



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JUHA JALONEN

LEVENNETTÄVÄN BETONISILLAN PAKKOVOIMIEN HALLINTA

Diplomityö

Tarkastajat: Professori Ralf Lindberg,
TkT Anssi Laaksonen
Ohjaaja: TkL Torsten Lunabba
Tarkastajat ja aihe hyväksytyt
Tuotantotalouden ja rakentamisen
tiedekuntaneuvoston kokouksessa
5. kesäkuuta 2013

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

JALONEN, JUHA: Levennettävän betonisillan pakkovoimien hallinta

Diplomityö, 104 sivua, 32 liitesivua

Joulukuu 2013

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastajat: Professori Ralf Lindberg, TkT Anssi Laaksonen

Avainsanat: Silta, korjaaminen, levennys, hydrataatiolämpö, kutistuminen, ankkurointi, epälineaarinen FEM-laskenta

Vuoteen 2020 mennessä Suomen silloista yli 7000 on tulossa peruskorjausikänsä. Kasvaneiden liikennemäärien seurauksena peruskorjauksen yhteydessä tulee usein mietittäväksi myös sillan leventämisen tarve. Betonisillan leventämisen suunnittelu on kuitenkin melko haastava tehtävä, sillä suunnittelijalla on mitoitettavana kahden eri-ikäisen betonilaatan muodostama betoni-betoni-liittorakenne.

Betonisiltojen levennyksien ja suurien korjausvalujen suunnittelua on ohjeistettu Liikenneviraston vuonna 2011 julkaisemassa Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa, jossa on esitetty sillan oman painon ja liikennekuormien jakaantuminen vanhan siltakannen ja levennysosan välillä, ja miten levennysosan kutistuma ja viruma vaikuttavat ajan mittaan kuormien jakaantumiseen. Ohjeessa on myös esitetty suunnittelijalle ohjeet levennysosan hydrataatiolämmön ja kutistuman suuruuden ja niiden aiheuttamien pakkovoimien laskentaan. Ohje ei kuitenkaan ota kantaa, millaisilla rakenneratkaisuilla nämä pakkovoimat saataisiin parhaiten hallintaan.

Tässä diplomityössä on tutkittu epälineaarista elementtimenetelmää käyttäen, miten hydrataatiolämmön jäähtymisen ja alkuvaiheen kutistuman aiheuttamien pakkovoimien aiheuttamat kuormat vaikuttavat levennysvalun tekemisen jälkeen ensimmäisten viikkojen aikana esiintyviin jännityksiin levennettävässä sillassa. Tutkimuksissa on huomioitu alkuvaiheessa betoniin muodostuvien halkeamien ja erilaisten ankkurointivaihtoehtojen vaikutukset betoniin syntyviin jännityksiin. Tuloksena on saatu tietoa siitä, millä tavalla levennysosan ankkurointi on toteutettava, jotta alkuvaiheissa syntyvät pakkovoimat saadaan hallittua parhaalla mahdollisella tavalla.

Lisäksi tässä diplomityössä on myös tutkittu käytännön mittauksilla levennysvaluun syntyvän hydrataatiolämmön suuruutta verrattuna korjaussuunnitteluohjeessa esitettyihin laskentamenetelmiin. Lisäksi on tutkittu levennysosan pintojen lämpösuojauksen ja sydänosien jäähdyttämisen vaikutuksia levennysosan sisällä ja betoniosien välillä esiintyviin lämpötilaeroihin, joiden tiedetään aiheuttavan uuden ja vanhan siltarakenteen halkeilua. Tulokset vahvistavat niitä oletuksia, joiden mukaan levennysosan jäähdyttämällä saavutetaan betonirakenteen kestävyuden kannalta merkittäviä etuja.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

JALONEN, JUHA: Controlling of Restraint Forces of Bridge Widening

Master of Science Thesis, 104 pages, 32 Appendix pages

December 2013

Major: Structural Engineering

Examiners: Professor Ralf Lindberg, D.Sc. Anssi Laaksonen

Keywords: Bridge, repairing, widening, heat of hydration, shrinkage, anchoring, non-linear FEM-analysis

By the year 2020, more than 7,000 bridges in Finland is becoming in the age of renovation. Due to the increased traffic volumes it is often to be considered to widen the bridge simultaneously with the renovation. Designing of concrete bridge widening is quite a challenging task, as the engineer must design a composite structure of two different aged concrete slabs.

Designing of concrete bridge widenings and large cast-in-place repairs has instructed in *Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje* (Design Guide of Concrete Bridge Repairs) published by Liikennevirasto (Finnish Transport Agency) in 2011. The guide directs how to distribute the bridges own weight and the traffic loads with the old bridge deck and widening part, and how the shrinkage and creep of widening part affects the distribution of the loads over time. Guide also contains instructions for the calculation of heat of hydration and the amount of shrinkage of widening part, and how to calculate restraint forces caused by them. However, the guide does not tell how to control these restraint forces by means of structural engineering.

This master's thesis studies what kind of restraint forces appear in newly casted bridge widening due the short-term shrinkage and the cooling down of the heat of hydration. The studies have been made by using the non-linear element method, where the influences of the cracking of the newly casted concrete and different types on reinforcement are also considered. Results show the best way of connecting the old bridge deck and widening part in meaning of controlling the short-term restraint forces.

In addition, in this master's thesis is also measured the heat of hydration with in-situ monitoring of bridge widening, and the results are compared with the ones described in design guides. It is also studied how the insulation of concrete surface and cooling down of the core of the widening part affects in temperature differences within the widening part and between the old and the new parts of the bridge deck, which are known to cause cracking in the concrete structure. The results confirm the hypotheses that the cooling down of the widening part of the bridge gives significant advantages in the sustainability of the concrete structure.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty opinnäytteeksi Tampereen teknillisen yliopiston Tuotantotalouden ja rakentamisen tiedekunnan Rakennustekniikan laitokselle. Diplomityön tarkastajina ovat toimineet professori Ralf Lindberg ja tekniikan tohtori Anssi Laaksonen Tampereen teknilliseltä yliopistolta. Diplomityön ohjaajana on toiminut tekniikan lisen-siaatti Torsten Lunabba Destia Oy:n sillansuunnittelusta. Diplomityön ohjausryhmään kuuluivat edellä mainittujen lisäksi Jani Meriläinen Liikennevirastosta, Olli-Pekka Aalto Uudenmaan ELY-keskuksesta, Timo Rytönen ja Eero Sihvonen Helsingin kaupungilta sekä Asko Viitala, Toivo Anttalainen ja Kimmo Julku Destia Oy:stä.

Edellä mainittujen lisäksi haluan kiittää Hannu Karppista Ruskon betoni Oy:stä, Satu Kosomaata Finnsementti Oy:stä sekä Joonas Tulosta Tampereen teknillisestä yliopis-tosta yhteistyöstä. Lisäksi haluan esittää kiitokseni Destia Oy:lle, Liikennevirastolle ja Helsingin kaupungille diplomityöni rahoittamisesta.

Lopuksi haluan esittää kiitokset kaikille työtovereilleni Destia Oy:ssä tuesta ja mukavasta työilmapiiristä. Erityiskiitokset kuuluvat vanhemmilleni, jotka ovat tukeneet minua koulutielläni kohti tätä hetkeä, ja erityisesti avopuolisolleni Lotalle, joka on tarjonnut korvaamatonta apua ja vertaistukea diplomityöni edistyessä.

Juha Jalonen
28.10.2013

SISÄLLYS

1	Johdanto	1
2	Betonin ominaisuudet	3
2.1	Hydrataatio	3
2.1.1	Lujuudenkehitys	4
2.1.2	Hydrataatiolämpö	6
2.2	Betonin viruma	9
2.2.1	Viruma Eurokoodin mukaan	10
2.3	Tehollinen kimmokerroin	12
2.4	Betonin kutistuma	15
2.4.1	Plastinen kutistuma	15
2.4.2	Kuivumiskutistuma	16
2.4.3	Sisäinen kutistuma	16
2.4.4	Kutistumalaskenta Eurokoodin mukaan	17
2.4.5	Raudoituksen vaikutus kutistumaan	18
2.5	Lämpömuodonmuutokset	18
2.6	Halkeilu	19
2.6.1	Halkeilutyypit	19
2.6.2	Mikrohalkeilu	21
2.6.3	Halkeilun vaikutus betonin jännityksiin	22
3	Siltojen leventäminen	26
3.1	Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje	26
3.2	Sillan leventäminen	28
3.2.1	Uuden osan muotit ripustetaan vanhasta rakenteesta	29
3.2.2	Uuden osan muotit tuetaan telineillä	30
3.2.3	Jälkivalukaista uuden ja vanhan osan välissä	31
3.2.4	Sillan leventämistapojen vertailu	32
3.2.5	Pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutus rakenteiden mitoitukseen	32
3.3	Hydrataatiolämpö levennysvalussa	33
3.4	Lämpötilaerojen hallinta	38
3.4.1	Hydrataatiolämmön alentaminen	38
3.4.2	Vanhan siltalaatan lämmitys	39
3.4.3	Levennysvalun lämpösuojaus	40
3.4.4	Levennysvalun jäähtytys	40
3.4.5	Jäähtytysteho	42
3.5	Työsauman rasitukset	46
4	Akkunuskanavan silta	51
4.1	Korjaussuunnitelma ja toteutus	51
4.2	Mittausjärjestelyt	53
4.3	Mittaustulokset	55

4.3.1	Olosuhteet	55
4.3.2	Mittaustulokset	56
4.4	Tulosten analysointi.....	59
4.4.1	Lujuudenkehitys	60
4.4.2	Kutistumat.....	61
5	Elementtimenetelmä	65
5.1	Elementtimenetelmän perusteet.....	65
5.2	Epälineaarinen laskenta	66
5.3	Betonin epälineaarinen materiaalimalli	69
6	Levennettävän sillan rasitukset	74
6.1	Laskentamallin geometria	74
6.2	Elementtityypit	76
6.2.1	Betoni.....	76
6.2.2	Ankkuriteräkset.....	76
6.3	Materiaalit.....	76
6.3.1	Betoni.....	76
6.3.2	Ankkuriteräkset.....	78
6.4	Kuormat	78
6.5	3 metrin levennys	79
6.5.1	Lineaarinen analyysi	79
6.5.2	Epälineaarinen analyysi	81
6.6	1,5 metrin levennys	84
6.6.1	Lineaarinen analyysi	85
6.6.2	Epälineaarinen analyysi	86
6.7	Reunapalkin uusiminen	89
6.7.1	Lineaarinen analyysi	90
6.7.2	Epälineaarinen analyysi	91
6.8	Tulosten yhteenveto.....	94
7	Yhteenveto	99
7.1	Levennysvalun jäähtytys ja lämpösuojaus	99
7.2	Levennyksen ankkurointi	100
7.3	Jatkotutkimusehdotukset	101
	Lähteet.....	103
	Liite 1: Levennettävän sillan jännitys jakauma, kun materiaali oletetaan halkeilemattomaksi	
	Liite 2: Finnsementti Oy:n laskelmat Akkunuskanavan sillan levennysosan betonin hydrataatiolämmön ja lujuuden kehityksestä	
	Liite 3: Akkunuskanavan sillan mittaustulokset	
	Liite 4: Ankkuriterästen jännitykset	

TERMIT JA MERKINNÄT

Termit ja niiden määritelmät

FEM-laskenta	Elementtimenetelmään (eng. Finite Element Method) perustuva numeerinen laskentamenetelmä
Hydrataatio	Sementin ja veden kemiallinen reaktio, joka muodostaa sementtikiveä.
Hydrataatiolämpö	Eksotermisen hydrataatioreaktion aiheuttama lämpö.
Kutistuma	Betonissa tapahtuvat muodonmuutokset, jotka eivät ole suoraan riippuvaisia ulkoisista kuormista.
Kypsyysikä	Kovettuvan betonin lämpöhistorialla korjattu ikä.
Pakkovoima	Rakenteeseen kohdistuva voima, joka aiheutuu rakenteen estetyistä muodonmuutoksista.
Sementtityyppi	Sementit on jaoteltu eurokoodin mukaisiin sementtityyppihin sementin lujuusluokan perusteella. Sementin lujuusluokka riippuu sen puristuslujuudesta 28 vuorokauden iässä sekä sementin varhaislujuudesta, jossa N tarkoittaa normaalia varhaislujuutta ja R korkeaa varhaislujuutta.
N-tyyppi	Lujuusluokkien CEM 32,5 R ja CEM 42,5 N sementit.
R-tyyppi	Lujuusluokkien CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R sementit.
S-tyyppi	Lujuusluokan CEM 32,5 N sementti.
Suhteitus	Betoniin käytettävien osa-aineiden määrien keskinäisten suhteiden valitseminen silmällä pitäen edellytetyjä betonimassan ja betonin ominaisuuksia.
Tehollinen kimmokerroin	Betonin iällä, virumalla sekä kuormituksen alkamisajalla ja luonteella korjattu kimmokerroin.
Viruma	Kuormitetussa betonissa tapahtuva muodonmuutos, joka jatkuu ajan kuluessa.

Matemaattiset merkinnät

Latinalaiset kirjaimet

a	Kuormituksen tyypin ja alkamisajan huomioon ottava kerroin
A	Poikkileikkauksen sivumittojen perusteella laskettu pinta-ala
A_c	Poikkileikkauksen pinta-ala
A_i	Rajapinnan pinta-ala
A_s	Poikkileikkauksessa olevan raudoituksen pinta-ala
A_{si}	Rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala
b	Levennysosan leveys
b_i	Rajapinnan leveys
c	Kontaktipinnan karheudesta riippuva kerroin
c_b	Betonin ominaislämpökapasiteetti
c_v	Veden ominaislämpökapasiteetti
C_1	Betonikappaleen mitoista riippuva kerroin
d_b	Betoniteräksen halkaisija.
e_{ful}	Rajavenymä, jonka jälkeen halkeamaan enää voi syntyä kontaktia leikkauksen takia
e_r	Venymävektorin \underline{e} vauriotason r-akselin suuntainen komponentti
e_s	Venymävektorin \underline{e} vauriotason s-akselin suuntainen komponentti
e_t	Venymävektorin \underline{e} vauriotason t-akselin suuntainen komponentti
E	Jäähdytysveden lämpömäärä
E_c	Betonin tangentialmoduuli
$E_{cG,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin
E_{cm}	Betonin likimääräinen kimmokerroin
$E_{cm}(t)$	Betonin likimääräinen kimmokerroin t vuorokauden iässä
E_{cmi}	Betonin raudoituksen huomioon ottava kimmokerroin puristetussa rakenneosassa
E_{cmii}	Betonin raudoituksen huomioon ottava kimmokerroin taivutetussa rakenneosassa
E_s	Betoniteräksen kimmokerroin
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.
f_{ck}	Betonin ominaispuristuslujuus 28 vuorokauden iässä
$f_{ck,cube}$	Betonin ominaiskuutiopuristuslujuus 28 vuorokauden iässä
$f_{ck}(t)$	Betonin ominaispuristuslujuus t vuorokauden iässä
f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden iässä
$f_{cm}(t)$	Betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden iässä
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_s	Betonin vetojännitys
f_t	Betonin vetomurtolujuus

f_{ti}	Ensimmäisen halkeaman aiheuttava jännitystaso
f_{yd}	Terästen mitoituslujuus
h	Levennysosan korkeus
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus
I	Poikkileikkauksen sivumitoilla laskettu jäyhyysmomentti
I_s	Poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti niiden painopisteen suhteen
I_{sii}	Poikkileikkauksen betoniterästankojen jäyhyysmomentti
k	Arvon p_{kok} laskennassa käytettävä kerroin
k_h	Betoniosan muunnetun paksuuden huomioiva kerroin
L	Betonikappaleen pituus
L_v	Sillan pituus
m_b	Jäähdytettävän betonin massa
m_{ful}	Runkoaineen koosta riippuva kerroin.
m_g	Lomittuneen tilan syntyyn liittyvä vakio
m_v	Jäähdytysveden massa
n	Betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde
n_p	Jäähdytysputkien lukumäärä
$N(t)$	Voima juuri ennen ensimmäisen halkeaman syntymistä.
N_{cr}	Voima halkeaman syntymisen jälkeen
Q_v	Veden virtausnopeus putkessa
p_k	Vetoalueen terästen jännitysresultantti laskennan loppuessa
$p_{k,ex}$	Vetoalueen terästen ekstrapoloitu jännitysresultantti
p_{kok}	Ankkurointiteräksille kohdistuva kokonaisvoima
RH	Ilman suhteellinen kosteus
s	Sementin tyypistä riippuva kerroin
s_0	Ankkurointipituus
t	Betonin ikä vuorokausina
t_0	Betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa
$t_{0,T}$	on betonin lämpötilakorjattu ikä
t_{20}	Betonin kypsyysikä
t_i	Tarkasteltava ajanjakso vuorokausina
t_s	Betonin ikä kuivumiskutistuman alkaessa vuorokausina
t_v	Tarkasteltava jäähdytysajanjakso
T	Betonimassan lämpötila
T_i	Betonin keskiarvolämpötila ajanjaksolla t_i
u	Haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa
v_{Edi}	Rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo
v_{Rdi}	Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Ed}	Rakenneosan leikkausvoima
w	Halkeaman leveys

X

w_c	Ominaispituus
y_s	Poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen painopisteen ja raudoitettun poikkileikkauksen painopisteiden välinen etäisyys
z	Koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

Kreikkalaiset kirjaimet

α	Sementin tyypistä riippuva kerroin
α_1	Betonin lujuuden huomioiva kerroin
α_2	Betonin lujuuden huomioiva kerroin
α_3	Betonin lujuuden huomioiva kerroin
α_d	Ankkurointiterästen ja rajapinnan välinen kulma
α_{ds1}	Sementin tyypistä riippuva kerroin
α_{ds2}	Sementin tyypistä riippuva kerroin
β	Uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella
$\beta(f_{cm})$	Betonin lujuuden vaikutuksen huomioiva kerroin
$\beta(t_0)$	Betonin kuormittamisen alkamisajankohdan vaikutuksen huomioiva kerroin
$\beta_{as}(t)$	Betonin iän tarkasteluhetkellä huomioiva kerroin
$\beta_c(t, t_0)$	Virumisen kehittymistä ajan myötä kuvaava kerroin
$\beta_{cc}(t)$	Betonin ikään perustuva korjauskerroin
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Kuivumiskutistuman ajan huomioiva kerroin
β_h	Suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin
ΔT	Betonin lämpötilan muutos laskennan lämpökuormana
ΔT_b	Betonin lämpötilan muutos jäähtytyksen vaikutuksesta
ΔT_{hydr}	Betonin lämpötilan muutos hydrataation vaikutuksesta
ΔT_{kok}	Betonin kokonaislämpötilan muutos
ΔT_v	Veden lämpötilan muutos putkessa
ε_0	Betonin halkeilevan materiaalmallin tehollinen loppuvenymä
$\varepsilon_{ca}(t)$	Betonin sisäinen kutistuma
ε_{cc}	Betonin viruma
$\varepsilon_{cd}(t)$	Betonin kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cd,0}$	Kuivumiskutistuman perusarvo
ε_{cs}	Betonin kokonaiskutistuma
ε_k	Betonin vetomurtovenymä
ε_{kok}	on levennysosan kokonaismuodonmuutos lämpölaajenemisesta ja kutistumasta ensimmäisen viikon aikana.

ε_{ti}	Betonin venymä ennen ensimmäisen halkeaman syntymistä
σ_c	Vakiojännitys, joka asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä t_0
σ_{c1}	Betonin jännitys
$\sigma_{i,max}$	Laskentamallin suurin teräsjännitys
σ_n	Rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys
σ_{s1}	Betoniteräksen jännitys
σ_{s2}	Betoniteräksen jännitys
ρ	Suhteellinen teräspinta-ala.
ρ'	Puristusraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala.
ρ_d	Rajapinnan raudoitussuhde
$\phi_{int}(\underline{e})$	Lomittuneen tilan funktio
$\phi_{cl}(\underline{e})$	Sulkeutuneen tilan funktio
$\varphi(t, t_0)$	Virumaluku
φ_0	Nimellinen virumaluku
φ_{RH}	Suhteellisen ilmankosteuden vaikutuksen huomioiva kerroin
μ	Kontaktipinnan karheudesta riippuva kerroin
v	Lujuuden pienennyskerroin

1 JOHDANTO

Suomessa on yli 20000 siltaa, joista maanteillä sijaitsee noin 14600 [1]. Suomen sillastoista suurin osa on rakennettu 1950-luvulta alkaen, ja erityisesti 1960-luvun alkupuoliskolla rakennettiin paljon betonisiltoja. Suuri osa silloista on vielä peruskorjaamatta, vaikka silta tulee peruskorjausikänsä keskimäärin 30-40 vuoden kuluttua rakentamisesta [2]. Liikenneviraston arvion [3] mukaan maanteillä sijaitsevista silloista on tällä hetkellä huonokuntoisia noin viisi prosenttia, mutta vuoteen 2020 mennessä peruskorjaustarpeessa olevien siltojen määrä tulee kasvamaan noin 7000 siltaan.

Liikennemäärien kasvaessa myös tarve siltojen leventämiseen ja kantavuuden parantamiseen on lisääntynyt. Liikennevirasto teetti otsikolla ”Vaurioiden ja korjaustyön vaikutuksista sillan korjaussuunnitteluun ja kantavuuteen” tutkimusprojektin, jonka yhteydessä tehtiin kolme opinnäytetyötä [4; 5; 6]. Opinnäytetöiden ja tutkimusprojektin tulosten pohjalta julkaistiin vuonna 2011 Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje [7], jossa esitetään mitoitus- ja suunnitteluohjeet betonisiltojen korjaamista ja leventämistä varten.

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje antaa suunnittelijalle työkalut levennysosan ja vanhan siltarakenteen eri tahdilla etenevien viruman ja kutistuman huomioimiseen sillan kuormien jakamisessa rakenteen uudelle ja vanhalle osalle. Lisäksi ohje esittää erilaisten rakennustapojen vaikutuksen kuormien jakaantumiseen. Ohjeessa on myös annettu suunnittelijalle tutkimustietoon pohjautuvaa tietoa levennysosan hydrataatiolämmön kehittymisestä ja lämpötilakuormien suuruudesta levennysosan kovettumisen aikana halkeamattomassa rakenteessa. Kuitenkaan ohje ei anna suunnittelijalle työkaluja hydrataatiolämmöstä aiheutuvien kuormien laskentaan tai niiden hallintaan.

Tämän diplomityön aiheena on tarkastella Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeen toimivuutta ja selvittää levennettävälle sillalle erityisesti hydrataatiolämmöstä, mutta myös kutistumasta ja virumasta aiheutuvia pakkovoimia. Tarkastelun kohteena on myös levennysosan ja vanhan rakenteen halkeilun vaikutus jännitysten uudelleenjakaantumiseen. Lisäksi tarkoitus on selvittää keinoja hydrataatiolämmön aiheuttamien lämpötilaerojen alentamiseen betonitekniikan, työmaakäytäntöjen ja jäähdytyksen avulla.

Hydrataatiolämmön ja erityisesti hydrataatiolämmöstä johtuvien rakenteen sisäisten ja rakenneosien välisten lämpötilaerojen alentaminen on kriittinen osa onnistunutta massiivista betonivalua, kuten sillan leventämistä. Erityisesti vesistösiltoissa on mahdollista jäähdyttää betonivalua laatan sisään tehtävällä vesiputkistolla, jossa kiertävä vesi jäähdyttää rakenteen eniten lämpenevää sydänosaa sisältäpäin. Massiivisen valun jäähdyttämistä on tutkittu vähän, eikä sen käytännön toteutukseen, kuten veden virtausnopeuteen tai putkiston toteutukseen, löydy suunnitteluohjetta.

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeen yksi suurimmista puutteista on levennysosan ankkuroinnin ohjeistamisen puuttuminen. Vaikka ohjeessa on annettu työkalut kuormien jakaantumisen, pitkäaikaisten kuormien ja hydrataatiolämmön laskentaan, ei siinä kuitenkaan opasteta suunnittelijalle näistä aiheutuvien rasitusten laskentaa tai niiden hallintaa. Tähän asti betonisillan levennysosan ankkuroinnista on tiedetty vain, että levennystä ankkuroitaessa terästä on oltava enemmän siltalaatan päädyissä kuin keski-osalla. Varsinainen kuormien laskenta ja ankkuroinnin suunnittelu on ollut suunnittelijan tulkittavissa kulloinkin voimassa olleesta suunnitteluohjeistosta.

Siltojen leventämisen yhteydessä on huomattu siltalaatan halkeilevan sillan keski-osissa työsaumassa ja sillan vanhan laatan päädyissä. Halkeilu johtuu pääasiassa hydrataatiolämmön ja kutistumisen, jotka vaikuttavat samalla tavalla, mutta eri aikaan, aiheuttamista pakkovoimista. Levennettävän sillan halkeilu olisi hallittavissa levennysosan raudoituksen ja ankkuroinnin oikealla suunnittelulla, mutta suunnitteluun ei ole olemassa mitään yksikäsitteistä ohjetta, jonka avulla suunnittelu voitaisiin tehdä. Halkeilulasennan ohjeistaminen on jäänyt ohjeesta pois, sillä siitä ei ole olemassa tarpeeksi tutkimustietoa. Suunnittelu on monimutkainen tehtävä, joka vaatii raskaita epälineaariseen elementtimenetelmään perustuvia laskelmia monessa eri aika-askeleessa. Jokaisen levennettävän sillan suunnittelun yhteydessä ei ole mielekäästä tehdä raskaita ja monimutkaisia laskelmia.

Tämän diplomityön tavoitteena on kehittää epälineaariseen elementtimenetelmään perustuva laskentamalli, jolla levennettävän betonisillan pakkovoimat saadaan mallinnettua ja laskettua erikokoisille sillan levennyksille ja uusittavalle reunapalkille. Kehitettävässä laskentamallissa on tarkoitus ottaa huomioon myös levennysosan ankkuroinnin vaikutus halkeilun kehittymiseen ja voimien siirtymiseen työsauman molemmin puolin. Tehtävien laskelmien pohjalta saadaan tietoa toimivimmista levennysosan ankkurointiratkaisuista, jotka voidaan tarvittaessa myöhemmin lisätä betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeeseen suunnittelijoiden käytettäväksi.

2 BETONIN OMINAISUUDET

Betoni on sementin, kiviaineen, veden ja mahdollisten lisäaineiden muodostama kova materiaali, jossa rakennusmentin ja veden seosta on käytetty liittämään kiviainerakeet toisiinsa. Betoni on käytettävyytensä, lujuutensa ja hintansa takia yleisin ja suosituin rakennusmateriaali.

Betoni on heterogeenisen rakenteensa vuoksi laskennallisesti vaikeasti hallittava materiaali. Betonin lujuus, muodonmuutokset ja käyttäytyminen rasituksen alaisena riippuvat runkoaineen, sementin ja muiden ainesosien sekä betonin iän ja kuormitushistorian monimutkaisesta yhdistelmästä. Betoniin vaikuttavat myös ajasta riippuvat muodonmuutokset, kuten kutistuman eri lajit ja viruma. Lisäksi betonin puristuslujuuteen verrattuna heikosta vetolujuudesta aiheutuva halkeilu hankaloittaa materiaalin teoreettista lähestymistä huomattavasti. Näistä syistä suurin osa betonin mitoituksessa ja analysoinnissa käytettävistä laskentakaavoista on empiirisiä, eli kokeelliseen tietoon pohjautuvia likimääräisiä laskentakaavoja.

Tässä luvussa on esitelty betonin tämän diplomityön ja siltojen leventämisen kannalta keskeisimpiä ominaisuuksia.

2.1 Hydrataatio

Hydrataatio tarkoittaa betonimassan sitoutumista ja kovettumista betonikiveksi. Sementtiliiman muuttuminen sementtikiveksi jaetaan yleensä kolmeen vaiheeseen; sitoutumisaikaan, sitoutumiseen ja kovettumiseen. Heti betonimassan sekoituksen jälkeen alkavana sitoutumisaikana betonimassa on vielä vetelää ja työstettävää parin tunnin ajan, jonka jälkeen betonissa oleva sementti muuttuu veden kanssa reagoidessaan hyytelömäiseksi tahnaksi, jolloin se pystyy vastustamaan tunkeutumista ja muuttuu murtuvaksi. Tätä vaihetta kutsutaan sitoutumiseksi. Kovettumisella tarkoitetaan muodostuneen sementtihyytelön lujuuden kasvua, joka alkaa neljästä kuuteen tuntia veden lisäämisestä ja jatkuu niin kauan kuin hydratoitumiskykyistä sementtiä ja vettä on käytettävissä.

Hydrataation yhteydessä betonin lujuus kehittyy kovettumisaikana aluksi nopeasti ja ajan mittaan hidastuen. Betonin mitoituslujuutena käytetään 28 vuorokauden ikäisen betonin lujuutta, vaikka lujuudenkehitys jatkuu tämän jälkeenkin. Etenkin massiivisissa valuissa, kuten silloissa, betonin olisi hyvä saada nopeasti alkulujuutta, jotta hydrataatiolämmön ja alkuvaiheen kutistumien aiheuttamat muodonmuutokset eivät aiheuttaisi rakenteen halkeilua.

2.1.1 Lujuudenkehitys

Betonin lujuus on riippuvainen betonin osa-aineiden lujuuksista, niiden suhteista, jakaantumisesta betonissa, betonin iästä ja betonointityön suorituksesta. Tärkeimpiä lujuuteen vaikuttavia osia ovat runkoaineen ja erityisesti sementin lujuus sekä betonin suhteitus. Betonin lujuudenkehitys alkaa heti sementin sitoutumisajan päätyttyä hydrataatioreaktioiden alkaessa ja jatkuu niin kauan kuin betonissa riittää hydrataatioreaktiossa tarvittavia vettä ja sementtiä. Betonin lujuudenkehityksen tunteminen on tärkeää esimerkiksi muottien oikean purkamisajankohdan määrittämiseksi ja betonin liian aikaisen kuormittamisen välttämiseksi.

Eurokoodin [8, s. 28] mukaan betonille käytetään puristuslujuuden arvona 28 vuorokauden ikäisen betonin arvoa f_{ck} . Lisäksi on määritelty tätä nuoremman betonin suunnittelussa, esimerkiksi jännevoiman laukaisussa, käytettävä betonin iästä riippuva puristuslujuus $f_{ck}(t)$, joka lasketaan kaavalla (2.1). Alle kolmen vuorokauden ikäisellä betonilla ei oleteta olevan puristuslujuutta.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

missä

$f_{cm}(t)$ on betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä kaavasta (2.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.2)$$

missä

$\beta_{cc}(t)$ on betonin ikään perustuva korjauskerroin kaavasta (2.3).

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden iässä.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (2.3)$$

missä

t on betonin ikä vuorokausina.

s on sementin tyyppistä riippuva kerroin kaavasta (2.4).

$$s = \begin{cases} 0,20, & \text{kun sementti on R-tyyppiä} \\ 0,25, & \text{kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0,38, & \text{kun sementti on S-tyyppiä} \end{cases} \quad (2.4)$$

Betonin lujuudenkehitystä voidaan seurata laskennallisesti tarkemmin, kun käytetyn sementin lujuudenkehitysominaisuudet ja betonin lämpötila tunnetaan. Lämpötilan mittaukseen perustuva lujuudenkehityksen seuranta on huomattavasti helpompaa kuin valmiissa rakenteessa olevan betonin lujuuden mittaaminen. Lujuudenkehitystä voidaan arvioida myös tarkoilla kokeelliseen tietoon perustuvilla malleilla, joita sementtivalmistajat ovat omille tuotteilleen tehneet. Tällaisia ohjelmia ovat esimerkiksi Rudus Oy:n BetoPlus ja Finnsementti Oy:n Betometri. Näillä ohjelmilla pystytään varsin hyvin arvioimaan betonin kovettumisen aikaisia lämpötiloja ja lujuudenkehitystä rakenteen eri osissa.

Jos ei ole käytettävissä tarkempaa sementin lujuudenkehityksen mallia, voidaan likimääräiseen, joskin varmallalla puolella olevaan arviointiin käyttää Sadgroven menetelmää, jossa betonille lasketaan lämpöhistoriaan perustuva kypsyysikä, jonka perusteella arvioidaan betonin lujuudenkehitystä Betoninormit 2012 –julkaisun [9, s. 128] loppulujuuteen perustuvien käyrästöjen avulla. Betoninormit 2012 -julkaisun kypsyysikään perustuvia käyrästöjä voidaan pitää yleispätevinä arvioina Suomessa käytetyille sementtilaaduille.

Sadgroven menetelmässä betonin kypsyysikä t_{20} lasketaan kaavalla (2.5).

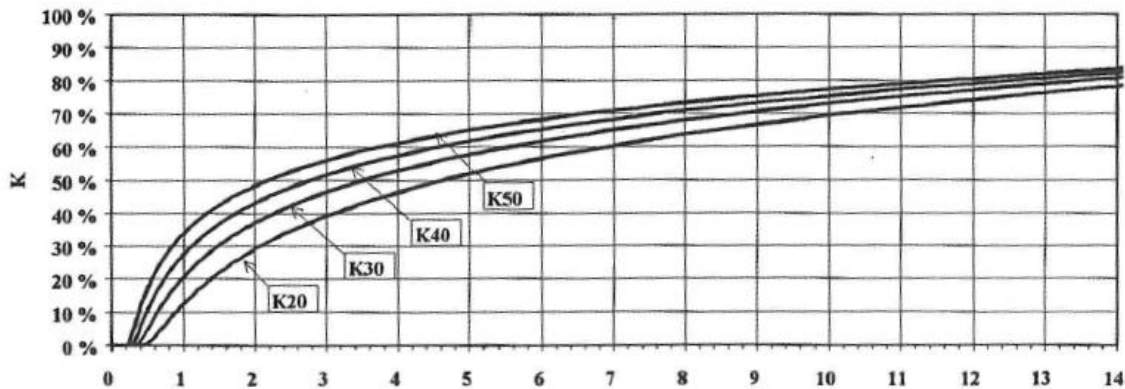
$$t_{20} = \sum \left(\frac{T_i + 16 \text{ }^\circ\text{C}}{36 \text{ }^\circ\text{C}} \right)^2 \cdot t_i \quad (2.5)$$

missä

T_i on betonin keskiarvolämpötila yksikössä $^\circ\text{C}$ ajanjaksolla t_i .
 t_i on tarkasteltava ajanjakso vuorokausina.

Lämpötila T_i mitataan rakenteen viileimmästä osasta, jossa hydrataatioreaktiot ovat hitaimpia. Lujuudenkehityksen arvioita saadaan tarkennettua jakamalla tarkasteltavaa ajanjaksoa t_i pienempiin osiin käytettävän mittauslaitteiston tarkkuuden puitteissa. Betonin lujuudenkehitystä arvioidaan kypsyysikä perusteella kuvasta 2.1, jossa on esitetty kovettumisaste prosentteina laskennallisesta 28 vuorokauden loppulujuudesta. Kuvassa 2.1 käyrät on jaoteltu vanhan merkintätavan mukaisiin betonin K-lujuuksiin, jotka vastaavat Eurokoodin [8, s. 28] mukaisia särmältään 150-millimetrinen kuution puristuslujuuksia $f_{ck,cube}$. [10, s. 118]

Normaalisti kovettuva betoni



Kuva 2.1 Betonin lujuudenkehitys kypsyysian t_{20} ja loppulujuuden funktiona. [9]

Betonin lujuudenkehitystä on mahdollista nopeuttaa esimerkiksi käyttämällä sementtinä nopeasti lujittuvaa Rapid-sementtiä, lämpökäsittelmällä betonia, käyttämällä kuumabetonia, alentamalla vesi-sementtisuhdetta tai käyttämällä kiihdyttimiksi laskettavia lisäaineita, kuten kalsiumkloridia tai vesilasia. Lujuudenkehityksen nopeuttaminen aiheuttaa yleensä samalla hydrataatiolämmön kasvua, mikä muodostuu massiivisissa valuissa, kuten silloissa, ongelmalliseksi. Muodostuvat lämpötilaerot ja lämpömuodonmuutokset aiheuttavat lujuudenkehitykseltään keskeneräiseen betoniin helposti halkeilua. Tämän takia massiivisissa valuissa pyritäänkin jäähdytyksellä, lisäaineilla ja sopivalla sementillä hidastamaan betonin lujuudenkehitystä. On myös huomattava, että betonin lujuudenkehitykseen vaikuttavat suuresti betonin jälkihoito- ja kuivumisolosuhteet sekä rakenneosien mitat.

2.1.2 Hydrataatiolämpö

Betonin hydrataatio on eksotermisen reaktion, eli sementin ja veden reagoidessa vapautuu lämpöä. Toisaalta sitoutumisreaktion nopeus riippuu rakenteen lämpötilasta, mikä johtaa sitoutumisreaktion kiihtymiseen siitä vapautuvan lämmön johdosta. Tästä johtuen sementin hydrataatioreaktio on aluksi kiihtyvä ja hydrataatiolämpöä kehittyä nopeasti muutaman ensimmäisen vuorokauden ajan. Alkuvaiheen jälkeen hydrataatioreaktio hidastuu ja valun lämpötila laskee betonissa vapaana olevien veden ja sementin vähentyessä.

Tärkeimpiä hydrataatiolämmön kehittymiseen vaikuttavia tekijöitä ovat sementin hienous ja kemiallinen koostumus. Kemiallisella koostumuksella tarkoitetaan sementissä esiintyvien eri klinkkerimineraalien suhdetta, koska eri klinkkerimineraalien lämmöntuotto-ominaisuudet ovat hyvin erilaiset. Eri klinkkerimineraalit, niiden suomalaiset kutsumanimet ja yleisesti käytetyt kemiallisen koostumuksen lyhenteet [11, s. 15] ovat:

- Trikalsiumalumiinaatti $(\text{CaO})_3 \text{Al}_2\text{O}_3$: Alumiinaatti C_3A
- Trikalsiumsilikaatti $(\text{CaO})_3 \text{SiO}_2$: Aliitti C_3S
- Tetrakalsiumalumiinaattiferriitti $(\text{CaO})_4 \text{Al}_2\text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3$: Ferriitti C_4AF
- Dikalsiumsilikaatti $(\text{CaO})_2 \text{SiO}_2$: Beliitti C_2S

Sementin hydrataatiolämpö on pääasiassa riippuvainen siinä käytettyiden klinkkerimineraalien suhteesta toisiinsa. Finnsementti Oy [11, s. 30] ja Neville [12, s. 39] ovat antaneet eri klinkkerimineraalien hydrataatiolämmöille taulukon 2.1 mukaiset hydrataatiolämmöt. Sementin hydrataatiolämpö on laskettavissa hyvällä tarkkuudella siinä käytettyjen klinkkerimineraalien hydrataatiolämpöjen summana [12, s. 38].

Taulukko 2.1 Klinkkerimineraalien hydrataatiolämmöt [11, s. 30; 12, s. 39]

	Finnsementti	Neville
Alumiinaatti	1340 kJ/kg	867 kJ/kg
Aliitti	500 kJ/kg	502 kJ/kg
Ferriitti	420 kJ/kg	419 kJ/kg
Beliitti	250 kJ/kg	260 kJ/kg

Nevillen [12, s. 38] mukaan tavallisilla Portland-sementeillä hydrataatiolämmöstä puolet kehittyy yhdestä kolmeen päivään veden sekoittamisen jälkeen. Ensimmäisen seitsemän vuorokauden aikana hydrataatiolämmöstä on kehittynyt kolme neljänestä ja kuuden kuukauden jälkeen 83-91 %. Hydrataatiolämmön kehittymisnopeus ja hydrataatiolämmön huippuarvon ajankohta ovat erityisen paljon riippuvaisia sementissä käytetyn alumiinaatin ja aliitin määrästä. Suomessa yleisesti käytössä olevien sementtien hydrataatiolämmön kehittyminen $+20\text{ }^\circ\text{C}$ lämpötilassa on esitetty taulukossa 2.2

Taulukko 2.2 Suomalaisen sementtien hydrataatiolämmöt. [13, s. 56]

	Hydrataatiolämpö 2 vrk	Hydrataatiolämpö 7 vrk	Hydrataatiolämpö 28 vrk
Yleisportlandsementit	180-250 kJ/kg	260-320 kJ/kg	310-380 kJ/kg
Nopeasti kovettuvat portlandsementit	250-320 kJ/kg	310-370 kJ/kg	350-440 kJ/kg
Alhaislämpöportlandsementit	130-190 kJ/kg	200-240 kJ/kg	230-290 kJ/kg

Alumiinaatin reagoidessa kipsin kanssa hydrataatioreaktion alkuvaiheissa muodostuu kovettuvaan betoniin neulamaisia kalsiumsulfoalumiinaattikiteitä eli ettringiittiä, joka on tärkeää betonin alkuvaiheen hydrataatioreaktion toiminnassa. Ettringiittireaktiot loppuvat yleensä betonin hydrataation edetessä, mutta ne voivat myös jatkaa betonin lämme-

tessä liikaa tai joutuessa kosketuksiin sulfaattipitoisen veden tai maaperän kanssa. [10, s. 47]

Ettringiitti on tilavuudeltaan huomattavan iso lähtöaineisiinsa verrattuna ja se kiteytyy betonin ilmatäyteisten huokosten, kuten suojahuokosten seinämille. Tämä altistaa betonin pakkasrapautumiselle suojahuokosten tilavuuden pienentyessä. Lisäksi betonissa, jossa ilmahuokokset ovat pienempiä, pelkästään ettringiitin muodostumisen aiheuttama paine voi aiheuttaa betonin rapautumista.

