasvaa paalun päältä x -suuntaan jyrkästi tiettyyn rajaan asti, jonka jälkeen etäämmälle mentäessä pienenee loivasti. Laattaelementillä laskettaessa saadaan sama tulos. Kuvassa (Kuva 26) on kuorielementillä laskettu x -akselin suuntaiselta leikkaukselta saatu momentti m_y ja vääntömomentti m_{xy} . Lisäksi kuvassa on esitetty suunnittelumomentin $m_{y,D,-}$ kuvaaja, mikä on taivutusmomentin ja vääntömomentin itseisarvon summa ja saadaan kaavan (56) mukaan:

$$m_{y,D,-} = -m_y + |m_{xy}|. \quad (\text{RFEM 5 User Manual 2020, s. 363}). \quad (56)$$

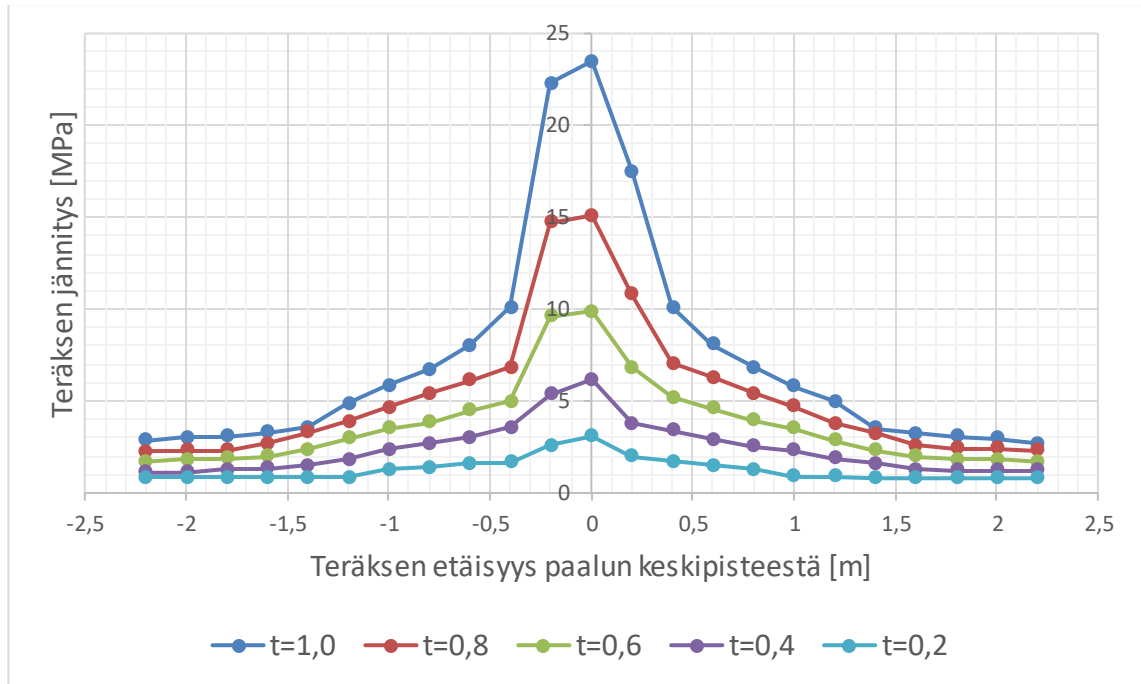


Kuva 26. Mitoitusmomentti m_y (ylh.), vääntömomentti m_{xy} (kesk.) ja suunnittelumomentti $m_{y,D,-}$ (alh.) laatan leikkauksesta seinän sisäreunan kohdalta.

Mikäli paalun sijaintipoikkeama mitoitettaisiin vain taivutusmomentille, jäisi vääntömomentin kokonaismomenttia kasvattava vaikutus huomioimatta. Tästä voisi aiheutua laatan alimitoitus etenkin käyttörajatilassa, esimerkiksi arvioitaessa halkeamaleveyksiä. Betonin murtumisen jälkeen jännitykset kuitenkin jakautuvat uudelleen, jolloin yhä useampi teräs aktivoituu kuorman vaikutuksesta. Tässä kannattaa huomata, ettei ristikkoanalogia pysty tuomaan väännön vaikutusta esiin, eikä siksi ole hyvä menetelmä tässä tapauksessa laatan käyttörajilatarkastelussa.

Myös alapinnan y -suuntaisten terästen vetojännityksiä tarkasteltiin suhteessa sen etäisyyteen paalun keskipisteestä. Tulokset ovat esitetty kuvassa (Kuva 27), missä vaakakselilla on teräksen etäisyys paalun keskeltä metreissä ja pystyakselilla on kyseisen teräksen suurin jännitys. Jokaisesta teräksestä jännitys otettiin kunkin tangon maksimijännityksen kohdalta, joten kuvaaja ei noudata samaa muotoa kuin betonin y -suuntaisten resultanttivoimien kuvaaja (Kuva 25). Jännitykset ovat esitetty useammalla ajanhetkellä (eli eri suuruisilla kuormilla). Tuloksista huomataan, että terästen jännitys pienenee siirryttäessä etäämmälle paalusta. Jännitys pienenee noin $3,5d$ matkan päähän,

jonka jälkeen jännityserot tasoittuvat etäämmälle mentäessä. Pienemmillä kuormilla, esim. ajanhetkellä $t = 0,2$, jännitys tasaantuu nopeammin; noin $2d$ etäisyydellä. Kuvasta (Kuva 27) huomataan, että paalun kohdalla olevat kolme terästä ovat selvästi kuormitetummat, kuin niiden viereiset teräkset. Jakorauδοitus on jännityksen tasaantumista varten, mikä tapahtuu betonin halkeillessa.