Ettringiittireaktiot ja ettringiitin muodostuminen on erityinen ongelma käytettäessä lämpökäsiteltyä betonia esimerkiksi elementtitehtailla. Ettringiitti voi yhtä lailla muodostua ongelmaksi tehtäessä massiivisien rakenneosien, kuten siltalaattojen, valuja. Ettringiitin aiheuttaman rapautumisen välttämiseksi on pidettävä huoli, että hydrataatioreaktion yhteydessä betonin lämpötila ei nouse yli 60 °C lämpötilaan. Lisäksi on pidettävä huoli betonin sulfaatinkestävyydestä ja kosteusrasituksesta. [10, s. 47]

Betonin seosaineet vaikuttavat hydrataatiolämmön määrään sekä lämpötilahuipun ajoittumiseen. Seosaineilla voidaan hidastaa lämpötilahuipun saavuttamisen ajankohtaa tai alentaa hydrataatiolämmön maksimiarvoa. Suomessa käytettävät seosaineet ovat lentotuhka, masuunikuona ja silika. Näistä lentotuhka ja masuunikuona ovat hienoudeltaan sementin kanssa samaa luokkaa, ja molemmat vaikuttavat hydrataatiolämpöä alentavasti ja lämmönkehitystä hidastavasti. Silika sen sijaan on moninkertaisesti sementtiä hienojakoisempaa ja se vaikuttaa lähinnä betonin tiiveyteen, kemialliseen kestävyyskykyyn, koossapysyvyyteen ja lujuuteen.

Lentotuhka on sementin hydrataatiossa muodostuvan kalsiumhydroksidin kanssa reagoiva aine, jota saadaan kivihiiltä polttavien voimalaitosten savukaasujen sivutuotteena. Lentotuhka hidastaa hydrataatioreaktiota, jolloin lujuudenkehitys hidastuu ja hydrataatiolämmön huippuarvo laskee ja siirtyy myöhemmäksi. Lisäksi betonin loppulujuutta saadaan suuremmaksi. Vaikutus hydrataatiolämpöä on kuitenkin niin lievä, että lentotuhkan käyttö sementin lisäaineena ei ole järkevää pelkän hydrataatiolämmön kannalta. [10, s. 54]

Raudan valmistuksen alkuvaiheissa masuunissa muodostuvasta silikaattisulatteesta jäädyttämällä saatu masuunikuona on sementin hydrataation yhteydessä muodostuvan kalsiumhydroksidin kanssa reagoidessaan hydraulisesti aktiivinen seosaine. Se notkistaa betonimassaa ja vähentää sen ilmapitoisuutta. Betonin hydrataatiolämmön kehitystä saadaan merkittävästi alennettua käyttämällä masuunikuonajauhetta betonin sideaineen osa-aineena kokonaissideainemäärän pysyessä samana. Hydrataatiolämmön laskiessa myös betonin lujuudenkehitys hidastuu, mikä johtaa betonin varhaislujuuden merkittävään laskuun. Kuitenkin myöhäsiällä, yli 91 vuorokauden iässä, betonin lujuus on vähintään yhtä suuri kuin kokonaan portlandsementistä valmistetulla betonilla. Masuunikuonajauheen käyttö betonin sideaineen osana vähentää myös kloridien tunkeutumisnopeutta betoniin, minkä takia sitä suositellaankin käytettäväksi meriveden ja tiesuolan kanssa kosketuksiin joutuvien betonirakenteiden yhteydessä. [10, s. 58]

Väisänen [4, s. 84] teki vertailulaskelmia masuunikuonan vaikutuksesta betonin hydrataatiolämmön kehittymiseen. Hänen tekemänsä laskelmat ovat suuntaa-antavia,

sillä laskennassa ei pystytty pitämään betonin kokonaissideainemäärää vakiona. Väisänen tekemissä vertailukelpoisissa laskelmissa on huomattavissa masuunikuonan betonin hydrataatiolämpöä laskeva vaikutus erityisesti ensimmäisen 24 tunnin aikana valusta. Kuitenkin kokonaissideainemäärän vaikutus lämpötiloihin on merkittävämpi kuin masuunikuonan lämpötilaa laskeva vaikutus. Kuitenkin masuunikuona on suositeltava [13, s. 43] sementin seosaine tehtäessä alhaislämpösementtiä.

Eri klinkkerimineraaleilla on hydrataatiolämmön lisäksi myös muita toisistaan poikkeavia ominaisuuksia, kuten hydrataatiolämpöön yhteydessä oleva lujuudenkehityksen nopeus, loppulujuus ja sulfaatinkestävyys. Sementin ominaisuuksiin voidaan vaikuttaa säätelemällä näiden neljän mineraalin ja muiden komponenttien, kuten vapaa kalkki, kipsi ja seosaineet, suhdetta.

Sementin hienous arvioidaan sementin ominaispinta-alan mukaan. Yleisimmin sementin ominaispinta-ala määritetään Blainen kehittämällä ilman läpäisevyyteen perustuvalla mittausmenetelmällä [11, s. 32]. Hienous vaikuttaa kasvavan reaktiopinta-alan kautta hydrataatioreaktion nopeuteen ja sitä kautta myös hydrataatiolämpöön ja korkeimman lämpötilan ajankohtaan. Sementin hienouden lisääminen lisää myös sementin lujuudenkehityksen nopeutta ja määrätyn notkeuden saavuttamiseksi tarvittavaa vesisementtisuhdetta, joka taas vaikuttaa sementin loppulujuuteen.

Suomessa yleisesti käytössä olevien sementtityyppien Blainen mukainen ominaispinta-ala on yleisportlandsementille noin 320 m²/kg, nopeasti kovettuvalle portlandsementille noin 450 m²/kg ja alhaislämpöportlandsementille laadusta riippuen 250-350 m²/kg.

2.2 Betonin viruma

Betonin virumalla tarkoitetaan kuormitetussa betonikappaleessa tapahtuvaa muodonmuutosta, joka jatkuu ajan kuluessa. Ilmiö johtuu siitä, että kuormituksen alaisessa betonissa geelihuokosissa oleva vesi virtaa pois kuormituksen aiheuttaman paineen vaikutuksesta. Samanaikaisesti sementtigeeli tiivistyy, mikä estää betonin muodonmuutoksen palautumisen veden virratessa takaisin geelihuokosiin kuormituksen vähentyessä. [10, s. 125]

Viruman suuruuteen vaikuttavat monet tekijät, kuten jännitystaso, betonin lujuus, betonin koostumus, betonin ikä ja kuormitusajankohta sekä ympäristön olosuhteet. Yksittäisen tekijän vaikutusta virumaan on vaikea arvioida, sillä betonitekniikassa yhden tekijän muuttaminen vaikuttaa yleensä myös moniin muihin tekijöihin [12, s. 452]. Virumaa esiintyy kaikkien jännitystapausten yhteydessä ja se tapahtuu samaan suuntaan kimmoisten muodonmuutosten kanssa. Viruma on erityisen merkittävä tekijä pitkäaikaisen kuormitusten, kuten oman painon ja kutistumisen aiheuttamien pysyvien jännitysten kanssa, yleensä pienentäen näitä jännityksiä ajan mittaan. Kimmoisiin muodonmuutoksiin verrattuna viruma on suuruusluokaltaan kuivissa olosuhteissa kolminkertainen ja ulko-olosuhteissa yhtä suuri, minkä takia sen vaikutus kokonaismuodonmuutokseen on huomattava [10, s. 125].

2.2.1 Viruma Eurokoodin mukaan

Eurokoodi 2:n [8, s. 31] mukaan betonin viruma ε_{cc} ajanhetkellä t määritellään kaavalla (2.6). Laskennassa on yritetty ottaa huomioon kaikki virumaan vaikuttavat tekijät, mikä tekee laskennasta pitkäköön ja vaikeaselkoisen. Eurokoodin menetelmällä laskettujen virumalukujen on todettu vastaavan laboratoriokokeilla saavutettuja arvoja 20 % keskihajonnalla [8, s. 197].

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.6)$$

missä

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku yhtälöstä (2.8).

t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa.

σ_c on vakiojännitys, joka asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä t_0 .

E_c on betonin tangenttimoduuli yhtälöstä (2.7).

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} \quad (2.7)$$

missä

E_{cm} on betonin likimääräinen kimmokerroin.

Yhtälössä (2.6) esiintyvä virumaluku $\varphi(t, t_0)$ lasketaan kaavalla (2.8).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (2.8)$$

missä

φ_0 on nimellinen virumaluku yhtälöstä (2.9).

$\beta_c(t, t_0)$ on virumisen kehittymistä ajan myötä kuvaava kerroin yhtälöstä (2.14).

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (2.9)$$

missä

φ_{RH} on suhteellisen ilmankosteuden vaikutuksen huomioiva kerroin, joka lasketaan kaavalla (2.10).

$\beta(f_{cm})$ on betonin lujuuden vaikutuksen huomioiva kerroin yhtälöstä (2.13).

$\beta(t_0)$ on betonin kuormittamisen alkamisajankohdan vaikutuksen huomioiva kerroin yhtälöstä (2.12).

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} & \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.10)$$

missä

RH on ilman suhteellinen kosteus. Ulkorakenteilla käytetään arvoa 80 %.

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus yhtälöstä (2.11).

α_1, α_2 betonin lujuuden huomioivat kertoimet yhtälöstä (2.16).

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus h_0 lasketaan kaavalla (2.11).

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (2.11)$$

missä

A_c on poikkileikkauksen pinta-ala.

u on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa.

Nimellisen virumaluvun laskennassa yhtälössä (2.9) käytettävät kertoimet $\beta(f_{cm})$ ja $\beta(t_0)$ lasketaan kaavoilla (2.12) ja (2.13).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (2.12)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.13)$$

Virumaluvun kaavassa (2.8) esiintyvä virumisen kehittymistä ajan myötä kuvaava kerroin $\beta_c(t, t_0)$ lasketaan yhtälöllä (2.14).

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (2.14)$$

missä

β_h on suhteellisesta kosteudesta RH ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin, joka lasketaan kaavalla (2.15).

$$\beta_h = \begin{cases} 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.15)$$

missä

α_3 betonin lujuuden huomioiva kerroin yhtälöstä (2.16).

Yhtälöissä (2.10) ja (2.15) käytetyt betonin lujuuden huomioon ottavat kertoimet α_1 , α_2 ja α_3 lasketaan kaavalla (2.16).

$$\alpha_1 = \left[\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (2.16)$$

Virumaluvun laskentaa voidaan tarkentaa huomioimalla käytettävän sementtityypin ja korkeiden ja matalien lämpötilojen vaikutus virumaan. Vaikutukset huomioidaan muuttamalla kuormituksen alkuaikakohdan t_0 arvoa kaavalla (2.17).

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (2.17)$$

missä

$$\alpha = \begin{cases} -1, & \text{kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0, & \text{kun sementti on N-tyyppiä} \\ 1, & \text{kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases} \quad (2.18)$$

$t_{0,T}$ on betonin lämpötilakorjattu ikä vuorokausina yhtälöstä (2.19).

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\frac{4000}{[273+T_i]} \cdot 13,65} \cdot t_i \quad (2.19)$$

2.3 Tehollinen kimmokerroin

Betonin kimmokerroin eli kimmomoduuli on betonin puristusjännityksen ja kokoonpuristuman keskimääräinen suhde kimmoisella alueella. Betonin kimmokerroin määräytyy sen osa-aineiden kimmokertoimien perusteella, joskin runkoaineena käytetyn kiviaineksen kimmokertoimella on todettu olevan merkittävä vaikutus betonin kimmokertoimeen. Kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin kimmokertoimen likimääräinen arvo E_{cm} tarkoittaa betonin jännitystasojen $\sigma_c = 0$ ja $0,4 \cdot f_{cm}$ välistä sekanttiarvoa.

Suomessa käytettävät kiviaineet ovat pääasiassa kvartsiittipitoisia. Muita kiviaineita käytettäessä kimmokerrointa on korjattava kullekin kiviainekselle ominaisella korjauskertoimella. [14, s. 10; 8, s. 29]

Betonin kimmokerroin on riippuvainen myös betonin iästä. Usein mitoituksessa riittävään tarkka arvo saadaan käyttämällä betonin kimmokertoimen E_{cm} kaavan (2.20) mukaista likimääräistä arvoa 28 vuorokauden iässä.

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left[\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right]^{0,3} \quad (2.20)$$

Tarvittaessa kimmokertoimen ajasta riippuvaa arvoa $E_{cm}(t)$ ajanhetkellä t voidaan arvioida kaavalla (2.21).

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (2.21)$$

Laskettaessa betonin pitkäaikaisten kuormien vaikutuksia tulee ottaa huomioon betonin virumisen vaikutus pakkovoimiin ja kuormien jakaantumiseen. Liitettäessä uutta betonia monoliittisesti vanhaan betonirakenteeseen esimerkiksi betonisiltaa levennettäessä, tulee ottaa huomioon myös eri-ikäisten betoniosien kimmokertoimien ja virumien erot. Tämä voidaan laskennassa ottaa huomioon käyttämällä FEM-laskentaohjelmaa, joka käyttää laskennassa epälineaarista ajasta riippuvaa materiaalimallia. Yksinkertaisempi tapa viruman huomioimiseen on käyttää laskennassa betonin iällä, virumalla ja kuormituksen alkamisajalla ja luonteella korjattua tehollista kimmokerrointa. Tehollinen kimmokerroin $E_{cG,eff}$ saadaan kaavasta (2.22). [7, s. 22]

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + a \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (2.22)$$

missä

a on kuormituksen tyyppin ja alkamisajan huomioon ottava kerroin taulukosta 2.3.

Taulukko 2.3 Tehollisen kimmokertoimen laskennassa käytettävän kuormituksen tyypin ja alkamisajan huomioon ottava kertoimen a arvoja. [7, s. 23]

Kuorma	Betonin ikä kuormituksen alkaessa tai muuttuessa			
	0-28 vrk	28-365 vrk	1-3 v	yli 3 v
Kutistumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan (2.31) mukaan.	0,52	0,75	0,90	1,1
Pysyvän kuorman virumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan (2.14) mukaan.	0,52	0,52	0,70	0,90
Hydrataatiolämpötilaerosta johtuva kuorma tai pakkovoima.	0,85	1,0	1,1	1,1
Jännevoiman vaikutuksesta syntyvä kuorma tai pakkovoima, kun poikkileikkauksesta poistetaan betonia.	0,52	1,1	1,1	1,1
Oman painon vaikutus kuorman siirtyessä rakenteelle yhtäkkiä, esimerkiksi tuenta puretaan.	1,1	1,1	1,1	1,1

Teräsbetonirakenteessa olevan raudoituksen vaikutus kimmokertoimeen voidaan ottaa huomioon korvaamalla kimmokerroin E_{cm} puristetussa rakenneosassa kaavan (2.23) mukaisella kimmokertoimella E_{cmi} ja taivutetussa rakenteessa kaavan (2.24) mukaisella kimmokertoimella E_{cmii} . Kaavoja (2.23) ja (2.24) voidaan soveltaa myös tehollisten kimmokerrointen laskennassa, kun raudoituksen vaikutus halutaan ottaa huomioon. [7, s. 24]

$$E_{cmi} = E_{cm} \cdot \frac{(n-1) \cdot A_s + A}{A} \quad (2.23)$$

$$E_{cmii} = E_{cm} \cdot \frac{(n-1) \cdot I_{sii} + I}{I} \quad (2.24)$$

missä

- n on betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde kaavasta (2.25).
 A_s on poikkileikkauksessa olevan raudoituksen pinta-ala.
 A on poikkileikkauksen sivumittojen perusteella laskettu pinta-ala.
 I_{sii} on poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti kaavasta (2.26).

I on poikkileikkauksen sivumitoilla laskettu jäyhyysmomentti.

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (2.25)$$

missä

E_s on betoniteräksen kimmokerroin.

Poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti I_{Sii} lasketaan kaavasta (2.26).

$$I_{Sii} = I_s + A_s \cdot y_s^2 \quad (2.26)$$

missä

I_s on poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti niiden painopisteen suhteen.

y_s on poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen painopisteen ja raudoitettun poikkileikkauksen painopisteiden välinen etäisyys.

2.4 Betonin kutistuma

Betonin kutistumalla tarkoitetaan betonissa tapahtuvia muodonmuutoksia, jotka eivät ole suoraan riippuvaisia ulkoisista kuormista. Kutistumat voidaan jakaa varhaisvaiheen kutistumaan, pitkäaikaiskutistumaan sekä lämpö- ja kosteusmuodonmuutoksiin. Toisin kuin kimmoisten muodonmuutosten kohdalla, suurin osa näistä muodonmuutoksista on palautuvia. Ainoastaan betonin ensimmäisen kuivumisen yhteydessä tapahtuvat muodonmuutokset eivät palaudu. [10, s. 128]

Betonin varhaisvaiheen kutistuma tapahtuu ensimmäisen vuorokauden sisällä valusta, jonka jälkeen pitkäaikaiskutistuma alkaa vaikuttaa. Molemmat kutistumat koostuvat kuivumiskutistumasta ja sisäisestä eli autogeenisestä kutistumasta. Lisäksi varhaisvaiheen kutistumaan vaikuttaa plastinen kutistuma ja pitkäaikaiskutistumaan karbonatisoitumiskutistuma. Betonin lämpömuodonmuutokset johtuvat ensimmäisten valun jälkeisten vuorokausien aikana betonin hydrataatiolämmöstä, kun taas myöhemmin lämpömuodonmuutokset johtuvat betoniin vaikuttavista ulkoisista lämpötilan vaihteluista.

2.4.1 Plastinen kutistuma

Plastisella kutistumalla tarkoitetaan kovettumattomassa eli plastisessa betonimassassa tapahtuvaa kutistumaa, joka johtuu pääasiassa veden määrän vähentymisestä betonimas-

sassa. Plastisen kutistuman aiheuttaa veden haihtuminen betonivalun pinnasta tai vastaavasti maata vasten valettaessa veden imeytyminen betonimassasta maaperään.

Plastisen kutistuman suuruuteen vaikuttaa valuympäristön lämpötila, suhteellinen ilmankosteus ja tuulen nopeus, jotka aiheuttavat veden haihtumista betonimassasta. Kuitenkaan betonimassasta haihtuvan veden määrän perusteella ei voida suoraan ennustaa plastisen kutistuman suuruutta, vaan kutistuman suuruus on riippuvainen myös betonimassan koostumuksesta ja jälkihoidosta. Jos plastinen kutistuma pääsee tapahtumaan esteettä, se aiheuttaa betoniin halkeilua. Tämä halkeilu voidaan kuitenkin kokonaan estää betonin hyvällä jälkihoidolla. [12, s. 423]

2.4.2 Kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistuma tarkoittaa betonin kutistumaa, joka aiheutuu veden haihtuessa betonista. Kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttavat betonin lämpötila ja jälkihoito sekä valun jälkeen ensimmäisten vuorokausien aikana vaikuttavat olosuhteet, erityisesti ilman suhteellinen kosteus ja tuulen nopeus. Olosuhteiden vaikutukseen voidaan työmaalla vaikuttaa tuoreen valun huolellisella suojauksella.

2.4.3 Sisäinen kutistuma

Betonin sisäinen eli autogeeninen kutistuma johtuu sementin ja veden hydrataatioreaktiosta kovettuvassa betonissa. Niiden muodostama sementtikivi tarvitsee vähemmän tilavuutta kuin vesi ja sementti erikseen ylimääräisen veden poistuessa betonin kapillaarihuokosista. Betonin sisäiseen kutistumaan ei pysty juurikaan vaikuttamaan jälkihoidolla tai olosuhteiden hallinnalla, vaan se riippuu pääasiassa ajasta, käytetystä sementtilaadusta ja betonin loppulujuudesta. [12, s. 425]

Betonin sisäinen kutistuma on kolmiulotteinen ilmiö, mutta se voidaan yleisesti laskeutuksellisesti käsitellä lineaarisena muodonmuutoksena kuivumiskutistumisen yhteydessä. Se on suuruusluokaltaan niin pieni verrattuna kuivumiskutistumaan, että sen vaikutukset voidaan massiivisia valuja ja alhaisen vesi-sementtisuhteen betoneja lukuun ottamatta jättää yleensä huomioimatta.

Jos betonin valun kovettumisen aikana on käytettävissä rajattomasti vettä, sisäistä kutistumaa ei pääse tapahtumaan, vaan betoni turpoaa [12, s. 425]. Tällainen tilanne ilmenee usein esimerkiksi vedenalaisissa valuissa. Turpoaminen tapahtuu, koska sementtigeeli absorboi vettä, jolloin molekyyli-tason reaktiot sementtigeelin ja veden välillä aiheuttavat betoniin sisäistä painetta ja sitä myöten myös turpoamista. Turpoaminen on suuruusluokaltaan normaaliolosuhteissa varsin pientä. Kuitenkin suolaisessa vedessä ja kovan paineen alaisena, esimerkiksi syvällä veden alla, turpoamisen aiheuttama paine saattaa muodostua merkittäväksi rasitukseksi.

2.4.4 Kutistumalaskenta Eurokoodin mukaan

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 [8, s. 33] mukaan betonin kokonaiskutistuma ε_{cs} lasketaan kaavalla (2.27).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (2.27)$$

missä

$\varepsilon_{cd}(t)$ on kuivumiskutistuma yhtälöstä (2.30).

$\varepsilon_{ca}(t)$ on sisäinen kutistuma yhtälöstä (2.28).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2,5(f_{ck} - 10MPa) \cdot 10^{-6} \quad (2.28)$$

missä

$\beta_{as}(t)$ on betonin iän tarkasteluhetkellä huomioiva kerroin yhtälöstä (2.29).

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \quad (2.29)$$

Kaavassa (2.27) esiintyvän kuivumiskutistuman $\varepsilon_{cd}(t)$ arvo lasketaan yhtälöllä (2.30).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2.30)$$

missä

k_h on valettavan betoniosan kaavalla (2.11) laskettavan muunnetun paksuuden h_0 huomioiva kerroin taulukosta 2.4. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

Taulukko 2.4 Kertoimen k_h arvoja

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$\beta_{ds}(t, t_s)$ on kuivumiskutistuman ajan huomioiva kerroin yhtälöstä (2.31).

$\varepsilon_{cd,0}$ on kuivumiskutistuman perusarvo yhtälöstä (2.32).

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (2.31)$$

missä

t_s on betonin ikä kuivumiskutistuman alkaessa vuorokausina, tavallisesti jälkihoitoajan pituus.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10MPa}} \right] \cdot 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right) \right] \cdot 10^{-6} \quad (2.32)$$

missä

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3, & \text{kun sementti on S-tyyppiä} \\ 4, & \text{kun sementti on N-tyyppiä} \\ 6, & \text{kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases} \quad (2.33)$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13, & \text{kun sementti on S-tyyppiä} \\ 0,12, & \text{kun sementti on N-tyyppiä} \\ 0,11, & \text{kun sementti on R-tyyppiä} \end{cases} \quad (2.34)$$

2.4.5 Raudoituksen vaikutus kutistumaan

Betoninormit 2012 –julkaisun [9, s. 25] mukaan teräsbetonissa oleva raudoitus vaikuttaa betonin kutistumaa pienentävästi puristetuissa ja taivutetuissa rakenteissa. Raudoituksen vaikutus kutistumaan voidaan ottaa huomioon kertomalla kokonaiskutistumaa ε_{cs} kertoimella, joka saadaan kaavasta (2.35).

$$\begin{cases} 1 - 10\rho & \text{kun rakenne on pääasiassa puristettu} \\ 1 - 0,6 \frac{\rho'}{\rho} & \text{kun rakenne on pääasiassa taivutettu} \end{cases} \quad (2.35)$$

missä

ρ on suhteellinen teräspinta-ala.

ρ' on puristusraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala.

2.5 Lämpömuodonmuutokset

Betonia käytettäessä on huomioitava myös muuttuvasta lämpötilasta aiheutuvien muodonmuutosten aiheuttamat jännitykset. Jännityksiä syntyy lämpötilan muutoksista johtuvista lämpöliikkeistä, jotka ovat eri materiaaleilla erisuuria. [15, osa 1.201, s. 36]

Tavallista suomalaista kiviainesta sisältävän betonin pituuden lämpötilakerroin on $8,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$... $12,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ [14, s. 11]. Kerroin on riippuvainen muun muassa sementtimäärästä, kosteusoloista ja kiviaineksen laadusta. Eurokoodi 2:n mukaan betonin mitoituksessa käytetään arvoa $10,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ [8, s. 31]. Vastaavasti tavallisen betoniteräksen pituuden lämpötilakerroin on myös $10,0 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ [15, osa 1.201, s. 36]. Näitä arvoja voidaan käyttää rakenneanalyysissä, jos käytettävistä materiaaleista ei ole saatavissa tarkempaa tutkimustietoa.

2.6 Halkeilu

Betoniin muodostuu halkeamia sen vetolujuuden ylittyessä. Halkeamat vaikuttavat aina negatiivisesti betonin laatuun ja kestävyys, sillä halkeamien takia betonin läpäisevyys sekä kemiallinen ja fysikaalinen suojaus pienenee, jolloin haitalliset aineet pääsevät tunkeutumaan helpommin betoniin helpottaen muun muassa korroosion alkamista. Halkeilu on kuitenkin betonille ja betonirakenteille luonnollinen ja tyypillinen ominaisuus, jonka täydellinen välttäminen on vaikeaa. Hyvällä suunnittelulla on ennemminkin pidettävä huolta siitä, että betonirakenteen halkeamaväli ja halkeamaleveys säilyvät riittävän pieninä. [10, s. 136]

Betonin vetolujuus on pieni verrattuna sen puristuslujuuteen. Vetolujuus on yleisesti noin kymmenesosa betonin sylinteripuristuslujuudesta eron kasvaessa kohti korkeampi-juuksisia betonilaatuja. Teoreettisesti betonin vetolujuuden pitäisi olla niinkin suuri kuin 10,5 GPa. Näin suurta arvoa on ehdotettu teoreettiseksi vetolujuudeksi, kun betonin osa-aineiden kemiallisia sidoksia on tutkittu olettaen betoni täysin homogeeniseksi ja virheetömäksi materiaaliksi. [12, s. 289] Kuitenkin betonin vahvasti heterogeeninen luonne tekee sen tarkan vetokestävyyden arvioinnista vaikeaa, minkä vuoksi rakenteita mitoitettaessa käytetään empiirisiin kokeisiin perustuvia arvoja.

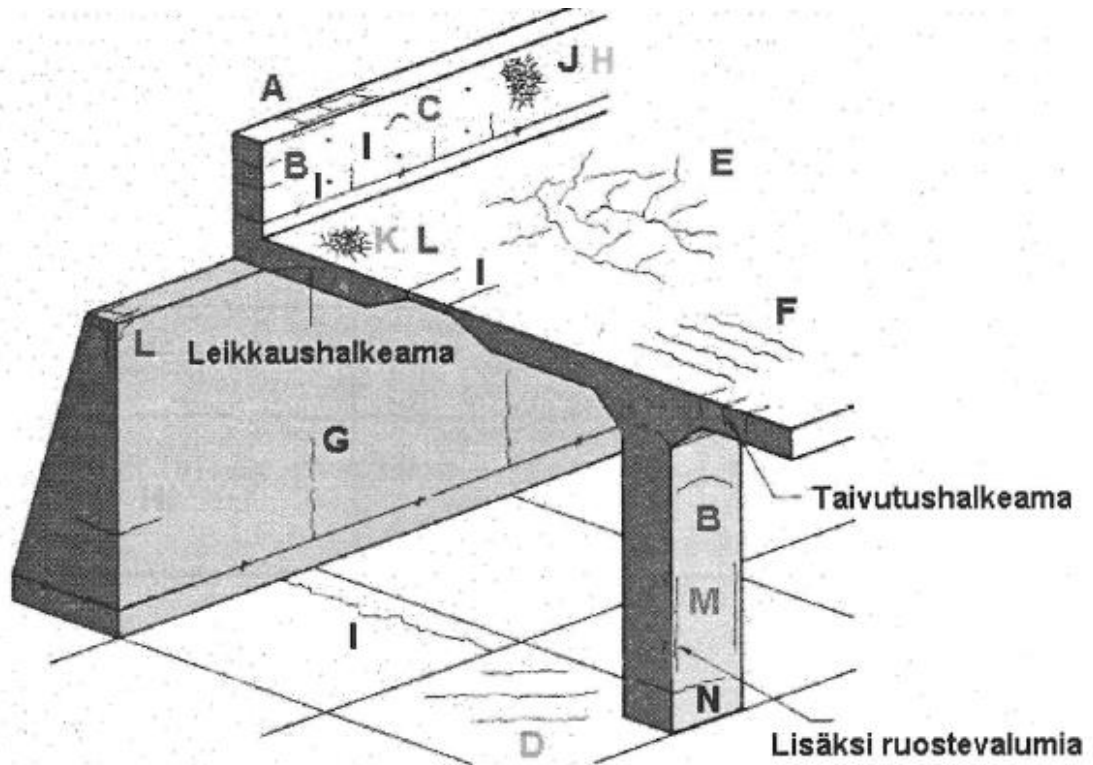
Betoniin muodostuvissa halkeamissa voi tapahtua niin sanottua itsetiivistymistä, jolloin betonissa vapaana oleva hydratoitumaton vesi ja sementti pääsevät reagoimaan halkeamassa muodostaen halkeamaan uutta betonia. Tämä on mahdollista, jos betonissa olevan halkeaman leveys ei vaihtelee, ja halkeamassa oleva vesi ei ole hapanta eikä virtaa liian voimakkaasti. Lisäksi vapaan veden pitää päästä haihtumaan halkeamasta pois, jolloin reagoineet kalsiumkarbonaatti- ja kalsiumhydroksidikiteet suotuvat halkeamaan tiivistäen sen. Tiivistyneellä halkeamalla on kuitenkin niin pieni vetolujuus, että sitä ei voida hyödyntää rakenteen kestävyuden tarkastelussa, vaan tiivistynyttä halkeamaa käsitellään kuten avointa halkeamaa. [10, s. 139]

2.6.1 Halkeilutyypit

Betonin halkeilu johtuu aina betonin paikallisen vetokestävyyden ylittymisestä. Vetolujuuden ylittyminen taas voi johtua useasta eri syystä ja voi tapahtua valun jälkeisten ensimmäisten vuorokausien aikana tai vasta vuosien kuluttua pitkän käytön jälkeen. Erilaisia halkeilun syitä ja halkeamatyyppejä on esitetty taulukossa 2.5 ja kuvassa 2.2.

Taulukko 2.5 Kuvassa 2.2 esitettyjen halkeamien syyt [10, s. 137]

Halkeilun aiheuttaja	Tunnus	Pääsyy	Toissijainen syy	Esiintymisajankohta
Plastinen painuma	A, B, C	Veden erottuminen	Nopea kuivuminen, liian myöhäinen jälkihoito	0,5-4 h, kun T = 20-30 °C, 4-8 h, kun T = 7-20 °C
Plastinen kutistuma	D, E	Pinnan nopea kuivuminen	Hidas haihtuvan veden korvautuminen, liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5-4 h, kun T = 20-30 °C, 4-8 h, kun T = 7-20 °C
	F	Lisäksi rauditus yläpinnassa		
Hydrataatiolämpö tai lämmitys	G	Rakennusosien välinen lämpötilaero	Rakenteen liian nopea jäähtyminen	1-3 d
	H	Rakennusosien sisäinen lämpötilaero		
Kuivumiskutistuminen	I	Suuri vesisementtisuhte, huono jälkihoito, väärin suunniteltu rakenne	Huono tartunta työsaumassa	Viikkoja – useita kuukausia
Pintahalkeilu	J	Huono muotti	Suuri sementti- ja vesimäärä, huono jälkihoito	Yleensä 1-7 d
	K	Huono tai liian aikainen pinnan hierto		
Pakkasrapautuminen	L	Vesi, jäätyminen ja sulaminen	Liian vähän suo- jahuokosia, betoni veden kyl- lästämää	Ensimmäiset talvet
Raudoituk- sen ruostu- minen	M	Liian pieni betoni- peite	Liian huokoinen betoni	Useita vuosia
	N	Kloridit		



Kuva 2.2 Betonirakenteiden tyypillisiä halkeamia [10]

Taulukossa 2.5 ja kuvassa 2.2 esitetyistä halkeamatyypeistä kiinnostavimpia tämän diplomityön osalta ovat tyypin G ja H hydrataatiolämmöstä johtuvat halkeamat, sekä plastisen kutistuman ja kuivumiskutistuman aiheuttamat halkeamatyypit D, E, F ja I. Erityisesti massiivisissa valuisa esiintyy hydrataatiolämmön aiheuttamista lämpötilaeroista johtuvia halkeamia, kun valun pintaosat jäähtyvät sydänosia nopeammin.

Lisäksi hydrataatiolämmöstä johtuvat muodonmuutokset aiheuttavat jännityksiä valettaessa betoni-betoni-liittorakenteita, kuten siltalaatan levennystä. Tällöin vanhan rakenteen on kestävä uuden rakenneosan muodonmuutosten aiheuttamat pakkovoimat. Valettaessa monoliittisesti vanhaan rakenteeseen kiinnittyvää uutta betoniosaa, sekä uuteen, että vanhaan rakenteeseen syntyy tyypin G halkeamia. Näiden halkeamien määrän, etäisyyden ja leveyden hallinta on tärkeää sekä betoniteknologian, työmaatekniikan, että suunnitteluratkaisuiden keinoin.

2.6.2 Mikrohalkeilu

Betonissa esiintyy aina mikrohalkeamia esimerkiksi kiviainesrakeiden ympärillä, betonin pinnalla ja raudoitetankojen ympärillä. Mikrohalkeamat ovat leveydeltään alle 0,05 millimetriä, joten niitä on vaikea erottaa betonin pinnalta paljaalla silmällä. Mikrohalkeilua muodostuu betoniin jo sitoutumisen aikana ennen rakenteen kuormittamista, ja sitä on havaittu jopa kuormittamattomissa alhaisen vesi-sementtisuhteen betoneissa. Mikrohalkeilua pidetään pääasiallisena syynä betonin alhaiseen vetolujuuteen. [12, s. 298]

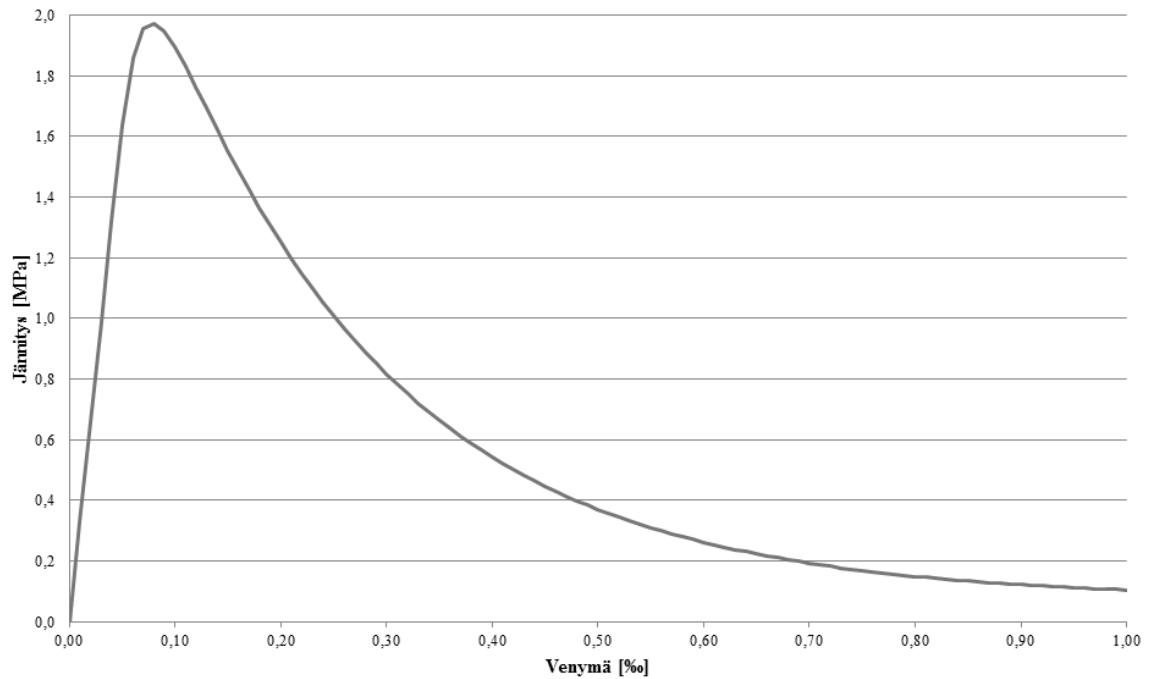
Betonin hydrataatiolämmön nousulla ja laskulla sekä sen aiheuttamilla rakenteen sisäisillä lämpötilaeroilla on suuri merkitys mikrohalkeilun muodostumiseen. Mikrohalkeilua syntyy betonin osa-aineiden eriaikaisen ja erisuuruisen lämpömuodonmuutosten seurauksena betonin vetolujuuden ollessa vielä alhainen lyhyen sitoutumisajan takia. Mikrohalkeilun välttämiseksi betonin lämpötilan nousua ja laskua tulisi rajoittaa korkeintaan arvoon 15 °C tunnissa. [10, s. 139]

Mikrohalkeilu pysyy stabiilina ja harmittomana kun betonin kuormitusaste on alle 85 %. Silloin mikrohalkeilua esiintyy pääasiassa runkoaineen ja sementtigeelin rajapinnassa, ja runkoaine estää halkeamien pitenemisen kahden runkoaineen osan välimatkaa pitemmäksi. Mikrohalkeilu kuitenkin aiheuttaa betonin sisälle hyvinkin suuria paikallisia jännityseroja, jotka voivat aiheuttaa erisuuntaisia uusia mikrohalkeamia. Betonin jännityksen kasvaessa noin 85 % maksimijännityksestä, mikrohalkeamat alkavat kasvaa nopeasti yhdistäen betoniin muodostuneita suurempia halkeamia aiheuttaen lopulta betonin lopullisen murtumisen. [12, s. 299]

2.6.3 Halkeilun vaikutus betonin jännityksiin

Betonin haljetessa halkeamakohdan paikallinen vetojännitys häviää, koska auenneessa halkeamassa betonin rakenne rikkoutuu. Kovettuneen sementin ja kiviaineksen liitoksen pettäessä betoni ei voi enää välittää kemiallisen sidoksen kautta auenneeseen halkeamaan nähden kohtisuoria voimia, vaan halkeamaan nähden kohtisuorat jännitykset häviävät halkeaman rajapinnasta. Halkeaman kohdalla paikalliset vetojännitykset siirtyvät kokonaan raudoitukselle. Halkeaman ympäristössä jännitykset jakautuvat uudelleen raudoituksen ja ehjän betonin välillä betoniterästen tartunnan kautta.

Puhdasta betonikappaletta tutkittaessa huomataan, että betoni ei menetä lujuuttaan yllättäen vetolujuuden ylityttyä. Vetojännityksen kasvaessa kohti vetokestävyuden maksimiarvoa betonin jännitys-venymäyhteys käyttäytyy aluksi lineaarisesti, kunnes se alkaa mikrohalkeilun vaikutuksesta pienetä hieman ennen vetokestävyuden maksimiarvon saavuttamista. Siirtymän edelleen kasvaessa betonin jännitys laskee eksponentiaalisesti edelleen halkeamien kasvaessa ja lisääntyessä, kunnes kappale hajoaa lopullisesti. Tyyppillinen betonin jännitys-venymäyhteys on esitetty kuvassa 2.3. [12, s. 417]



Kuva 2.3 Betonin tyypillinen jännitys-venymäyhteys vedossa

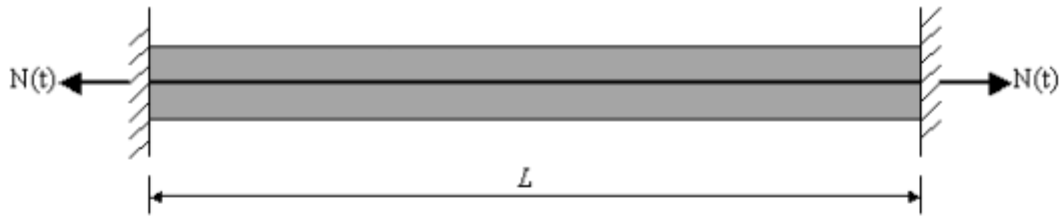
Gilbert [16] tutki päistään jäykästi kiinnitetyn yhdellä terästangolla raudoitettun betoniprisman jännityksiä betonin kutistumisen seurauksena ja halkeilun vaikutusta jännityksiin. Lisäksi hän johti kaavat voimien jakaantumisen ja voiman siirtymispituuden laskemiseksi betonin ja teräksen välille. Hän tutki myös jännitys jakauman kehitystä kutistumisen edetessä ja useampien halkeamien syntyessä. Hänen havaintonsa voimien jakaantumisesta on esitetty kuvassa 2.4.

Kuvassa 2.4 esiintyvä ankkurointipituus s_0 lasketaan kaavalla (2.36).

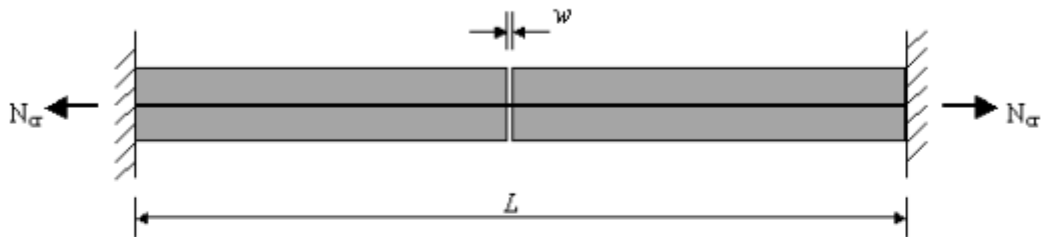
$$s_0 = \frac{d_b}{10\rho} \quad (2.36)$$

missä

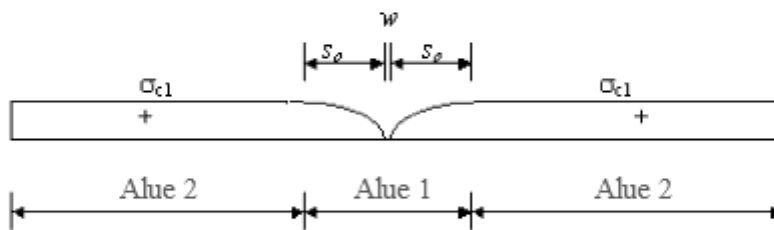
d_b on teräksen halkaisija.



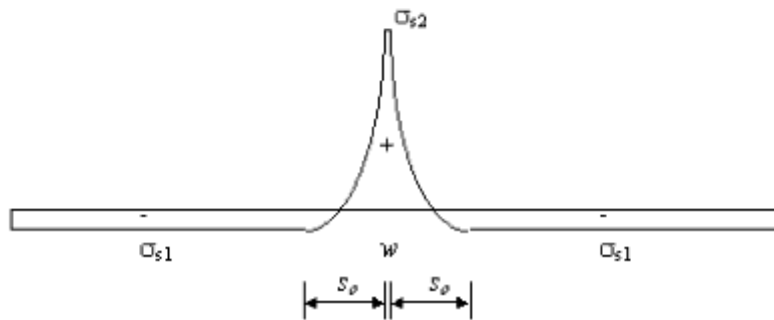
(a) Betonikappale hetki ennen ensimmäistä halkeamaa.



(b) Betonikappale hetki ensimmäisen halkeaman syntymisen jälkeen.



(c) Betonin jännitys tilanteessa (b).



(d) Teräksen jännitys tilanteessa (b)

Kuva 2.4 Voimien jakaantuminen vedetyssä teräsbetonikappaleessa halkeilun seuraksena [16, s. 9]

Kuvassa 2.4 esiintyvä $N(t)$ on voima juuri ennen halkeaman syntymistä ja w on halkeaman leveys.

Kuvassa 2.4 esiintyvä betonin vetojännitys σ_{c1} ja teräksen jännitykset σ_{s1} ja σ_{s2} ensimmäisen halkeaman syntymisen jälkeen saadaan vastaavasti kaavoista (2.37), (2.38) ja (2.39).

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{cr}(1 + C_1)}{A_c} \quad (2.37)$$

$$\sigma_{s1} = -C_1 \frac{N_{cr}}{A_s} \quad (2.38)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{N_{cr}}{A_s} \quad (2.39)$$

missä

N_{cr} on voima halkeaman syntymisen jälkeen.

C_1 on betonikappaleen mitoista riippuva kerroin kaavasta (2.40).

$$C_1 = \frac{2 \cdot s_0}{3 \cdot L - 2 \cdot s_0} \quad (2.40)$$

missä

L on betonikappaleen pituus.

Gilbertin kokeessa oletetaan, että betonikappale halkeaa läpi asti, jolloin kaikki jännitykset siirtyvät halkeaman kohdalla teräkselle. Oikeissa rakenteissa tilanne on harvoin näin yksinkertainen, vaan betoniin tulee lyhyempiä halkeamia eniten vetorasitettuihin kohtiin. Halkeaman kohdalla vetorasitukset jakautuvat uudelleen teräksille ja ympäröivälle ehjälle betonille. Monimutkaisemman halkeilun laskeminen ja ennakoiminen on vaikeampi tehtävä, joka on tehtävä epälineaarilla FEM-laskennalla, joka huomioi betonin materiaaliominaisuudet.

3 SILTOJEN LEVENTÄMINEN

Suomessa on yli 20000 siltaa, joista noin puolet on rakennettu 60- ja 70-luvuilla. Suurin osa Suomen silloista on tulossa peruskorjausikänsä lähiaikoina, koska vaikka silta suunnitellaan yleensä sadan vuoden käyttöiälle, reunapalkit ja siirtymälaatat suunnitellaan vain 50 vuoden käyttöiälle niihin kohdistuvien suurempien rasiusten takia.

Usein sillan peruskorjauksen ja reunapalkin uusimisen yhteydessä tulee ajankohtaiseksi harkita myös sillan leventämistä, sillä liikennemäärät ovat kasvaneet merkittävästi. Leventämistarve voi tulla myös tieosan parantamisen ja leventämisen yhteydessä.

Sillan leventäminen on järkevä ja suhteellisen edullinen toimenpide sillan kapasiteetin kasvattamiseksi, kun yleensä vaihtoehtona on vanhan sillan purkaminen ja kokonaan uuden sillan rakentaminen tilalle. Jos vanhan silta uusitaan kokonaan, täytyy yleensä keksiä myös kiertotieratkaisu siltapaikan ohi joko toista reittiä tai varasiltaa pitkin. Sillan levennys voidaan toteuttaa tarpeen mukaan joko toiselle tai molemmille reunoille. Työn aikana liikenne pystytään ohjaamaan siltaa pitkin työmaan ohi, sillä sillan leventäminen ja reunapalkin uusiminen pystytään toteuttamaan osissa niin, että ensin korjataan sillan toinen reuna ja vasta sen jälkeen toinen reuna.

Siltojen korjauksen ja erityisesti leventämisen suunnittelun ohjaus oli pitkään puutteellista, koska Liikennevirastolla ei ollut olemassa mitään korjaussuunnittelua ohjeistavaa ja yhtenäistä suunnitteluohjetta. Vuonna 2011 julkaistulla Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeella [7] annettiin tarkempia ohjeita erityisesti vain korjaamisessa ja leventämisessä esiintyvien ilmiöiden, kuten monoliittisen betoni-betoni-liitoksen yhteydessä esiintyvän lämpötila-, viruma- ja kutistumaerojen hallintaan.

Kuitenkin erityisesti hydrataatiolämmöstä johtuvien pakkovoimien hallinnan osalta Korjaussuunnitteluohjeessa on vielä puutteita. Vaikka ohje antaa suunnittelijalle keinot hydrataatiolämmöstä johtuvien rasiusten laskentaan, siinä ei kuitenkaan anneta keinoja niiden hallintaan. Sillan levennystyö halutaan tehdä yleensä mahdollisimman nopeasti, jolloin työlään jälkivalukaistan tekemiseen ei riitä aikaa. Tämän takia suunnittelijan on kiinnitettävä erityistä huomiota hydrataatiolämmön aiheuttamien rasiusten pienentämiseen ja hallintaan.

3.1 Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje

Suomessa on pitkään ollut käytössä Siltojen korjausrakentamisen työmaatekniikkaa ja laatuvaatimuksia määrittelevä SILKO-kansiosarja [15]. Kuitenkin Suomen siltojen keski-ikä nostessa, siltojen keskimääräisen kunnan heikentyessä ja todella huonokuntoisten siltojen määrän kasvaessa koettiin tarvetta tehdä siltojen korjaussuunnittelijoille

ohjeistus, jossa liikennekuormien ja pysyvien kuormien lisäksi olisi entistä tarkemmin ohjeistettu myös ajasta riippuvien ilmiöiden, kuten viruman, kutistuman ja lämpötilaerojen vaikutukset siltojen korjaussuunnittelussa.

Edellä mainittujen ilmiöiden huomioon ottavan ohjeistuksen tekemiseksi perustettiin laaja tutkimusprojekti Vaurioiden ja korjaustyön vaikutus sillan korjaussuunnitteluun ja kantavuuteen, jonka lopputuloksena julkaistiin joulukuussa 2011 Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje [7], jossa on ohjeistettu ajasta riippuvien ilmiöiden huomioon ottaminen ja kuormien jakaantuminen korjattavassa laatasissa ja pilarissa sekä levennettävissä sillassa. Korjausohje perustuu merkittävältä osin Tiia Parosen insinööriyössä [17] sekä Daniella Odendaalin [6], Olli-Pekka Tynkkysen [5] ja Eetu Väisäsen [4] diplomitöissä saatuihin tuloksiin. [7, s. 4]

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje on tarkoitettu käytettäväksi betonirakenteisten siltojen korjaussuunnittelun ohjauksessa ja laadunvarmistuksessa. Sen tarkoitus on yhtenäistää korjaussuunnitelmien laatutasoa ja varmistaa, että siltojen kantavuus ja käyttöikä saadaan korjaustoimenpiteillä riittävän korkealle ja siltojen hoidon ja ylläpidon kannalta taloudellisesti kannattavalle tasolle.

Ohjeessa esitetyt asiat täydentävät SILKO-ohjeissa 1.201-1.251 [15] esitetyt korjaussuunnittelua koskevia yleisiä laatuvaatimuksia. Lisäksi ohjeessa vaaditaan [7, s. 7], että siltojen korjaussuunnitelmia laadittaessa lähtökohtana on, että:

- Siltojen hoidossa ja ylläpidossa toimitaan Liikenneviraston siltojen ylläpidon toimintalinjojen mukaisesti.
- Siltojen tarkastamisessa noudatetaan Liikenneviraston sillantarkastusta koskevia ohjeita.
- Korjaustoimenpiteet suunnitellaan Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeen, Eurokoodien, Eurokoodien kansallisten liitteiden ja Liikenneviraston soveltamisohjeiden mukaisesti
- Korjaustyö toteutetaan SILKO-ohjeissa kuvatuilla menetelmillä ja Liikenneviraston käyttöönsä hyväksymillä materiaaleilla

Lisäksi liikennevirastolla on erilliset ohjeet ei-kantavien rakenteiden, jälkijännitettyjen rakenteiden ja liimausvahvennettujen rakenteiden suunnitteluun [7, s. 7]. Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa ei sen takia käsitellä näitä aihealueita, vaan se keskittyy tavallisten betonisiltojen korjaustoimenpiteiden suunnittelun ohjeistukseen.

Korjaussuunnitteluohjeen mukaan korjattavan ja levennettävän betonisillan käyttöikäksi oletetaan sata vuotta, ellei tilaaja toisin vaadi. Reunapalkit ja siirtymälaatat suunnitellaan 50 tai 70 vuoden käyttöiälle. Kokonaan uusittavat sillan osat on suunniteltava siten, että ne täyttävät nykyiset vaatimukset siltojen varmuustasosta. Säilytettävillä rakenneosilla voidaan käyttää alennettuja suunnittelukuormia ja kantavuuden tarkistuksen laskentakuormia. Reunapalkkia uusittaessa olemassa oleva sillankaide on aina korvattava nykyvaatimukset [18] täyttävällä H2-luokan sillankaiteella, ja reunapalkin on

kestettävä siihen kohdistuvat ja välittyvät törmäyskuormat. Tilaajalla on oikeus päättää tapauskohtaisesti näistä vaatimuksesta poikkeamisesta. [7, s. 10]

3.2 Sillan leventäminen

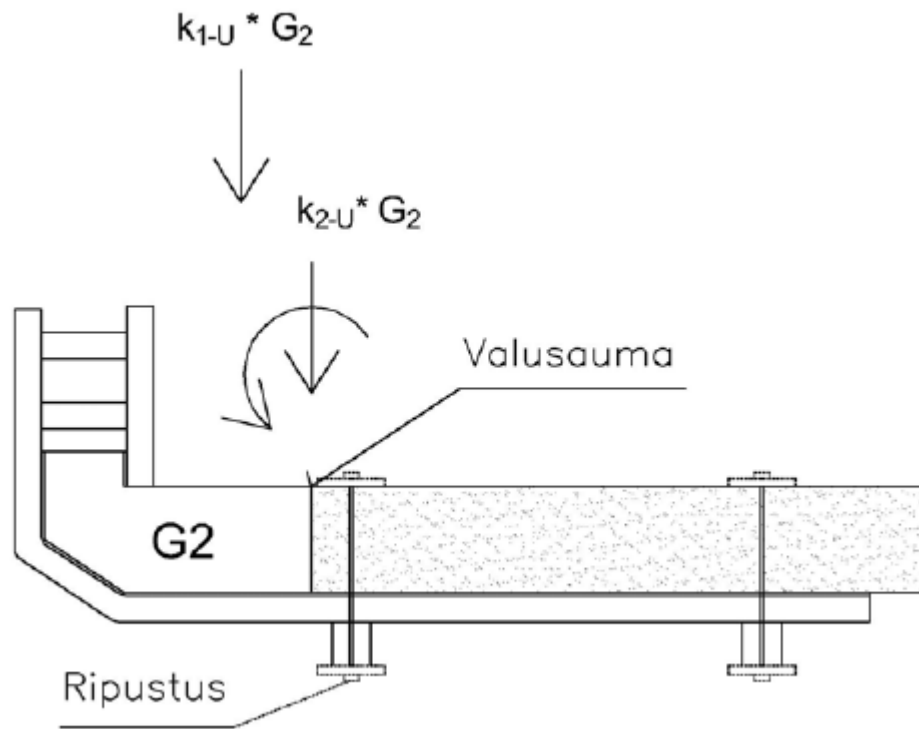
Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa siltojen leventämistavat on jaettu uuden ja vanhan betonin välisen kuormien uudelleenjakautumisen mukaan kolmeen eri perustapaukseen:

- Uuden osan muotit ripustetaan vanhasta rakenteesta
- Uuden osan muotit tuetaan telineillä
- Jälkivalukaista uuden ja vanhan osan välissä

Kaikissa tapauksissa on oletettu, että uusi ja vanha rakenne kiinnitetään toisiinsa monoliittisesti valamalla vanhaan rakenteeseen kiinni uutta betonia. Ohjeen mukaan levennyksen mitoitus voidaan lyhytaikaisten kuormien tapauksessa tehdä käyttämällä kummallekin osalle omaa betoniosan lujuutta vastaavaa kimmokerrointa. Pysyvien ja muiden pitkäaikaisten kuormien tapauksessa pitää ottaa huomioon myös betonin pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutukset. Tämä laskenta voidaan tehdä käyttämällä ajasta riippuvaa epälineaarista FEM-laskentaa tai tavanomaisemmin käyttäen kappaleen 2.3 mukaisia tehollisia kimmokertoimia. Tarkastelut on tehtävä ainakin purkutyön eri vaiheissa, sillan käyttöönottohetkellä ja ajanhetkellä ääretön. Kuormien jakautumiseen vaikuttaa merkittävästi myös kuormien siirtotapa ja siirron ajankohta, minkä jälkeen lopulliseen jakaantumiseen vaikuttaa merkittävästi betonin viruminen. [7, s. 37]

3.2.1 Uuden osan muotit ripustetaan vanhasta rakenteesta

Kun levennysosan muotit ripustetaan vanhaan rakenteeseen kuvan 3.1 mukaisesti, vanha sillan osa kantaa aluksi sekä oman painonsa, että levennysosan painon. Tällöin uuden osan painoa käsitellään mitoituksessa vanhalle osalle tulevana ylimääräisenä kuormana.

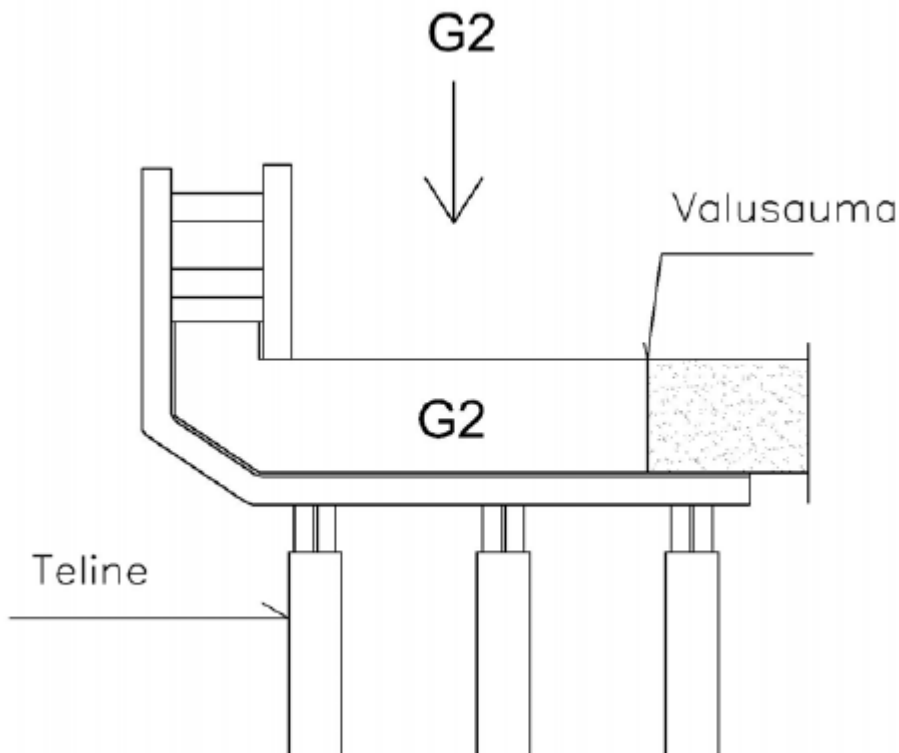


Kuva 3.1 Levennysosan muotti ripustettuna vanhaan rakenteeseen. [7, s. 38]

Uusi levennysosa alkaa osallistua kuormien kantamiseen vasta kun se on alkanut kovettua ja vanha betoniosa on se virumisen myötä alkanut siirtää osan kuormista uudelle betonille. Uuden betonin kuormat jäävät käyttötilassa melko pieniksi, sillä vanhan betonin viruma on yleensä verrattain pientä. Tämä korjaustapa sopii esimerkiksi reunapalkin tai reunaulokkeen uusimisiin tai pieniin levennystöihin.

3.2.2 Uuden osan muotit tuetaan telineillä

Kun levennys tehdään omilla telineillään kuvan 3.2 mukaisesti, uuden rakenneosan kuormat eivät rasita alkuvaiheissa vanhaa rakennetta ollenkaan. Kuormat jakaantuvat vasta uuden osan betonin kovetuttua kun valutuet poistetaan. Tällöin kuormien jakaantuminen tapahtuu uuden ja vanhan osan kimmokertoimien ja jäykkyyksien suhteessa.

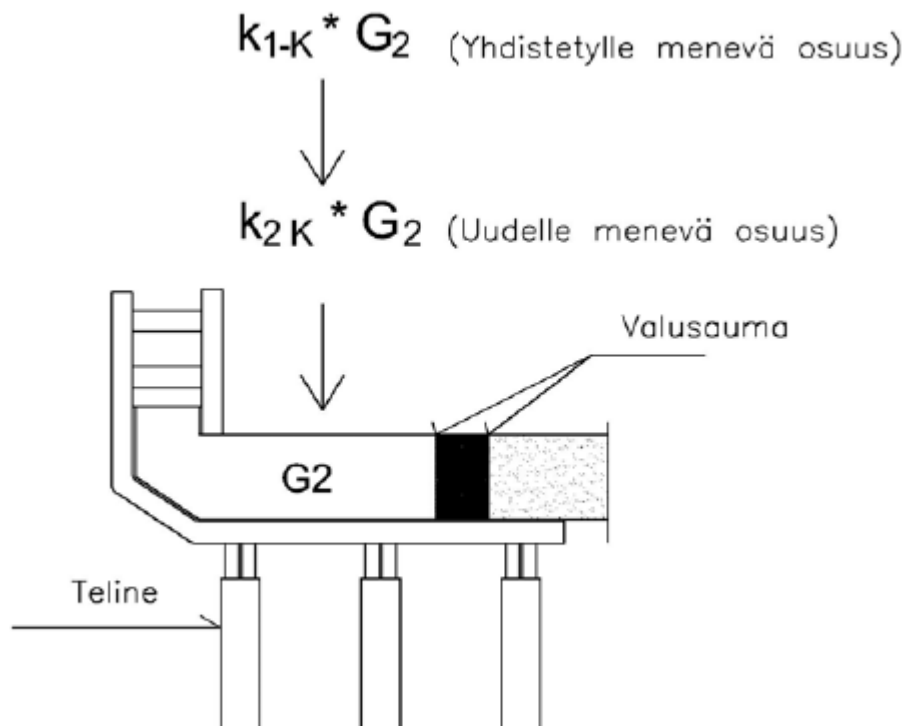


Kuva 3.2 Levennysosan muotti tuettu omilla telineillä. [7, s. 41]

Kuormien ensimmäisen uudelleenjakaantumisen jälkeen kuormat jakaantuvat vielä kerran uudelleen uuden ja vanhan osa virumien edistyessä. Kuormat siirtyvät pääasiassa vanhan betonin puolelle, sillä uuden betonin viruma on huomattavasti vanhan betoniosan virumaa voimakkaampaa. Tämä rakennustapa sopii massiivisemmille levennysosille, kunhan hydrataatiolämmöstä johtuvien muodonmuutosten aiheuttamat pakko-voimat osataan ottaa suunnitteluvaiheessa tarpeeksi hyvin huomioon.

3.2.3 Jälkivalukaista uuden ja vanhan osan välissä

Jälkivalukaistaa käytettäessä kuvan 3.3 mukaisesti uusi betoniosa valetaan vanhasta rakenteesta erillään, jolloin vanha ja uusi rakenneosat kantavat aluksi vain oman painonsa. Kuormien uudelleenjakaantuminen alkaa vasta kun osat kytketään toisiinsa jälkivalukaistalla ja vanhan ja uuden osan ajasta riippuvat muodonmuutokset pyrkivät erkanemaan toisistaan.



Kuva 3.3 Jälkivalukaista uuden ja vanhan rakenteen välissä. [7, s. 42]

Jälkivalukaista käyttö olisi myös hydrataatiolämmöstä aiheutuvien muodonmuutosten kannalta suositeltava vaihtoehto, koska levennysvalun suurimman osan muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan esteettä, jolloin pakkovoimia ei synny. Toisaalta tämä työtapa on kahden eri valuvaiheen takia myös hidask vaihtoehto, minkä takia toteutusvaiheessa haluttaisiin yleensä tehdä heti monoliittisesti vanhaan rakenteeseen kiinnitettävä levennysosa.

3.2.4 Sillan leventämistapojen vertailu

Paronen [17, s. 93] vertaili eri levennyystapojen toimintaa ja totesi ripustettavan telineen kaikista huonoimmaksi levennysvaihtoehdoksi. Omilla telineillään valettavan levennyksen osalta on lähinnä hydrataation aiheuttamien jännitysten kannalta merkitystä, vae-taanko levennys jälkivalukaistalla vai ilman. Tässä tapauksessa jälkivalukaistan käyttö on selvästi parempi vaihtoehto, koska siinä tapauksessa levennysosan hydrataatioläm-mön aiheuttamat rasitukset eivät vaikuta ollenkaan vanhaan rakenteeseen. Jälkivalukais-taa käytettäessä on kuitenkin huomioitava toteutusajan piteneminen jopa parilla viikolla, koska levennysvalun on oltava jo pitkälti kovettunut ja hydrataatiolämmön aiheuttamien liikkeiden on oltava tapahtunut jo ennen jälkivalukaistan tekoa.

Parosen laskelmia tarkasteltaessa kannattaa ottaa huomioon, että hän on laskenut vain kaksi vertailutapausta, joista molemmissa levennysosa on 3,25 metriä leveä. Hän mainitseekin, että saaduista tuloksista poiketen ripustettava teline on hyvä toteutustapa esimerkiksi reunapalkin uusimiseen, jossa uusi valu on suhteellisen pieni. Silloin hydra-taatiolämpö ei pääse nousemaan kovin suureksi, ja lisäksi uuden osan viruma ja kutis-tuma ovat suhteellisen pieniä. Tällöin pakkovoimien aiheuttamat jännitykset jäävät niin pieniksi, että vanhan rakenteen vetolujuutta ei ylitetä.

Myös Väisänen [4, s. 173] vertaili tarkemmissa laskelmissaan levennysvalun eri to-teutusvaihtoehtojen kannattavuutta. Hänen laskelmissaan käytettiin erikseen mallinnet-tua todellista tilannetta vastaavaa lämpötilakuormaa, ja rakenteen rasitusten laskennassa otettiin huomioon viruman ajasta riippuva kehittyminen. Erityisesti jälkivalukaistan mallinnuksessa on huomattavissa suuria eroja, sillä Väisänen on ottanut huomioon myös jälkivalukaistan kutistuman ja viruman. Laskennassa esiintyvistä eroista huolimatta Väisänen on päätenyt omista tutkimuksissaan suuruusluokaltaan vastaaviin tuloksiin kuin Paronen.

Vaikka jälkivalukaista vaikuttaa kaikin puolin kannattavimmalta levennysvaihtoeh-dolta, sitä ei haluta käyttää, koska se pidentää työn kestoa huomattavasti. Lisäksi lisääntyvät työvaiheet lisäävät rakennusvirheen riskiä. Väisänen toteaaakin, että ilman jälkiva-lukaistaa tehtävä levennys on hyvä ratkaisu, kunhan suunnittelija on osannut ottaa huomioon hydrataatiolämmön vaikutukset. Kappaleissa 3.3 ja 3.4 tutkitaan ilman jälkivalu-kaistaa tehtävän sillan levennyksen hydrataatiolämmöstä johtuvia ja rasituksia sekä esi-tellään keinoja näiden rasitusten pienentämiseen.

3.2.5 Pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutus rakenteiden mitoitukseen

Betonin pitkäaikaisilla muodonmuutoksilla on vaikutusta kuormien jakaantumiseen uuden ja vanhan rakenteen välillä, mutta vaikutus rajoittuu lähinnä käyttörajatilaan. Murtorajatilassa rakenne toimii ehjän betonin lailla. Kuormien jakaantuminen muuttuu

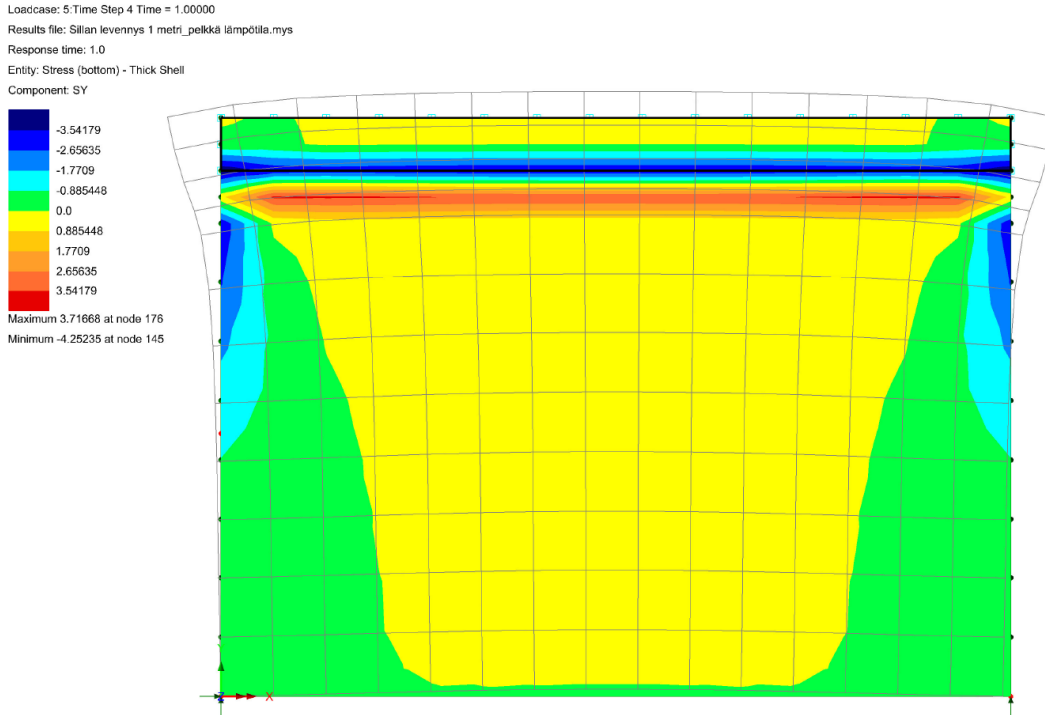
ajan myötä, minkä takia mitoitustarkastelut on tehtävä useassa vaiheessa. Erityisen kriittisiä ovat purkutyöt osan sillasta ollessa kuormitettuna korjaustöiden aikana.

Pitkäaikaisen muodonmuutoksen vaikutukset mitoitukseen tarvitsee huomioida vain käyttöönoton ajankohtana ja sillä ajanhetkellä, kun viruminen ja kutistuminen ovat käytännössä päättäneet. Muissa vaiheissa merkittävät mitoitustarkastelut koskevat lähinnä halkeilua ja jännitysten rajoittamista, jolloin mitoitus ei ole yhtä kriittinen.

Kutistuman ja hydrataatiolämmön aiheuttamat rasitukset voidaan jättää huomiotta murtorajatilassa, kun teräsbetonisilla laatoilla ja palkeilla on riittävä muodonmuutoskyky. Pilareiden yläpuolisten rakenteiden pakkovoimat otetaan kuitenkin huomioon pila-reita rasittavina pysyvinä kuormina.

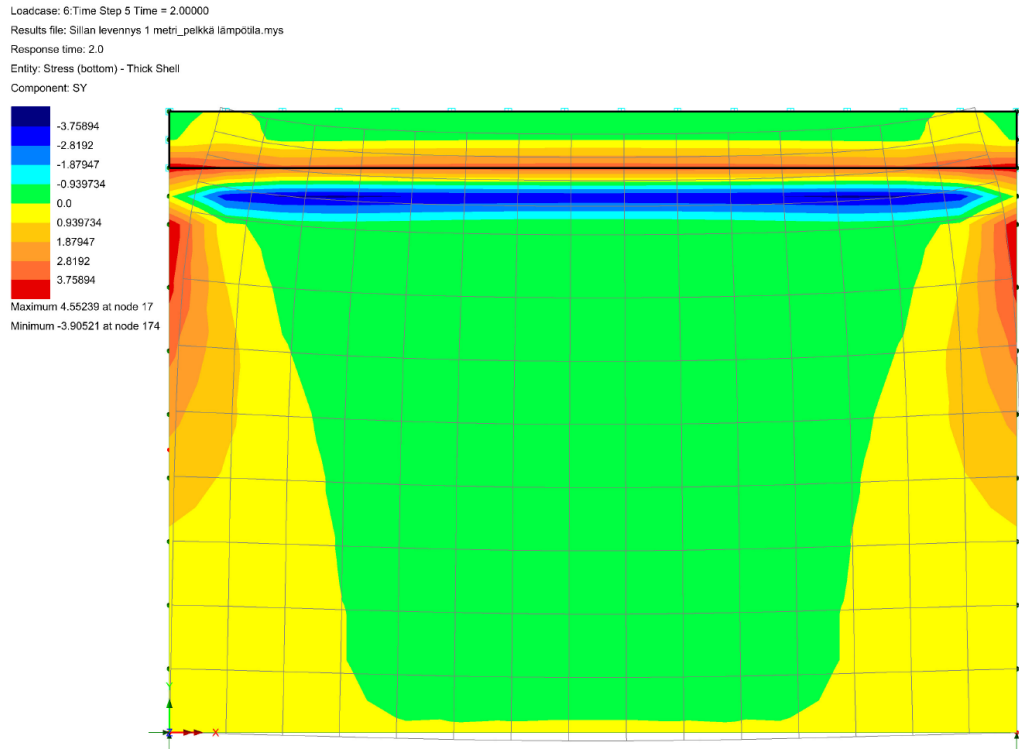
3.3 Hydrataatiolämpö levennysvalussa

Sillan levennysosan valun betonin hydrataatiolämmön aiheuttamat lämpötilaerot ovat merkittävässä osassa levennystyön jälkeisen ajan rasituksia tarkasteltaessa. Erityisesti betonin kovettumisaikana tapahtuva lämmönkehitys on otettava tarkasti huomioon sillan levennystä ja levennystyön toteutusta suunniteltaessa. Suunnittelussa olisi aina pyrittävä minimoimaan levennysosan sisäiset sekä uuden ja vanhan osan väliset lämpötilaerot. Väisänen [4, s. 95] huomasi hydrataatiolämmön kehittymisen aiheuttavan levennysosan tuoreessa, vielä kovettumisvaiheen alussa olevassa betonissa puristusjännityksiä ja vanhalla siltalaatalla vetojännityksiä valusauman alueella. Laatan poikkisuuntaiset jännitykset hydrataatiolämmön huipun vaikutuksesta 24 tunnin kuluttua valusta on esitetty kuvassa 3.4.



Kuva 3.4 Levennysosan hydrataatiolämmön aiheuttamat poikittaissuuntaiset jännitykset 24 tunnin kuluttua valusta. [4, s. 95]

Vastaavasti Väisänen huomasi hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttavan suuruusluokaltaan yhtä suuria, mutta vastakkaisuuntaisia jännityksiä valusaumassa; tuoreessa valussa vetoa ja vanhassa siltalaatassa puristusta. Lisäksi hän huomasi levennysosan jäähtymisen aiheuttavan merkittäviä laatan poikkisuuntaisia jännityksiä vanhan laatan päädyissä parin metrin päässä valusaumasta. Jäähtyneen levennysvalun aiheuttamat poikkisuuntaiset jännitykset on esitetty kuvassa 3.5.



Kuva 3.5 Levennysosan hydrataatiolämmön aiheuttamat poikittaissuuntaiset jännitykset 2 vuorokauden kuluttua valusta. [4, s. 96]

Hydrataatiolämmön jäähtymisen seurauksena syntyvien jännitysten vaikutusta rakenteelle korostaa se, että ne ovat samansuuntaisia kuin levennysvalun kutistumisesta aiheutuvat jännitykset, jotka Paronen [17, s. 72] oli huomannut. Levennysosan ajan mittaa tapahtuva kutistuminen ylläpitää jännityksiä, jotka ovat alun perin syntyneet levennysosan hydrataatiolämmön jäähtymisestä valun jälkeisen ensimmäisen viikon aikana. Tästä seuraa, että levennysosan kutistuminen ja hydrataatiolämmön jäähtyminen aiheuttavat yhdessä valusaumaan ja vanhan laatan päätyihin jännityksiä, jotka voivat johtaa rakenteen halkeiluun.

Väisänen huomasi myös viruman vaikuttavan edullisesti hydrataatiolämmön ja kutistuman aiheuttamiin jännityksiin. Tasaisista ajan mittaan säilyvistä pakkovoimista seuraava viruma lieventää jännityksiä huomattavasti pitkän ajan kuluessa. Teoriassa hydrataatiolämmön ja kutistuman aiheuttamat rasitukset viruisivat kokonaan pois pitkän ajan kuluessa, mutta virumiseen tarvittava aika on pidempi kuin rakenteen käyttöikä. Väisänen tärkein havainto hydrataatiolämmön aiheuttamiin pakkovoimiin oli kuitenkin, että viruman lieventävästä vaikutuksesta huolimatta hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttamat pakkovoimat säilyvät rakenteessa pitkiä aikoja kutistuman ylläpitäessä niitä. [4, s. 177]

Hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttamien jännitysten suuruusluokan arvioimiseksi laskettiin kolmessa esimerkkitapauksessa suurimmat jännitykset sekä siltakannen päässä, että työsaumassa. Esimerkkitapaukset olivat 3 metriä leveä levennysosa, 1,5 metriä leveä levennysosa ja reunapalkin uusiminen, joka mallinnettiin 0,5 metriä leveänä levennyksenä. Vanhan laatan pituudeksi asetettiin 14 metriä ja leveydeksi 9 metriä,

uuden ja vanhan osan paksuuden ollessa 870 mm. Esimerkkilaskelmat tehtiin Lusas Bridge Plus –laskentaohjelmalla, jossa mallina käytettiin samaa mallia, joka on esitelty tarkemmin kappaleessa 6. Erotuksena myöhemmin esiteltävään monimutkaisempaan malliin tässä laskennassa ei ollut mukana ankkurointiteräksiä ja betonimateriaalille käytettiin lineaarista materiaalmallia.

Laskennassa oletettiin, että vanha siltalaatta on levennyksen tekohetkellä 30 vuotta vanha ja tehty betonista C25/30. Levennysosa oletettiin tehtäväksi betonista C35/45. Jännitykset laskettiin kahdeksan vuorokauden kuluttua levennyksen valuhetkestä, jolloin levennysosaa kuormittaa hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttama lämpökuorma $\Delta T = -30\text{ }^{\circ}\text{C}$ ja ensimmäisen viikon aikana tapahtunut, kaavalla (2.27) laskettu kutistuminen, joka mallinnettiin lämpökuormalla $\Delta T = -3\text{ }^{\circ}\text{C}$. Yhteensä levennysosaa kuormitti siis lämpökuorma $\Delta T = -33\text{ }^{\circ}\text{C}$. Uuden ja vanhan osan kimmokertoimina laskennassa käytettiin kaavalla (2.22) laskettuja tehollisia kimmokertoimia; vanhalle laatalle 30,15 GPa ja levennysosalle 22,02 GPa. Betonimateriaali oletettiin tässä laskennassa halkeilemattomaksi.

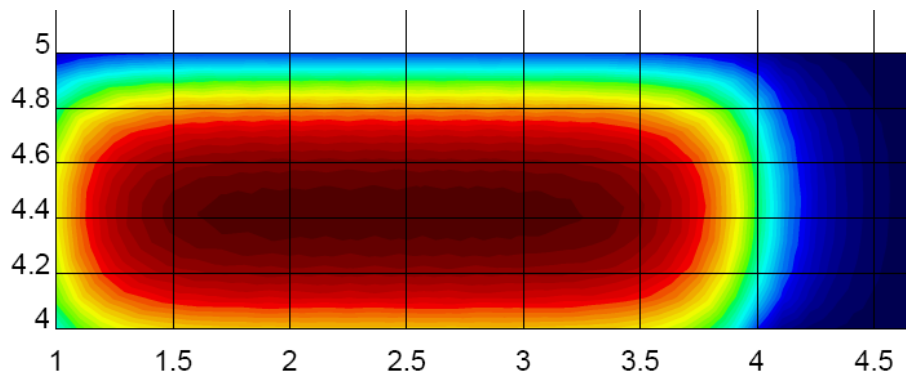
Esimerkkitapauksissa lasketut jännitykset laatan päissä ja valusaumassa on esitetty taulukossa 3.1. Tuloksissa maksimi-arvo tarkoittaa suurinta vetojännitystä ja mini-arvo vastaavasti suurinta puristusjännitystä. Y- eli poikkisuunnan jännitykset tarkoittavat siltalaatan päädyissä vaikuttavia työsaumaan nähden kohtisuoria jännityksiä, jotka pyrkivät avaamaan työsaumaa. Vastaavasti X- eli pituussuunnan jännitykset tarkoittavat työsaumassa sillan keskiosassa vaikuttavia työsauman suuntaisia jännityksiä, jotka aiheuttavat saumaan leikkausta. Kuvat jännitystiloista on esitetty liitteessä 1. Liitteen 1 kuvissa L1.1 ja L1.2 on esitetty jännitykset 3 metrin levennyksessä, kuvissa L1.3 ja L1.4 on esitetty jännitykset 1,5 metrin levennyksessä ja kuvissa L1.5 ja L1.6 on esitetty jännitykset reunapalkin uusimistapauksessa. Liitteen 1 kuvissa laatan jännitysten maksimi-arvojen sijainnit on merkitty tähdillä.

Taulukko 3.1 Halkeilemattoman betonilaatan jännitykset levennysosan hydrataatiolämmön jäähtymisen ja kutistumisen seurauksena 8 vrk kuluttua valusta.

	3 m levennys	1,5 m levennys	Reunapalkki
Y-suunnan maksimijännitys vanhan laatan päädyssä (vetoa).	6,82 MPa	6,70 MPa	5,95 MPa
Y-suunnan minimijännitys uuden laatan päädyssä (puristusta).	-1,68 MPa	-1,50 MPa	-1,43 MPa
X-suunnan maksimijännitys työsauman levennysosan puolella (vetoa).	3,87 MPa	4,47 MPa	6,06 MPa
X-suunnan minimijännitys työsauman vanhan laatan puolella (puristusta).	-6,17 MPa	-5,66 MPa	-5,10 MPa

Tuloksista huomataan, että kaikissa tapauksissa vetojännitykset ylittävät betonin vetokapasiteetin, joka on betonille C25/30 1,5 MPa ja betonille C35/45 2,2 MPa, reilusti. Oikeasti vetojännityksen ylittyessä betoni halkeilee, jolloin jännitykset jakautuvat rakenteessa uudestaan ja siirtyvät levennysosan ankkuriteräksille. Myöhemmin tässä diplomityössä esitettävissä epälineaarisisissa laskelmissa on huomioitu myös betonin halkeilun ja ankkurointiteräksien vaikutus jännitysten jakautumiseen.