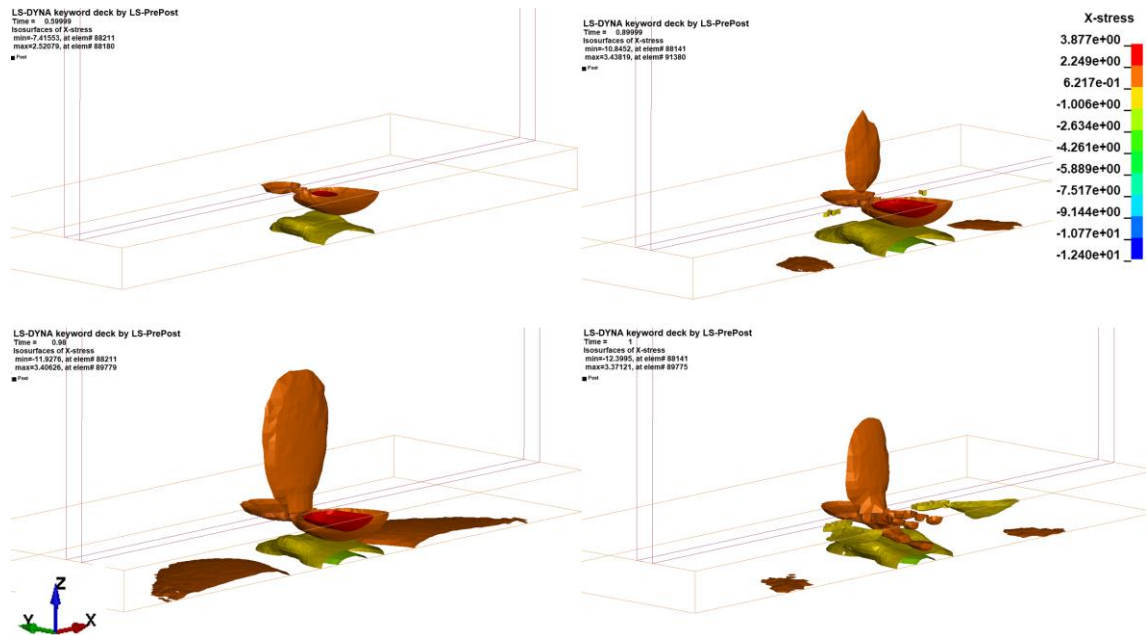
Kuva 27. Kunkin alapinnan y -suuntaisen teräksen jännitys ajanhetkellä $t = 0,6$. (ylempänä) ja $t = 1,0$ (alempana). Paalun keskipiste on vaaka-akselilla kohdassa 0. Terästen jännitys pienenee etäisyyden kasvaessa paalusta.

Tuloksena saadaan kuorielementin soveltuvan paalun sijaintipolkeaman mitoittukseen. Kuorielementillä lasketun mallin käyttäytyminen vastaa tarpeeksi hyvin $3d$ solidielementeillä laskettua mallia, jolloin käytännön mitoitus voidaan laskea laattana.

7.1.7 Yläpinnan terästen mitoittaminen

Numeerisessa laskennassa selvisi, että kriittisin paikka laatussa paalun sijaintipolkeaman mitoituksessa on ulokejatkoksen yläpinta x -suuntaisen jännityksen johdosta. Jännitys aiheutuu laatan ulokejatkoksen taipumisesta. Kuvassa (Kuva 28) on esitetty x -suuntaisen jännityksen kehittyminen. Laatan sisäinen momenttikuvaaja m_x on muodoltaan samanlainen kuin jäykästi molemmista päistään tuetulla palkilla, mikä johtuu laatan symmetriareunaehdoista, jotka estävät laatan taipumisen reunoilla. Kuvassa näkyy

myös, kuinka laatan yläpinnan halkeamisen jälkeen jännitykset jakautuvat uudelleen, jolloin suurin osa jännityksistä siirtyy teräksille.



Kuva 28. Laatan sekä seinän x -suuntaisen jännityksen kehittyminen ajan funktiona ajanhetkillä $t = 0,60$, $t = 0,90$, $t = 0,98$ ja $t = 1,0$. Aluksi laatan ulokkeen yläpintaan paalun kohdalla kehittyi vetojännitys (punertavat värit) ja alapintaan puristusjännitys (vihertävät värit). Ajanhetkellä $t = 1,0$ laatta halkeaa yläpinnasta ja iso osa jännityksistä siirtyy teräksille.

Kuormituksen suurentuessa seinä osallistuu vetojännityksen kantamiseen laatan ja seinän välisestä tartunnasta johtuen. Liittovaikutuksen suuruus todellisuudessa riippuu seinän kiinnityksistä laattaan, mikä on erilainen elementtirakenteisilla- ja paikallavalettavilla seinillä. Paikallavalettavat seinät voidaan kiinnittää laattaan tartuntaraidoituksella, jonka vahvuus voidaan mitoittaa siirtämään leikkausvoimat, jolloin liittovaikutus rakenneosien välille syntyy. Elementtiseiniä kiinnitys laattaan on yleensä heikompi.

Työssä verrattiin 3d solidielementeillä laskettujen betonin ja terästen jännitysresultanttien suuruutta kuorielementeillä laskettuun suunnittelumomentin aiheuttamiin jännityksiin teräksissä. Käytännössä tämä tehtiin ottamalla laatasta paalun keskikohdalta poikkileikkaus yz -tasossa, josta otettiin vetopuolen betonin resultanttivoima 20×5 elementin (eli $1000 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$) kokoiselta alueelta. Tämä betonin resultanttivoima lisättiin kyseisen alueen sisään jäävien viiden raudoitangan resultanttivoimaan, josta laskettiin tankojen jännityksien keskiarvo. Näin saatiin teräksissä vaikuttava keskimääräinen jännitys, mikäli betoni ei kantaisi ollenkaan vetovoimia kyseiseltä

alueelta. Saatua jännitystä verrattiin kuorimallilla saadun suunnittelumomentin aiheuttamaan teräsjännitykseen samalla raudoituksella. Laskenta on esitetty taulukossa (Taulukko 7) eri ajanhetkillä. Taulukon arvoista huomataan, että solidimallilla ja kuorimallilla saadaan noin 15 % ero teräksissä vaikuttaville jännityksille, kun ajanhetkeä $t = 1,0$ ei oteta huomioon. Ajanhetkellä $t = 1,0$ tulokset eivät ole enää vertailukelpoisia, sillä solidimallissa betoni on jo haljennut kyseisellä ajan hetkellä ja jännitykset ovat jakautuneet uudelleen mm. seinälle, mikä selittää terästen pienemmän jännityksen.

Taulukko 7. LS-DYNA:lla lasketulla solidimallilla saadut teräsjännitykset σ_s ja RFEM:llä lasketuilla kuorimallilla saadut teräsjännitysten vertailuarvot σ_{vert} , sekä jännitysten välinen prosentuaalinen ero.

t [s]	σ_s [MPa]	σ_{vert} [MPa]	$1-(\sigma_s/\sigma_{vert})$ [%]
t=0,2	79,6	91,1	13
t=0,4	159,2	182,1	13
t=0,6	235,5	273,2	14
t=0,8	307,7	364,2	16
t=1,0	208,1	455,3	54

Edellä esitetyn perusteella laattaelementti soveltuu tapauksen mitoittamiseen hyvin. Ero laatta- ja solidielementin käytön välillä on verrattain pieni antaen laattaelementillä mitoitettaessa 15 % suuremman teräsmäärän laatan yläpintaan. Laskennan tulokset ovat kuitenkin varsin suuntaa antavia, sillä menetelmien vertailu on vaatinut asioiden yksinkertaistamista. Esimerkiksi seinän vaikutusta x -suuntaisen jännityksen tarkastelussa ei ole otettu huomioon. Mallit käyttäytyvät kuitenkin hyvin samankaltaisesti, ennen materiaalin rikkotumista.

7.2 Käsinlaskentamenetelmät

7.2.1 Pistekuorma yhteen suuntaan kantavissa laatoissa

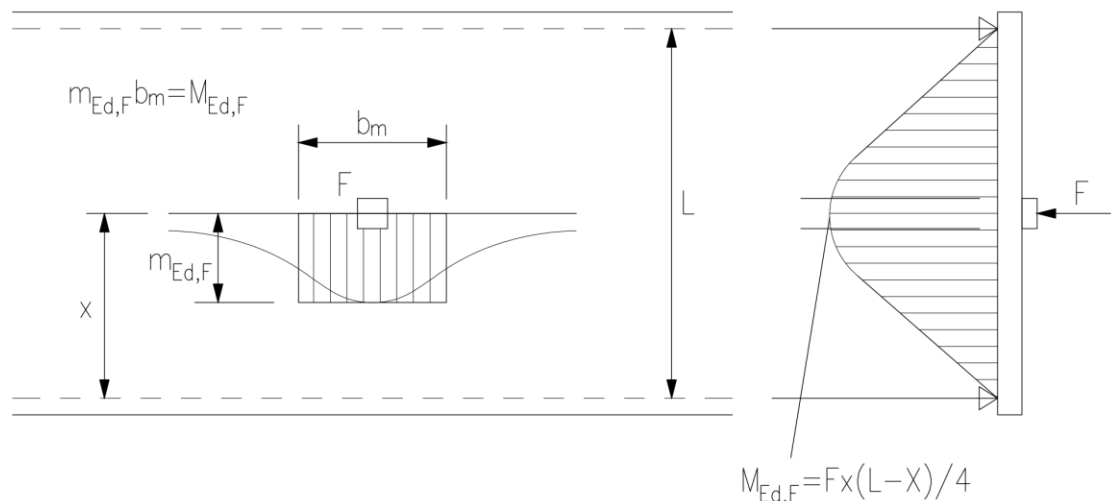
Leskelä (2008, s. 390–392) esittää yhteen suuntaan kantavissa laatoissa vaikuttavan pistevoiman aiheuttaman momentin jakaantumisleveyden kuorman paikan funktiona. Tehollisina toimivien terästen aluetta voidaan arvioida jakautuneen momentin avulla. Pistekuorman F aiheuttaman mitoitusmomentin $M_{Ed,F}$ jakaantumisleveys b_m tukimomenttia laskettaessa ulokkeissa voidaan laskea kaavan (57) mukaan:

$$b_m = b_F + 1,5x, \quad (57)$$

ja muissa kuin ulokeissa kaavan (58) mukaan:

$$b_m = b_F + \frac{x}{2} \left(2 - \frac{x}{L} \right), \quad (58)$$

missä b_F on pistekuorman F jakaantumisleveys. $b_F = b_0 + 2s + h$, missä b_0 on välitön kuormitusleveys (tässä tapauksessa paalun sivun pituus), s on tasauskerroksen paksuus, h on laatan paksuus ja x on pistevoiman etäisyys tuelta (kts. Kuva 29). Jakorauδοitukseen käytetään 60 % mitoitusmomentin vaatimasta rauditusmäärästä, joka sijoitetaan symmetrisesti pistekuorman suhteen leveydelle $\max\{b_m/2; b_F\}$. Jakorauδοituksen pituutena käytetään $b_m + 2l_{bd}$, missä l_{bd} on teräksen ankkuroituspituus. (DIN 1045, Leskelän 2008, s. 390–391 mukaan).



Kuva 29. Pistemäisen kuorman jakaantumisleveys b_m . (mukailten Leskelä 2008, s. 391)

Esimerkilaskelma: Oletetaan tapaus, missä pistemäisen kuorman aiheuttava paalu on poikennut paalulaatan ulokejatkoksen suuntaan 150 mm etäisyydelle seinältä (tuelta). Kaavalla (57) teholliseksi momentin jakaantumisleveydeksi saadaan:

$$b_m = b_F + 1,5x = 800 \text{ mm} + 1,5 * 150 \text{ mm} = 1025 \text{ mm}. \quad (59)$$

7.2.2 Pilarilaatta ekvivalenttina kehänä

Pilarilaattojen tarkastelu ekvivalenttina kehänä perustuu rakenteen jakoon pitkittäis- ja poikittaissuunnassa kehiksi, jotka muodostuvat pilareista ja vierekkäisten laattakenttien keskiviivojen väliin jäävistä laattakaistoista. Laattakentät jaetaan pilari- ja keskikaistoihin, joiden välillä taivutusmomentit voidaan yksinkertaistetusti jakaa taulukon (Taulukko 8) mukaisesti. Pilarikaistan leveytenä käytetään 50 % pilarien keskipisteiden välisestä etäisyydestä. (SFS-EN 1992-1-1:2015, liite I)

Menetelmän mukaan pilarikaista jää hyvin lyhyeksi, kun paalut ovat lähellä toisiaan. Esimerkiksi 1500 mm paaluvälillä pilarikaistan leveydeksi saadaan 750 mm. Taulukon (Taulukko 8) mukaan pilarikaistalla oleva positiivinen momentti on 50...70 % laatalta vaikuttavasta pintakuormasta. Menetelmän hyödyntäminen tässä tilanteessa on haastavaa, sillä paalun sijaintipoikkeaman kuormittaman laatan tasan jakaantunut kuorma on hyvin pieni. Käytännössä kaikki kuorma tulee seinältä laatalle viivamaisena kuormana. Tapaus voidaan ajatella myös toisinpäin, jolloin paalun aksiaalinen pistevoima jakautuu seinän antamalle viivamaiselle tuelle.

Taulukko 8. Yksinkertaistettu pilarilaatan taivutusmomenttien jakaantuminen eri kaistoille. (SFS-EN 1992-1-1:2015, liite I)

	Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
Keskikaista	40...20 %	50...30 %
Huom. Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten ja positiivisten momenttien summa on aina 100 %.		

7.2.3 Väyläviraston ohje (NCCI 2)

Väyläviraston Eurokoodin soveltamisohjeessa – NCCI 2 (2022, s. 50) esitetään ohje laattarakenteen tukimomentin tasauksesta. Ohjeen mukaan tukimomentin arvo voidaan otaksua keskimääräiseksi leveydelle b_k , kun tuki on mallinnettu pistemäisenä. Tällöin käyttörajatilan mukainen leveyden $b_{k,sls}$ saadaan alla olevasta kaavasta (60):

$$b_{k,sls} = D + 1,6d \quad (60)$$

ja murtorajatilan mukainen leveys kaavasta (61):

$$b_{k,uls} = D + 2,0d, \quad (61)$$

missä D on pyöreän paalun halkaisija tai suorakaiteen muotoisen paalun sivunpituus.