Levennysvalun ja vanhan siltalaatan välisen lämpötilaeron lisäksi suunnittelussa on huomioitava levennysvalun sisäiset lämpötilaerot. Massiivisissa valuissa betonin hydraataatiolämpö kehittyy sydänosissa nopeammin ja suuremmaksi kuin valun pintaosissa. Siltalaatan levennysvalu on massiivinen betonivalu, jossa valun sydänosien ja pintaosien välille syntyy huomattavia lämpötilaeroja ilman asianmukaisia toimenpiteitä. Erityisesti ongelmia ilmenee talvella muottipintojen ja ympäröivän ulkoilman ollessa kylmiä. Tällöin lämpötilaerot voivat olla suuria ulkolämpötilan ollessa selvästi pakkasella ja betonin sydänosien lämpötilojen noustessa jopa viiteenkymmeneen asteeseen. Väisänen [4, s. 87] teki levennysvalun lämpötilakentästä laskentoja, joissa näkyy eristämättömän levennysvalun lämpötilajakauman huippuarvot. Lämpötilajakauma on esitetty kuvassa 3.6.



Kuva 3.6 Eristämättömän levennysvalun lämpötilajakauma [4, s. 88]

Suuret lämpötilaerot johtavat betonin epätasaiseen lujuudenkehitykseen ja muodonmuutoksiin, jotka voivat aiheuttaa halkeilua ja pahimmillaan rakenteen turmeltumisen. Hydrataatiolämmön tapauksessa rakenteen suurimmat lämpötilaerot saadaan 24 tunnin kuluttua valusta, jolloin betonin lujuudenkehitys on vielä keskeneräistä. Tämän takia suunnittelun yhteydessä on asetettava levennysvalun sisäisille lämpötiloille sellaisia raja-arvoja, että sisäiset jännitykset eivät ylitä betonin senhetkistä vetolujuutta. Liikenneviraston Betonisiltojen korjausohjeessa [7, s. 26] sisäiset lämpötilaerot on rajattu arvoon 15 °C. Lisäksi suunnittelija veloitetaan tekemään lämpötekniisiä laskelmia, jotka voidaan yksinkertaisissa tapauksissa tehdä käyttämällä korjaussuunnitteluohjeessa annettuja taulukkoarvoja.

3.4 Lämpötilaerojen hallinta

Siltaa levennettäessä on pyrittävä minimoimaan rakenteessa vallitsevat lämpötilaerot, jotta syntyvät pakkovoimat saadaan pidettyä mahdollisimman pieninä. Tämä koskee sekä levennysvalun sisäisiä lämpötilaeroja, että uuden ja vanhan osan välisiä eroja. Taloudellisesti kannattavinta on pyrkiä hallitsemaan lämpötilaerot vaikuttamalla levennysosan lämpötilaan. Tärkeimpiä asioita, joihin suunnittelulla on pyrittävä vaikuttamaan, ovat levennysosan hydrataatiolämmön maksimin pienentäminen ja rakenteen lämpötilakentän tasaaminen. Lämpötila hallitsemiseksi rakenteessa voidaan käyttää seuraavia keinoja [4, s. 39]:

- Hydrataatiolämmön alentaminen
- Vanhan siltalaatan lämmitys
- Levennysvalun lämpösuojaus
- Levennysvalun jäähdytys

Käytännössä lämpötilaeroja on helppo hallita tietyissä rajoissa. Edellä esitetyt keinot lämpötilaerojen hallintaan ovat yksittäisiä keinoja, joita mahdollisuuksien mukaan yhdistelemällä voidaan päästä parempaan lopputulokseen. Esimerkiksi levennysosan sydänosien jäähdytys jäähdytysputkistolla ja pintojen samanaikainen lämpöeritys antavat monissa tapauksissa lämpötilaerojen kannalta paremman lopputuloksen kuin kumpikaan keino yksistään. Suunnittelijan on aina mietittävä valettavan rakenteen, valuajankohdan, valupaikan ja muiden tekijöiden merkitys kyseisen suunnittelukohteen lämpötilaeroihin ja lämpötilalaskelmien perusteella valita parhaat käytettävissä olevat lämmönhallintaratkaisut.

3.4.1 Hydrataatiolämmön alentaminen

Suuri merkitys levennysvalun onnistumisessa on suunnitelmissa määritellyllä betonilla, mutta vielä suurempi merkitys valun onnistumiseen on rakennustyömaalla käytettävällä betonilla. Nykyään tilanne on usein se, että betonille määritellään suunnitelmissa lujuusluokka, rasitusluokka, pakkasenkestävyys ja muut tekijät, mutta työmaa käsittelee suunnitelman vaatimuksia ikään kuin minimiarvoina. Usein työmaalla saatetaankin nopeamman toteutusaikataulun puitteissa tilata lujuusluokaltaan kovempaa betonia, nostaa betonin sementtimäärää tai vaihtaa sementti kokonaan rapidsementiksi. Näistä kaikista seurauksena on kovettumisvaiheessa hydrataatiolämmön kasvaminen. Sementin määrän ja laadun vaikutus hydrataatiolämpöön ja suurimpiin lämpötilaeroihin yhden metrin paksuisessa betonilaatassa on esitetty taulukossa 3.2. Taulukon arvot perustuvat olosuhteisiin, missä ulkoilman lämpötila on +10 °C, tuulen nopeus 5 m/s, rakenteen alapuolella on 22 millimetriä paksu lautamuotti ja laatan yläpinta on suojaamaton tai korkeintaan ohuella, yhden millimetrin paksuisella, muovipeitteellä suojattu.

Taulukko 3.2 Korjaussuunnitteluohjeen mukaiset maksimilämpötilat laatussa yksikössä °C ja suurimmat lämpötilaerot [7, s. 26]

Käytettävä sementti ja sen määrä betonissa	Yläpinta	Sydänosa	Alapinta	Suurin lämpötilaero
CEM I tai II – N, 300 kg/m ³	18	43	34	25
CEM I tai II – N, 350 kg/m ³	19	51	38	32
CEM I tai II – N, 400 kg/m ³	21	56	41	35
CEM I tai II – N, 450 kg/m ³	22	62	45	40
CEM I tai II – R, 300 kg/m ³	19	51	37	32
CEM I tai II – R, 350 kg/m ³	21	58	42	37
CEM I tai II – R, 400 kg/m ³	23	65	46	42
CEM I tai II – R, 450 kg/m ³	24	71	51	47

Taulukosta 3.2 nähdään, että betonin maksimilämpötila kasvaa sementtimäärän lisääntyessä ja vastaavasti siirryttäessä N-sementistä R-sementtiin, eli nopeammin kovetuvaan sementtilaatuun. Taulukosta on nähtävissä myös, että näissä olosuhteissa ilman lämpösuojausta tai jäähdytystä ei päästä Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeen [7, s. 26] vaatimaan alle 15 °C lämpötilaeroon.

Hydrataatiolämpöön on helppo vaikuttaa, mikäli asiaan varaudutaan suunnitteluvaiheessa. Sementtilajin ja määrän lisäksi hydrataatiolämmön määrään vaikuttaa työmaalla käytettävän betonimassan lämpötila, mikä määrittelee hydrataatiolämmölle alkutason. Lisäksi sementissä käytettävien seosaineiden kuten masuunikuonan ja lentotuhkan tai betoniin lisättävien lisäaineiden käyttö alentaa hydrataatiolämpöä.

3.4.2 Vanhan siltalaatan lämmitys

Kylmissä olosuhteissa tehtävissä levennysvaluissa uuden ja vanhan siltalaatan välinen lämpötilaero nousee merkittäväksi vanhan siltalaatan ollessa selvästi valussa käytettävää betonimassaa kylmempi. Teknisesti turvallisin ja taloudellisesti paras vaihtoehto on tehdä levennysvalu sellaisissa olosuhteissa, että lämpötilaero ei nouse merkittäväksi. Tämä rajoittaisi levennysvalut lähinnä kesäkaudella tehtäviksi.

Talvella tehtävissä levennysvaluissa pakkasen on suuri ongelma. Sen lisäksi, että talvibetonointi on itsessään jo vaikeaa, lisähaasteen tuo pakkasen puolella oleva vanhan laatan lämpötila. Vanhan laatan lämpötilan ollessa pakkasella sen lämmittäminen on välttämätöntä, sillä levennyksessä käytettävä betonimassa ei saa olla kosketuksissa pakkasen puolella olevan vanhan rakenteen kanssa betonimassan jäätymisvaaran vuoksi.

Vanhan laatan lämmittämistä käytettäessä on myös huomioitava lämmitystyön järkevyys toteutustekniseltä ja taloudelliselta kannalta. Lämmitettävä siltalaatta ei saa olla liian suuri ja massiivinen käytettävissä olevaan lämmitystehoon nähden. Lisäksi lämmitystyön pitää olla tehtävissä työmaateknisesti järkevällä tavalla.

Talvella tehtävissä levennysvaluissa pitäisi olla käytettävissä tarkat lämpötekniiset laskelmat kohteesta. Suunnittelijan on etukäteen asetettava vanhalle siltalaatalle lämpö-

tilarajat, joiden puitteissa levennysvalu voidaan tehdä. Levennysosan hydrataatiolämpö- laskelmissa on otettava huomioon vanhan laatan lämpötilavaihtelun vaikutus leven- nysosan hydrataatiolämmön kehitykseen. On myös pidettävä huolta, että vanhan laatan lämmitys ei kuumenna rajapintaa liikaa, jolloin rajapinnan hydrataatioreaktiot voivat kiihtyä liiaksi. Etenkin kylmissä olosuhteissa tehtävissä levennysvaluissa on tarpeellista seurata lämpömittareilla rajapinnan lämpötilankehitystä valun aikana, jotta mahdollisiin muutoksiin pystytään reagoimaan ajoissa, ja varmistetaan levennystyön hyvä laatu.

3.4.3 Levennysvalun lämpösuojaus

Tuore betonivalu peitellään tai lämpösuojataan usein jo pelkästään jälkihoidollisista syistä. Lämpömattojen tai eristyspeitteiden käyttämisellä on myös positiivinen vaikutus valun sydänosien ja yläpinnan lämpötilaerojen kehittymiseen. Taulukossa 3.2 esitetyt yläpinnan ja sydänosan lämpötilaeroja voidaan pienentää taulukossa 3.3 esitetyillä ker- toimilla levennysvalun suojaustavasta riippuen. Myös lämpösuojauksen asentamisajan- kohdalla on suuri merkitys lämpötilaeroihin. Nopeammin asennettu lämpösuojaus pa- rantaa aina tilannetta lämpötilaerojen kannalta.

Taulukko 3.3 Lämpösuojauksen korjauskertoimet taulukon 3.2 suurimmille lämpötila- eroille [7, s. 27]

Tapaus	6 mm peite	20 mm lämpömatto	50 mm Eristepeite
Ei lämpösuojasta tai 1 mm peite	1	1	1
Lämpösuojaus 1 tunti valusta	0,55	0,25	0,10
Lämpösuojaus 5 tuntia valusta	0,90	0,55	0,55

Korjatun lämpötilaeron laskemisen perusteella voidaan laskea myös yläpinnan ja sydänosan uudet maksimilämpötilat kunhan huomioidaan, että lämpösuojaus nostaa myös sydänosan lämpötilaa tapauksesta riippuen 2-4 °C. Lämpösuojaus ei käytännössä vaikuta laatan alapinnan lämpötilaan. [7, s. 26]

3.4.4 Levennysvalun jäädytys

Erityisesti vesistösilloissa, joiden levennysvalun yhteydessä on käytettävissä vettä, hyd- rataatiolämmön aiheuttamien lämpötilaerojen tasaaminen jäädytysputkistolla tulee mahdolliseksi. Jäädytyksen ideana on, että valun keskiosiin laitetaan kulkemaan muo- vi- tai teräsputkia, joihin pumpataan kylmää vettä betonin kiihkeimmän lämmönkehi- tysvaiheen aikana. Tällä tavalla saadaan suurinta hydrataatiolämpötilahuippua alennet- tua ja viivytettyä. Jos samaan aikaan levennysvalun pinnat on peitetty lämpöä eristävillä peitteillä, saadaan valun sisäisiä lämpötilaeroja pienennettyä merkittävästi.

Paras jäädytysteho saadaan aikaiseksi kun valuun asennetaan rinnakkain useimpia putkia, joihin jokaiseen saadaan syötettyä erikseen vettä. Tällöin jokaisessa betonipoik-

kileikkauksessa veden lämpötila kaikissa putkissa on samaa suuruusluokkaa ja jäähdysteho on tasainen. Etenkin pitkissä silloissa tulee ongelmaksi jäähdystyksen lämpeneminen hydrataatiolämmön vaikutuksesta, jolloin veden ulosvirtauspäässä jäähdysteho ei välttämättä olekaan enää riittävä

Toinen vaihtoehto on vetää valun sisälle yksi pitkä putki, joka mutkittelee useamman kerran sillan päästä päähän. Tässä ratkaisussa etuna on se, että sillan päihin ja ot-samuureihin tarvitsee tehdä jäähdystyksen takia vain yhden reiän. Toisaalta useamman putken tapauksessa mainittu jäähdystyksen lämpenemisoongelma moninkertaistuu, sillä sama vesi kiertää valun sisällä moninkertaisen matkan. Järkevin yhden putken toteutus-tapa on järjestää jäähdystys niin, että viimein vesi virtaa lähimpänä valusaumaa ja lämpe-nevä vesi siirtyy aina kohti levennysvalun ulkoreunaa. Tällöin levennysosan poikki-suunnassa ongelmallisin kohta, eli uuden ja vanhan rakenteen liitoskohta, saadaan läm-pötilojen suhteen parhaiten tasapainoon. Ongelmaksi jää kuitenkin levennysvalun sy-dänosien ja pintojen väliset suuremmat ja epätasaiset lämpötilaerot.

Risteys-silloissa ja maasilloissa jäähdystyksen järjestäminen on vaikeampaa, sillä lä-histöllä ei ole yleensä saatavilla tarpeeksi suurta vesilähdettä. Jos jäähdystys halutaan toteuttaa, vaihtoehtoisiksi jää veden tuominen paikalle säiliöautolla tai veden johtaminen läheisestä luonnonvesilähteestä suoraan pumpulle tai väliaikaiseen patoaltaaseen. Veden tuominen säiliöissä on ongelmallista veden riittävyyden kannalta, sillä säiliöautojen tilavuus on hyvin rajallinen, joten vesisäiliöitä jouduttaisiin vaihtamaan ja täyttämään jatkuvasti viikon kestävästä jäähdystyksen aikana. Veden johtaminen luonnonlähteestä tai väliaikaisen patoaltaan rakentaminen vaatisi vieläkin suhteellisen lähellä olevan luon-nonvesilähteen. Lisäksi maarakennustöistä syntyvät kustannukset ja ympäristöhaitat voivat nousta suuriksi.

Vaihdeettavan tai täytettävän säiliöauton sijaan olisi mahdollista käyttää säiliöautoa, jonka vettä kierrätettäisiin takaisin säiliöön aina kun vesi on lämmennyt mentyään sillan läpi. Tällöin olisi järjestettävä takaisin palaavalle vedelle jäähdystys. Vaihtoehtoja olisi muun muassa lumen, jään, nestemäisen typen tai sähköllä toimivan jäähdystimen käyt-täminen jäähdystyksessä. Kaikissa vaihtoehtoisissa olisi varmistettava jäähdysttävän mate-riaalin tai sähkön riittävyydestä koko viikon mittaisen jäähdystyksen ajaksi, sillä jäähd-tyksen katkeaminen tietäisi levennyksen vaurioitumista tai jopa epäonnistumista. Tässä yhteydessä mainitut jäähdystyksen jäähdystyratkaisut ovat kaikki teknisesti melko haastavia ja virheherkkiä ja ne voivat tulla toteutukseltaan kalliiksi.

Suomessa on kokeiltu myös massiivisen valun jäähdystystä jäähdystämällä betonin runkoainesta nestemäisellä tyypellä ennen betonin sekoittamista. Tällä tavalla osa hydra-taatiolämmöstä on alkuvaiheissa kulunut kiviaineksen lämmittämiseen, jolloin valun maksimilämpötila on alentunut. Kiviaineksen jäähdystykseen tarvitaan sen suuren mas-san takia paljon energiaa, jolloin ongelmaksi on muodostunut nestemäisen typen suuri menekki sen haihtuessa nopeasti kiviaineksen sekaan lisäämisen jälkeen. Toisaalta liian kylmä kiviaines voi aiheuttaa vielä kovettumattomassa betonimassassa jäätymisoengel-mia.

3.4.5 Jäähdytysteho

Kun levennettävään siltaan toteutetaan kappaleen 3.4.4 alussa kuvailtu jäähdytysputkisto, on suunnittelijan laskettava sen betonivalua jäähdyttävä vaikutus, jotta putkistossa virtaavan veden lämpötila ja virtausnopeus osataan mitoittaa kohteeseen sopivaksi. Yksinkertaisin tapa jäähdytystehon laskemiseksi on käsitellä putkistossa virratessaan lämpenevän veden lämpö määrää E , joka lasketaan yhtälöllä (3.1).

$$E = m_v \cdot c_v \cdot \Delta T_v \quad (3.1)$$

missä

m_v on putkien läpi virtaavan veden massa tarkastelujakson aikana kaavasta (3.2).

c_v on veden ominaislämpökapasiteetti taulukosta 3.4.

ΔT_v on veden lämpötilan muutos putkessa.

$$m_v = Q_v \cdot n_p \cdot t_v \quad (3.2)$$

missä

Q_v on veden virtausnopeus.

n_p on jäähdytysputkien lukumäärä.

t_v on tarkasteltava ajanjakso.

Kaavassa (3.2) on oletettu, että virtausnopeus on tasainen koko jäähdytyksen keston ajan.

Betonin jäähtyminen, ΔT_b , lasketaan kaavalla (3.3).

$$\Delta T_b = \frac{E}{m_b \cdot c_b} \quad (3.3)$$

missä

m_b on levennysosan betonin massa.

c_b on betonin ominaislämpökapasiteetti taulukosta 3.4.

Kaavoissa (3.1) ja (3.3) esiintyvät betonin ja veden ominaislämpökapasiteetit c_b ja c_v saadaan taulukosta 3.4.

Taulukko 3.4 Veden ja betonin ominaislämpökapasiteetit [19, s. 77]

Materiaali	Ominaislämpökapasiteetti
Vesi	$4,19 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}\cdot\text{K}}$
Betoni	$0,92 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}\cdot\text{K}}$

Jäähdytystä suunniteltaessa on huomioitava, että veden virtausnopeus Q_v ja veden lämpötilan muutos ΔT_v on riippuvaisia toisistaan. Tästä seuraa, että virtausnopeutta kasvatettaessa ulos tuleva lämpövirta ei kasva samassa suhteessa, sillä virtausnopeuden kasvuksen seurauksena jäähdytysveden lämpötilaero putken päissä pienenee.

Taulukossa 3.5 on esitetty esimerkkilaskelmilla, joissa sillan pituus L_v ja jäähdytysveden virtausnopeus Q_v vaihtelevat, jäähdytyksen vaikutusta levennysosan lämpötilan kehittymiseen kahden vuorokauden lämpenemisjakson aikana. Tarkasteltava levennys on sama, jota käsiteltiin kappaleessa 3.3; Sen mitat ovat $3000 \times 870 \text{ mm}^2$ ja siinä käytettyksi betoniksi on oletettu betoni, jossa on 350 kg/m^3 taulukon 2.2 mukaista yleisportlandsementtiä, joka tuottaa ensimmäisen kahden vuorokauden aikana hydrataatiolämpöä 220 kJ/kg . Valussa on kolme halkaisijaltaan 100 millimetrim in jäähdytysputkea, joissa vesi lämpenee $5 \text{ }^\circ\text{C}$ putken päästä päähän. Taulukossa on esitetty tarkasteluaikana virtaavan veden massa m_v , sen mukana poistuva lämpömäärä E , betonin lämpeneminen hydrataation vaikutuksesta ΔT_{hydr} , betonin jäähtyminen jäähdytysputkiston vaikutuksesta ΔT_b ja näiden erotus ΔT_{kok} , joka on betonin kokonaislämpötilan muutos tarkasteluaikajaksolla.

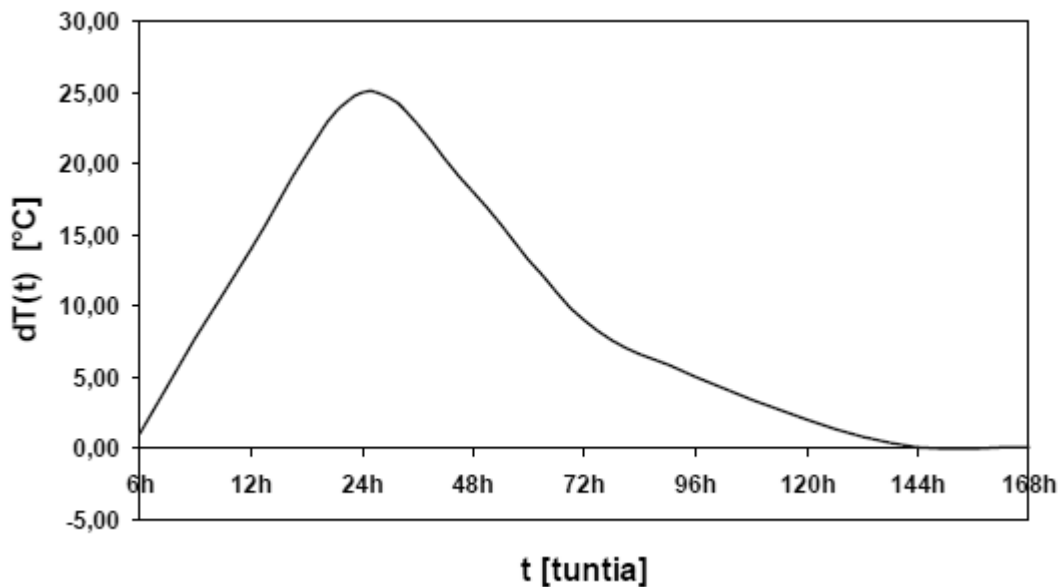
Taulukko 3.5 Esimerkkejä jäädytystehosta

	m_v [ton]	E [MJ]	ΔT_{hydr} [°C]	ΔT_b [°C]	ΔT_{kok} [°C]
$Q_v = 20$ l/min $L_v = 50$ m	173	3620	33,5	12,1	21,4
$Q_v = 40$ l/min $L_v = 50$ m	346	7240	33,5	24,1	9,4
$Q_v = 60$ l/min $L_v = 50$ m	518	10860	33,5	36,2	-2,7
$Q_v = 20$ l/min $L_v = 75$ m	173	3620	33,5	8,0	25,4
$Q_v = 40$ l/min $L_v = 75$ m	346	7240	33,5	16,1	17,4
$Q_v = 60$ l/min $L_v = 75$ m	518	10860	33,5	24,1	9,4
$Q_v = 20$ l/min $L_v = 100$ m	173	3620	33,5	6,0	27,4
$Q_v = 40$ l/min $L_v = 100$ m	346	7240	33,5	12,1	21,4
$Q_v = 60$ l/min $L_v = 100$ m	518	10860	33,5	18,4	15,4

Hydrataation aiheuttaman lämpenemisen sarakkeesta huomataan, että sillan koko ei vaikuta hydrataation aiheuttaman lämpenemisen määrään. Ideaalitilanteessa näin onkin syntyvän lämmön jakautuessa rakenteessa tasan. Todellisessa tilanteessa on huomattu poikkileikkauksen lämpenevän sydänosistaan enemmän kuin pinnaltaan kappaleessa 3.3 esitetyllä tavalla. Tämä johtuu pintojen kautta tapahtuvasta lämmön haihtumisesta ja lämpötilaerojen takia epätasaisesti etenevästä hydrataatioreaktiosta. Sydänosissa hydrataatio tapahtuu nopeammin kuin viileämmässä ulko-osissa. Tämä ilmiö on huomioitava myös tarkasteltaessa taulukon 3.5 lämpötilan muutoksia koskevia sarakkeita. Ne esittävät teoreettisen ja häviöttömän tilanteen arvoja syntyvän hydrataatiolämmön ja jäädytystehon jakautuessa rakenteessa tasaisesti. Kuitenkin ne antavat hyvin tietoa tarvittavan jäädytysveden virtausnopeuden suuruudesta.

Jäädytystehon tarve on suurimmillaan noin vuorokauden kuluttua valusta, jolloin hydrataatiolämpö on suurimmillaan. Kuvassa 3.7 on esitetty yhden metrin paksuisen levennyshalun lämmönkehitys verrattuna betonimassan lämpötilaan, kun betonin teossa on käytetty yleisementtiä 300 kg/m³. Erityisesti ajanjaksolla 12-72 tuntia valusta, kun halun lämpötila on yli kymmenen astetta massan lämpötilaa korkeammalla, tarvitaan paljon jäädytystehoa. Ennen hydrataatioreaktion alkua ja kolmen vuorokauden kuluttua valusta, kun hydrataatiolämpö on jo laskenut, jäädytys hidastaa hydrataatioreaktiota turhaan. Mahdollisuuksien mukaan jäädytystehoa kannattaisikin ohjailta niin, että suurimman lämpöpiikin aikana veden virtausnopeutta lisättäisiin ja vastaavasti lämmön-

tuoton vähentyessä myös veden virtausnopeutta vähennettäisiin, jotta valu ei pääse jäähtymään hydrataatioreaktion kannalta liiaksi.



Kuva 3.7 Levennetyn sillan lämpötilaeron kehittyminen 1 metrin paksulla laattalla ajan funktiona, kun käytetään yleissementtiä 300 kg/m^3 [7, s. 29]

Jäähdytyslaskennassa on muistettava, että laskennassa on niin paljon muuttujia, että luotettavan laskentatuloksen saaminen on vaikeaa, sillä veden virtausnopeus, veden lämpötilan muutos ja jäähtyvän betonin pinta-ala vaikuttavat toisiinsa. Lisäksi betonin hydrataatiolämpö kehittyy alussa kiihtyvästi loppua kohti hidastuen. Lisäksi lämpöä haihtuu myös betonivalun pinnoista, muottien läpi ja vanhaan rakenteeseen, mikä pitäisi myös pystyä huomioimaan jäähdytystehon laskennassa. Myös jäähdytysveden lämpöhukalla on merkitystä lopputulokseen. Kaikkien edellä mainittujen tekijöiden vaikutuksesta lopputuloksiin tarvittaisiin huolella suunniteltuja ja toteutettuja koekohteita, joissa eri tekijöiden vaikutusta lopputulokseen tarkkailtaisiin.

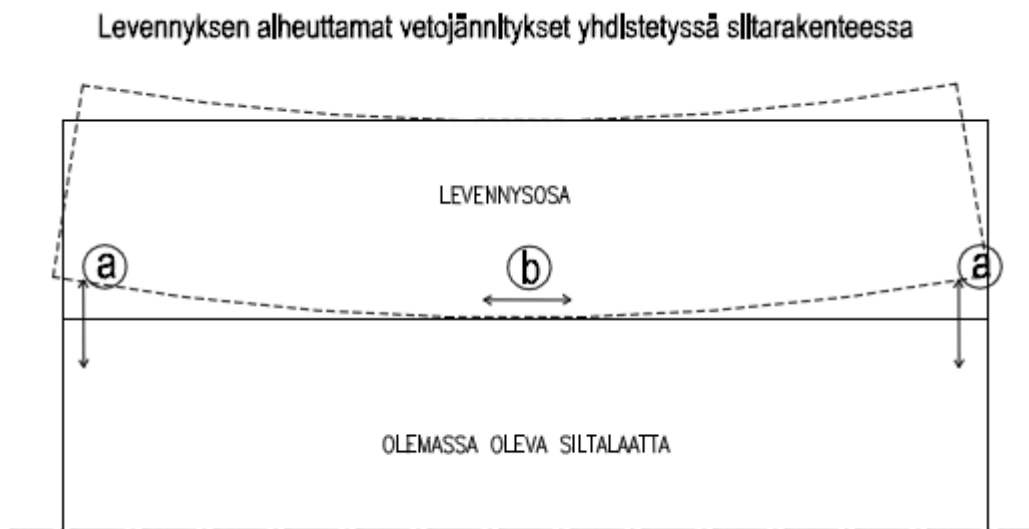
Jäähdytysputkistossa virtaavan veden lämpötilaero vaihtelee edellä mainittujen tekijöiden vaikutuksesta jäähdytyksen aikana, minkä seurauksena myös jäähdytysteho vaihtelee. Jäähdytystehon analysoimisen tueksi tarvittaisiinkin isojen valujen jäähdytyksestä lisää tutkimustietoa, jossa mitattaisiin veden virtausnopeuden ja lämpötilaeron kehittymistä jäähdytyksen aikana.

Kaiken kaikkiaan hydrataatiolämmön hallinta suunnittelu betoniteknologian ja työmaatekniikan keinoin on käytännön toteutukseltaan helppoa, mutta tarkan etukäteen tapahtuvan suunnittelun kannalta monimutkaista. Tarvittaisiin vielä paljon tutkimustietoa hydrataatiolämmön kehityksestä ja eri jäähdytyskeinojen tehosta, jotta suunnittelija pystyisi etukäteen määrittämään varmasti toimivat riittävän tarkat lämpötilaerojen hallintakeinot.

3.5 Työsauman rasitukset

Betonisiltaa levennettäessä uusi ja vanha rakenneosia on saatava toimimaan yhtenäisenä rakenteena, joten suunnittelijan on varmistettava kaikkien voimien siirtyminen uuden ja vanhan osan välisen työsauman yli. Työsauman suuntainen leikkausvoima siirtyy rakenteiden välillä betonirakenteiden välisen kosketuksen ja raudoituksen avulla, kun taas saumaan nähden kohtisuoran vetovoima välittyy pääasiassa ankkurointiraudoituksen kautta. Rakenneosia yhteen puristava voima siirtyy osalta toiselle betoniosien välisen kontaktin kautta.

Sivuilla 34 ja 35 kuvissa 3.4 ja 3.5 esitettyjen jännitysjakautumien hallitsemiseksi on erityisesti huomioitava levennettävän sillan työsauman leikkausvoimakestävyys sillan keskiosissa työsauman ympäristössä, missä syntyy suurimmat työsauman suuntaiset voimat. Työsaumaan kohtisuorien voimien hallinta on saatava hallintaan sillan päissä, jossa kutistuva levennysosa yrittää käyristyä, jolloin sen ja vanhan rakenteen liitos aiheuttaa työsaumaan ja levennysosan päihin sillan pituussuuntaan kohtisuoria jännityksiä. Levennysosan vaikutuksesta syntyvät jännitykset on esitetty yksinkertaistettuna kuvassa 3.8. Jos vain levennyksen yhteydessä on mahdollista, sillan vanhaa rakennetta pitäisi vahvistaa sillan päissä sillan pituussuuntaan nähden kohtisuoralla raudoituksella, jolla sillan päihin syntyvät vetojännitykset saataisiin hallittua. Tämä edellyttäisi kuitenkin vanhan rakenneosan päätyjen purkamista ja uudelleen rakentamista levennyksen yhteydessä, mikä ei ole useinkaan kustannusten ja työajan puitteissa järkevää.



Kuva 3.8 Levennyksen aiheuttamat vectorasitukset levennetyssä sillassa [4, s. 172]

Eri aikaan valettujen betonipintojen välissä vaikuttavan leikkausvoiman siirtyminen rakenneosalta toiselle tapahtuu betoniosien välisen kontaktin ja raudoituksen avulla. Betonipintojen välinen kontakti muodostuu työsauman kosketuksissa olevissa pinnoissa olevan kiviaineksen lomittumisen ja betoniosien välisen kitkan kautta. Kontaktin avulla välittyvän leikkausvoiman suuruus riippuu paljon työsauman karheudesta, joka taas

riippuu sauman betonipinnan käsittelystä ennen levennyksen valua. Esimerkiksi betoni-pinta, jossa runkoaines on vesipiikattu näkyviin, välittää enemmän leikkausvoimaa runkoaineen lomittumisen kautta kuin muottia vasten valettu sileä pinta. Saumassa oleva rauditus välittää leikkausvoimaa pääasiassa ankkuriteräksen vaarnavaikutuksen ansiosta. [20, s. 287]

Eurokoodin mukaan [8, s. 91] työsauman leikkauskestävyyden on täytettävä kaavan (3.4) mukainen ehto.

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (3.4)$$

missä

v_{Edi} on rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo, joka lasketaan kaavasta (3.5).

v_{Rdi} on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo kaavasta (3.6).

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (3.5)$$

missä

β on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa.

V_{Ed} on rakenneosan leikkausvoima.

z on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarssi.

b_i on rajapinnan leveys.

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_d \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha_d + \cos \alpha_d) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.6)$$

missä

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

f_{yd} on terästen mitoituslujuus.

α_d on ankkurointiterästen ja rajapinnan välinen kulma.

ρ_d on rajapinnan raudoitussuhde kaavasta (3.7).

$$\rho_d = \frac{A_{si}}{A_i} \quad (3.7)$$

missä

A_{si} on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala.
 A_i on rajapinnan pinta-ala.

v on lujuuden pienennyskerroin kaavasta (3.8).

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) \quad (3.8)$$

σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys seuraavin ehdoin:

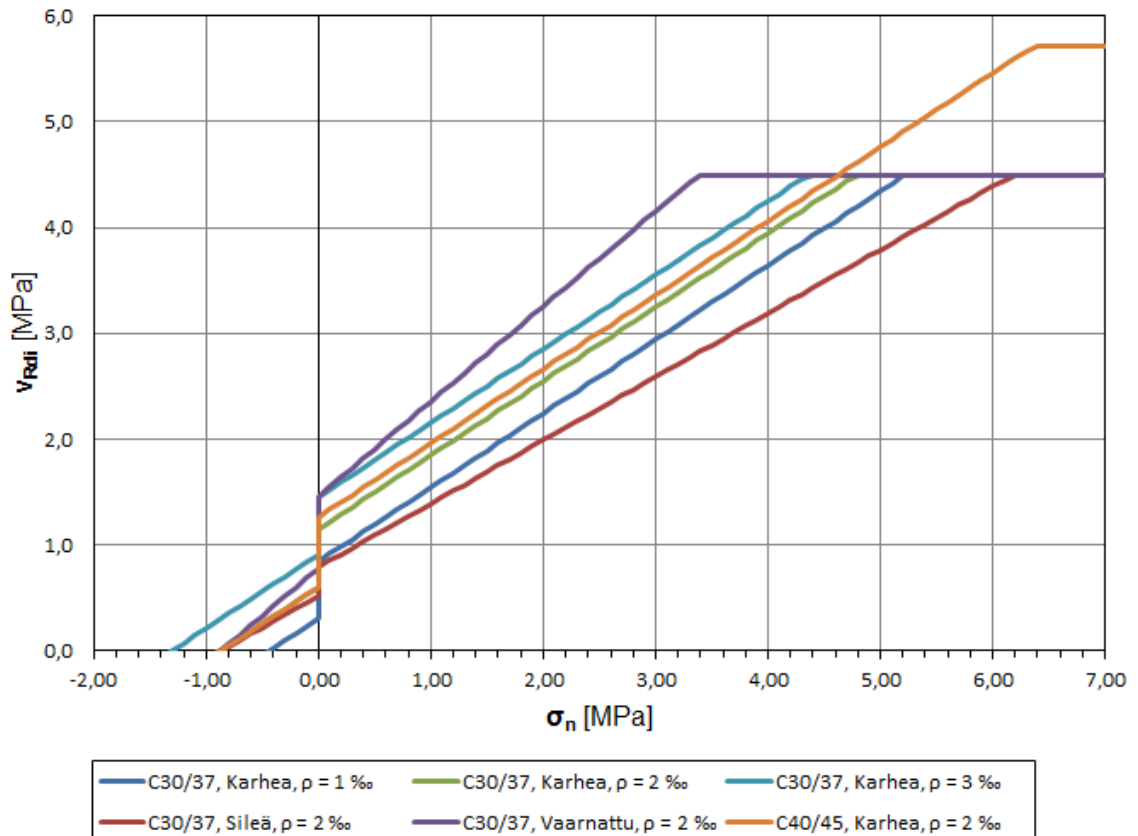
- $0 < \sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$, kun normaalijännitys aiheuttaa saumaa puristusta
- $\sigma_n < 0$, kun normaalijännitys aiheuttaa saumaan vetoa

c ja μ ovat kertoimet, jotka riippuvat kontaktipinnan karheudesta seuraavasti:

- $c = 0,025 \dots 0,10$ ja $\mu = 0,50$, kun pinta on hyvin sileä.
- $c = 0,20$ ja $\mu = 0,60$, kun pinta on sileä.
- $c = 0,40$ ja $\mu = 0,70$, kun pinta on karhea.
- $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$, kun pinta on vaarnattu.
- $c = 0$, kun $\sigma_n < 0$

Hyvin sileällä pinnalla tarkoitetaan teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten valettua pintaa. Sileällä pinnalla tarkoitetaan liukuvalettua pintaa, ekstruuderipintaa tai täytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätettyä vapaata pintaa. Karhea pinta on pinta, jossa on vähintään kolmen millimetrin karkeus noin 40 millimetrin välein. Karhea pinta voidaan saavuttaa esimerkiksi urituksella tai paljastamalla betonin kiviaines. Vaarnattuun pintaan on erikseen tehty karkeutta lisäävä hammastus. Kuormien ollessa väsyttäviä tai dynaamisia kertoimen c arvot puolitetään. Kertoimien c ja μ arvot voidaan myös määrittellä erikseen, jos rajapinnan karheudesta on olemassa tarkempaa tietoa.

Työsauman leikkauskestävyyden arvoja työsaumassa vaikuttavan normaalijännityksen suhteen erilaisilla lähtöarvoilla on esitetty kuvassa 3.9. Kuvassa on esitetty eri raudoitussuhteiden vaikutuksia leikkauskestävyyteen, kun on käytetty betonia C30/37 ja ankkuritankoina betoniterästä A500HW. Ankkuriterästankojen on oletettu olevan kulmassa $\alpha_d = 90^\circ$ työsaumaan nähden. Kuvassa 3.9 on esitetty myös betonin lujuuden kasvattamisen ja työsauman karheuden muuttamisen vaikutukset työsauman leikkauskestävyyteen.



Kuva 3.9 Työsauman leikkauskestävyyden arvoja

Sivulla 36 taulukossa 3.1 esitettiin muutamassa levennettävän sillan esimerkkitapauksessa laskettuja jännityksiä työsauman molemmin puolin. Näissä halkeilemattomalla betonimateriaalilla tehdyissä laskelmissa huomattiin työsauman molemmin puolin jopa yli 6 MPa suuruisia leikkausjännityksiä. Samoista laskelmista nähtiin, että suoraan sauman kohdalla jännitykset ovat suuruusluokaltaan korkeintaan 2,5 MPa. Vastaavasti samassa kohdassa oli saumaan nähden kohtisuoraan puristusta noin 0,5 MPa. Näiden lukujen perusteella työsauma ei kestäisi leikkausrasituksia edes vaarnattuna. Kuitenkin on muistettava, että laskennassa ei ollut huomioitu halkeilun ja ankkurointiterästen aiheuttamaa jännitysten uudelleen jakautumista, joten sauman toimivuuden tarkastelu vaatii vielä lisätutkimuksia ja tarkempia laskelmia.

Eri aikaan valettujen betoniosien työsaumassa vaikuttava saumaan nähden kohtisuora puristava normaalivoima välittyy rakenteelta toiselle ilman erillisiä toimenpiteitä betoniosien kontaktin kautta. Puristavaa jännitystä käsiteltäessä on vain varmistuttava, että jännitys ei ylitä betonin murtolujuutta ja saumassa on normaalia ankkurointiraudoitusta estämässä osien liikkuminen toistensa suhteen.

Työsaumassa vaikuttava uutta ja vanhaa osaa toisistaan irti vetävä saumaan nähden kohtisuora vetovoima on laskennallisesti vaikeammin hallittavissa. Vetorasitus vaikuttaa voimakkaimmin sillan päissä työsauman kohdalla ja erityisesti vanhassa rakennosassa parin metrin päässä työsaumasta. Vetorasitus syntyy, kun kutistumasta ja lämpöliikkeistä aiheutuvat muodonmuutokset yrittävät käyristää laattaa kannen tasossa taivut-

taen levennysosan päitä pois päin vanhasta rakenteesta sivun 46 kuvassa 3.8 esitetyllä tavalla.