Edellä esitettyjen kaistojen leveyksillä kannetaan 60–85 % kokonaismomentista. Paalulaatoissa kaavat ovat voimassa, kun jännemitan ja pyöreän paalun halkaisija tai suorakaiteen muotoisen paalun sivunpituuden suhde on suurempi kuin kuusi. Pilarin (paalun) halkaisijan D ja laatan tarkasteltavan suunnan tehollisen korkeuden d suhde täytyy olla $0,7 \leq D/d \leq 1,7$. Tämä rajoittaa menetelmän käytön vain suhteellisen ohuille laatoille. Elementtimenetelmin laskettaessa elementtikoon täytyy olla enintään $d/3$ pilarin läheisyydessä ja muualla enintään d . Lisäksi vääntömomentin m_{xy} vaikutus täytyy ottaa huomioon. Leveys b_k voi olla maksimissaan 75 % poikittaisessa suunnassa olevasta pilarijaosta. Tästä syystä momenttien tasaus menetelmä soveltuu huonosti paalulaattoihin, joissa paalut ovat vertikaalisten kuormalinjojen alapuolella lähellä toisiaan. (NCCI2 2022, s. 50)

7.2.4 Ristikkoanalogia

Ristikkoanalogia on plastisuusteorian staattisen lauseen, eli alarajalauseen mukainen teoreema. Plastisuusteorian alarajalauseen mukaan mitoitettu rajakuorma perustuu olettamukseen, että voimasuureet eivät ylitä arvioituja kestävyyskierroksia missään kohdassa, eli ovat pienempiä tai enintään yhtä suuria kuin rakenteen todellinen murtokuorma. Lisäksi voimasuureiden tulee olla tasapainossa ulkoisten voimien kanssa. (Leskelä 2016, s. 22)

Vaikka ristikkoanalogia on edellisen kappaleen mukaan soveltuva vain murtorajatilan mitoitukseen, voidaan Eurokoodi 2:n käyttörajatilatarkastelut tehdä tietyin ehdoin. Esimerkiksi halkeamaleveyden ja teräsännitysten suuruuden tarkistukseen voidaan käyttää vetosauvojen voimia. Näin voidaan tehdä, jos puristussauvat ovat puristusjännitystrajektoreiden suuntaiset halkeilemattomassa tilassa, eli puristussauvojen sijainti ja suunta asetetaan lineaarisen kimmoteorian mukaisesti. Ristikkomalli voitaisiin lisäksi optimoida energiaperiaatteilla. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 63, 118)

Paalupoikkeama laatan reunalla muistuttaa periaatteiltaan betonikonsolin mitoitusta. Eurokoodi 2 ohjeistaa konsolin mitoituksessa käytettävän ristikkomenetelmää. Konsolin päällä oleva kuorma siirretään puristussauvan avulla pilarin runkoon ja vetoteräksille

estetään konsolin leikkautuminen tai repeytyminen irti pilarin kyljestä. Paalulaatan tapauksessa tilanne voidaan kääntää niin, että paalu työntää paaluvoimalla laattaa ja seinä toimii tukilinjana. Seinä on kuitenkin huomattavan leveä verrattuna pilariin, joten kaksikulotteinen ristikkomalli on turhan konservatiivinen mitoitusmenetelmä. Seinän antama pitkä tukilinja mahdollistaa puristussauvojen levittämisen isommalle alueelle, mikä voidaan mallintaa kolmiulotteisella ristikkoanalogialla.

Ristikkoanalogialla ei kuitenkaan löydetty sopivaa mallia, joka olisi kuvannut paalulaatan reunalla tapahtuvaa paalun sijaintipoikkeaman aiheuttamaa tilannetta tarpeeksi hyvin. Ristikkomallilla pyrittiin kierrättämään voimat ulokkeen yläpinnan kautta, jotta kriittinen paikka olisi voitu mitoittaa. Tulokset eivät olleet luotettavia löydetyillä ristikkomalleilla. Alapinnan terästen mitoituksessa ristikkomallia voidaan kuitenkin hyödyntää. Ristikkomalli sopii murtorajatilan mitoitukseen, eli rakenne ei sorru, mutta se voi olla halkeillut liikaa. Ristikkomalli perustuu siihen, että rakenne särkyä, kunnes se on saavuttanut suunnitellun muodon, jolloin rakenne alkaa toimimaan. Betonirakenteen katsotaankin toimivan niin kuin se on raudoitettu. Ristikkomallilla ei voida ottaa huomioon laatassa vaikuttavaa vääntömomenttia, jolloin tämän vaikutus laatan halkeiluun ei tule esiin ristikkoanalogialla.

7.3 Leikkausmitoitus suurelle paalupoikkeamalle

Mikäli paalun sijainnin poikkeama on tarpeeksi suuri seinälinjan kohdalta, täytyy leikkausmurto tarkistaa. Leikkausvoimaa aiheutuu aina kun seinän ja paalun keskilinjat eivät kohta, mutta paalun aiheuttama puristuskartio siirtyy laatan lävitse seinälle lähes täysin puristusvoiman avulla, jolloin leikkausvoima pysyy hyvin pienenä. Paalun etäisyyden kasvaessa seinälinjaan mitattuna, paalulta tuleva voima siirtyy seinälle laatan kautta enenevässä määrin leikkausvoiman avulla puristusvoiman sijaan.

Alueet, joissa poikkileikkauksen leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Ed} suuruus ylittää leikkauskestävyyden mitoitusarvon $V_{Rd,c}$, täytyy varustaa riittävällä leikkausraudoituksella. Kuormituslinjojen kohdille paalutettu paalulaatta kannattaa kuitenkin suunnitella leikkausraudoittamattomana rakenteena. Tämä helpottaa työmaatoteutusta ja on kustannustehokkaampi. Leikkausraudoituksen mitoitukseen ei siis perehdytä tässä tutkimuksessa, vaan keskitytään leikkausraudoittamattoman teräsbetonirakenteen leikkauskestävyyteen.

Eurokoodi 2:n mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo leikkausraudoittamattomissa rakenteissa laatoissa voidaan laskea kaavalla (62):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_I f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] bd, \quad (62)$$

ja leikkauskestävyyden vähimmäisarvo kaavalla (63):

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) bd, \quad (63)$$

missä $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} \leq 2,0,$

$$\rho_I = A_{sl}/(bd) \leq 0,02,$$

A_{sl} on tarkasteltavasta poikkileikkauksesta momentin itseisarvon pienenemissuuntaan vähintään mitan $l_{bd}+d$ verran ulottuvan vektorauoituksen pinta-ala [mm²],

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} on kuormituksesta aiheutuva poikkileikkauksen normaalivoima [N],

$C_{Rd,c}$ on kansallisesti valittava suure,

v_{\min} on kansallisesti valittava suure,

k_1 on kansallisesti valittava kerroin ja

b on poikkileikkauksen leveys. Laatoissa tarkastellaan yleensä 1 m levyistä kaistaa laatasta. (SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 84)

Kansallisesti valittavalle suurelle $C_{Rd,c}$ Eurokoodi 2 antaa suositusarvon $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$. Suomen kansallisessa liitteessä on kuitenkin tehty kasallinen valinta, jonka mukaan leikkausraudoittamattomalle rakenteelle suure saadaan kaavasta (64):