Poikittaissuuntaiset jännitykset työsauman ympäristössä aiheuttavat yleensä vanhaan ja uuteen siltalaataan halkeilua rakenteen päihin betonin vetolujuuden ylittyessä rasiusten vaikutuksesta. Halkeilu osaltaan vähentää ja jakaa uudelleen sillan päissä olevaa jännitystä, ja erityisesti siirtää rasiusta päissä oleville ankkuriteräksille. Tämän takia siltaa levennettäessä laatan päätyihin asennetaan selvästi sillan muita osia enemmän ankkurointiteräksiä. Lisäksi päädyissä olevat ankkurointiteräksiset ankkuroidaan syvemmälle vanhaan siltalaataan, jotta voidaan varmistua ankkurointipituuden riittävydestä voimien siirtoon. Reunapalkkeja uusittaessa ankkurointiteräksien ohjeena on sillan päihin kahden metrin matkalle $1300 \text{ mm}^2/\text{m}$ ja muulle alueelle $900 \text{ mm}^2/\text{m}$ [7, Liite 2, s. 2]. Lisäksi on varmistettava rakenteen törmäyskestävyys ja kestävyys liikennekuormille.

Levennettäville silloille ei ole olemassa vastaavaa ohjeistusta ankkurointiteräksien määrästä ja sijoittelusta kuin uusittavalle reunapalkille. Siltaa levennettäessä ankkuroinnin suunnittelu ja mitoitus onkin ollut suunnittelijan tulkittavissa voimassa olevia ohjeita soveltaen. Usein ankkuroinnin suunnittelussa on huomioitu pelkästään muuttuvat ja pysyvät kuormat, joiden mukaan tarvittava teräsmäärä on mitoitettu. Tämä on johtanut yleensä levennetyn sillan halkeiluun etenkin sillan päissä ja työsauman ympäristössä.

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje [7] antoi tarkemmat ohjeet levennyksen mitoittamiseen ja kuormien jakautumiseen uuden ja vanhan osan välillä. Ohjeessa esitetty laskentatapa huomioi viruman vaikutuksen kuormien uudelleen jakautumiseen ajan kuluessa. Lisäksi ohjeessa esitetään keinot hydrataatiolämmöstä ja kutistumasta aiheutuvien kuormien laskentaan, mutta ei esitetä suunnittelijaa varten yksiselitteisiä työkaluja, joilla näiden kuormien vaikutus rakenteen rasiuksiin voidaan ottaa huomioon ankkurointia ja levennysosan raudoitusta suunniteltaessa.

Lisäksi ankkurointiterästen koosta ja määrästä on suunnittelijoiden keskuudessa erilaisia näkemyksiä. Toisten mielestä ankkuriterästen pitäisi olla pieniä ja tiheässä, kuten normaalistikin ehkäistessä rakenteen halkeilua. Toisten mielestä ankkuriterästen pitäisi olla suuria ja harvassa voimien paremman välittämisen vuoksi. Tälle asialle ei ole olemassa mitään selkeää tai virallista ohjeistusta, vaan suunnittelu on tehty suunnittelijan ammattitaidon ja mielipiteiden mukaan.

4 AKKUNUSKANAVAN SILTA

Akkunuskanavan silta (L-1331) on kolmiaukkoinen teräsbetoninen jatkuva laattasilta, joka sijaitsee Keminmaalla paikassa, jossa Tervolantie ylittää Akkunusuoman. Sillan jännemitat ovat 11,20 + 14,00 + 11,20 metriä ja kokonaispituus 54,10 metriä kannen pituuden ollessa 37,90 metriä. Sillan alkuperäinen hyödyllinen leveys on ollut 10,0 metriä. Sillan vinous alittavaan uomaan nähden on 31 goonia. Silta on rakennettu vuonna 1964, eikä sille ole tehty merkittävämpiä korjaustoimenpiteitä ennen vuotta 2012.

4.1 Korjaussuunnitelma ja toteutus

Akkunuskanavan sillalle on suunniteltu levitys, jonka yhteydessä sillalle lisätään korotettu kevyen liikenteen kaista. Levityksen jälkeen sillan kokonaisleveys on 13,20 metriä ja hyödyllinen leveys 12,50 metriä, joka jakaantuu 8,00 metriä leveään ajorataan ja 4,50 metriä leveään korotettuun jalkakäytävään. Korjaussuunnitelmassa on esitetty sillan länsireunan puoleisen reunapalkin purku, vanhan kevyen liikenteen korokkeen purkaminen ja maatumien sekä kannen levitys. Samassa yhteydessä sillan vanhat normaalipiirustuksen DK/4 mukaiset kaiteet ja ukkopylväät puretaan, ja tilalle asennetaan uudet tyyppiipiirustussarjan R15/DK H2 mukaiset sillankaiteet.

Levennysosan kiinnittämiseksi vanhaan kansilaattaan asennettiin halkaisijaltaan 25 millimetrin ankkurointiteräksiä kahteen kerrokseen. Ankkuriteräksiä asennettiin sillan jänteiden alueelle ylempään kerrokseen 1400 millimetrin jaolla ja alempaan kerrokseen 1200 millimetrin jaolla. Tukialueille ankkuriteräkset asennettiin 450 millimetrin jaolla, minkä lisäksi sillan molempiin päihin asennettiin neljä kappaletta ylimääräisiä 3000 millimetriä pitkiä ankkurointiteräksiä. Päädyn pitkien ankkurointiterästen tehtävä on välittää levennysvalussa esiintyvät suuremmat pakkovoimat vanhalle siltalaatalle, ja samalla estää lämpömuodonmuutoksien ja kutistuman aiheuttamaa levennysosan vaakasuuntaista käyristymistä.

Leveässä ja paksussa levennysvalussa betonin hydrataatiolämmön aiheuttamien muodonmuutosten hillitsemiseksi levennysosaan asennettiin jäähdytysputkisto, joihin pumpattiin Akkunuskanavan vettä valun jälkeisen viikon aikana. Tällä menettelyllä pyrittiin pienentämään levennysvalun sydän- ja pintaosien lämpötilaeroja, mikä puolestaan vähentää tuoreessa betonissa esiintyvää halkeilua. Jäähdytys toteutettiin halkaisijaltaan 110 millimetriä olevalla muoviputkella, joka asennettiin kiertämään levennysosa sillansuuntaisesti sillan päästä päähän kolmeen kertaan siten, että viileä vesi kiertää ensimmäiseksi aivan työsauman lähellä, jonka jälkeen lämmennyt vesi kiertää levennysvalun

keskelle ja lopuksi ulkoreunaan. Jäähdytysputkistossa virtaavan veden virtausnopeus oli 40 litraa minuutissa.

Sillalle tehtiin Korjaussuunnitteluohjeen [7, s. 26] mukaiset hydrataatiolämmön kehittymislaskennat, joissa otettiin huomioon betonin ja sementin laatuojen, ulkoisten olosuhteiden ja valun lämpöpeitteiden vaikutus lämmönkehitykseen. Ohjeen puutteiden takia laskennassa ei voitu huomioida laatan jäähdytystä eikä levennysvalun pintaan valettavaa betonikerrosta, jossa on suurempi sementtimäärä. Näiden laskennan ulkopuolelle jäävien elementtien vaikutuksiksi voi arvioida laatan yläpinnan lämpötilan nousun ja laatan sydänosien lämpötilan laskun. Korjaussuunnitteluohjeen mukaisten ennakkolaskelmien tulokset on esitetty taulukossa 4.1. Taulukossa esitetty lämpötilojen keskiarvo tarkoittaa painotettua keskiarvoa, jossa sydänosan lämpötila on huomioitu kahdesti.

Taulukko 4.1 Korjaussuunnitteluohjeen mukaiset maksimilämpötilat laataassa

Laatan yläosa	42,8 °C
Laatan sydänosa	54,0 °C
Laatan alaosa	38,6 °C
Keskiarvo	47,4 °C

Laatan maksimilämpötiloja ja laatan osien suurimpia lämpötilaeroja jäähdytetyssä ja jäähdyttämättömässä levennyksessä oli etukäteen arvioitu myös betonitoimittajan toimesta Finnsementti Oy:n Betometri-laskentaohjelmalla, joka osaa arvioida betonin lämmön- ja lujuudenkehitystä. Laskennan tulokset on esitetty liitteen 2 kuvissa L2.1, L2.2 ja L2.3, joista maksimi-arvot on luettu taulukkoon 4.2. Taulukossa on esitetty jäähdyttämättömän rakenteen lämpötilajakauma ja jäähdytetyn rakenteen lämpötilajakauma kahdesta eri kohdasta, 300 millimetrin ja 100 millimetrin päässä jäähdytysputkesta, joita on vastaavasti merkitty sarakkeilla jäähdytetty 300 ja jäähdytetty 100. Taulukossa esitetty lämpötilojen keskiarvo tarkoittaa painotettua keskiarvoa, jossa sydänosan lämpötila on huomioitu kahdesti.

Laskentaohjelmalla pystyttiin ottamaan huomioon muottipintojen paksuudet, laatan ylä- ja alapuolella vaikuttavat eri ilman lämpötilat sekä ominaisuuksiltaan erilainen betonimassa laatan yläosassa. Ohjelmassa ei ollut varsinaista ominaisuutta vesiputkilla toteutetun valun jäähdytyksen mallintamiseksi, mutta jäähdytystä pyrittiin mallintamaan sijoittamalla valun keskelle kolme teräksistä jäähdytysputken kokoista muottipintaa, joiden lämpötila oli jatkuvasti 1,5 °C. Lisäksi pintavalun suojaamista lämpöpeitteellä ei ollut huomioitu laskennassa. Laskennan mukaan suurimmat lämpötilat saavutettiin noin 31 tunnin kuluttua valusta.

Taulukko 4.2 Finnsementti Oy:n Betometri-ohjelmalla lasketut maksimilämpötilat laatan päävalussa

	Jäähdyttämätön	Jäähdytetty 300	Jäähdytetty 100
Laatan yläosa	38 °C	44 °C	33 °C
Laatan sydänosa	44 °C	43 °C	29 °C
Laatan alaosa	35 °C	32 °C	28 °C
Keskiarvo	40 °C	41 °C	30 °C

Taulukkojen 4.1 ja 4.2 tuloksia verrattaessa on huomioitava, että niitä ei ole tehty täysin samanlaiselle rakenteelle. Taulukon 4.2 oikean puolimmaisessa sarakkeessa on huomioitu rakenteessa oleva jäähdytysputkisto, jonka jäähdyttävä vaikutus näkyy erityisesti laatan sisäisissä lämpötilaeroissa. Yllättäen jäähdytysputkisto ei tunnu vaikuttavan ollenkaan laatan lämpötilan keskiarvoon sen maksimikohdassa, vaan enemmänkin lämpöjakaumaan. Jäähdytetyn laatan mittauspiste on 300 millimetrin päässä jäähdytysputkesta, joten jäähdytyksen vaikutus ei yllä niin pitkälle putkesta. Huomattavasti lähempänä, 100 millimetrin päässä putkesta, jäähdytyksen vaikutus sydänosien lämpötilaan onkin jo huomattava. Kokonaisuudessaan voidaan olettaa koko laatan keskiarvolämpötilan laskeneen jäähdytettyjen arvojen keskiarvojen keskiarvoon, joka on 35 °C, joka on 5 °C alempi kuin jäähdyttämättömällä laatala. Lähellä jäähdytysputkistoa myös laatan sisäiset lämpötilaerot laskevat muiden tapausten noin 10 °C eroista noin 5 °C eroon.

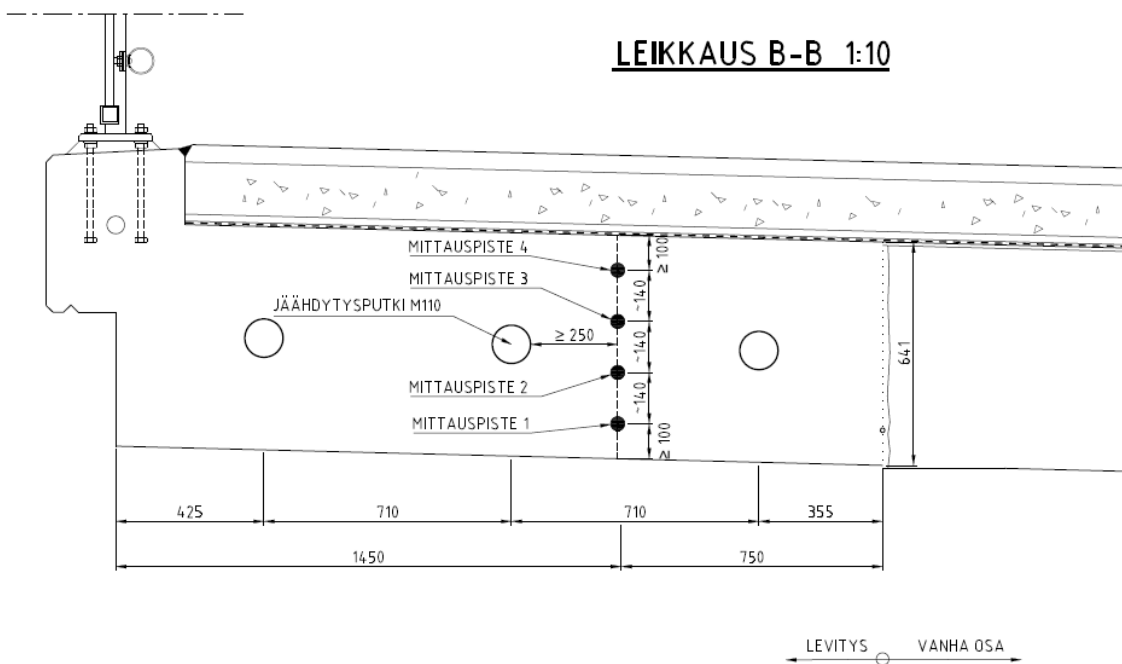
Lisäksi taulukon 4.1 tuloksissa on oletettu, että laatan yläpinta suojataan 20 mm lämpömatolla tunnin kuluttua valusta, kun taas taulukossa 4.2 laatan yläpinta on oletettu eristämättömäksi. Näiden eroavaisuuksien takia taulukossa 4.1 laatan sydänosan lämpötila on todelliseen tilanteeseen verrattuna liian suuri, kun taas taulukossa 4.2 ainakin laatan yläosan lämpötila on hieman liian alhainen. Lämpöeristyksen lisääminen yläpintaan nostaisi todennäköisesti myös hieman laatan sydänosan lämpötilaa. Toisaalta taulukossa 4.2 laatan yläosan ja sydänosan lämpötiloja nostaa se, että laskennassa on huomioitu laatan yläosan olevan eri betonia, mitä ei pysty korjaussuunnitteluohjeella huomioimaan taulukon 4.1 arvoissa. Lisäksi taulukon 4.2 arvojen laskennassa laatan yläpinnan muotin lämmönsiirtokertoimet ovat toisistaan poikkeavat.

4.2 Mittausjärjestelyt

Akkunuskanavan sillan levennyksen valutyöt tehtiin 13.11.2012. Käytetyn betonimassan lämpötilat mitattiin käsikäyttöisellä lämpömittarilla. Valun valmistuttua betonin hydrataation aiheuttamaa lämpötilan muutosta seurattiin sillan raudoitukseen kiinnitetyillä lämpömittareilla, jotka oli kytketty mittaustiedot kymmenen minuutin välein tallentavaan dataloggeriin. Lämpötilojen seuranta aloitettiin valun yhteydessä, ja sitä jatkettiin yhdeksän vuorokauden ajan 22.11.2012 asti.

Betonin lämpötilan mittauksessa käytetyt dataloggerit olivat Testo AG:n valmistamia Testo 176T4 –dataloggereita. Jäähdytysveden lämpötila tallennettiin Testo 175T2 –dataloggeriin kiinnitetyillä lämpömittareilla.

Betonin lämpötiloja mitattaessa dataloggereita oli käytössä kolme kappaletta, joista jokainen sijoitettiin omalle mittauspaikalleen. Mittauspaikat sijoitettiin sillan jokaisen jänteen keskelle. Yhdellä dataloggerilla oli mahdollista seurata mittauspaikalla neljää eri lämpötilamittausta samanaikaisesti. Lämpötilat mitattiin neljältä eri syvyydeltä sillan poikkileikkauksessa siten, että ylin ja alin mittauspiste sijaitsi noin kymmenen senttimetrin etäisyydellä betonipinnasta. Kaksi muuta mittauspistettä sijoitettiin tasaisin välein ääripisteiden välille, jolloin mittauspisteiden vertikaalietäisyydeksi tuli noin 14 senttimetriä. Poikkileikkauksen leveysuunnassa mittauspisteet sijoitettiin saumaa lähimmän jäähdytysputken ja keskimmäisen jäähdytysputken puoliväliin, jotta putkissa virtaava jäähdytysvesi vaikuttaisi mahdollisimman vähän mittaustulokseen, ja jotta tulokseksi saataisiin mahdollisimman suuret lämpötilat. Mittareiden etäisyys jäähdytysputkista oli noin 30 senttimetriä. Mittauspisteiden sijoittelu mittauspaikalla on esitetty kuvassa 4.1.



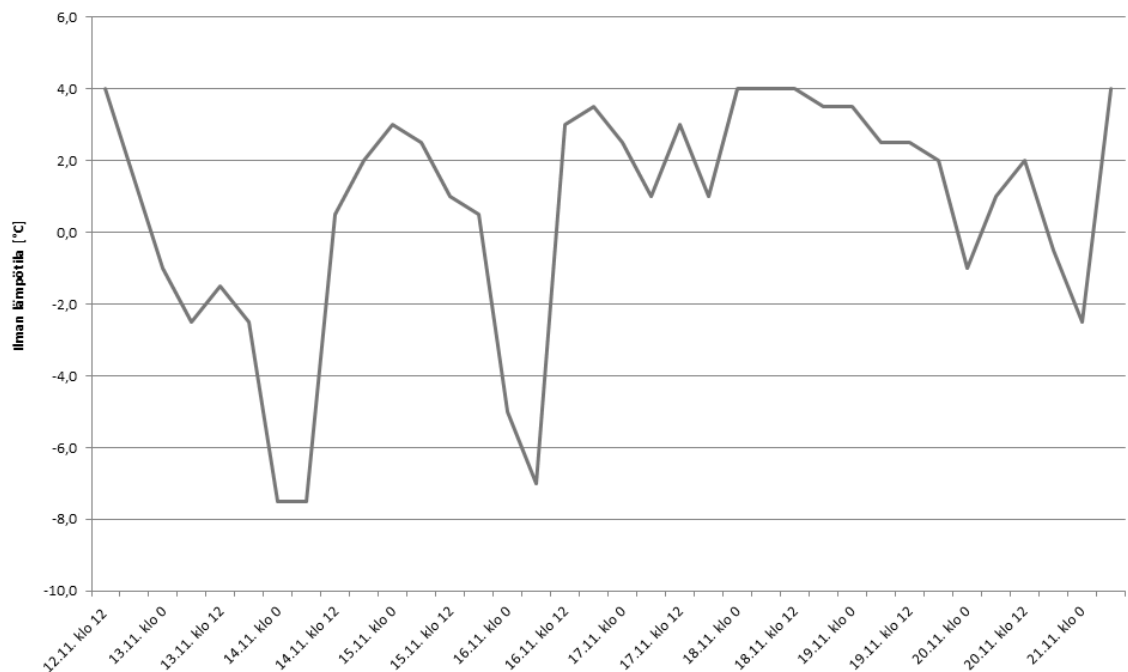
Kuva 4.1 Mittauspisteiden sijoittelu mittauspaikalla

Mittausjakson päätyttyä dataloggereiden tallentamat mittaustulokset siirrettiin tietokoneelle jatkokäsittelyä varten. Tulosten varmistamiseksi dataloggereiden näyttämiä mittaustuloksia oli käyty lukemassa myös säännöllisesti paikan päällä siltä varalta, että tietokoneelle siirrettäessä tulokset olisivat kadonneet tai vioittuneet.

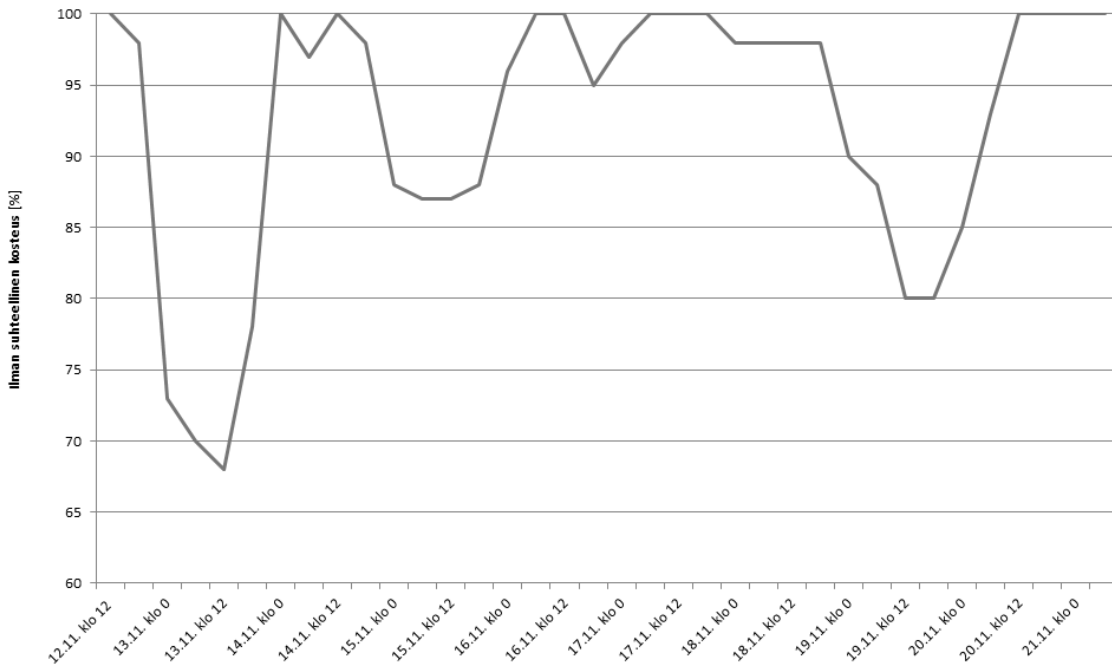
4.3 Mittaustulokset

4.3.1 Olosuhteet

Akkunuskanavan sillan työnaikaisia olosuhteita pystyttiin tarkkailemaan 1,5 kilometrin päässä työmaasta sijaitsevan Kemi-Tornion lentokentän mittareilla. Tiedoista kirjattiin ylös lämpötilat, jotka on esitetty kuvassa 4.2, ja suhteelliset kosteudet, jotka on esitetty kuvassa 4.3. Työn aikana kirjattiin ylös myös tuulen nopeudet ja suunnat, mutta niitä ei ole tarpeellista esittää tarkemmin, sillä valutyöt tehtiin sääsuojassa, jolloin tuuli ei pääse vaikuttamaan betonin kovettumiseen.



Kuva 4.2 Ulkoilman ja vanhan rakenteen lämpötila mittausjakson aikana



Kuva 4.3 Ulkoilman suhteellinen kosteus mittaustulokset

4.3.2 Mittaustulokset

Betonimassan lämpötilaa mitattiin erikseen jokaisesta työmaalle saapuneesta betonikuormasta. Viidennen ja yhdeksännen kuorman betoni käytettiin reunapalkin valuun ja kymmenennen kuorman betoni käytettiin pintavaluun. Muut betonikuormat käytettiin laatan valuun. Taulukossa 4.3 on esitetty laatan valuun käytettyjen betonikuormien lämpötilat ja laskettu niiden keskiarvo.

Taulukko 4.3 Massan lämpötila

Kuorma	Lämpötila [°C]
1	-
2	-
3	10,1
4	12,5
6	12,7
7	13,9
8	13,6
Ka	12,6

Hydrataatiolämmön kehitystä seurattiin valuun asennetuilla mittareilla. Mittausten päätyttyä mittareiden tallentamat tiedot purettiin tietokoneelle Testo Comfort Software Basic 5 –ohjelmalla, josta mittaustulokset siirrettiin Microsoft Exceliin tulosten käsittelyä varten. Mittaustulokset on esitetty liitteen 3 kuvissa L3.1, L3.2 ja L3.3. Mittauspis-

teet ovat numeroitu alhaalta ylöspäin siten, että alin piste on 1 ja ylin on 4. Veden lämpötilan mittaukset on esitetty liitteen 3 kuvassa L3.4.

Kuvaajista huomataan, että osa mittauksista on epäonnistunut. Mittareista vääriä lukemia ovat antaneet mittauspaikan A pisteet 1, 2 ja 3, mittauspaikan B piste 4, mittauspaikan C pisteet 1 ja 2 sekä veden ulostulon mittaus. Mittausvirhe johtuu todennäköisesti mittariin väärinpäin kytketyistä johtimista, mikä mittarien maahantuojan mukaan aiheuttaa mittaustuloksen kääntymisen peilikuvaksi. Lisäksi virheellisissä mittauksissa on huomattavissa heittelemistä.

Onnistuneet mittaukset käyttäytyivät odotetusti, ja noudattivat muodoltaan ennakoitua hydrataatiolämmön kehitystä. Mittaustuloksista nähdään, että yksittäisen mittauspaikan käyrät käyttäytyvät toistensa suhteen hyvin samankaltaisesti eri mittauspaikkojen välillä lämpötilaerojen pysytellessä melko vakioina. Lisäksi samalla syvyydellä olevat pisteet antavat eri mittauspaikoissa toistensa suhteen hyvin samankaltaisia tuloksia. Tämän ansiosta pystytään esittämään arviot myös epäonnistuneiden mittausten maksimilämpötiloista asteen tarkkuudella. Nämä tulokset ovat kuitenkin vain likimääräisiä arvioita, ja ne on eroteltu tuloksissa *kursivoituina*. Laatan lämpötilamittausten maksimilämpötilat on esitetty taulukoissa 4.4, 4.5 ja 4.6. Kaikissa mittauspaikoissa maksimilämpötila mitattiin noin 30 tunnin kuluttua valusta.

Taulukko 4.4 Mittauspaikan A maksimilämpötilat

Piste 4	41,7 °C
<i>Piste 3</i>	<i>40 °C</i>
<i>Piste 2</i>	<i>35 °C</i>
<i>Piste 1</i>	<i>28 °C</i>
Keskiarvo	36 °C

Taulukko 4.5 Mittauspaikan B maksimilämpötilat

<i>Piste 4</i>	41 °C
Piste 3	39,1 °C
Piste 2	35,7 °C
Piste 1	30,7 °C
Keskiarvo	37 °C

Taulukko 4.6 Mittauspaikan C maksimilämpötilat

Piste 4	37,0 °C
Piste 3	36,5 °C
<i>Piste 2</i>	32 °C
<i>Piste 1</i>	28 °C
Keskiarvo	33 °C

Verrattaessa taulukkojen 4.4, 4.5 ja 4.6 tuloksia taulukkojen 4.1 ja 4.2 tuloksiin huomataan, että keskiarvolämpötila vastaa taulukon 4.2 yhteydessä laskettua kokonaiskeskiarvoa, mutta lämpötilajakauma on erilainen kuin odotettiin. Korjaussuunnitteluohjeen mukaisissa ennakkolaskelmissa taulukossa 4.1 sydänosien lämpötilan odotettiin kehittyvän korkeammaksi kuin pintaosien lämpötilat, mutta taulukon 4.2 mukaisissa Finnsementti Oy:n ennakkolaskelmissa ja mitatussa levennyksessä yläpinta oli laatan lämpimin osa alapinnan ollessa viilein. Näiden välillä lämpötilajakauma oli melko tasainen. Tähän eroon on kaksi selkeää syytä. Ensinnäkin korjausohjeen mukaisissa laskelmissa ei ollut huomioitu laatan keskiosien jäähtytystä kylmällä vedellä. Tämä laskee sydänosien lämpötilaa usealla asteella. Toiseksi korjausohjeen mukaisissa laskelmissa ei ollut huomioitu pintavalun suurempaa hydrataatiolämpöä, joka nostaa valun pintaosien lämpötilaa.

Taulukkoihin 4.7, 4.8 ja 4.9 on laskettu mittauksen perusteella saadut lämpötilaerot laatan sisällä. Taulukoissa mainittu sydänosa on pisteiden 2 ja 3 keskiarvo. Taulukkojen arvot on laskettu niin, että ne ovat vertailukelpoiset taulukkojen 4.1 ja 4.2 laskennallisten arvojen kanssa. Tuloksia tarkastellessa kannattaa huomata, että niiden laskennassa on käytetty myös taulukkojen 4.4, 4.5 ja 4.6 arvioituja likimääräisiä arvoja.

Taulukko 4.7 Mittauspaikan A suurimmat lämpötilaerot

Sydänosa - yläosa	-4,2 °C
Sydänosa - alaosa	9,5 °C
Yläosa - alaosa	13,7 °C

Taulukko 4.8 Mittauspaikan B suurimmat lämpötilaerot

Sydänosa - yläosa	-3,6 °C
Sydänosa - alaosa	6,7 °C
Yläosa - alaosa	10,3 °C

Taulukko 4.9 Mittauspaikan C suurimmat lämpötilaerot

Sydänosa - yläosa	-2,8 °C
Sydänosa - alaosa	6,3 °C
Yläosa - alaosa	9,0 °C

Veden ulostulopään lämpötilamittausten epäonnistuminen huomattiin jo työmaalla mittareita seurattaessa, ja arvoja saatiin mitattua käsin erillisellä lämpömittarilla. Jäähdytysveden lämpötilat on esitetty taulukossa 4.10. Tuloveden mittaus antaa samoja arvoja kuin automaattinen mittari. Poistoveden arvoista nähdään, että suurimman jäähdytystehon vaihe on jo ohitettu, eikä rakenteesta pois saatava lämpömäärä ole kovin suuri. Työmaalta saatujen tietojen mukaan poistoveden lämpötila oli suurimmillaan noin 15-20 °C, kun ulosvirtaavaa vettä kokeiltiin kädellä. Tästä voidaan päätellä veden lämpötilan muutoksen olleen suurimmillaan jopa yli 15 °C. Veden virtausnopeus oli 40 litraa minuutissa. Näiden arvioitujen tietojen perusteella voidaan todeta, että levennyksen jäähdytys ei ole ollut tarpeeksi tehokas. Poistoveden lämpötila saisi olla korkeintaan noin 5 °C korkeampi kuin sisään menevän veden lämpötila. Jäähdytystehoa olisi voinut parantaa tekemällä jäähdytys usealla erillisellä jäähdytysputkella tai nostamalla veden virtausnopeutta huomattavasti.

Taulukko 4.10 Jäähdytysveden lämpötila

Päivämäärä	Kellonaika	Tulovesi	Poistovesi
16.11.2012	14:00	1,5	3,4
16.11.2012	21:00	1,5	3,2
17.11.2012	07:00	1,4	3,0
17.11.2012	14:00	1,4	1,5
17.11.2012	20:00	1,0	1,5
18.11.2012	08:00	1,6	2,2
18.11.2012	19:00	1,2	1,4

4.4 Tulosten analysointi

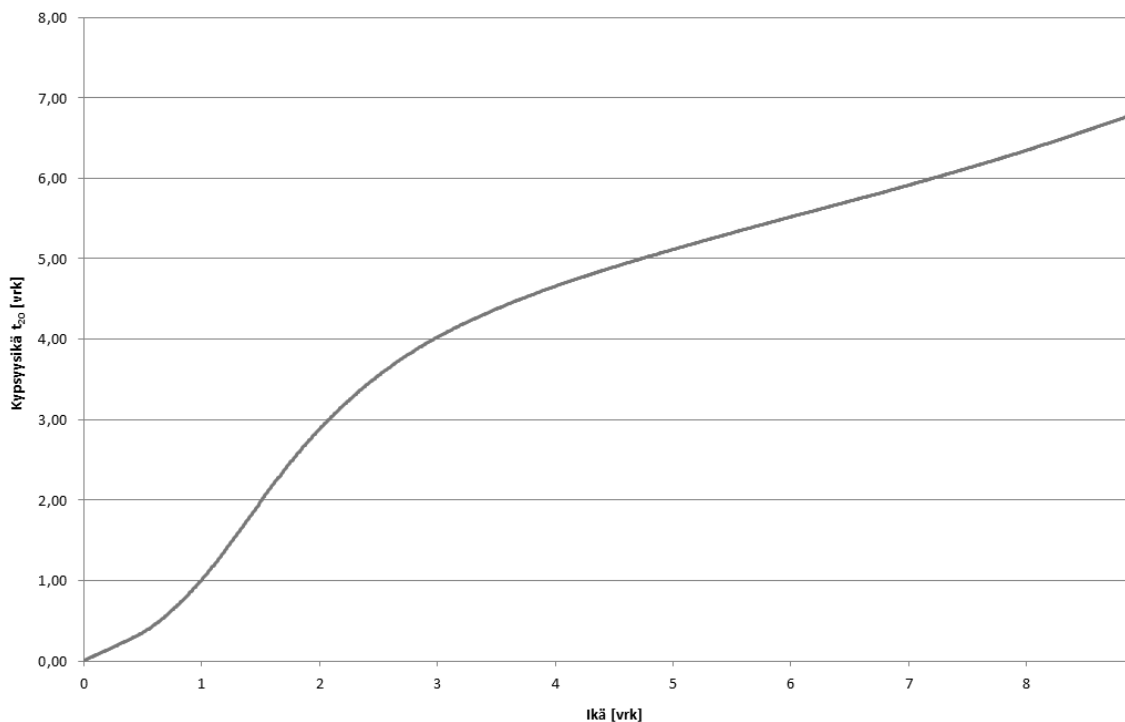
Ennen Akkunuskanavan sillan levennyksen valua pidettiin tärkeänä, että rakenteen lämpötilaerot saadaan pidettynä maltillisina, korkeintaan 10 °C suuruusluokassa. Tässä voidaan katsoa onnistuttaneen hyvin, sillä taulukkojen 4.1 - 4.6 tuloksista nähdään, että ylä-

ja alapinnan lämpötilaerot pysyivät alle 15 °C ja sydänosien lämpötilaerot pintoihin nähden alle 10 °C.

Uuden ja vanhan rakenteen lämpötilaerot olivat melko suuret, jos oletetaan sillan kannen vanhan osan olevan ulkolämpötilan kanssa saman lämpöinen. Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeen mukaan uuden ja vanhan rakenteen välinen lämpötilaero kuitenkin tasaantuu laatan paksuuden matkalla siten, että valusauman kohdalla lämpötila on puolet valun ja vanhan rakenteen lämpötilasta, eli noin 20 °C.

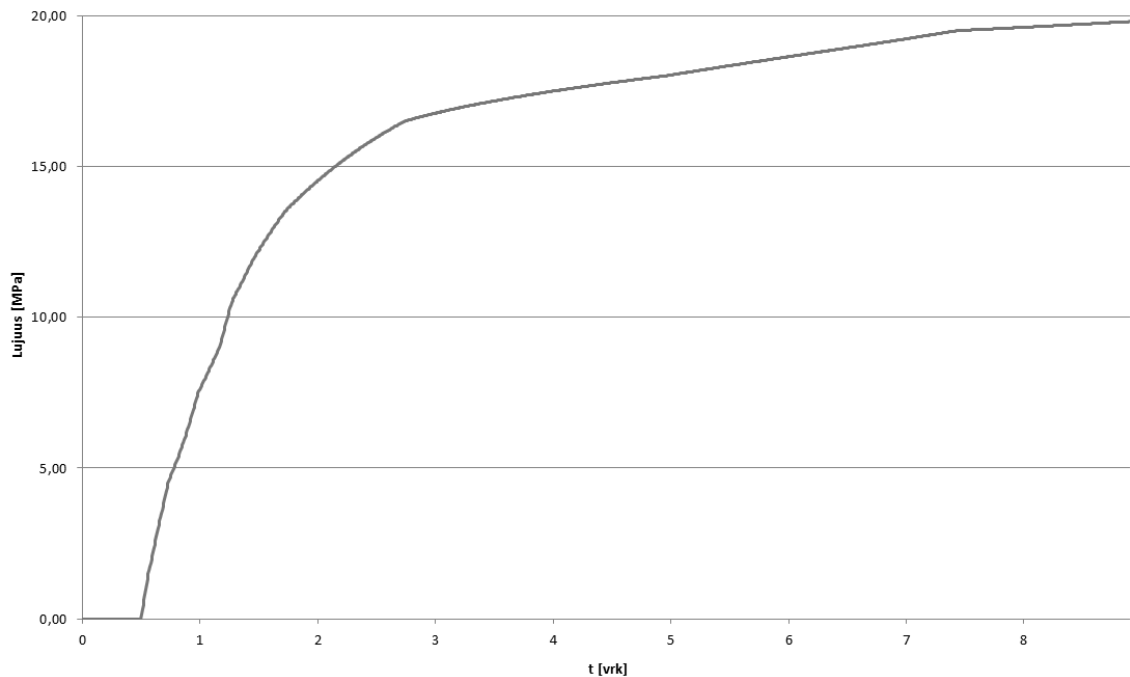
4.4.1 Lujuudenkehitys

Betonin lujuuden kehityksen arviointi voidaan tehdä sivulla 4 kappaleessa 2.1.1 esitetyllä Sadgroven menetelmällä, jolla voidaan laskea betonin kypsyysikä lämpötilatietojen perusteella. Kypsyysikä perusteella voidaan arvioida betonin lujuutta mittauksen aikana käyttämällä suomalaisille sementteille tehtyjä kypsyyskehityskäyriä BY50:n [9, s. 129] mukaan. Akkunuskanavan valun kypsyysikä kehitys laskettiin mittauspaikka B:n mittauspisteen 2 antamien tietojen perusteella. Kypsyysikä kehitys on esitetty kuvassa 4.4.



Kuva 4.4 Betonin kypsyysikä Sadgroven menetelmällä

Kypsyysikä perusteella on laskettu betonin lujuuden kehitysasteet 2, 4, 6 ja 8 vuorokauden kuluttua valusta ja lisäksi mittausjakson lopussa betonin ollessa vajaan 9 vuorokauden ikäistä. Lujuudenkehitys on esitetty kuvassa 4.5 ja arvoja on kerätty myös taulukkoon 4.11. Lujuusaste on laskettu suhteessa täyteen lieriölujuuteen 30 MPa, joka saavutetaan normaalioloissa betonin ollessa 28 vuorokauden ikäistä.



Kuva 4.5 Betonin lujuudenkehitys

Taulukko 4.11 Betonin lujuudenkehitys

Ikä [vrk]	Kypsyysikä [vrk]	Lujuusaste	Lujuus [MPa]
2	2,89	49 %	14,7
4	4,66	58 %	17,4
6	5,52	63 %	18,9
8	6,35	65 %	19,5
9	6,79	66 %	19,8

4.4.2 Kutistumat

Betonin kutistumaa on arvioitu kappaleessa 2.4.4 esitetyllä Eurokoodi 2:n [8] mukaisella laskennalla. Akkunuskanavan työmaalla mittausjakson aikana ilman suhteellinen kosteus oli keskimäärin yli 90 % käyden alimmillaan noin 70 % valupäivänä. Tuulen nopeuden vaikutusta kuivumiskutistumaan ei tarvitse huomioida, sillä valu tehtiin sääsuojan sisällä tuulelta suojassa. Näissä olosuhteissa betonin kuivumiskutistuma on erittäin vähäistä. Eurokoodin mukaan laskettuna kuivumiskutistuma ϵ_{cd} on vain 0,0036 ‰ ensimmäisen yhdeksän vuorokauden jälkeen mittausjakson lopussa. Todellisuudessa pitkän jälkihoitoajan ja olosuhteiden takia kuivumiskutistuma on vieläkin pienempi. Kosteuden haihtumista betonista pystyy arvioimaan myös ACI:n nomogrammin avulla [10, s. 130], jonka mukaan kosteutta haihtuu noin 0,25 kg/m²h. Tällä haihtumisnopeudella laskettuna varhaisvaiheen kutistuma betonissa on hyvin lähellä nollaa.

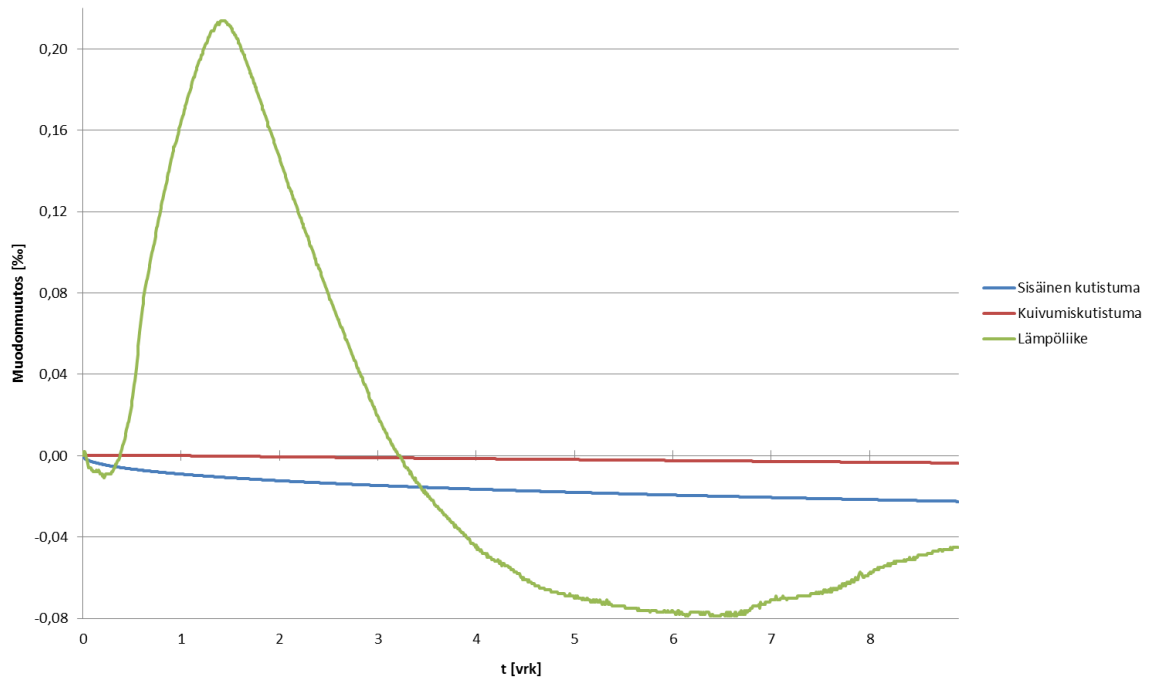
Betonin sisäiseen kutistumaan ei pysty vaikuttamaan jälkihoidolla tai olosuhteiden hallinnalla, vaan se riippuu ainoastaan ajasta ja betonin lujuudesta. Eurokoodin mukaan laskettuna sisäinen kutistuma $\varepsilon_{ca}(t)$ on mittausjakson lopussa 0,0225 ‰.