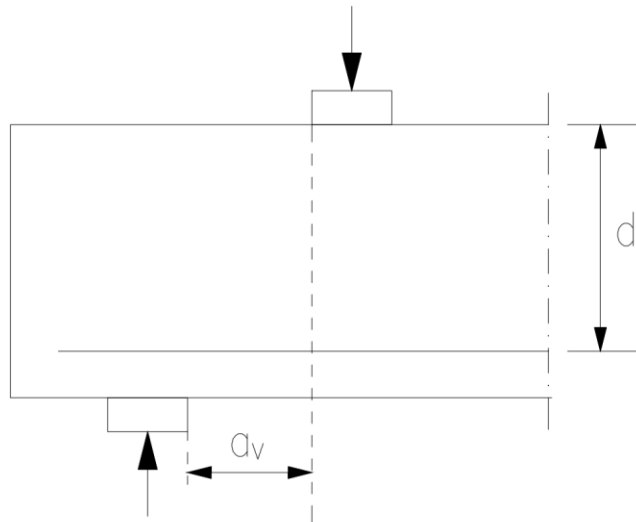
$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)}, \quad (64)$$

missä D on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarilla $D = \sqrt{c_1 c_2}$, jossa c_1 ja c_2 ovat pilarinsivumitat, γ_c on betonin osavarmuusluku ja suurelle v_{\min} Eurokoodi 2:n mukainen suositusarvo saadaan seuraavasta kaavasta (65):

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad (65)$$

mutta Suomessa suurelle v_{\min} käytetään arvoa 0. Kertoimelle k_1 Eurokoodi 2 suosittelee arvoksi $k_1 = 0,15$. Suomen kansallisen liitteen mukaan kertoimelle käytetään kuitenkin aina arvoa $k_1 = 0,1$. Edellä esitetyissä kaavoissa puristavaa normaalivoimaa N_{Ed} merkitään positiivisella arvolla ja vetävää normaalivoimaa negatiivisella arvolla. Pakkovoimien vaikutusta ei kuitenkaan tarvitse ottaa tässä huomioon. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 84–85; Suomen RakMK 2019, s. 19)

Eurokoodissa esitetään leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Ed} pienentämiseen menetelmä, jota voidaan soveltaa paalupoikkeaman leikkausmitoituksessa, kun poikenneen paalun ja seinän reunojen etäisyys toisistaan $a_v < 2d$ (kts. Kuva 30). Eurokoodi 2:n mukaan rakenneosia, jossa kuorma vaikuttaa etäisyydellä $0,5d \leq a_v \leq 2d$ (tai laakerin keskeltä taipuisia laakereita käytettäessä) tuen reunasta tuen vastakkaisella puolella, voidaan kyseisen kuorman osuutta leikkausvoiman mitoitusarvoon V_{Ed} pienentää kertomalla sitä suhteella $\beta = a_v/2d$. Mikäli kuormitus on lähempänä tukea, eli kun $a_v \leq 0,5d$, käytetään arvoa $a_v = 0,5d$.



Kuva 30. Eurokoodi 2:n esittämä leikkausmitoitus tilanne, kun tukien lähellä vaikuttaa kuorma. (mukailten SFS EN 1992-1-1:2015, s. 86)

Paalu on hoikka rakenne, jonka taivutusjäykkyys on pieni verrattuna paalulaatan taivutusjäykkyyteen. Lisäksi paalun katkaisukohta ei ole välttämättä kovin tasainen, jolloin jännitykset paalun päässä eivät jakaudu tasaisesti tai samansuuntaisesti.

Suurakaiteen muotoisen paalun kiertoasento riippuu myös paalutuskoneen sijainnista paalutuskohtaan nähden, joten paalun sivun reuna ei todennäköisesti ole samansuuntainen seinän reunan kanssa. Paalu mielletäänkin yleensä pistemäiseksi kuormaksi laatalle, eikä paalun kiertoasentoa huomioida suunnittelussa. Näistä syistä a_v kannattaa mitata paalun keskeltä, eikä paalun reunalta, vaikka paalun ja laatan välissä ei varsinaista laakeria olekaan.

Ilman kertoimella β pienentämistä lasketun leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Ed} täytyy aina täyttää puristusmurron takia seuraava ehto (66):

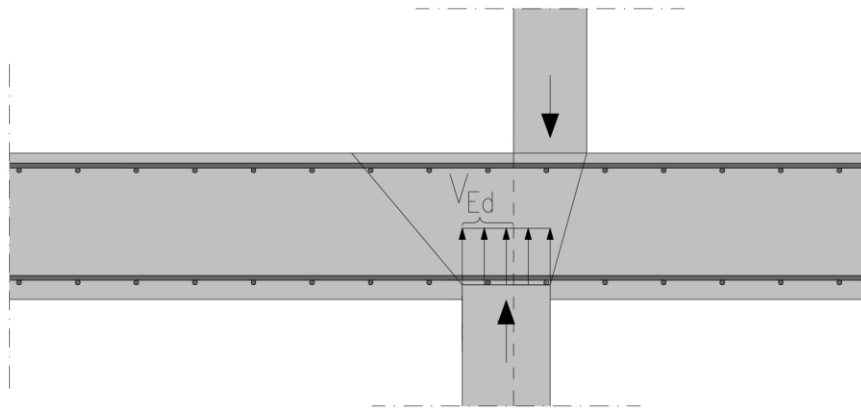
$$V_{Ed} \leq 0,5bdvf_{cd}, \quad (66)$$

missä v on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden kansallisesti valittava pienennyskerroin, jonka Eurokoodin mukainen suositusarvo, sekä myös Suomessa käytetty arvo saadaan seuraavasta kaavasta (67):

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]. \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1:2015, s. 86}) \quad (67)$$

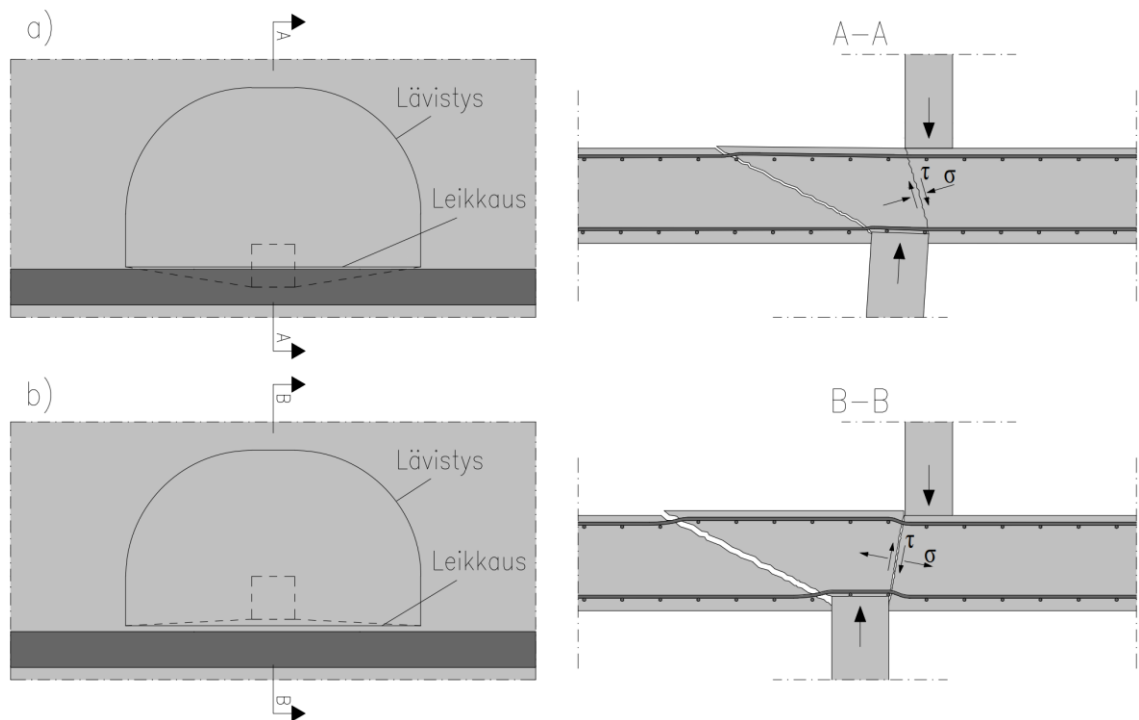
Paalun sijaintipoikkeaman aiheuttama leikkaustapaus ei kuitenkaan ole suunnitteluohjeissa esitettyjen perustapausten mukainen. Leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Ed} määrittäminen on haastavaa, kun paalu on osittain vielä seinän alla. Todellisuudessa suuri osa paalun voimasta siirtyy suoraan seinälle puristusjännityksen kautta, ja leikkausjännityksiä aiheuttaa vain se pieni osa voimasta, joka ei siirry tukena toimivalle seinälle.