Betonissa tapahtuu hydrataatiolämmön ja olosuhteiden vaihteluiden takia myös lämpömuodonmuutoksia. Alkuvaiheessa lämpötilan noustessa massan alkulämpötilasta taulukoiden 4.4, 4.5 ja 4.6 maksimilämpötiloihin hydrataatiolämmön vaikutuksesta betoni laajenee. Vastaavasti lämpötilan laskiessa maksimilämpötilasta kohti ulkoilman lämpötilaa hydrataatioreaktioiden hidastuessa betoni supistuu. Lämpöliikkeitä pystytään arvioimaan betonin lämpölaajenemiskertoimella $10 \cdot 10^{-6}$. Lämpöliikkeiden voidaan olettaa tapahtuvan esteettä koko jännemitan pituudella. Betonin lämmitessä massan toimituslämpötilasta 13 °C suurimpaan mitattuun lämpötilaan 40 °C, se laajenee 0,214 ‰. Vastaavasti betonin jäähtyessä 40 °C:sta mittausjakson lopun noin 10 °C lämpötilaan se kutistuu 0,259 ‰. Lämpöliikkeiden vaikutuksesta betoni kutistuu siis yhteensä 0,045 ‰ mittausjakson aikana verrattuna valuhetken tilanteeseen. Suurin yksittäinen lämpöliike tapahtuu aikavälillä 1,5 vuorokaudesta 6,5 vuorokauteen, jolloin betoni kutistuu lämpöliikkeiden takia suhteellisen lyhyessä ajassa 0,30 ‰. Tätä arvoa on käytetty myöhemmin rasiusten laskennassa mitoittavana lämpökuormana.

Taulukko 4.12 Yhteenveto kutistumista yhdeksän vuorokauden iässä

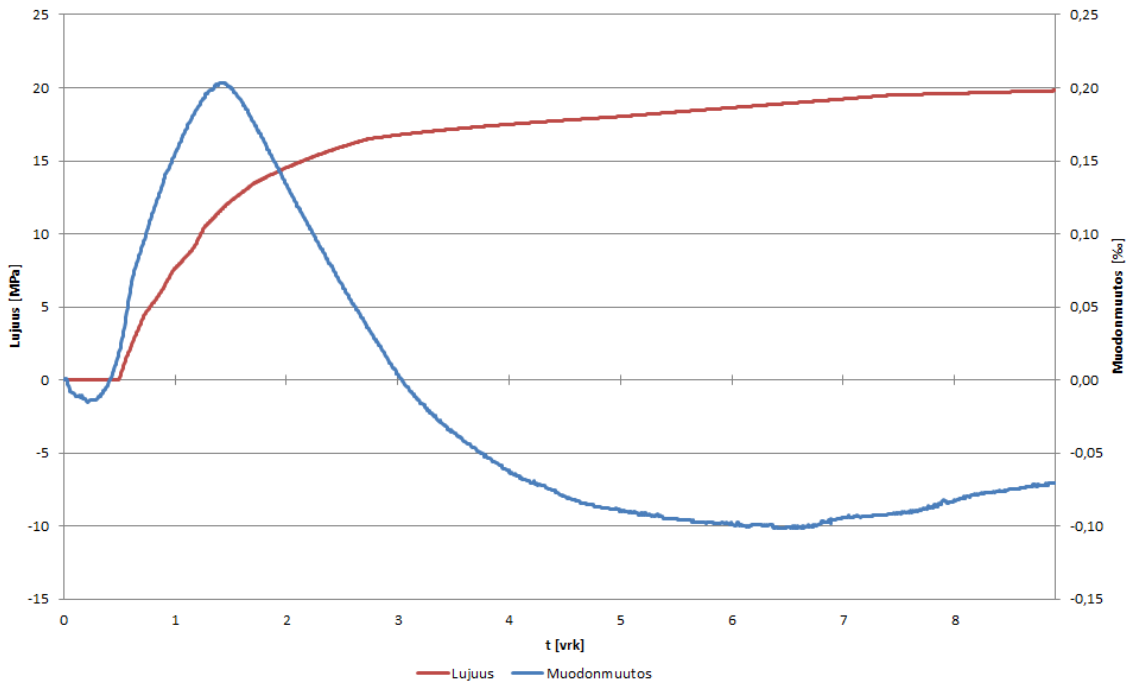
Kuivumiskutistuma	0,0036 ‰
Sisäinen kutistuma	0,0225 ‰
Lämpömuodonmuutokset	0,0450 ‰
Yhteensä	0,0711 ‰

Taulukossa 4.12 on esitetty yhteenveto levennyksen valun ja mittausjakson loppuhetken välillä tapahtuneista kokonaismuodonmuutoksista. Taulukossa ei ole esitetty näiden kahden ajanhetken välillä tapahtuneita ja palautuneita muodonmuutoksia, vaan alku- ja loppuhetken välisten muutosten summa. Vastaavien kutistumien kehitys on esitetty kuvassa 4.6. Lopputulokseksi saadaan, että silta on kutistunut yhdeksän vuorokauden mittausjakson aikana yhteensä 0,071 ‰. Koska Akkunuskanavan sillan kokonaispituus on 36,40 metriä, saadaan kokonaiskutistumaksi yhdeksän vuorokauden aikana 2,58 millimetriä.



Kuva 4.6 Muodonmuutosten kehitys mittausjakson aikana

Rakenteen kokonaistoiminnan ja mahdollisen alkuvaiheen halkeilun kannalta on mielenkiintoista, miten betonin lujuus ja muodonmuutokset kehittyvät toistensa suhteen. Hydrataatiolämmön aiheuttamien alkuvaiheen rajujen muodonmuutosten aikaan betonin lujuuden kehitys on vasta alkutekijöissään, joten rakenteen halkeilu on todennäköistä. Kuvassa 4.7 on esitetty Akkunuskanavan sillan lujuudenkehityksen ja kokonaismuodonmuutosten suhde mittausjakson aikana. Lujuus ja muodonmuutos on esitetty omilla akseleillaan, jotta kuvaajat saadaan skaalattua luettavaan muotoon yhteiskuvaajaan.



Kuva 4.7 Muodonmuutoksen ja lujuuden kehitys

Kuvasta 4.6 nähdään, että lämpöliikkeet dominoivat betonin muodonmuutoksia ensimmäisen viikon aikana, jonka jälkeen lämpötilan tasaantuessa kutistumat nousevat merkittävään osaan. Kutistumasta merkittävin osa muodostuu betonin autogeenisestä eli sisäisestä kutistumasta. Seitsemän vuorokauden jälkeen liitteen 3 kuvissa L3.1, L3.2 ja L3.3 näkyvä lämpötilan nousu ja kuvissa 4.6 ja 4.7 näkyvä vastaava muodonmuutos johtuvat betonin jäähtymisen katkaisemisesta.

5 ELEMENTTIMENETELMÄ

Tietokoneiden laskentatehon kasvaessa monet teknisen laskennan tehtävät on siirretty analyttisestä laskennasta tehtäväksi elementtimenetelmään perustuvilla numeerisilla ratkaisumalleilla. Elementtimenetelmässä rakenteen jännitykset, muodonmuutokset ja voimasuureet ratkaistaan jakamalla rakenne ja kuormat pieniin ja tarpeeksi yksinkertaisiin osiin, jotka saadaan laskettua lujuusopin teorioiden perusteella. Lopputuloksena on suuri määrä pieniä rakenneosia ja niiden lähtötietoja, jotka tietokone pystyy ratkaisemaan yksinkertaisilla laskutoimituksilla suuren laskentatehonsa ansiosta. Tästä ratkaisutavasta tulee myös menetelmän englanninkielinen nimi *Finite Element Method* eli FEM

Tässä diplomityössä tehtävissä elementtimenetelmään perustuvissa laskennoissa on käytetty LUSAS Bridge Plus –laskentaohjelmaa, joka on tehty erityisesti siltasuunnittelun ja muiden infra-alan rakennesuunnittelutehtävien tarpeita silmällä pitäen. Käytössä oleva ohjelmistoversio on 14.7, jossa on lisäksi asennettuna epälineaarisen laskennan mahdollistava lisäosa.

5.1 Elementtimenetelmän perusteet

Elementtimenetelmää käytettäessä tutkittava kappale jaetaan niin pieniin osiin, että monimutkainenkin rakenne pystytään analysoimaan yksinkertaisina elementteinä riittävän tarkasti käyttäen likimääräistä numeerista ratkaisumenetelmää. Kaksiulotteisissa laskentatehtävissä elementteinä käytetään suorita tai yksinkertaisia kaarevia sauva- tai tasoelementtejä. Kolmiulotteisissa laskentatehtävissä käytettävät elementit ovat vastaavasti neli-, viisi- tai kuusitahokkaita. Yksittäiset elementit liittyvät toisiinsa pisteissä, joita kutsutaan solmuiksi. [21, s. 2]

Elementtiverkon muodostamisen jälkeen solmuille ja elementeille asetetaan oikeaa kuormitusta vastaavat kuormitustiedot ja vastaavasti oikeaa materiaalia mallintavat materiaalitiedot. Lisäksi erilaisia liitoksia ja kontakteja pystytään mallintamaan erilaisien jousien ja liukupintojen avulla laskentaohjelmistosta riippuen. Lopuksi elementtiverkolle asetetaan tukireaktiot, jonka jälkeen tietokone ratkaisee elementtien kaikkien solmupisteiden siirtymä- ja voimasuureet likimääräisesti numeerisesti. Tämän jälkeen elementin jännitys- ja siirtymäkenttä saadaan ratkaistua sen solmupisteiden arvoista interpoloimalla.

Käytettävän laskentatehon optimoimiseksi elementtiverkko kannattaa mallintaa niin, että käytettävä elementtiverkko on tiheimmillään siellä, missä rakenne on monimutkaisin tai missä halutaan saada tarkempia tuloksia. Muualla rakenteessa elementtiverkko kannattaa pitää mahdollisimman harvana, jolloin laskenta-aika ja tietokoneen laskenta-

tehon tarve vähenevät. Elementtiverkossa voidaan käyttää erilaisia elementtityyppejä sekaisin kuvaamaan rakenteen erilaisia osia. Esimerkiksi teräsbetoni-laattaa mallinnettaessa on järkevä käyttää betonirakennetta kuvaavaa laattaelementtiä, jonka seassa on raudoitetankoja kuvaavia sauvaelementtejä.

Käytettäviä elementtityyppejä voi olla ohjelmasta riippuen erilaisia, mutta yleensä elementtityypit jaotellaan seuraaviin päätyyppeihin [21, s. 10]:

- Sauvaelementti (*Bar element*): Ristikkorakenteiden analyysiin.
- Palkkielementti (*Beam element*): Palkkien ja kehä rakenteiden tarkasteluun.
- 2D-solidielementti (*2D Continuum element*): tasojännitystilän, tasomuodonmuutostilan ja pyörähdysymmetrisen solidirakenteen käsittelyyn.
- Laattaelementti (*Plate element*): Taivutuksen ja leikkauksen alaisten tasopintarakenteiden laskentaan.
- Kuorielementti (*Shell element*): Kaarevien pintarakenteiden tarkasteluun.
- 3D-solidielementti (*3D Continuum element*): Kolmiulotteisten kappaleiden mallinnukseen.
- Erityiselementti: Erityisten ominaisuuksien mallinnukseen. Esimerkiksi kosketuspinnat, liitokset ja jouset.

LUSAS Bridge Plus –ohjelmiston elementtimenetelmän mukainen ratkaisutapa perustuu virtuaalisen työn teoriaan, jossa rakenteelle annetaan pieni siirtymä, jonka aiheuttamat voimat ja venymät solmujen välillä pystytään laskemaan lujuusopin teorioiden perusteella. Elementeille luodaan materiaaliominaisuuksien perusteella jäykkyysmatriisi ja kuormitustietojen perusteella kuormavektori, joiden avulla saadaan ratkaistua solmujen siirtymävektorit. Siirtymävektorien ratkaisun jälkeen päästään ratkaisemaan rakenteen siirtymä- ja muodonmuutos- ja jännitystilakentät. [22, s. 3]

Elementtimenetelmää käytettäessä on muistettava, että elementtimenetelmä on yksinkertainen numeerinen ratkaisumalli. Se ratkaisee juuri ne asiat, jotka käyttäjä käskien laskea juuri niistä lähtöarvoista, jotka käyttäjä sille antaa. Laskentaohjelmisto ei tiedä, onko käyttäjä valinnut käytettävät elementit ja syöttänyt laskennassa tarvittavat tiedot juuri oikealla tavalla, vaan tulosten kriittinen tarkastelu ja analysointi on käyttäjän vastuulla. Tämän takia tietokoneella tehtävää elementtimenetelmään perustuvaa laskentaa tehtäessä käyttäjän on oltava selvillä käytettävän ohjelmiston laskentaperusteista ja tehtävä vertailulaskelmia, jotta tuloksien luotettavuudesta voidaan olla varmoja.

5.2 Epälineaarinen laskenta

Käytettäessä lineaarista FEM-laskentaa tehdään oletus, että kaikki käytetyt materiaalit käyttäytyvät kuormituksen alaisena lineaarisesti elastisesti ja, että rakenteen muodonmuutokset ovat niin pieniä, että niillä ei ole vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen kuormituksen alaisena. Nämä oletukset toteutuvat hyvin harvoin oikeassa maailmassa, mutta tekemällä sopivia oletuksia ja yksinkertaistuksia mallinnettavaan rakenteeseen,

saadaan useimmat rakennetekniset ongelmat yksinkertaistettua lineaarisiksi laskentamalleiksi. Joissain tilanteissa näitä yksinkertaistuksia on mahdoton tehdä vaikuttamatta merkittävästi laskennan lopputulokseen. Tällaisia tilanteita ovat esimerkiksi rakenteen geometrian muuttuminen kuormituksen alaisena, pysyvät muodonmuutokset, halkeilu, lommahdus, myötörajaa suuremmat jännitykset ja kahden kappaleen välisen kontaktin tutkiminen. Näissä tilanteissa on otettava käyttöön epälineaarinen laskenta.

Tässä yhteydessä käsiteltävä elementtimenetelmäohjelmisto LUSAS Bridge Plus pystyy laskennassa käsittelemään kolmentyyppistä epälineaarisuutta; geometrista epälineaarisuutta, materiaalin epälineaarisuutta ja reunaehtojen epälineaarisuutta [22, s. 22].

Geometrinen epälineaarisuus tarkoittaa mallinnettavassa rakenteessa kuormituksen seurauksena tapahtuvia merkittäviä muodonmuutoksia. Geometrisesti epälineaarissa rakennemallissa pääsee syntymään suuria siirtymiä, pisteiden välisiä kiertymiä, venymiä ja lommahdusilmiöitä. Epälineaarilla geometrialla pystytään ottamaan huomioon myös kappaleen muodonmuutoksien aiheuttamat uudet jännitystilat, kuten laatoissa ilmenevät kalvovoimat ja mastopilarin huipun sivusiirtymästä johtuva aksiaalisen kuorman kasvava epäkeskisyys.

Materiaalin epälineaarisuus tarkoittaa ongelmaa, jossa materiaalin käyttäytyminen muuttuu kuormituksen kasvaessa tai kuormitushistorian vaikutuksesta. Tällainen ongelma tulee yleensä vastaan kun tutkitaan rakenteen käyttäytymistä murtumiseen asti, kuten esimerkiksi myötävää terästä tai halkeilevaa betonia. Tällöin materiaalin lineaarinen jännitys-venymäyhteys ei pidä enää paikkaansa, sillä rakenteeseen syntyy palautumattomia muodonmuutoksia.

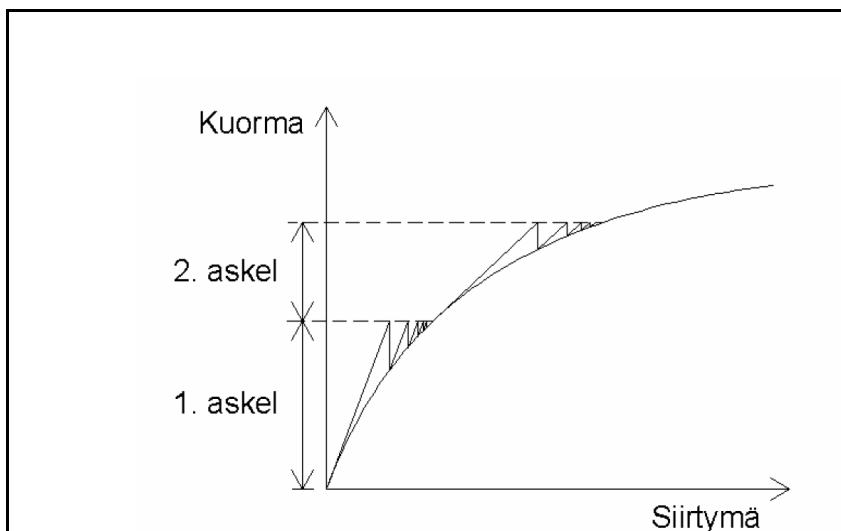
Epälineaarisia reunaehtoja esiintyy tilanteissa, joissa laskentamalliin syntyy kuormituksen seurauksena muodonmuutoksia, jotka muuttavat rakenteen tuentaa. Tyypillinen esimerkki on rakenteen tuenta jousisysteemillä, jonka jousivakio muuttuu rakenteen muodonmuutoksen ylittäessä tietyn rajan tai rakenteen tukeutuminen kitkapinnalle dynaamisessa laskennassa.

Käytettäessä epälineaarista laskentaa laskentaohjelmiston täytyy muuttaa ratkaisumenetelmänsä, sillä numeeriseen laskentaan perustuva ohjelmisto ei pysty sellaisenaan käsittelemään laskentamallin muuttuvia ominaisuuksia. Tästä syystä epälineaarisia ominaisuuksia sisältävä laskenta on jaettava niin pieniin aika-askeliin, inkrementteihin, että yksittäinen askel voidaan tarpeeksi suurella tarkkuudella käsitellä lineaarisena ongelmana, jonka tulosten perusteella lasketaan seuraavan askelelle uudet lähtöarvot. Vaikka epälineaarisen laskennan yhteydessä käytetään termiä aika-askel, se ei tarkoita että laskennassa muuttuvana suureena olisi välttämättä aika. Useimmiten aika-askeleissa kasvatetaan rakenteeseen kohdistuvaa ulkoista kuormitusta askeleittain, jolloin kasvavasta kuormituksesta mahdollisesti aiheutuvat epälineaariset ominaisuudet saadaan hallittua. Esimerkiksi rakenteelle asetetun kuorman ollessa 100 kN laskenta voidaan jakaa kymmeneen yhtä suureen inkrementtiin, jolloin ensimmäisen inkrementin kuormitus on 10 kN, ja seuraavissa inkrementteissä kuormaa lisätään aina 10 kN samalla, kun rakennemalli ja materiaalien jäykkyysmatriisit päivitetään vastaamaan edellisen inkrementin lopussa vallinnutta tilannetta. Herkissä laskentamalleissa, joissa epälineaarisuus on

suurta, tarvitsee laskennan onnistumiseksi käyttää pienempiä aika-askeleita kuin laskennassa, jossa mallin käyttäytyminen on lähes lineaarista. [22, s. 27]

Muuttuvien ominaisuuksien takia epälineaarinen laskenta ei saavuta täydellistä tasapainotilaa, eli laskenta ei konvergoi jokaisella inkrementillä, vaan tuloksiin jää sisäisten ja ulkoisten jännitysten erotuksen suuruinen jäännösjännitys. Jäännösjännityksen ollessa pieni voidaan tuloksen olettaa olevan hyvin lähellä todellista tilannetta, jolloin laskennan tulos on käyttökelpoinen, ja laskentaa voidaan jatkaa seuraavaan inkrementtiin. Laskentaohjelmistolle täytyy määrittellä konvergointitoleranssi, joka kertoo pienimmän sallitun jäännöksen suuruuden. Käytettäviä konvergointiehtoja on käytettävissä ohjelmistosta ja laskentaongelmasta riippuen erilaisia, ja ne voivat määrittellä suurimman sallitun jäännösjännityksen, jäännösvoiman tai suurimman sallitun muodonmuutoksen tai muodonmuutoksen aiheuttaman ulkoisen työn määrän. Ehdon toleranssiksi voidaan antaa joko absoluuttinen arvo tai suhteellinen muutos verrattuna joko koko laskennan tai laskettavan inkrementin alkuarvoon. Konvergointiehtoja voidaan asettaa myös useita, jolloin laskenta jatkuu vain kaikkien ehtojen täytyessä.

Erityisesti niissä tilanteissa, joissa käyttäjän asettama aika-askel on suhteellisen suuri, laskennan tulos ei välttämättä täytä tasapainotilalle asetettua konvergointitoleranssia. Pelkästään inkrementteihin perustuvassa laskennassa tämä aiheuttaa laskennan päättymisen. Jäännösten pienentämiseksi inkrementteihin perustuvan laskennan tulosta pystytään tarkentamaan etsimällä tasapainotilaa iteroimalla laskentaa niin kauan kunnes jäljelle jäävä jäännösjännitys on pienempi kuin laskennalle asetettu toleranssi. Yhdistetyn inkrementaalisen ja iteratiivisen laskennan periaate on esitetty kuvassa 5.1.



Kuva 5.1 Yhdistetyn inkrementaalisen ja iteratiivisen laskennan periaate [22]

LUSAS Bridge Plus käyttää iteroinnissa Newton-Raphsonin ratkaisumenetelmää, jossa rakenteen jäykkyysmatriisia päivitetään jokaisen iterointikierron alussa. Tällä ratkaisumenetelmällä päästään tasapainotilaan vähillä iterointikierroksilla, mutta tuhlataan koneen laskentatehoa, sillä ohjelma joutuu laskemaan jokaisella iterointikierroksella

la uuden jäykkyysmatriisiin. Jatkuva jäykkyysmatriisin päivittäminen saattaa lisäksi johtaa laskennan epäonnistumiseen erityisesti tilanteissa, joissa materiaali on erittäin epälineaarista. Siksi Newton-Raphsonin menetelmää suositellaan käytettäväksi lähinnä epälineaarisen geometrian laskennassa.

Tarkasteltaessa erittäin epälineaarisen materiaalin, kuten halkeilevan betonin laskentaa, käytetään usein iterointimenetelmänä muokattua Newton-Raphsonin ratkaisumenetelmää, jossa laskentamallin jäykkyysmatriisi päivitetään harvemmin. Käytettävästä menetelmästä riippuen jäykkyysmatriisi päivitetään vain joko koko laskennan alussa, jokaisen inkrementin ensimmäisen iteroinnin yhteydessä tai jokaisen inkrementin kahden ensimmäisen iteroinnin yhteydessä. Tällä tavalla toimittaessa säästetään tietokoneen laskentatehoa, koska jäykkyysmatriisia joudutaan päivittämään harvemmin. Toisaalta tasapainotilan löytämiseksi tarvittavien iterointikierrosten määrä kasvaa, mikä hidastaa yksittäisen inkrementin konvergointia.

5.3 Betonin epälineaarinen materiaalimalli

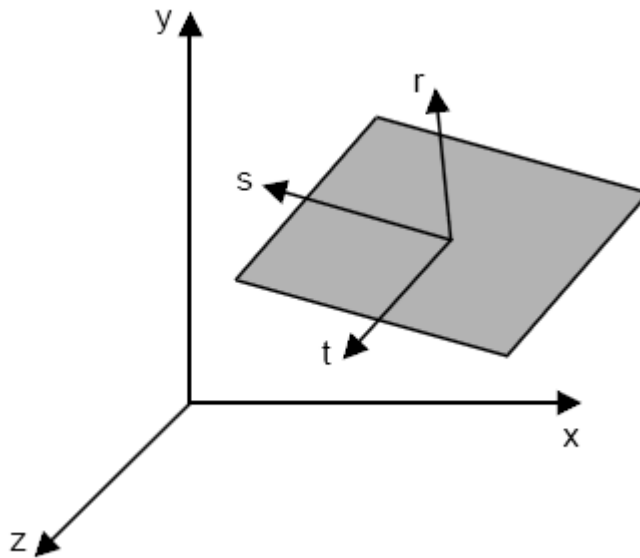
Betonin yksityiskohtaisempi FEM-analyysi täytyy aina tehdä epälineaarisenä laskentana, sillä betoni on luonteeltaan vahvasti epälineaarinen materiaali. Betonia tarkasteltaessa ilmeneviä epälineaarisia ominaisuuksia ovat muun muassa erilainen käyttäytyminen puristus- ja vetorasituksessa, epälineaarinen käyttäytyminen puristuksessa, vetokestävyyden pieneneminen puristusmurtuman seurauksena, jännitysvapaiden halkeaminen muodostuminen vetorasituksessa, runkoaineksen lomittuminen halkeilleessa betonissa sekä halkeamien aukeaminen ja sulkeutuminen rasituksen muuttuessa.

LUSAS Bridge Plus –ohjelmaan on kehitetty yhteistyössä Cardiffin yliopiston kanssa betonin epälineaarinen materiaalimalli (Multi-Crack Concrete Model (94)) [22, s. 222], joka ottaa kaikki nämä ilmiöt huomioon varsin tarkasti. Materiaalimallilla pystytään mallintamaan betoni-, teräsbetoni- ja jälkijännitetyjä betonirakenteita, joissa esiintyy monimuotoista epäkohtisuoraa halkeilua. Halkeilu on mallinnettu tavalla, joka mahdollistaa myös kuormituksen muuttuessa tapahtuvan halkeaman sulkeutumisen ja halkeamarajapinnassa olevan kitkan aiheuttaman kontaktin tarkastelun laskennassa. Materiaalimalli on tehty yksinkertaiseksi käyttää, joten siinä on vain muutamia käyttäjän määritettävissä olevia parametreja. Mallille annettavat parametrit ovat määritettävissä kokeellisesti käytettävästä betonista tai kokeellisen tiedon puuttuessa voidaan käyttää arvoja, jotka on esitetty CEB/FIB Model Code 1990 –julkaisussa [20].

Betonin materiaalimalli perustuu muista yleisistä materiaalimalleista poiketen täysin epäsuoraan lähestymistapaan, jossa vauriomekanismeja ei mallinnetta käyttämällä skaalaisia raja-arvoja vaan laskemalla jännityskomponenteista plastisen vauriomallin (*plastic-damage model*) mukaiset vaurio-kontaktipinnat (*damage-contact planes*). Näin malli pystyy laskemaan paikalliset jännitys-venymäyhteydet ja yhdistämään ne vastaaviin globaaleihin ilmiöihin. Lisäksi materiaalimalli ottaa huomioon halkeamissa tapahtuvat kitkaan perustuvat reaktiot ja betonin lujuuden epälineaariset muutokset useampiaksiaalisessa jännitystilassa.

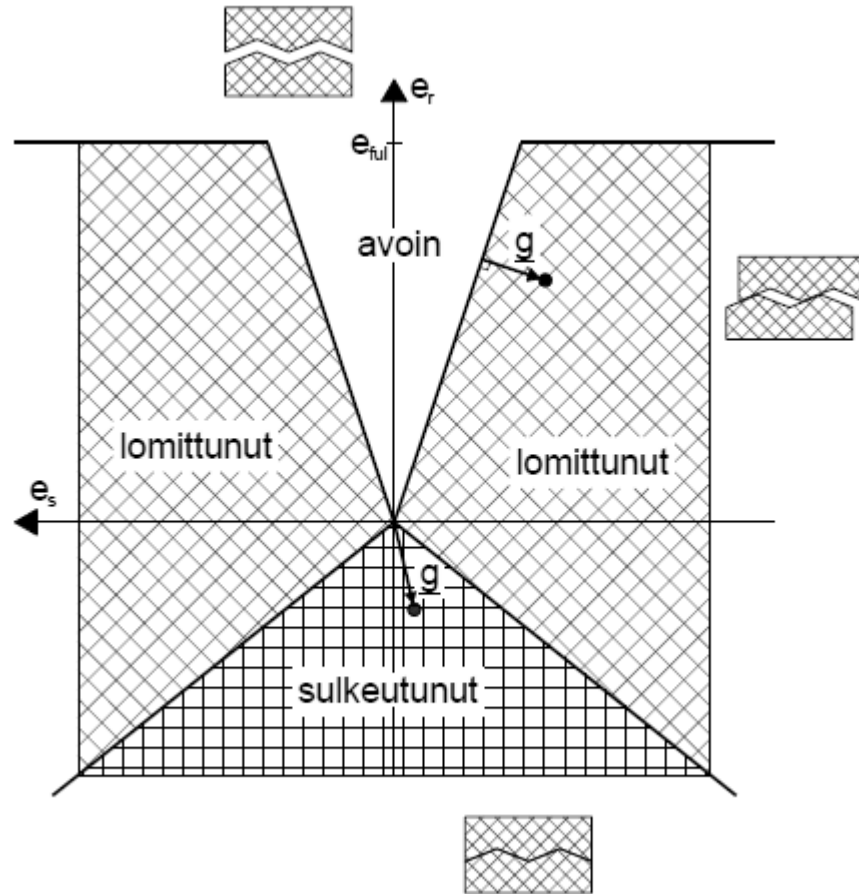
Materiaalimallissa tapahtuva halkeilun mallintamiseksi laskennan aikana malliin kehitetään vauriotaso (*Planes of degradation, POD*), jotka mallintavat betonin murtumisen ja halkeaman aukeamisen. Vauriotasot luodaan elementti kerrallaan yksitellen jonkin vaurioitumisehdon täytyttyä ja jokaiselle luodaan yksilöllinen kontaktimatriisi mallintamaan jatkossa mahdollisesti tapahtuvan halkeaman sulkeutumisen ja leikkausvoiman välittämisen ominaisuuksia.

Vauriotaso muodostetaan, kun laskentamallin suurin pääjännitys saavuttaa materiaalille asetetun vetomurtolujuuden f_t . Vauriotaso asetetaan niin, että sen aiheuttanut pääjännitysvektori on sen normaali. Tästä seuraa, että vauriotaso voi syntyä sekä normaali-, että leikkausjännityksen seurauksena. Vauriotasolle luodaan lisäksi oma koordinaatisto, jossa on tason normaalivektori \underline{r} ja tason suuntaiset toisiaan nähden kohtisuorat vektorit \underline{s} ja \underline{t} , jotka ovat kohtisuorassa normaalivektoriin \underline{r} . Vauriotaso ja sen koordinaatit on esitetty kuvassa 5.2.



Kuva 5.2 Vauriotason (*POD*) globaalit ja paikalliset koordinaatit [22]

Halkeaman syntymisen jälkeen materiaalimalli mallintaa halkeamalle kolmea erilaista tilaa; avoin (*open*), lomittunut (*interlock*) ja sulkeutunut (*closed*). Halkeaman tila määritellään paikallisen venymätilan perusteella halkeamatason suuntaisen leikkausmuodonmuutoksen (*shear strain, e_s*) ja tasoon nähden kohtisuoran normaalimuodonmuutoksen (*normal strain, e_n*) perusteella. Halkeaman erilaiset tilat venymien perusteella on esitetty kuvassa 5.3, jossa vaaka-akselilla on leikkausvenymä ja pystyakselilla normaalivenymä. Sulkeutuneen tilan alue on esitetty vaakaruudukolla, lomittuneen tilan vinoruudukolla ja avonainen tila valkoisella värillä.



Kuva 5.3 Halkeamatilat määritellään paikallisten venymien perusteella

Kontaktipinnassa vaikuttava jännitys oletetaan avoimessa tilassa olevan nolla. Lomittuneessa tilassa jännitys johdetaan kontaktiyhtälöstä, jossa jännityksen oletetaan paikallisesti riippuvan venymävektorin kohtisuorasta etäisyydestä lomittuneen tilan rajapintaan. Kuvassa 5.3 tätä etäisyyttä on merkitty vektorilla \mathbf{g} . Sulkeutuneessa tilassa etäisyysvektori \mathbf{g} on yhtenevä paikallisen venymävektorin $\underline{\mathbf{e}}$ kanssa, koska sulkeutunut tila on vastaava kuin ennen halkeamaa vallinnut tilanne.

Auenneen halkeaman kontaktitila pystytään määrittämään paikallisen kolmiulotteisen venymävektorin perusteella laskemalla sulkeutuneen tilan funktion $\phi_{int}(\underline{\mathbf{e}})$ ja lomittuneen tilan funktion $\phi_{cl}(\underline{\mathbf{e}})$ kaavojen (5.1) ja (5.2) mukaan.

$$\phi_{int}(\underline{\mathbf{e}}) = m_g \cdot e_r - \sqrt{e_s^2 + e_t^2} \quad (5.1)$$

$$\phi_{cl}(\underline{\mathbf{e}}) = e_r + m_g \sqrt{e_s^2 + e_t^2} \quad (5.2)$$

missä

- e_r, e_s, e_t ovat venymävektorin \underline{e} vauriotason akselien suuntaiset komponentit.
- m_g on kokeellisesti määriteltävä lomittuneen tilan syntyyn liittyvä vakio, joka arvoksi voidaan kokeellisen tiedon puuttuessa olettaa 0,425. Kokeellisesti määritelty arvo vaihtelee yleensä välillä 0,3...0,6.

Sulkeutuneen ja lomittuneen tilan funktioiden avulla määritellään auenneen halkeaman tila paikallisessa venymätilassa yhtälöllä (5.3).

$$\text{tila} = \begin{cases} \text{suljettu,} & \text{kun } \phi_{cl}(\underline{e}) \leq 0 \\ \text{lomittunut,} & \text{kun } \phi_{cl}(\underline{e}) < 0 \text{ ja } \phi_{int}(\underline{e}) < 0 \text{ ja } e_r < e_{ful} \\ \text{avoin,} & \text{kun } \phi_{int}(\underline{e}) \geq 0 \text{ tai } e_r \geq e_{ful} \end{cases} \quad (5.3)$$

missä

- e_{ful} on rajavenymä, jonka jälkeen halkeamaan enää voi syntyä kontaktia leikkauksen takia. Sen arvo määritetään kaavalla (5.4).

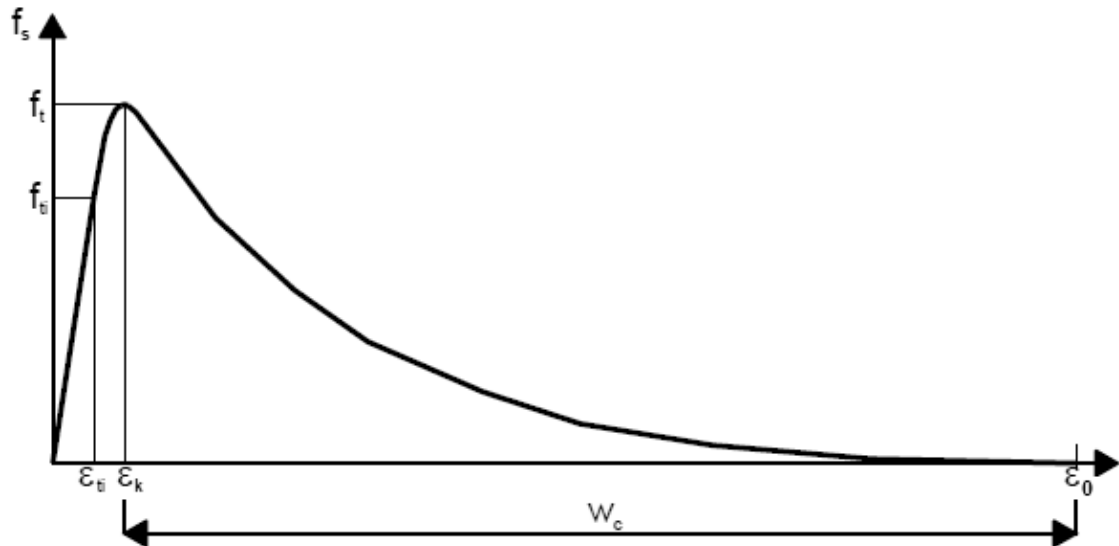
$$e_{ful} = m_{ful} \cdot \varepsilon_0 \quad (5.4)$$

missä

- m_{ful} on runkoaineen koosta riippuva kerroin. Runkoaineen ollessa suhteellisen suurta, halkaisijaltaan 20...30 millimetriä, kertoimeksi valitaan 10...20. Vastaavasti suhteellisen pienellä runkoaineella, jonka halkaisija on 5...8 millimetriä, kertoimeksi valitaan 3...5.
- ε_0 on betonin halkeilevan materiaalmallin tehollinen loppuvenymä.

Muodostuneen halkeaman auetessa enemmän ja enemmän jännityksiä siirtävän materiaalin osuus pienenee. Tämän ilmiön mallintamiseksi betonin halkeilevana materiaalmalliin on sisällytetty kokeellisia tuloksia vastaava pyöristetty jännitys-venymäyhteys, jossa halkeamien lisääntyminen ja kasvaminen aiheuttaa jännitys-venymäyhteyteen eksponentiaalisen pienentymisen. Tästä syystä siirtyminen ehjästä materiaalista vaurioituneeseen tapahtuu vähitellen, eivätkä jännitys-venymäyhteydessä esiintyvät piikit aiheuta laskentaa häiriöitä. Pyöristyminen aloitetaan betonin jännityksen f_s saavuttaessa ensimmäisen halkeaman aiheuttavan jännitustason f_{ti} , jolloin betonin venymä on vastaavasti ε_{ti} . Tämän jälkeen jännitys-venymäyhteyden lineaarinen kasvu alkaa hidastua, kunnes saavutetaan betonin vetomurtolujuus f_t ja sitä vastaava venymä ε_k . Murtolujuu-

den jälkeen muodostuneet vauriotasot välittävät jännityksiä kuvassa 5.4 esitetyllä tavalla hidastaen joidenkin vanhempien materiaalimallien esittämää jännitys-venymäyhteyden lineaarista laskua. Jännitys-venymäyhteyden lasku jatkuu kunnes jännityksen f_s arvo on nolla loppuvenymän ollessa ε_0 . Jännitys-venymäyhteyden loppuosan pituus vaihtelee ominaispituuden w_c perusteella käytettävien elementtien koosta riippuen. [22, s. 227]



Kuva 5.4 Betonin halkeilevan materiaalimallin jännitys-venymäyhteys

Kaiken kaikkiaan LUSAS-ohjelman betonin halkeileva epälineaarinen materiaalimalli on todella monimutkainen ja monia betonin todellisia ominaisuuksia huomioon ottava materiaalimalli. Materiaalimallia käytettäessä voidaan käyttää koekappaleista mitattuja todellisia arvoja, jolloin on mahdollisuus päästä hyvinkin tarkkoihin lopputuloksiin. Yleensä laskennassa on kuitenkin turvaututtava laskentaohjelman ehdottamiin oletusarvoihin. Oletusarvojen käytössä piilee aina vaara, että ne eivät toimikaan laskettavassa tapauksessa oikein. Toisaalta tietämätön käyttäjä voi näitä arvoja muuttamalla vastaavasti sekoittaa laskentaa niin paljon, että tulokset eivät enää ole luotettavia. Jokaisen muutoksen vaikutusta malliin onkin hyvä testata etukäteen yksinkertaisilla koekappaleilla, jolloin saadaan käsitys muutoksen vaikutuksista materiaalin käyttäytymiseen. Monimutkaisempaan laskentaan siirtyminen kannattaakin tehdä vasta sen jälkeen kun jokaisen laskennan osa-alueen toimintaan voidaan erikseen luottaa.

6 LEVENNETTÄVÄN SILLAN RASITUKSET

Levennettävän betonisillan levennyksen ankkuroinnin toimivuuden selvittämiseksi tehtiin Lusas Bridge Plus –ohjelmalla FEM-laskentoja, joilla selvitettiin erikokoisten levennyksien valusaumaan syntyviä voimia ja niiden hallintaa erilaisilla ankkurointiratkaisuilla.