Yksi mahdollinen leikkausvoiman mitoitusarvon arviointi menetelmä voisi olla, että huomioidaan paaluvoimasta vain osuus, joka on yhtä suuri kuin paalun poikkileikkauksen osuus, mikä ei ole suoraan seinän alapuolella (kts. Kuva 31). Otetaan esimerkiksi paalu, jossa vaikuttaa paaluvoima $N_{pile} = 1000$ kN, ja jonka poikkileikkauksen pinta-alasta vain 30 % on suoraan seinän alapuolella. Tässä tapauksessa leikkausvoiman mitoitusarvoksi saadaan 70 % osuus paaluvoimasta, jolloin $V_{Ed} = 700$ kN. Tätä voidaan lisäksi pienentää aiemmin esitetyllä kertoimella β . Tällä menetelmällä saadaan reilusti varmalla puolella oleva arvaus leikkausvoiman mitoitusarvolle, vaikkei menetelmä olekaan tarkka. Näillä periaatteella otaksutaan paalun pään jännityksen olevan tasan jakautunut ja yhdensuuntainen sekä paalun pään olevan ehjä.



Kuva 31. Leikkausvoiman määrittäminen, kun paalu on osittain seinän alapuolella.

Kuvassa (Kuva 32) on havainnollistettu mahdollisesti syntyvä leikkautumisskenaario paalupoikkeamalla, jolla paalu on vielä osittain seinälinjan alla (kohta a) sekä paalupoikkeamalla, jolla paalu ei ole seinälinjan alla (kohta b). Kuvasta (Kuva 32) huomataan, että kun paalu on osittain seinän alapuolella (kohta a), leikkauslinjaa kohtisuoraa vastaan vaikuttaa puristava normaalijännitys σ . Kun paalu ei limity seinälinjan kanssa, leikkauspintaa kohtisuoraa vastaan vaikuttava jännitys muuttuu vetojännitykseksi. Leikkauspintojen lävitse vaikuttava puristava jännitys parantaa rakenteen leikkauskestävyyttä ja vetävä jännitys puolestaan heikentää sitä. Paalulta tulevan voiman siirtyminen seinälle puristuksena nähdään myös numeerisen laskennan osiossa, missä paalun aiheuttaman voiman siirtymistä seinälle tutkittiin jännitystrajektoreiden avulla (kts. Kuva 23). Leikkauspintoja tutkiessa tulee kuitenkin huomata, että paalun reunat tai nurkat voivat myös halkeilla, mikäli kuormitus on hyvin epätasainen paalun päällä. Kun paalusta lohkeaa palanen, siirtyy paalun tukipinnan painopiste pois päin haljenneesta reunasta, sekä kaikki haljenneen palasen kohdalla vaikuttanut voima siirtyy muulle osaa paalua.



Kuva 32. Leikkautumispintojen muodot, kun paalu on osittain seinän alapuolella (kohta a), ja kun paalu ei limity seinän kanssa (kohta b). Leikkauspintojen välillä vaikuttaa leikkausjännitys τ ja pintoja kohtisuoraan vastaan normaalijännitys σ , joka on paalun sijaintipoikkeaman suuruudesta riippuen joko puristus- tai vetojännitystä.

Kuvasta (Kuva 32) voidaan nähdä myös, että leikkaustapaukseen liittyy osittain myös lävistysilmiö. Seinän reunaan pitkin leikkauspinta on suora ja jännitystila on kaksiaksiaalinen, jolloin murtomoodi on leikkausmurto. Laatan kentän puolelta leikkautumispinta on puolestaan kaareva ja jännitystila on useampiakselinen, jolloin kyseessä on lävistymisilmiö (Laaksonen 2023, s. 7). Tässä tapauksessa leikkausvoima on huomattavasti suurempi seinän kohdalla leikkauspinnalla kuin lävistyspinnalla. Laaksonen (2023, s.7) mukaan mitoitus tehdään mitoittavammalla tapauksella, joten paalupoikkeamalle tässä tapauksessa tulisi tehdä leikkausmitoitus, eikä lävistymisen tarkastelu ole tarpeellista.

Paalupoikkeaman aiheuttamaa leikkausmurtoa olisi hyvä tutkia enemmän. Edellä esitetyt murtotapaukset perustuvat hyvin pitkälti tämän työn tekijän arveluihin, eikä tilanteesta ole tutkimus- tai koetuloksia. Leikkausmitoitus jätetään kuitenkin jatkotutkimuksia varten.

8 TULOSTEN TARKASTELUA JA POHDINTAA

Tässä diplomityössä saatiin selville mm. paalulaatan vesitiiviiksi suunnittelun vaatimukset ja kuinka halkeilua voidaan hallita sekä suorien voimien että pakkovoimien vaikuttaessa. Pakkovoimakerrointa on haastava arvioida paalulaatoille, sillä paalulaattojen kiinnitysaste voi vaihdella paalulaatan eri alueilla. Lisäksi kiinnitysaste riippuu valualustasta, paalujen sijainnista, tyypistä ja koosta sekä niiden kiinnityksestä laataan. Käytettäessä pakkovoimakerrointa on syytä varmistaa, onko viruma otettu kertoimen arvossa huomioon, sillä tässä oli eroavaisuuksia eri lähteissä.