Laskettavat levennysvaihtoehdot olivat:

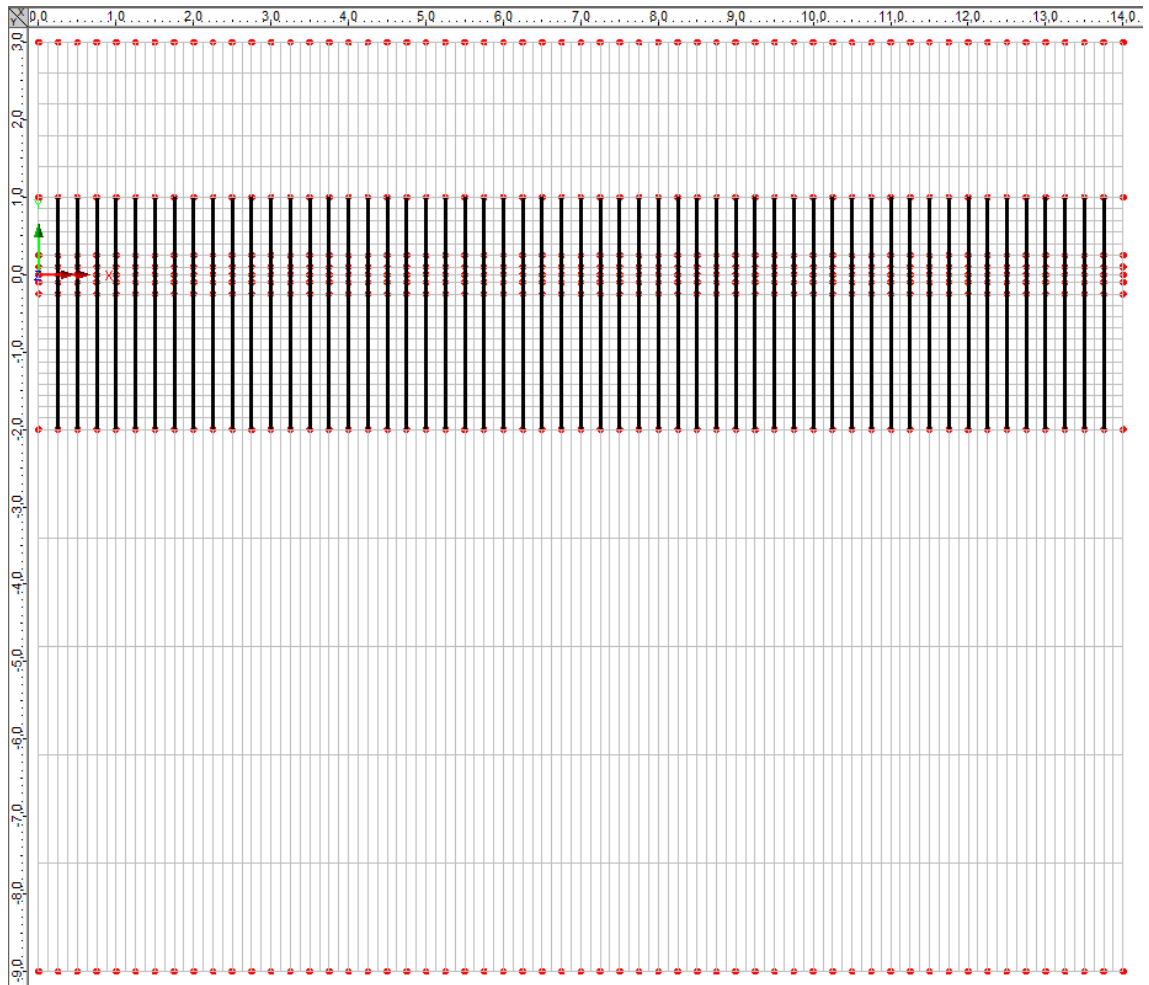
- 3 metriä leveä levennys
- 1,5 metriä leveä levennys
- Reunapalkin uusiminen, joka mallinnettiin 0,5 metriä leveänä levennyksenä.

Tehdyissä laskennoissa otettiin huomioon betonin halkeilu ja voimien uudelleen jakautuminen ja välittyminen teräksille sen seurauksena. Tämä vaati raskaiden epälineaaristen laskentojen tekemistä. Tässä luvussa on ensin esitelty käytetty laskentageometria, elementtiverkot ja materiaalimallit, jonka jälkeen analysoidaan laskennasta saatuja tuloksia.

6.1 Laskentamallin geometria

Laskennoissa tutkitun levennyksen lähtökohtana oli kuvassa 6.1 näkyvä 14 metriä pitkä ja yhdeksän metriä leveä siltalaatta, joka mallinnettiin 0,25 metriä leveinä tasokaistoina, jotka liittyivät kiinteästi toisiinsa muodostamaan koko laatan. Kuvassa 6.1 tasokaistojen kulmissa on punaiset pisteet osoittamassa geometrian kulmapisteitä. Yhdeksän metriä leveään siltalaatan reunaan liitettiin kiinteästi halutun kokoinen levennys siten, että valusauma kulki mallin X-akselia pitkin.

Liittämisen jälkeen muodostuneen työsauman yli mallinnettiin tasopintojen rajoja pitkin viivoina ankkurointiteräkset, jotka ulottuvat kaksi metriä vanhan laatan puolelle ja yhden metrin uuden laatan puolelle. Ankkuriteräkset näkyvät tummennettuina kuvassa 6.1. Reunapalkissa, joka on kapeampi kuin edellä mainittu ankkuriteräksen ulottuvuus, ankkuriteräs jatkettiin reunapalkin ulkoreunaan asti, jolloin se on siis puoli metriä vanhan rakenteen puolella.



Kuva 6.1 Kolme metriä levennetyn laatan mitat ja elementtiverkko.

Laatan paksuudeksi on asetettu 0,87 metriä, jolloin laatta on geometrialtaan täysin samanlainen, mitä Väisänen [4] tutki omassa diplomityössään. Epäkeskisyys mallinnustasosta on asetettu nolaksi. Ankkuriteräkset ovat geometrialtaan kiinteitä pyöreitä poikkileikkauksia, joille geometriseksi ominaisuudeksi on annettu halkaisija, jonka perusteella Lusas laskee niille poikkipinta-ala, neliömomentin, vääntöjäyhyiden ja tehollisen leikkauspinta-alan. Myös teräksille epäkeskisyys on asetettu nolaksi, jolloin ne sijaitsevat laatan keskellä.

Laskentamallin yksinkertaistamiseksi mallinnettava laatta tuettiin hyvin yksinkertaisesti. Siltalaatan reunaan, jota ei levennetä, laitettiin toiseen kulmaan X- ja Y-akselien suhteen tapahtuvan liikkeen estävät tuet, sekä toiseen kulmaan pelkästään Y-akselin suhteen tapahtuvan liikkeen estävä tuki. Tällä tavalla tuettuna levennysosan lämpöliikkeet pääsevät tapahtumaan vapaasti, eikä laattaan synny ylimääräisiä pakkovoimia estetyistä liikkeistä tai kiertymistä.

6.2 Elementtityypit

6.2.1 Betoni

Siltakannen betonilaatan mallintamiseen on käytetty Kuorielementtiä (thick shell), jonka elementtikooksi on määritelty ankkuriterästen ulottuma-alueella 0,15 metriä, joskin käytännössä mallin toteutusgeometria rajaa elementit hieman pienemmiksi. Terästen ulkopuolisella alueella elementtijako on toteutettu niin, että geometria jokaiseen 0,25 metriä leveään kaistaan on luotu 2 vierekkäistä ja viisi peräkkäistä elementtiverkon ruutua. Elementin muodoksi on valittu nelikulmainen (quadrilateral) ja interpolointijärjestykseksi kvadraattinen (quadratic), joka mahdollistaa tarkemmin monimutkaisempienkin muodonmuutosten ja käyritysten laskemisen ilman kohtuuttoman tiheää elementtiverkkoa. Elementtityyppi on tunnukseltaan QTS8. Käytetty elementtiverkko näkyy kuvassa 6.1.

Käytetty kuorielementti sallisi myös tasosta ulos tapahtuvien muodonmuutosten ja Z-suuntaisten jännitysten laskemisen, joita ei tässä laskennassa tarvita. Kuorielementtiin on kuitenkin päädytty, sillä käytetyssä Lusaksen versiossa 14.7. olevasta ohjelmointivirheestä johtuen tasojännitystilaelementti (plane stress) ei toimi inkrementaalisesti liittäväen lämpötilakuorman kanssa.

6.2.2 Ankkuriteräksset

Ankkuriteräksset on mallinnettu paksuina sauvoina (thick beam), jotka ovat yhteensopivia laatassa käytetyn kuorielementin kanssa. Elementin pituudeksi on valittu vastaavasti 0,15 metriä, joskin käytännössä solmupisteet osuvat samoihin kohtiin laatan solmupisteiden kanssa, jolloin yhden elementin pituus on hieman alle 0,15 metriä. Elementti on kolmiulotteinen, jolloin kuorielementin kanssa mahdolliset tasosta ulos tapahtuvat siirtymät ovat laskettavissa. Interpolointijärjestykseksi on valittu lineaarinen. Elementtityyppi on tunnukseltaan BMS3. Ankkuriteräksset näkyvät tummennettuina kuvassa 6.1.

Laskentamalli on toteutettu siten, että mallissa on terästangot jaolla k250. Tiheämpiä jakoja ja moneen kerrokseen asennettuja teräksiä mallinnetaan suurentamalla teräksen halkaisijaa niin paljon, että teräspinta-ala käsiteltävällä alueella, yleensä sauman päässä, on halutun suuruinen.

6.3 Materiaalit

6.3.1 Betoni

Betonin materiaalmallina käytettiin Lusaksen omaa, varta vasten betonin epälineaarista mallintamista varten kehitettyä halkeilevaa materiaalmallia 94, jonka toimintaa on kuvailtu tarkemmin aikaisemmin luvussa 5.3. Vanhalle siltalaatalle ja uudelle levennysosalle tehtiin molemmille oma materiaalmalli, jotta pystyttäisiin huomioimaan niissä käytettävät betonit, joiden lujuus ja ikä poikkeavat toisistaan.

Laskennoissa oletettiin, että vanha siltalaatta on tehty betonista C25/30 ja levennysosa betonista C35/45. Vanhan betonin iäksi laskentahetkellä oletettiin 30 vuotta ja uuden betonin iäksi 8 vuorokautta. 28 vuorokauden ikäisen betonin puristuslujuuden oletettiin olevan eurokoodin mukainen, jolloin betonin muut materiaaliominaisuudet pystyttiin laskemaan iästä riippuvina luvussa 2 esitetyillä kaavoilla.

Halkeilevan betonin epälineaarinen materiaalimalli vaatii toimiakseen useita materiaaliparametreja, joiden tarkka määrittäminen vaatisi lukuisia laboratoriokokeita. Tämän diplomityön puitteissa ei ollut käytettävissä näin tarkkoja tietoja betonin ominaisuuksista saatikka mahdollisuutta teettää tarvittavia kokeita. Arvot, joita ei eurokoodin tai muiden menetelmien avulla pystytty määrittelemään, on sen vuoksi määritelty Lusaksen ehdottamiksi oletusarvoiksi. Käytetyt materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 6.1. Lusaksen omia laskentaparametreja ei ole suomennettu ymmärrettävyyden vuoksi. Samasta syystä parametrien lukuarvot on esitetty samassa muodossa, missä Lusaksen esittää. Laskennassa käytetyt Lusaksessa määritellyt yksiköt ovat kN, m, t, s, C.

Taulukko 6.1 Betonin epälineaariset materiaaliominaisuudet.

Parametri	Vanhan laatan betoni	Levennysosan betoni
Kimmokerroin	30,155E6	22,022E6
Poissonin vakio	0,2	0,2
Lämpölaajenemiskerroin	10,0E-6	10,0E-6
Puristuslujuus	25,0E3	26,588E3
Vetolujuus	2,56E3	2,58E3
Strain at peak uniaxial compression	3,7E-3	3,7E-3
Fracture energy per unit area	0,1	0,1
Biaxial to uniaxial stress ratio	1,15	1,15
Initial relative position of yield surface	0,6	0,6
Dilatance factor	-0,1	-0,1
Constant in interlock state function	0,425	0,425
Contact multiplier on e0	0,5	0,5
Final contact multiplier on e0	5,0	5,0
Shear intercept to tensile strength	1,25	1,25
Slope of friction asymptote for damage	1,0	1,0
Angular limit between crack planes	1,0	1,0

Taulukossa 6.1 esitetty betonin kimmokerroin on kaavan (2.22) mukainen tehollinen kimmokerroin, jossa on huomioitu sekä hydrataatiolämmöstä aiheutuvan kuorman, että kutistumasta aiheutuvan kuorman vaikutus. Molemmille betoneille on laskettu molemmista kuormista aiheutuvat teholliset kimmokertoimet, joista on materiaaliparametreja varten laskettu vastaavien kuormien suuruudella laskettu painotettu keskiarvo. Tehollisten kimmokerrointen käytön ansiosta laskentaa ei ole tarvinnut tehdä aikariippuvaisena.

6.3.2 Ankkuriteräkset

Ankkuriterästen mallintaminen toteutettiin tavallisella lineaarisella materiaalimallilla, sillä laskettavissa tapauksissa rasitukset eivät tule riittämään teräksen myötörajan ylittymiseen. Kaikille käytettäville teräksille asetettiin samat materiaaliominaisuudet koko teräksen matkalle, koska tavallisesti koko levennyksen raudoitus tehdään samasta betoniteräksestä.

Laskentaa varten teräksille annettiin materiaaliominaisuuksiksi kimmokerroin 205,0 GPa sekä lämpölaajenemiskerroin $12,0 \cdot 10^{-6}$. Materiaaliominaisuudet pysyvät samoina teräksen päästä päähän. Laskennan tarkentamiseksi olisi ollut mahdollista mallintaa etenkin kannen päädyissä olevilla teräksillä epälineaaristen materiaaliominaisuuksien tai epälineaarisesti toimivien kiinnitysten avulla betonin ja teräksen tartunnan pettämistä, jota tapahtuu joissain tapauksissa rasitetuimmista teräksissä teräksen päissä. Tämä olisi kuitenkin pidentänyt laskenta-aikoja ja monimutkaistanut mallia, jolloin mallissa olisi ollut huomattavasti enemmän virhelähteitä.

6.4 Kuormat

Laskennoissa käytetyt kuormat syötettiin malliin levennysosalle asetettavana lämpökuormana, jonka oletettiin vaikuttavan levennysosaan kahdeksan vuorokauden kuluttua levennysvalun tekemisestä. Syötetty lämpökuorma on jaettavissa kahteen osaan; hydrataatiolämmön jäähtymiseen ja varhaisvaiheessa tapahtuvaan levennysosan kutistumiseen. Virumaa ei näin lyhyessä tarkastelujaksossa huomioida, sillä aluksi lämpenevässä ja sitten jäähtyvässä levennysosassa lyhytaikaisen viruman merkitys on hyvin vähäinen kuorman lyhytaikaisuuden ja etumerkin vaihtumisen takia.

Hydrataatiolämmön osuutta arvioitiin sekä korjaussuunnitteluohjeen mukaisen hydrataatiolämmön laskemishyönte [7, s. 26] avulla sekä Akkunuskanavan sillasta saaduilla käytännön kokemuksilla, missä kuvassa 4.7 näkyvä suurin muodonmuutos tapahtui 1,5 vuorokauden kohdalla 0,20 % laajenemisesta 6,5 vuorokauden kohdalla olleeseen 0,10 % kutistumaan. Hydrataatiolämmön jäähtymisen osuudeksi kuormista saatiin näin levennysosan jäähtyminen $\Delta T = (-0,0001 - 0,0002)/(10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}) = -30 \text{ } ^\circ\text{C}$, mitä käytettiin myös kappaleessa 3.3 tehdyissä yksinkertaisissa laskelmissa.

Levennysosan kutistumisen suuruutta ensimmäisen kahdeksan vuorokauden aikana arvioitiin eurokoodin mukaisesti kaavalla (2.27). Kutistuman suuruudeksi saatiin noin 0,03 %, jota vastaava lämpökuorma on $\Delta T = (-0,00003)/(10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}) = -3 \text{ } ^\circ\text{C}$. Vanhan siltalaatan lämpömuodonmuutokset ja kutistuma ovat tarkastelujaksolla

niin pieniä, että niitä ei tarvitse ottaa laskennassa huomioon. Kokonaislämpökuorma $\Delta T = -33\text{ °C}$ laitetaan vaikuttamaan koko levennysosan alueelle sekä betonille, että levennysosan puolella oleville ankkuriteräksille.

Laskenta on käytännössä toteutettu inkrementaalisenä laskentana, jossa lämpötilaero on kasvatettu kertoimella 0,05 edellisestä aika-askeleesta. Näin ollen ensimmäisellä inkrementilla levennysosan ja vanhan laatan lämpötilaero on $(1 - 0,05) \cdot 33\text{ °C} = 31,35\text{ °C}$, jonka jälkeen jokaisella inkrementilla lämpötilaero pienenee aina $0,05 \cdot 33\text{ °C} = 1,65\text{ °C}$ lisää. Laskennan onnistuessa lämpötilaero viimeisellä inkrementilla pitäisi siis olla kadonnut kokonaan rakenneseosien väliltä.

6.5 3 metrin levennys

Suuren levennyksen jännityksiä mallinnettiin vanhaan siltalaattaan liitetyllä 3 metriä leveällä levennysosalla. Kaikissa laskelmissa materiaaleina käytettiin kappaleessa 6.3 kuvattuja epälineaarista halkeilevaa betonia ja lineaarista terästä. Levennys laskettiin kappaleeseen 3.3 verrattavissa olevalla, ilman ankkuriteräksiä mallinnetulla levennyksellä ja kahdeksalla erilaisella ankkuriteräsvaihtoehdolla. Lasketut vaihtoehdot olivat:

- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 6T25 (T25k250), 1960 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 12T25 (T35k250), 3850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 18T25 (T43k250), 5810 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 24T25 (T50k250), 7850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 30T25 (T56k250), 9850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 35T25 (T60k250), 11310 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 47T25 (T70k250), 15390 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 61T25 (T80k250), 20110 mm²/m

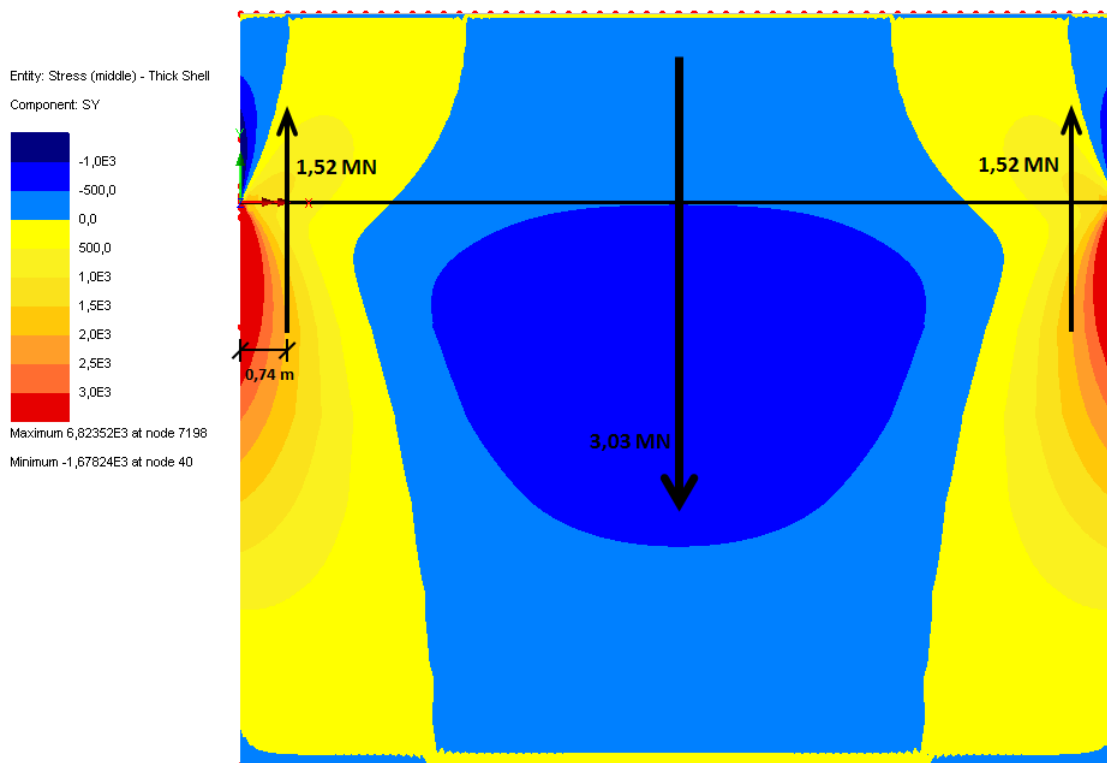
Raudoitusvaihtoehdoista käytetään myöhemmin teräsmäärän mukaista nimeä. Muualla saumassa käytettiin ankkurointiraudoitusta 1960 mm²/m, joka vastaa raudoitusta T25k500 sekä ylä-, että alapinnassa. Laskennat, joissa on tutkittu kolmen metrin levennystä, ovat pääasiassa keskeytyneet lämpötilaeron pienennyttyä välille 6-10 °C. Keskeytymisten syynä on pääasiassa ollut se, että betonin halkeilu on edennyt niin pitkälle, että rakenne on käytännössä haljennut kahteen osaan. Lisäksi halkeilun seurauksena rakenteisiin on syntynyt suuria pistemäisiä jännityspiikkejä, joita Lusas ei ole enää pystynyt käsittelemään seuraavien aika-askelien lähtötietoina.

6.5.1 Lineaarinen analyysi

Epälineaaristen analyysien vertailukohdaksi tehtiin ensin laskenta lineaarisella mallilla, jossa ei ollut ankkuriteräksiä mukana. Mallin materiaaliominaisuudet, mitat ja kuormat olivat muilta osin täysin edellisten kappaleiden kuvailujen mukaiset, joskaan lineaarisessa laskennassa ei ole tarvetta lisätä kuorman inkrementaalisesti. Tuloksena saadut

Y-suunnan tasojännitykset on esitetty kuvassa 6.2 ja työsauman Y-suuntainen jännitysjakauma kuvassa 6.3.

Kuvassa 6.2 esitetyn tasojännitystilän yhteyteen on piirretty myös laatassa vaikuttavien Y-suunnan veto- ja puristusrasitusten resultanttivektorit. Reunoissa olevien vetoresultanttien yhteydessä on esitetty myös niiden etäisyys laatan reunassa, kun taas keskialueen puristusresultantti sijaitsee aina laatan keskellä, eli 7,0 metrin päässä laatan päästä. Värikartassa keltaiset ja punaiset värialueet tarkoittavat vetorasitusta, kun taas siniset alueet merkitsevät puristusrasitusta. Selitteessä jännitykset on esitetty yksikössä kPa, jolloin merkintä $1,0E3$ tarkoittaa jännitystä 1,0 MPa. Positiiviset arvot ovat vetoa ja negatiiviset puristusta.

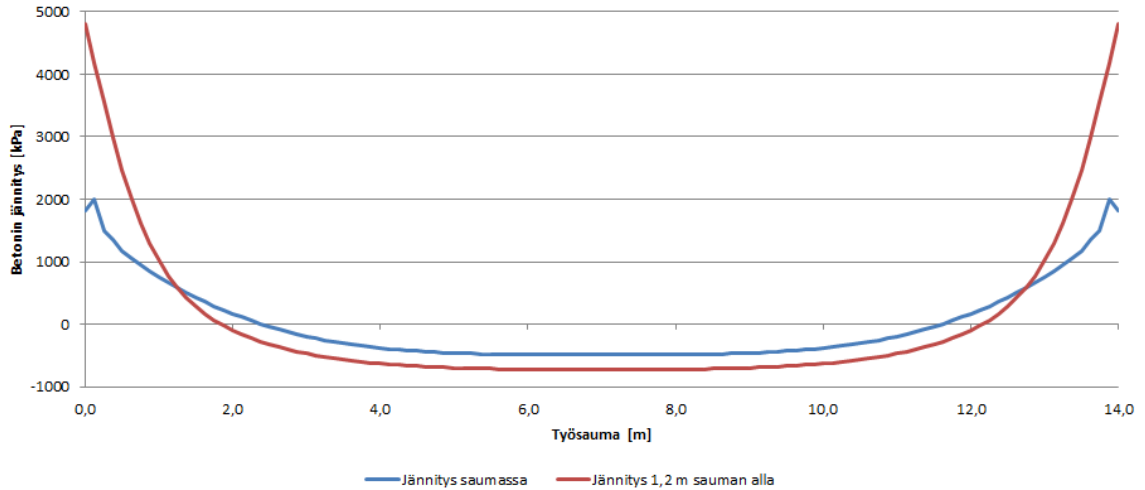


Kuva 6.2 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ja jännitysresultantit työsaumassa

Laatan molemmissa päissä työsauman kohdalla on 1,52 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,74 metrin päässä laatan reunasta. Puristusjännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 3,03 MN suuruinen. Suurimman vetoresultantin kohdalla 1,2 metriä vanhan laatan puolella on 2,59 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,40 metrin päässä laatan reunasta. Puristusjännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 5,18 MN suuruinen. Suurin vetoresultantti on noin kaksinkertainen työsauman vetoresultanttiin verrattuna, mikä on ankkuriterästen mitoituksen kannalta merkittävämpi. Koko laatan maksimivetojännitys saavutetaan laatan päässä vanhan laatan puolella, missä jännitys on 6,82 MPa, mikä ylittää huomattavasti betonin vetokapasiteetin. Suurin puristusjännitys 1,68 MPa on levennysosan puolella laatan päässä.

Kuvassa 6.3 on esitetty työsaumassa vaikuttava Y-suuntainen jännitys koko sauman alueelta. Jännityksen arvot on esitetty yksikössä kPa positiivisen arvon tarkoittaessa

vetoa ja negatiivisen puristusta. Vetojännityksen alueella laatan pakkovoimat yrittävät repiä saumaa auki, jolloin tälle alueelle on sijoitettava enemmän ankkuriteräksiä rakenteen toimivuuden varmistamiseksi. Kuvaaja leikkaa X-akselin noin 2,5 metrin päässä laatan päästä, jolloin ylimääräistä ankkurointiraudoitusta tarvitaan tälle alueelle.

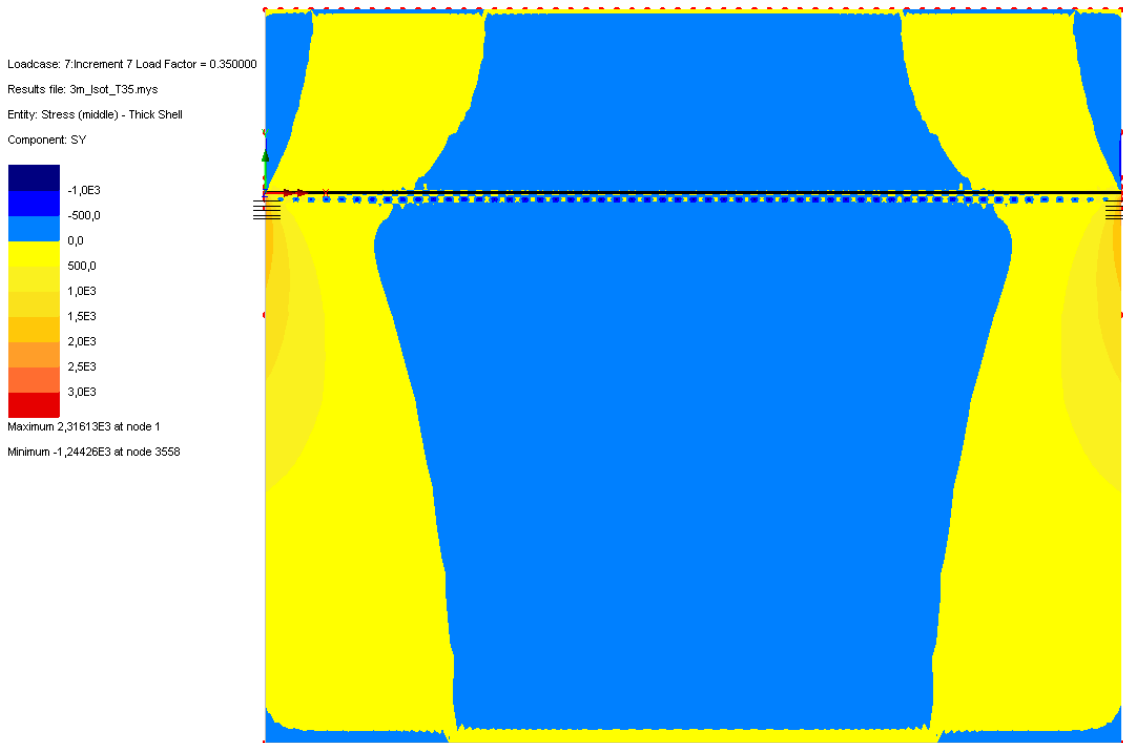


Kuva 6.3 Laatan Y-suuntaiset jännitykset työsaumassa ja suurimman vetoresultantin kohdalla

Kuvassa 6.3 esitetystä jännitysjakaumasta huomataan, että laatan vetojännitykset ovat suurimmillaan aivan laatan päässä olevalla alueella, jossa jännitys kasvaa jyrkästi huippuarvoonsa. Tämän jännityspiikin hallitsemiseksi tullaan aivan sauman päässä tarvitsemaan erityisen paljon ankkurointiteräksiä, joskin laatan ja sauman halkeilu ja mikrohalkeilu tasoittavat jännityksiä.

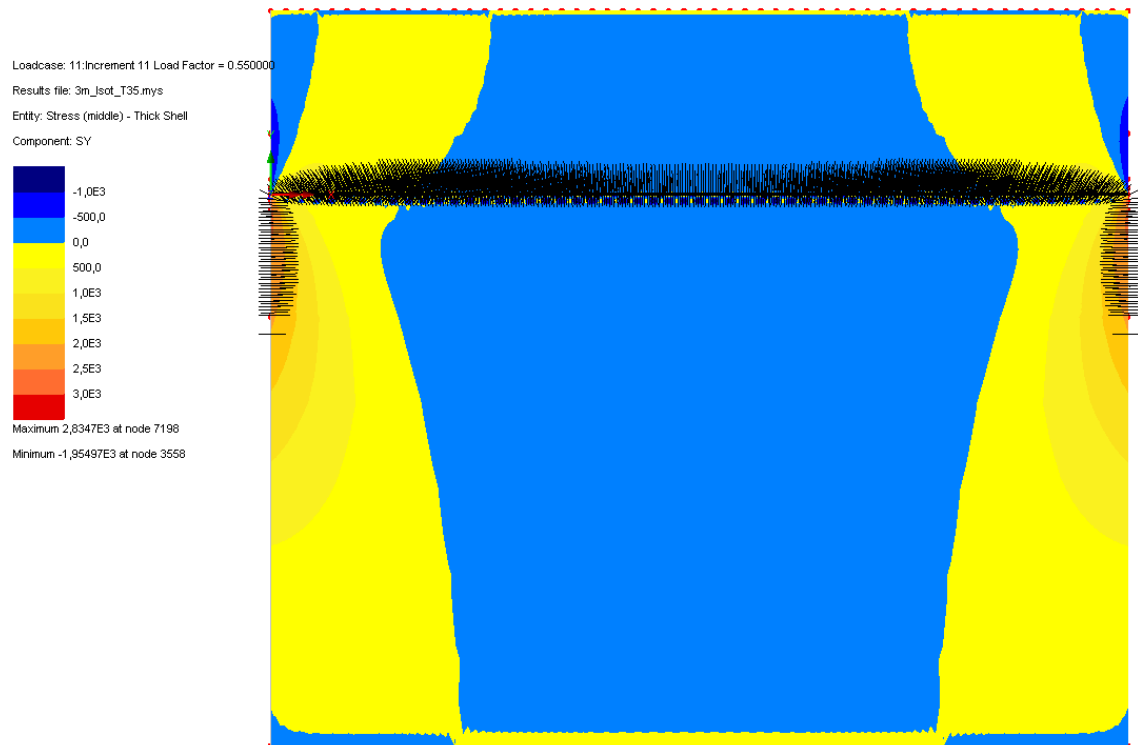
6.5.2 Epälineaarinen analyysi

Betonin jännitykset kehittyvät laskennan alkuvaiheessa samalla tavalla kuin halkeilemattomalla materiaalimallilla tehdyissä laskelmissa. Lämpötilaeron laskiessa maksimiarvosta alaspäin ja vastaavasti jännitysten kasvaessa betoniin muodostuu ensimmäinen halkeama lämpötilaeron ollessa vielä noin 22 °C. Ensimmäinen halkeama muodostuu vanhaan betoniin siltalaatan päihin. Ensimmäisten halkeamien syntypaikat ja laatan päätyjen Y-suuntaiset jännitykset raudoitusvaihtoehdolla 3850 mm²/m lämpötilaerolla 21,45 °C on esitetty kuvassa 6.4.



Kuva 6.4 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ensimmäisen halkeaman muodostuttua

Ensimmäisten halkeamien muodostuttua ja levennysosan yhä jäätyessä betonilaatan halkeilu etenee laatan päistä myös työsaumaan, jossa halkeilu muodostuu ensimmäiseksi sauman päihin ja laatan jäätyessä kohti sauman keskiosia. Koko työsauman matkalle on muodostunut halkeilua lämpötilaeron pienentyttyä arvoon 15 °C. Tilanne, jossa koko työsauman matkalle on syntynyt halkeilua, on esitetty rauditusvaihtoehdolla 3850 mm²/m Y-suunnan jännitysten kanssa lämpötilaerolla 14,85 °C kuvassa 6.5.



Kuva 6.5 Laatan Y-suuntaiset jännitykset halkeilun levittyä koko työsauman matkalle.

Betonin halkeilussa lämpötilakuormien aiheuttamat jännitykset alkavat siirtyä betonilta ankkuriteräksille, mikä aiheuttaa teräksien jännityksessä jyrkempää kasvua. Laskennat ovat yleensä keskeytyneet siinä vaiheessa, kun teräsjännitykset ovat alkaneet kasvamaan kiihtyvällä tahdilla, joten suoraan laskentatuloksista ei ole nähtävissä lopullisia teräsjännityksiä. Saatujen laskentatulosten perusteella on kuitenkin pystytty ekstrapoloimalla arvioimaan ankkurointiteräksien lopullisia teräsjännityksiä. Ekstrapolointi on tehty viimeisen lasketun inkrementtivälin kulmakertoimen mukaan.

Laskennoista saadut teräsjännitysten tulokset lämpötilaeron pienenemisen funktiona, ja niiden perusteella tehdyt lopullisen tilanteen teräsjännitysten ekstrapoloinnit eri raudoituvaihtoehtoilla on esitetty liitteen 4 kuvissa L4.1-L4.16. Kuvissa jokainen sarja vastaa laatan vetoalueella olevaa raudoitusterästä, ja sarjan nimi kertoo ankkuriteräksen etäisyyden laatan päästä. Laskennan tulokset on esitetty yhtenäisellä viivalla, kun taas ekstrapoloitujen tulokset on esitetty katkoviivalla.

Liitteen 4 kuvien L4.1-L4.16 kuvien tulokset on kerätty taulukkoon 6.2. Taulukon sarakkeet vastaavat tuloksia seuraavasti:

- Laskentamalli: Ankkurointiraudoituvaihtoehto.
- Kuvat: Tuloksiin liittyvät kuvat.
- Aste: Laskennan edistymisaste ennen keskeytymistä. Täysin onnistunut laskenta olisi 100 %.
- p_k : Vetoalueen terästen jännitysresultantti laskennan loppuessa.
- $p_{k,ex}$: Vetoalueen terästen ekstrapoloitu jännitysresultantti.
- $\sigma_{i,max}$: Laskentamallin suurin teräsjännitys

Taulukko 6.2 3 metrin levennyksen teräsjännitykset

Laskentamalli	Kuvat	Aste	p_k [kN]	$p_{k,ex}$ [kN]	$\sigma_{i,max}$ [MPa]
Lineaarinen	6.2			2587,8	
1960 mm ² /m	L4.1, L4.2	70,0 %	167,3	460,1	380,7
3850 mm ² /m	L4.3, L4.4	77,9 %	402,1	1128,3	444,5
5810 mm ² /m	L4.5, L4.6	80,0 %	569,5	1173,2	215,2
7850 mm ² /m	L4.7, L4.8	75,0 %	391,5	778,3	71,6
9850 mm ² /m	L4.9, L4.10	80,0 %	613,8	1296,0	158,6
11310 mm ² /m	L4.11, L4.12	80,0 %	728,9	1601,6	138,0
15390 mm ² /m	L4.13, L4.14	80,0 %	690,8	1383,4	68,6
20110 mm ² /m	L4.15, L4.16	72,5 %	815,9	1414,4	87,3

Taulukossa 6.2 on esitetty vertailun vuoksi myös kuvan 6.2 yhteydessä esitetyn lineaarisen laskennan tulokset, jossa $p_{k,ex}$ tarkoittaa betonin vetoalueen suurinta jännitysresultanttia. Lineaarista laskentaa ei suoritettu inkrementteittäin, joten laskennalle ei ole esitetty edistymisastetta, joka olisi 100 %. Yksittäisen raudoitustangon maksimijännityksistä huomataan, että yhdenkään teräksen jännitys ei ylitä tavallisen betoniteräksen myötölujuutta. Teräsmäärällä 5810 mm²/m ja sitä suuremmilla teräsmäärillä jännitykset pysyvät sellaisella tasolla, joka voitaisiin rakenteessa sallia. Teräsmäärällä 7850 mm²/m huomataan, että laskenta ei ole onnistunut, sillä ekstrapoloinnin jälkeen jännitysarvot jäävät muita arvoja alemmiksi.

6.6 1,5 metrin levennys

Keskisuuren levennyksen jännityksiä mallinnettiin vanhaan siltalaattaan liitetyllä 1,5 metriä leveällä levennysosalla. Kaikissa laskelmissa materiaaleina käytettiin kappaleessa 6.3 kuvattuja epälineaarista halkeilevaa betonia ja lineaarista terästä. Levennys laskettiin kappaleeseen 3.3 verrattavissa olevalla, ilman ankkuriteräksiä mallinnetulla levennyksellä ja kahdeksalla erilaisella ankkuriteräsvaihtoehdolla. Lasketut vaihtoehdot olivat:

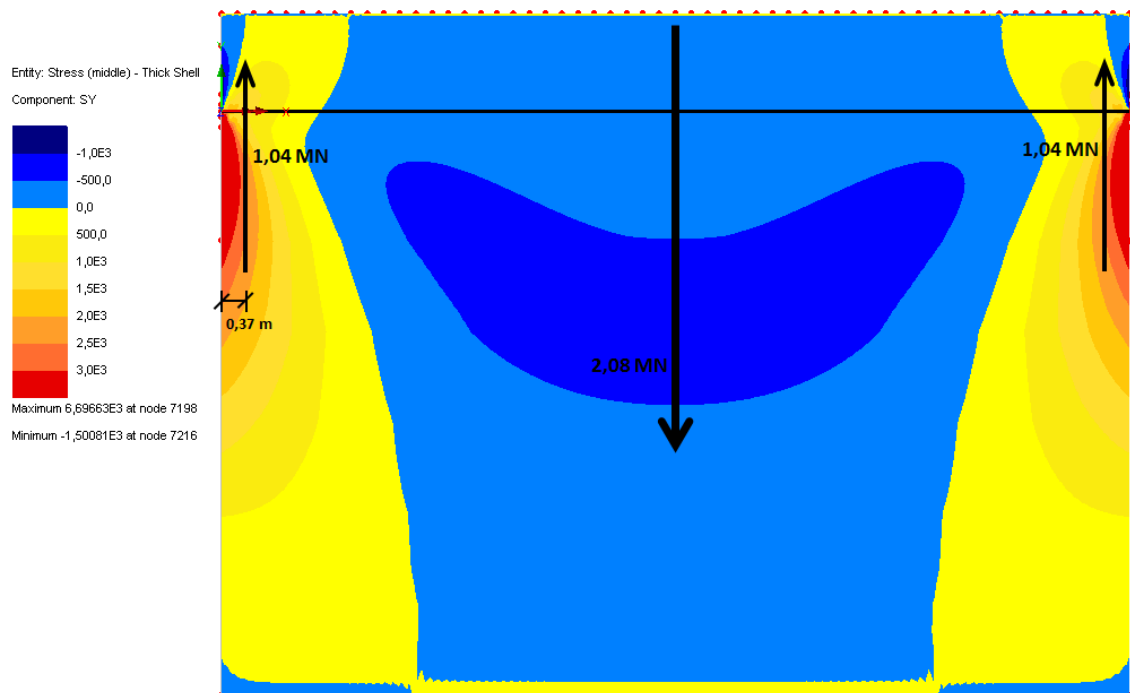
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 6T25 (T25k250), 1960 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 12T25 (T35k250), 3850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 18T25 (T43k250), 5810 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 24T25 (T50k250), 7850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 30T25 (T56k250), 9850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 35T25 (T60k250), 11310 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 47T25 (T70k250), 15390 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 61T25 (T80k250), 20110 mm²/m

Raudoitusvaihtoehtoista käytetään myöhemmin teräsmäärän mukaista nimeä. Muualla saumassa käytettiin ankkurointiraudoitusta $1960 \text{ mm}^2/\text{m}$, joka vastaa raudoitusta T25k500 sekä ylä-, että alapinnassa. Laskennat, joissa on tutkittu 1,5 metrin levennystä, ovat pääasiassa keskeytyneet lämpötilaeron pienentyttyä välille $6\text{--}12 \text{ }^\circ\text{C}$. Keskeytymisten syynä on pääasiassa ollut se, että betonin halkeilu on edennyt niin pitkälle, että rakenne on käytännössä haljennut kahteen osaan. Lisäksi halkeilun seurauksena rakenteisiin on syntynyt suuria pistemäisiä jännityspiikkejä, joita Lusas ei ole enää pystynyt käsittelemään seuraavien aika-askelten lähtötietoina.