Hydrataatiolämmön vaikutuksesta voi aiheutua sekundäärisiä halkeamia, eli halkeamia, jotka ovat rakenteen sisällä, eivätkä ylety pintaan. Näiden halkeamien leveyttä ja vaikutuksia ei voida luotettavasti arvioidaan, sillä halkeaman leveyttä ei voida mitata. Selvää on kuitenkin, että vesi voisi hyvin kulkea kyseisiä halkeamia pitkin, jolloin paalulaatan vesitiiveys voi heikentyä. Tämä on etenkin ongelma tilanteessa, jossa halkeaman pituus ylettyy poikkileikkauksen alueelle, jonka pitäisi pysyä puristettuna.

Laatan reunan mitoittaminen paalun sijaintipoikkeamalle oli haasteellisempi kuin aluksi oletettiin. Betonin materiaalin ominaisuuksien mallintaminen osoittautui haastavaksi ja materiaalimalleihin täytyi perehtyä oletettua syvällisemmin. Numeerisen laskennan keinoin kuitenkin saatiin paalun sijaintipoikkeaman vaikutukset paalulaataan mallinnettua hyvin. Työssä havaittiin laatan mitoituksen kriittisen kohdan olevan eri kohdassa mitä aiemmin oli ajateltu. Lisäksi työssä todettiin vääntömomentin aiheuttavan lisäkuormitusta teräksille. Edellä mainittuja tutkimustuloksia voidaan hyödyntää tulevaisuudessa paalulaattojen suunnittelussa. Aiemmin käytetty yksinkertainen ristikkomalli ei kuvaa löydettyjä ominaisuuksia, ja siksi tämän työn tekijä suosittelee, että paalun sijaintipoikkeama mitoitettaisiin laattana. Ristikkoanalogialla kuitenkin saadaan murtorajatilassa varmallalla puolella oleva ratkaisu.

Tässä työssä ei tuotettu kovin montaa laskentamallia, mikä heikentää tulosten yleistettävyyttä. Numeerisella laskennalla saatiin kuvattua esiintyvät ilmiöt, mutta muuttujien, kuten laatan tehollisen paksuuden, rauditusasteen, seinän ja laatan paksuuden sekä niiden kiinnitystavan vaihtaminen voi vaikuttaa tuloksiin. Lisäksi laskentamallin varmennuksista huolimatta, menetelmissä voi esiintyä epätarkkuuksia.

Kirjallisuuskatsauksessa lähteinä käytettiin sekä suomen että englanninkielisiä lähteitä. Työssä käytettyä termistöä on tämän työn tekijän toimesta käännetty englannista suomeksi sanakirjoja apuna käyttäen. Käännöksissä voi kuitenkin esiintyä epätarkkuuksia, minkä aiheuttamia mahdollisia väärinymmärryksiä on pyritty vähentämään esittämällä asiayhteydessä myös alkuperäinen englanninkielinen termi.

8.1 Jatkotutkimusaiheet

Paalun suuren sijaintipoikkeaman mitoittamista olisi hyvä tutkia lisää. Tässä työssä havainnollistettiin mahdollinen paalun leikkausmurtotapaus, joka perustuu kuitenkin tämän työn tekijän omaan arveluun, eikä ilmiötä tutkittu sen enempää. Tutkimuksesta jäi mietityttämään leikkausvoiman määrittely, sekä leikkauspintojen muodostuminen, kun paalu on osittain seinän alapuolella.

Vinopaalujen sijoittelu paalulaatassa on herättänyt keskustelua tämän opinnäytetyön työryhmässä olleiden henkilöiden välillä. Vinopaalujen sijainti vaikuttaa siihen, kuinka paljon laatta siirtää kuormia muulle rakennukselle. Mikäli kuormia siirtyy paljon rakennuksen seinille, täytyy se huomioida alimpien seinien mitoituksessa sekä niiden kiinnityksessä laattaan. Esimerkiksi elementtiseinät eivät välttämättä ole tässä tapauksessa riittävästi kiinnitettyjä. Paalujen sijainnit ja suunnat onkin hyvä laskea elementtimenetelmin, jolloin eniten rasitetut seinät löydetään ja voidaan tehdä muutoksia paalutukseen tai vahvistaa seinää tarpeen mukaan.

9 YHTEENVETO

Työssä tutkittiin paalulaattoja, joissa paalut ovat suunniteltu vertikaalisten kuormalinjojen kohdille. Paalulaattojen mitoituksessa täytyy ottaa huomioon lähes kaikki teräsbetonirakenteisiin liittyvät erityisominaisuudet. Tässä työssä tarkasteltiin virumasta, kutistumasta ja hydrataatiolämmöstä aiheutuvia pakkovoimia paalulaatalle. Hydrataatiolämmön kehityksen arvioimiseksi luotiin Excel-laskentatyökalu, jolla voidaan laskea betonipoikkileikkauksen lämpötiloja eri poikkileikkauksen korkeuksilla ajan kuluessa.

Tutkimuksessa selvitettiin myös, kuinka paalulaatta voidaan suunnitella vesitiiviiksi tapauksissa, joissa perustukset ovat pohjavedenpinnan alapuolella. Teräsbetonirakenteiden vesitiiveyteen liittyy vahvasti halkeilun rajoittaminen. Halkeilun rajoittamista ja halkeamaleveyden laskemista tutkittiin Eurokoodien pohjalta, sekä menetelmiä verrattiin muihin mitoitusohjeisiin. Myös vesieristeiden käyttöä sekä yksityiskohtien suunnittelua sivuttiin tutkimuksessa. Selvityksestä saatiin tieto mitä vesitiiviit betonirakenteet vaativat ja kuinka teräsbetonirakenne tulee suunnitella vesitiiviiksi.

Toinen keskeinen tutkimuskysymys oli kuinka tilanne, jossa paalun sijainti poikkeaa kuormalinjan kohdalta, tulisi mitoittaa. Kriittinen tapaus syntyy, kun paalulaatan reunalla ulomman seinän alapuolella olevan paalun sijainti poikkeaa laatan reunaa kohti. Tästä aiheutuvaa momenttia paalulaatalle on aiemmin mitoitettu yksinkertaisella ristikkoanalogialla. Ristikkomallia käytettäessä ei ollut kuitenkaan tiedossa, kuinka leveältä alueelta teräkset voidaan laskea mukaan mitoituksessa. Tätä tehollista aluetta lähdettiin selvittämään elementtimenetelmin eksplisiittisellä ratkaisijalla LS-DYNA-laskentaohjelmistolla käyttämällä 3d solidimallilla. Laskentaa varten jouduttiin perehtymään betonille soveltuviin materiaalimalleihin, joista laskentaan valittiin Karagozian & Case Concrete-malli.

Laskennassa huomattiin, että laattaan aiheutuu vääntömomenttia, jota ristikkomalli ei pysty kuvaamaan. Työssä tutkittiin terästen ja betonin kuormittumista eri etäisyyksillä paalun kohdalta, jolla tehollisten terästen osuutta pyrittiin arvioimaan. 3d solidimallilla saatuja tuloksia verrattiin yksinkertaiseen kuorimalliin, joka laskettiin RFEM-laskentaohjelmistolla. Tarkoituksena oli arvioida, voidaanko tapaus mitoittaa nopeasti ja

tehokkaasti laattaelementeillä. Tulokset menetelmien välillä vastasivat hyvin toisiaan, ja kuorimalli käyttäytyi samalla tavalla kuin solidimalli.

Numeerisessa analyysissä paljastui myös odottamaton tilanne. Paalun sijaintipoikkeaman aiheuttama kriittinen paikka laatussa ei ollutkaan laatan alapinnassa paalun vieressä, vaan laatan yläpinnassa. Löydöksen jälkeen solidimallin tuloksia verrattiin myös laattaelementeillä laskettuun malliin. Vertailun tulokseksi saatiin, että tässäkin tapauksessa kuorimalli käyttäytyi hyvin samalla tavalla kuin solidimalli, ja ero terästen jännityksessä oli vain noin 15 %.

LÄHDELUETTELO

Bamforth, P., 2007. Ciria 660 – Early-age thermal crack control in concrete. CIRIA, 2007. London, UK

Bamforth, P., Denton, S., & Shave, J., 2010. The development of a revised unified approach for the design of reinforcement to control cracking in concrete resulting from restrained contraction. ICE Research Project 0706: Final report. Institution of Civil Engineers. 67 s.

Barth, F. & Frosch, R. J., 2001. ACI Committee 224R-01 – Control of Cracking in Concrete Structures. 46 s.

Beeby A. W. & Narayanan R. S., 2009. Designers' guide to Eurocode 2: Design of concrete structures. London: Thomas Telford Publishing, 230 s. ISBN 978-0-7277-3150-0

By211, 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1. PAINOS 4. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. 254 s. ISBN 978-952-7314-08-1

CEB (Comite Euro-International du Beton), 2010. CEB-FIB Model Code 2010, First complete draft (Vol 1). Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib). 292 s. ISBN 978-2-88394-095-6

Chen, W.-F. & Saleeb, A. F., 1994. Constitutive Equations for Engineering Materials. 2. painos. New-York: John Wiley & Sons, Inc. 579 s. . ISBN: 0-444-88408-4

Crawford J. E., Wu, Y., Choi, H.-J., Magallanes, J. M. & Lan, S., 2012. Use and validation of the release III K&C Concrete material model in LS-DYNA. Glendale: Karagozian & Case, 388 s.

Finnsementti, 2023. Tietoa betonista, betonin kutistuma [verkkodokumentti]. Saatavissa: <https://finnsementti.fi/palvelut/tietoa-betonista/tietoa-betonista-tietoa-betonista-suunnittelijalle/betonin-kutistuminen/> [viitattu 4.5.2023]

Laaksonen, A., 2023. Betonirakenteiden lävistysmitoitus – Taustaa ja uusi malli lävistystarkasteluun. Eurokoodiseminaari 2023, Oulu: Tampereen yliopisto, 19 s.

Leskelä, V. M., 2008. By210 – Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 711 s. ISBN 978-952-5075-96-0.

Leskelä, V. M., 2016. Liittorakennekurssi – EC4 Liittorakenteet. Kurssimateriaali 28.-29.9.2016.

Paukku, E., 2016. Massiivisten betonirakenteiden perusvaatimuksia. Betoni-lehti, 2016 (4), s. 92–99.

RFEM 5 User Manual, 2020. Spatial Models Calculated According to Finite Element Method. Dlubal Software. [verkkodokumentti]. Saatavissa: <https://www.dlubal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-fea-software/rfem-5/rfem-5-manual-en.pdf?la=en&mlid=1940DA1D4C7242DCB72553023E0C2DAB&hash=4AE0E597004925B09F37ACB257107A8594F43B11>. [viitattu 14.3.2023]

RIL 254-2016, Paalutusohje PO-2016. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. ISBN 978-951-758-615-3 (nid.). 296 s.

Ross, A. D. & Bray, J. W. The prediction of temperatures in mass concrete by numerical computation. London, UK: University of London: King's College, 1949. 20 s.

RT 83-11032, 2011. Vedenpaineeneristys. RT-ohjekortti. Rakennustieto. 12 s.

Salmi, T. & Virtanen, S., 2008. Materiaalien mekaniikka. Tampere: Pressus Oy, 413 s. ISBN 978-952-9835-66-9

SFS-EN 12390-8, 2019. Kovettuneen betonin testaus. Osa 8: Paineellisen veden tunkeutumasyvyys. 3. painos. Suomen Standardisoimisliitto SFS: 10 s.

SFS 5975:2019, 2019. Betonirakenteiden toteutus. Standardin SFS-EN 13670 käyttö Suomessa. 2. painos. Suomen Standardisoimisliitto SFS: 18 + 14 s.

SFS-EN 1990 + A1 + AC, 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen standardisoimisliitto SFS: 86 + 98 s.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. painos. Suomen standardisoimisliitto SFS: 194 + 24 s.

SFS-EN 1992-2 + AC, 2006. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu. Suomen Standardisoimisliitto SFS: 41 + 45 s.

SFS-EN 1992-3, 2006. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja silot. Suomen standardisoimisliitto SFS: 15 + 8 s.

Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2019. BY71/RIL 149-2019 – Betonirakenteiden työmaatoteutus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 336 + 18 s. ISBN 978-951-758-641-2 (nid.)

Suomen Betoniyhdistys ry, 2004. By50 – Betoninormit 2004. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 240 s. ISBN 952-5075-60-5

Suomen Betoniyhdistys ry, 2016. By67 – Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta. Vaasa: Suomen Betoniyhdistys ry, 70 s. ISBN 978-952-68619-0-6

Suomen RakMK, 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus – Betonirakenteet. [verkkodokumentti]. Saatavissa: https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf/fl8c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971 [viitattu 2.11.2022]. 37 s.

Vakhshouri, B., 2016. Time-dependent bond transfer length under pure tension in one way slabs. Structural Engineering & Mechanics, Vol 60, s. 301-312.

Väylävirasto 2022. Eurokoodin soveltamisohje: Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2 [verkkodokumentti]. Väyläviraston ohjeita 5/2022. Helsinki: Väylävirasto. 91+21 s.

Walden, V., 2020. Paalulaatan pakkovoimien ja niiden vaikutusten arviointi. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 115 + 9 s.

Wu, H. Q & Gilbert, R. I., 2008. Experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short-term and long-term loads [verkkodokumentti]. Sydney: The University of New South Wales: School of Civil and Environmental Engineering. saatavissa:

https://www.researchgate.net/publication/265221757_An_Experimental_Study_of_Tension_Stiffening_in_Reinforced_Concrete_Members_under_Short-Term_and_Long-Term_Loads [viitattu 15.12.2022]. 31 s.

Wu, Y. & Crawford, J. E., 2015. Numerical Modeling of Concrete Using a Partially Associative Plasticity Model. Journal of Engineering Mechanics, Vol 141 (12).

YM 782/2017 Ympäristöministeriön ohje rakennusten kosteusteknisestä toimivuudesta. Annettu Helsingissä 24 marraskuuta 2017. Saatavilla: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20170782>