6.6.1 Lineaarinen analyysi

Epälineaaristen analyysien vertailukohdaksi tehtiin ensin laskenta lineaarisella mallilla, jossa ei ollut ankkuriteräksiä mukana. Mallin materiaaliominaisuudet, mitat ja kuormat olivat muilta osin täysin edellisten kappaleiden kuvailujen mukaiset, joskaan lineaarisessa laskennassa ei ole tarvetta lisätä kuormaan inkrementaalisesti. Tuloksena saadut Y-suunnan tasojännitykset on esitetty kuvassa 6.6 ja työsauman Y-suuntainen jännitysjakauma kuvassa 6.7.

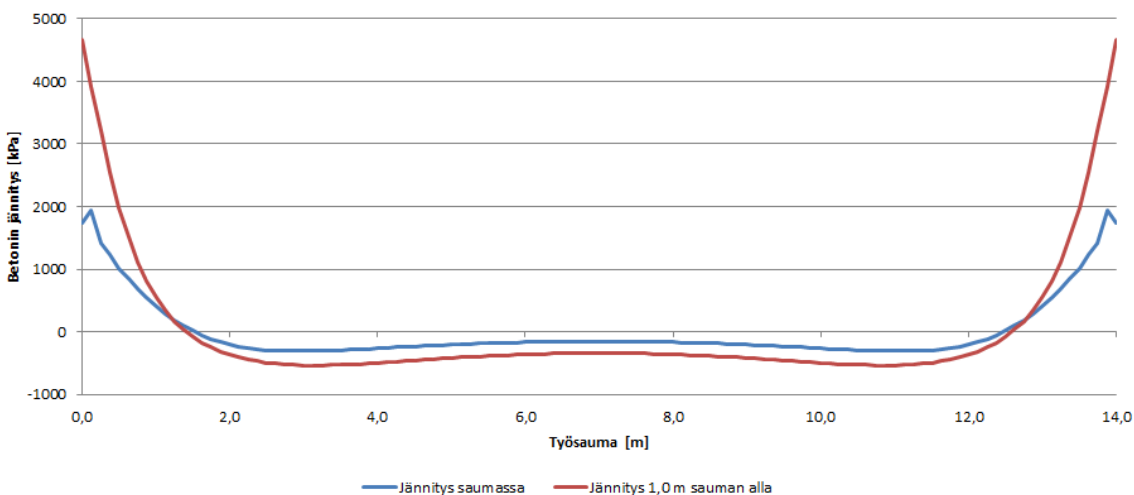
Kuvassa 6.6 esitetyn tasojännitystilän yhteyteen on piirretty myös laatassa vaikuttavien Y-suunnan veto- ja puristusrasitusten resultanttivektorit. Reunoissa olevien vetoresultanttien yhteydessä on esitetty myös niiden etäisyys laatan reunassa, kun taas keskialueen puristusresultantti sijaitsee aina laatan keskellä, eli 7,0 metrin päässä laatan päästä. Värikartassa keltaiset ja punaiset värialueet tarkoittavat vetorasitusta, kun taas siniset alueet merkitsevät puristusrasitusta. Selitteessä jännitykset on esitetty yksikössä kPa, jolloin merkintä $1,0\text{E}3$ tarkoittaa jännitystä $1,0 \text{ MPa}$. Positiiviset arvot ovat vetoa ja negatiiviset puristusta.



Kuva 6.6 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ja jännitysresultantit työsaumassa

Laatan molemmissa päissä työsauman kohdalla on 1,04 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,37 metrin päässä laatan reunasta. Puristusjäännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 2,08 MN suuruinen. Suurimman vetoresultantin kohdalla 1,0 metriä vanhan laatan puolella on 2,01 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,35 metrin päässä laatan reunasta. Suurin vetoresultantti on noin kaksinkertainen työsauman vetoresultanttiin verrattuna, mikä on ankkuriterästen mitoituksen kannalta merkittävämpi. Puristusjäännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 4,03 MN suuruinen. Koko laatan maksimivetojäännitys saavutetaan laatan päässä vanhan laatan puolella, missä jännitys on 6,70 MPa, mikä ylittää huomattavasti betonin vetokapasiteetin. Suurin puristusjäännitys 1,50 MPa on levennysosan puolella laatan päässä.

Kuvassa 6.7 on esitetty työsaumassa vaikuttava Y-suuntainen jännitys koko sauman alueelta. Jännityksen arvot on esitetty yksikössä kPa positiivisen arvon tarkoittaessa vetoa ja negatiivisen puristusta. Vetojännityksen alueella laatan pakkovoimat yrittävät repiä saumaa auki, jolloin tälle alueelle on sijoitettava enemmän ankkuriteräksiä rakenteen toimivuuden varmistamiseksi. Kuvaaja leikkaa X-akselin noin 1,5 metrin päässä laatan päästä, jolloin ylimääräistä ankkurointiraudoitusta tarvitaan tälle alueelle.



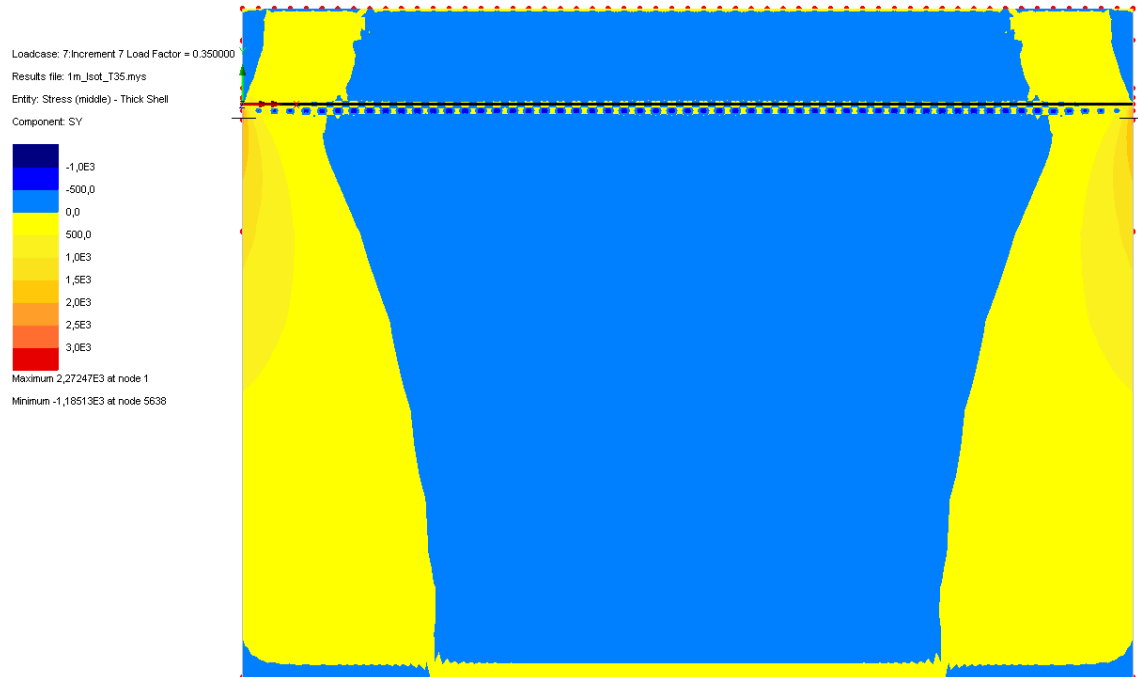
Kuva 6.7 Laatan Y-suuntaiset jännitykset työsaumassa ja suurimman vetoresultantin kohdalla

Kuvassa 6.7 esitetystä jännitysjakaumasta huomataan, että laatan vetojännitykset ovat suurimmillaan aivan laatan päässä olevalla alueella, jossa jännitys kasvaa jyrkästi huippuarvoonsa. Tämän jännityspiikin hallitsemiseksi tullaan aivan sauman päässä tarvitsemaan erityisen paljon ankkurointiteräksiä, joskin laatan ja sauman halkeilu ja mikrohalkeilu tasoittavat jännityksiä.

6.6.2 Epälineaarinen analyysi

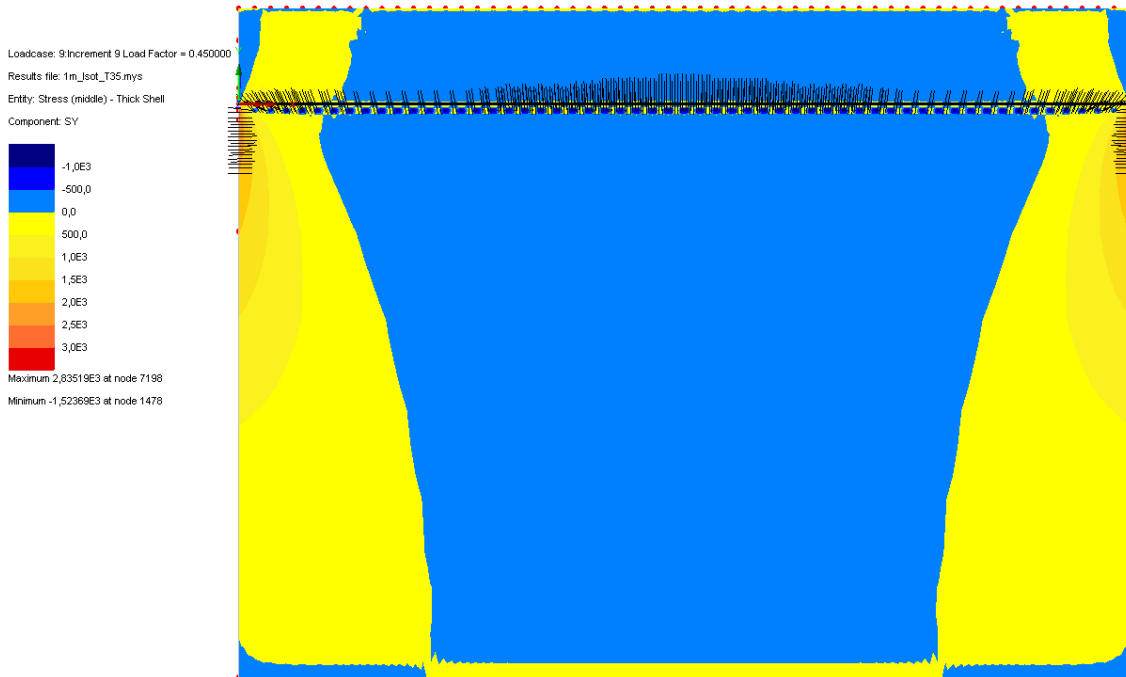
Betonin jännitykset kehittyvät laskennan alkuvaiheessa samalla tavalla kuin halkeilemattomalla materiaalimallilla tehdyissä laskelmissa. Lämpötilaeron laskiessa maksimiarvosta alaspäin ja vastaavasti jännitysten kasvaessa betoniin muodostuu ensimmäinen halkeama lämpötilaeron ollessa 22 °C. Ensimmäinen halkeama muodostuu vanhaan

betoniin siltalaatan päihin. Ensimmäisten halkeamien syntypaikat ja laatan päätyjen Y-suuntaiset jännitykset raudoitusvaihtoehdolla 3850 mm²/m lämpötilaerolla 21,45 °C on esitetty kuvassa 6.8.



Kuva 6.8 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ensimmäisen halkeaman muodostuttua

Ensimmäisten halkeamien muodostuttua ja levennysosan yhä jäätyessä betonilaatan halkeilu etenee laatan päistä myös työsaumaan, jossa halkeilu muodostuu ensimmäiseksi sauman päihin ja laatan jäätyessä kohti sauman keskiosia. Koko työsauman matkalle on muodostunut halkeilua lämpötilaeron pienennyttyä arvoon 18 °C. Tilanne, jossa koko työsauman matkalle on syntynyt halkeilua, on esitetty raudoitusvaihtoehdolla 3850 mm²/m Y-suunnan jännitysten kanssa lämpötilaerolla 18,15 °C kuvassa 6.9.



Kuva 6.9 Laatan Y-suuntaiset jännitykset halkeilun levittyä koko työsauman matkalle.

Betonin halkeilussa lämpötilakuormien aiheuttamat jännitykset alkavat siirtyä betonilta ankkuriteräksille, mikä aiheuttaa teräksien jännityksessä jyrkempää kasvua. Laskennat ovat yleensä keskeytyneet siinä vaiheessa, kun teräsjännitykset ovat alkaneet kasvamaan kiihtyvällä tahdilla, joten suoraan laskentatuloksista ei ole nähtävissä lopullisia teräsjännityksiä. Saatujen laskentatulosten perusteella on kuitenkin pystytty ekstrapoloimalla arvioimaan ankkurointiteräksien lopullisia teräsjännityksiä. Ekstrapolointi on tehty viimeisen lasketun inkrementtivälin kulmakertoimen mukaan.

Laskennoista saadut teräsjännitysten tulokset lämpötilaeron pienenemisen funktiona, ja niiden perusteella tehdyt lopullisen tilanteen teräsjännitysten ekstrapoloinnit eri raudoitusvaihtoehdoilla on esitetty liitteen 4 kuvissa L4.17-L4.32. Kuvissa jokainen sarja vastaa laatan vetoalueella olevaa raudoitusterästä, ja sarjan nimi kertoo ankkuriteräksen etäisyyden laatan päästä. Laskennan tulokset on esitetty yhtenäisellä viivalla, kun taas ekstrapoloitua tulokset on esitetty katkoviivalla.

Liitteen 4 kuvien L4.17-L4.32 kuvien tulokset on kerätty taulukkoon 6.3. Taulukon sarakkeet vastaavat tuloksia seuraavasti:

- Laskentamalli: Ankkurointiraudoitusvaihtoehto.
- Kuvat: Tuloksiin liittyvät kuvat.
- Aste: Laskennan edistymisaste ennen keskeytymistä. Täysin onnistunut laskenta olisi 100 %.
- p_k : Vetoalueen terästen jännitysresultantti laskennan loppuessa.
- $p_{k,ex}$: Vetoalueen terästen ekstrapoloitu jännitysresultantti.
- $\sigma_{i,max}$: Laskentamallin suurin teräsjännitys

Taulukko 6.3 1,5 metrin levennyksen teräsjännitykset

Laskentamalli	Kuvat	Aste	p_k [kN]	$p_{k,ex}$ [kN]	$\sigma_{i,max}$ [MPa]
Lineaarinen	6.6			2014,4	
1960 mm ² /m	L4.17, L4.18	70,0 %	78,0	119,1	56,9
3850 mm ² /m	L4.19, L4.20	80,0 %	178,9	244,3	57,4
5810 mm ² /m	L4.21, L4.22	70,0 %	212,3	325,4	47,2
7850 mm ² /m	L4.23, L4.24	70,2 %	281,6	446,3	51,6
9850 mm ² /m	L4.25, L4.26	70,0 %	333,1	500,9	44,0
11310 mm ² /m	L4.27, L4.28	65,0 %	339,8	549,3	45,6
15390 mm ² /m	L4.29, L4.30	75,0 %	520,9	756,0	47,1
20110 mm ² /m	L4.31, L4.32	72,5 %	606,9	888,7	40,1

Taulukossa 6.3 on esitetty vertailun vuoksi myös kuvan 6.6 yhteydessä esitetyn lineaarisen laskennan tulokset, jossa $p_{k,ex}$ tarkoittaa betonin vetoalueen suurinta jännitysresultanttia. Lineaarista laskentaa ei suoritettu inkrementteittäin, joten laskennalle ei ole esitetty edistymisastetta, joka olisi 100 %. Yksittäisen raudoitustangon maksimijännityksistä huomataan, että kaikkien terästen jännitykset pysyvät hyvin maltillisina.

6.7 Reunapalkin uusiminen

Reunapalkin uusimisen jännityksiä mallinnettiin vanhaan siltalaattaan liitetyllä 0,5 metriä leveällä levennysosalla. Kaikissa laskelmissa materiaaleina käytettiin kappaleessa 6.3 kuvattuja epälineaarista halkeilevaa betonia ja lineaarista terästä. Levennys laskettiin kappaleeseen 3.3 verrattavissa olevalla, ilman ankkuriteräksiä mallinnetulla levennyksellä ja kahdeksalla erilaisella ankkuriteräsvaihtoehdolla. Lasketut vaihtoehdot olivat:

- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 6T25 (T25k250), 1960 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 12T25 (T35k250), 3850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 18T25 (T43k250), 5810 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 24T25 (T50k250), 7850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 30T25 (T56k250), 9850 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 35T25 (T60k250), 11310 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 47T25 (T70k250), 15390 mm²/m
- Sauman päissä 1,5 metrin matkalla 61T25 (T80k250), 20110 mm²/m

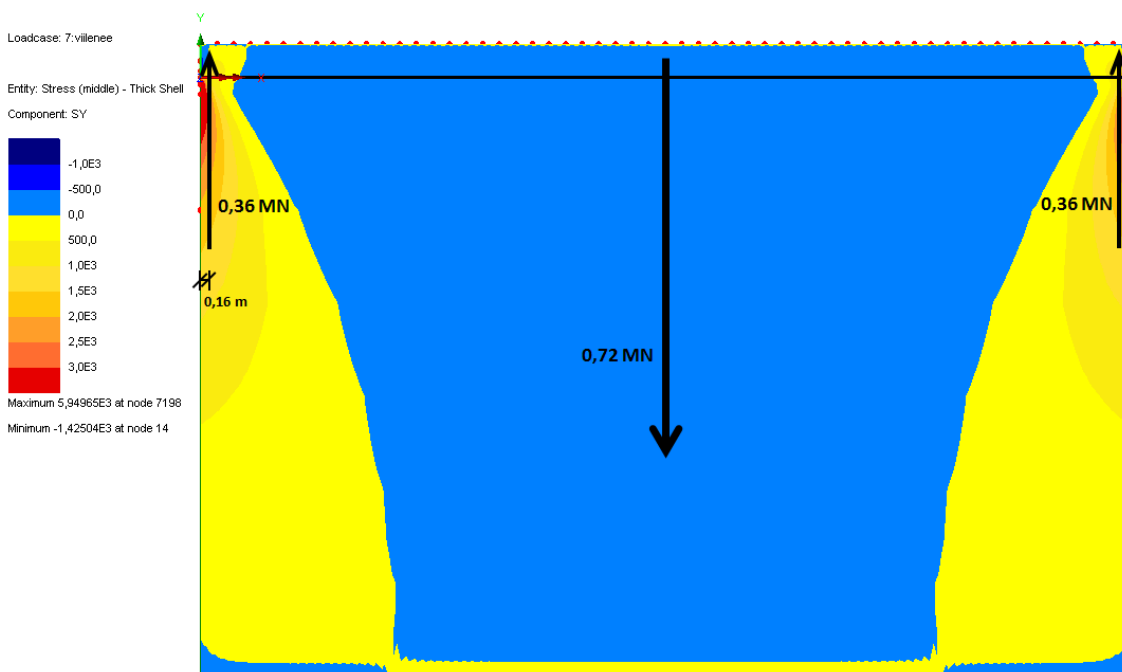
Raudoituvaihtoehdoista käytetään myöhemmin teräsmäärän mukaista nimeä. Muualla saumassa käytettiin ankkurointiraudoitusta 1960 mm²/m, joka vastaa raudoitusta T25k500 sekä ylä-, että alapinnassa. Laskennat, joissa on tutkittu reunapalkin uusimista, ovat pääasiassa keskeytyneet lämpötilaeron pienennyttyä välille 13-15 °C. Keskeyty-

misten syynä on pääasiassa ollut se, että betonin halkeilu on edennyt niin pitkälle, että rakenne on käytännössä haljennut kahteen osaan. Lisäksi halkeilun seurauksena rakenteisiin on syntynyt suuria pistemäisiä jännityspiikkejä, joita Lusas ei ole enää pystynyt käsittelemään seuraavien aika-askelien lähtötietoina.

6.7.1 Lineaarinen analyysi

Epälineaaristen analyysien vertailukohdaksi tehtiin ensin laskenta lineaarisella mallilla, jossa ei ollut ankkuriteräksiä mukana. Mallin materiaaliominaisuudet, mitat ja kuormat olivat muilta osin täysin edellisten kappaleiden kuvailujen mukaiset, joskaan lineaarisessa laskennassa ei ole tarvetta lisätä kuormaan inkrementaalisesti. Tuloksena saadut Y-suunnan tasojännitykset on esitetty kuvassa 6.10 ja työsauman Y-suuntainen jännitysjakauma kuvassa 6.11.

Kuvassa 6.10 esitetyn tasojännitystilän yhteyteen on piirretty myös laatassa vaikuttavien Y-suunnan veto- ja puristusrasitusten resultanttivektorit. Reunoissa olevien vetoresultanttien yhteydessä on esitetty myös niiden etäisyys laatan reunassa, kun taas keskialueen puristusresultantti sijaitsee aina laatan keskellä, eli 7,0 metrin päässä laatan päästä. Värikartassa keltaiset ja punaiset värialueet tarkoittavat vetorasitusta, kun taas siniset alueet merkitsevät puristusrasitusta. Selitteessä jännitykset on esitetty yksikössä kPa, jolloin merkintä 1,0E3 tarkoittaa jännitystä 1,0 MPa. Positiiviset arvot ovat vetoa ja negatiiviset puristusta.

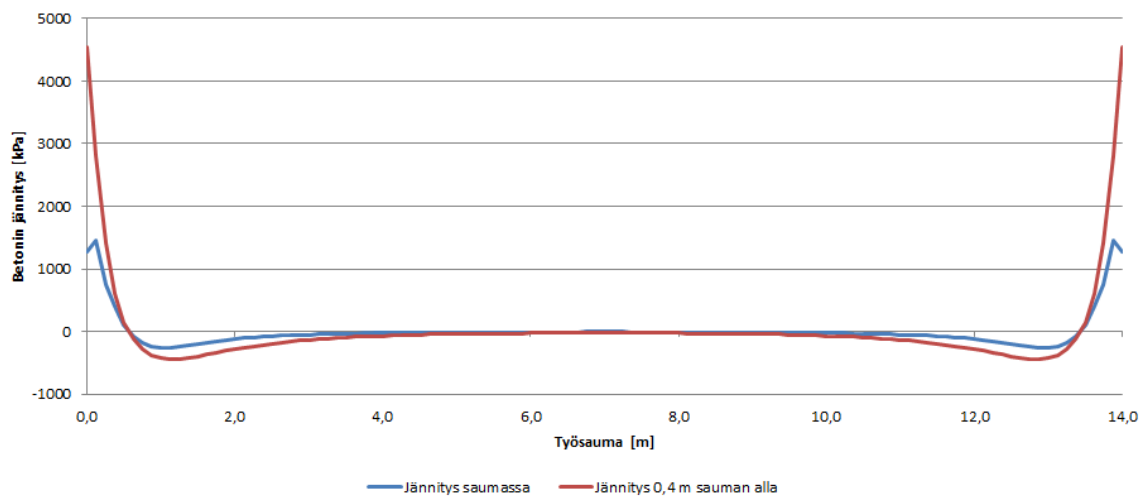


Kuva 6.10 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ja jännitysresultantit työsaumassa

Laatan molemmissa päissä työsauman kohdalla on 0,36 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,16 metrin päässä laatan reunasta. Puristusjännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 0,72 MN suuruinen. Suurimman vetoresultantin kohdalla 0,4 metriä vanhan laatan puolella on 0,78 MN suuruinen vetoresultantti, joka sijaitsee 0,40

metrin päässä laatan reunasta. Puristusjännitysresultantti laatan keskellä on vastaavasti 1,57 MN suuruinen. Suurin vetoresultantti on noin kaksinkertainen työsauman vetoresultanttiin verrattuna, mikä on ankkuriterästen mitoituksen kannalta merkittävämpi. Koko laatan maksimivetojännitys saavutetaan laatan päässä vanhan laatan puolella, missä jännitys on 5,95 MPa, mikä ylittää huomattavasti betonin vetokapasiteetin. Suurin puristusjännitys 1,43 MPa on levennysosan puolella laatan päässä.

Kuvassa 6.11 on esitetty työsaumassa vaikuttava Y-suuntainen jännitys koko sauman alueelta. Jännityksen arvot on esitetty yksikössä kPa positiivisen arvon tarkoittaessa vetoa ja negatiivisen puristusta. Vetojännityksen alueella laatan pakkovoimat yrittävät repiä saumaa auki, jolloin tälle alueelle on sijoitettava enemmän ankkuriteräksiä rakenteen toimivuuden varmistamiseksi. Kuvaaja leikkaa X-akselin noin 0,6 metrin päässä laatan päästä, jolloin ylimääräistä ankkurointiraudoitusta tarvitaan tälle alueelle.

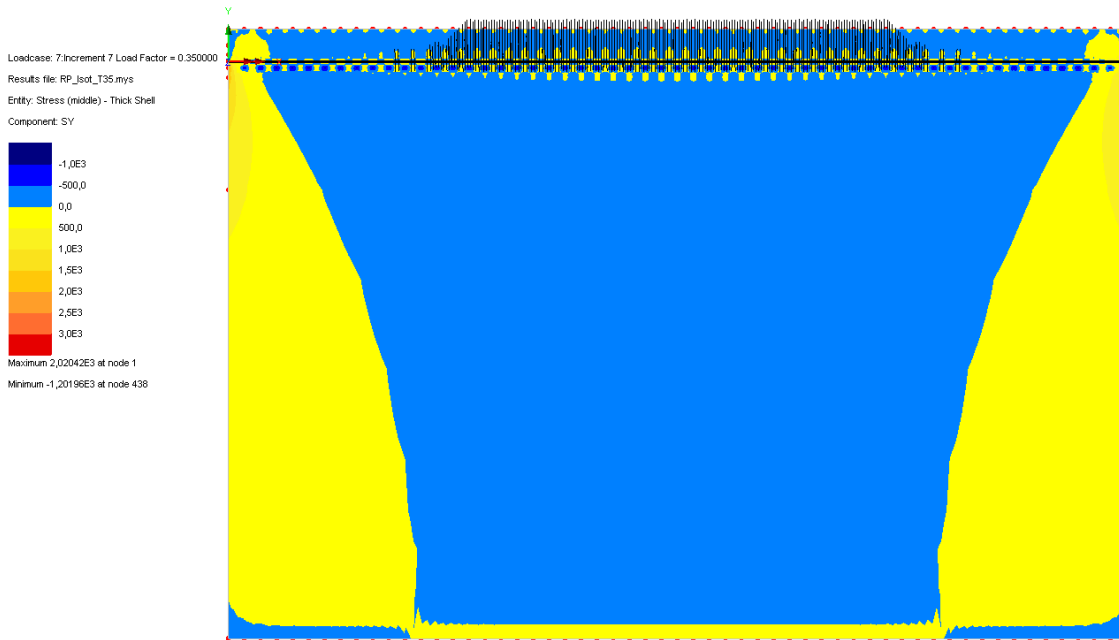


Kuva 6.11 Laatan Y-suuntaiset jännitykset työsaumassa ja suurimman vetoresultantin kohdalla

Kuvassa 6.11 esitetystä jännitys jakaumasta huomataan, että laatan vetojännitykset ovat suurimmillaan aivan laatan päässä olevalla alueella, jossa jännitys kasvaa jyrkästi huippuarvoonsa. Tämän jännityspiikin hallitsemiseksi tullaan aivan sauman päässä tarvitsemaan erityisen paljon ankkurointiteräksiä, joskin laatan ja sauman halkeilu ja mikrohalkeilu tasoittavat jännityksiä.

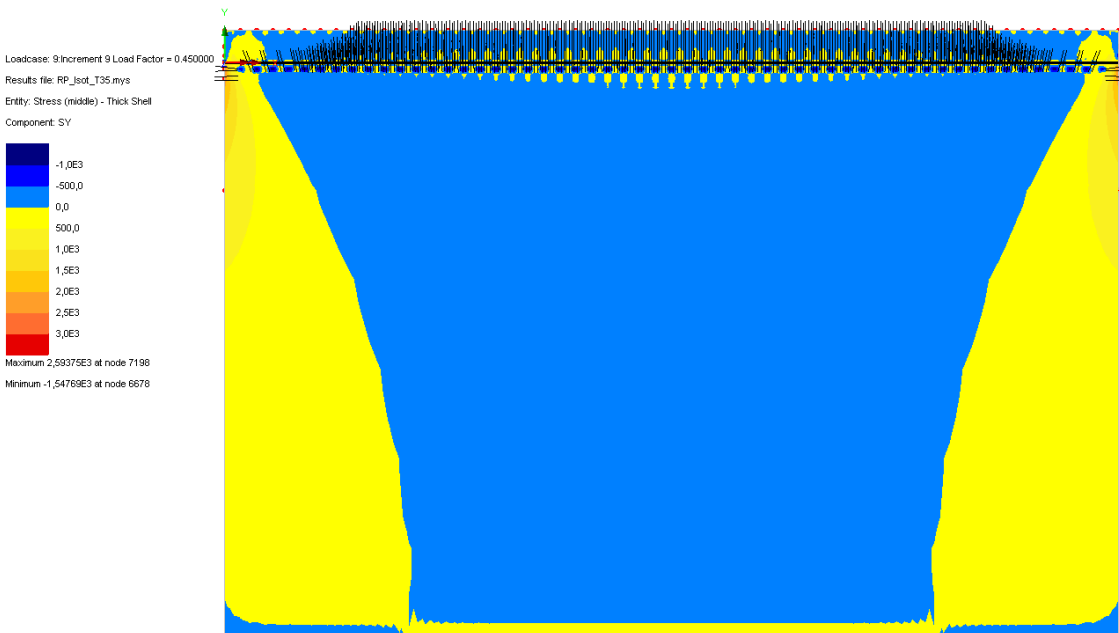
6.7.2 Epälineaarinen analyysi

Betonin jännitykset kehittyvät laskennan alkuvaiheessa samalla tavalla kuin halkeilemattomalla materiaalimallilla tehdyissä laskelmissa. Lämpötilaeron laskiessa maksimiarvosta alaspäin ja vastaavasti jännitysten kasvaessa betoniin muodostuu ensimmäinen halkeama lämpötilaeron ollessa noin 22 °C. Ensimmäinen halkeama muodostuu työsauman keskiosaan. Ensimmäisten halkeamien syntypaikat ja laatan päätyjen Y-suuntaiset jännitykset raudoitusvaihtoehdolla 3850 mm²/m lämpötilaerolla 21,45 °C on esitetty kuvassa 6.12.



Kuva 6.12 Laatan Y-suuntaiset jännitykset ensimmäisen halkeaman muodostuttua

Ensimmäisten halkeamien muodostuttua ja levennysosan yhä jäähtyessä betonilaatan halkeilu etenee laatan päistä myös työsaumaan, jossa halkeilu muodostuu ensimmäiseksi sauman päihin ja laatan jäähtyessä kohti sauman keskiosia. Koko työsauman matkalle on muodostunut halkeilua lämpötilaeron pienennyttyä arvoon 18 °C. Tilanne, jossa koko työsauman matkalle on syntynyt halkeilua, on esitetty rauditusvaihtoehdolla 3850 mm²/m Y-suunnan jännitysten kanssa lämpötilaerolla 18,15 °C kuvassa 6.13.



Kuva 6.13 Laatan Y-suuntaiset jännitykset halkeilun levittyä koko työsauman matkalle.

Betonin halkeilussa lämpötilakuormien aiheuttamat jännitykset alkavat siirtyä betonilta ankkuriteräksille, mikä aiheuttaa teräksien jännityksessä jyrkempää kasvua. Las-

kennat ovat yleensä keskeytyneet siinä vaiheessa, kun teräsännitykset ovat alkaneet kasvamaan kiihtyvällä tahdilla, joten suoraan laskentatuloksista ei ole nähtävissä lopullisia teräsännityksiä. Saatujen laskentatulosten perusteella on kuitenkin pystytty ekstrapoloimalla arvioimaan ankkurointiteräksien lopullisia teräsännityksiä. Ekstrapolointi on tehty viimeisen lasketun inkrementtivälin kulmakertoimen mukaan.

Laskennoista saadut teräsännitysten tulokset lämpötilaeron pienenemisen funktiona, ja niiden perusteella tehdyt lopullisen tilanteen teräsännitysten ekstrapoloinnit eri rauditusvaihtoehdoilla on esitetty liitteen 4 kuvissa L4.33-L4.48. Kuvissa jokainen sarja vastaa laatan vetoalueella olevaa rauditusterästä, ja sarjan nimi kertoo ankkuriteräksen etäisyyden laatan päästä. Laskennan tulokset on esitetty yhtenäisellä viivalla, kun taas ekstrapoloitua tulokset on esitetty katkoviivalla.

Liitteen 4 kuvien L4.33-L4.48 kuvien tulokset on kerätty taulukkoon 6.4. Taulukon sarakkeet vastaavat tuloksia seuraavasti:

- Laskentamalli: Ankkurointirauditusvaihtoehto.
- Kuvat: Tuloksiin liittyvät kuvat.
- Aste: Laskennan edistymisaste ennen keskeytymistä. Täysin onnistunut laskenta olisi 100 %.
- p_k : Vetoalueen terästen jännitysresultantti laskennan loppuessa.
- $p_{k,ex}$: Vetoalueen terästen ekstrapoloitu jännitysresultantti.
- $\sigma_{i,max}$: Laskentamallin suurin teräsännitys

Taulukko 6.4 Reunapalkin uusimisen teräsännitykset

Laskentamalli	Kuvat	Aste	p_k [kN]	$p_{k,ex}$ [kN]	$\sigma_{i,max}$ [MPa]
Lineaarinen	6.10			782,7	
1960 mm ² /m	L4.33, L4.34	55,0 %	18,1	33,3	36,7
3850 mm ² /m	L4.35, L4.36	58,1 %	36,1	63,6	36,6
5810 mm ² /m	L4.37, L4.38	57,5 %	51,8	92,0	34,9
7850 mm ² /m	L4.39, L4.40	55,0 %	64,5	117,2	32,2
9850 mm ² /m	L4.41, L4.42	55,0 %	78,3	142,2	31,3
11310 mm ² /m	L4.43, L4.44	55,0 %	87,9	159,4	30,6
15390 mm ² /m	L4.45, L4.46	55,0 %	112,7	204,4	28,9
20110 mm ² /m	L4.47, L4.48	56,3 %	141,5	249,7	27,5

Taulukossa 6.4 on esitetty vertailun vuoksi myös kuvan 6.10 yhteydessä esitetyn lineaarisen laskennan tulokset, jossa $p_{k,ex}$ tarkoittaa betonin vetoalueen suurinta jännitysresultanttia. Lineaarista laskentaa ei suoritettu inkrementteittäin, joten laskennalle ei ole esitetty edistymisastetta, joka olisi 100 %. Yksittäisen rauditustangan maksimijännityksistä huomataan, että kaikkien terästen jännitykset pysyvät hyvin maltillisina.

6.8 Tulosten yhteenveto

Edellisissä kappaleissa esitetyistä laskennoista käy ilmi, että levennyksen toimintaa suunniteltaessa on tärkeää, että työsaumassa on oikeanlainen ankkurointirauδοitus. Saatujen tulosten perusteella voidaan päätellä, että betonijännitysten kannalta paras tilanne on laittaa melko paljon ankkurointiterästä sauman päihin, jotta laattaan muodostuva saumaa avaava ja vanhan laatan päätyä halkaiseva voima saadaan hallittua. Sauman muissa osissa rauδοituksen määräksi riittää se rauδοitus, mikä tarvitaan liikennekuormien ja oman painon hallintaan.

Saaduista tuloksista nähdään, että terästen jännitykset eivät tule nousemaan niin korkeiksi, että teräksen kestävyys mitoittaisii niiden tarvittavan määrän, vaan määräväksi tulee betonin halkeilun hallinta. Paras tulos betonin ja teräksen kannalta saadaan asentamalla teräksiä mahdollisimman tiheällä jaolla, tarvittaessa useampaan kerrokseen. Suunnittelun yhteydessä olisi kuitenkin pohdittava tuoreen betonin ja ankkuriteräksen välisen tartunnan kestävyyttä lujoudenkehitykseltään keskeneräisessä betonissa. Tätä ominaisuutta ei saatu mallinnettua tämän diplomityön yhteydessä tehtyihin laskentoihin.

Tarkemmin työsauman betonin jännityksiä tutkittaessa huomattiin, että suuren levennyksen saumassa on betonissa vetojännitystä noin 2,5 metrin matkalla laatan päästä. Pienemmässä levennyksessä tämä alue on leveydeltään noin 1,5 metriä ja reunapalkkia uusittaessa vajaa yksi metri laskennan keskeytyessä. Vetojännitysalueen koko ei muutu merkittävästi laskennan edetessä, joten sen voidaan olettaa pysyvän vakiokokoisena. Vetojännitysalueella betonin jännitys on suuruusluokaltaan korkeintaan 1 MPa, tosin aivan sauman päässä jännitys saattaa olla tätä suurempi pienellä alueella. Pääasiassa suuret vetojännitykset esiintyvät kuitenkin vanhan laatan alueella. Laatan päässä olevan vetojännityksen voi olettaa esiintyvän levennyksen leveyden pituisella alueella.

Ankkuriteräksiin kohdistuva voima riippuu levennysosan koosta, lämpötilan muutoksen ja kutistuman aiheuttaman muodonmuutoksen suuruudesta sekä tehollisesta kimmokertoimesta, jolloin ankkurointiteräksille kohdistuva kokonaisvoima p_{kok} , joka vastaa aikaisemmissa laskennoissa esiintynyttä arvoa $p_{k,ex}$, voidaan esittää kaavan (6.1) muodossa.

$$p_{kok} = k \cdot E_{CG,eff} \cdot \varepsilon_{kok} \cdot b \cdot h \quad (6.1)$$

missä

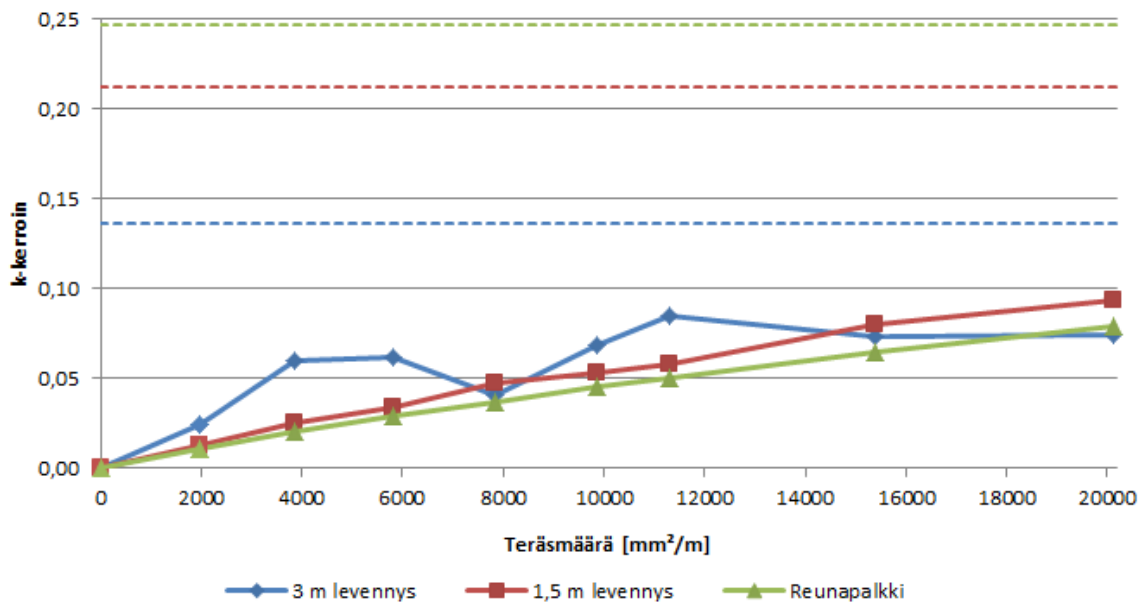
k	on kerroin, jonka arvo on määritelty seuraavissa kappaleissa.
ε_{kok}	on levennysosan kokonaismuodonmuutos lämpömuodonmuutoksesta ja kutistumasta ensimmäisen viikon aikana.
b	on levennysosan leveys.
h	on levennysosan korkeus.

Kaavassa (6.1) esiintyvän kertoimen k arvoa voidaan laskea taulukoiden 6.2, 6.3 ja 6.4 tulosten perusteella. Taulukoissa on laskettu kyseisen laskentamallin tulosten perusteella ekstrapoloimalla saatu jännitysresultantti $p_{k,ex}$, joka vastaa kaavan (6.1) arvoa p_{kok} . Muiden arvojen ollessa tunnettuja, pystytään laskemaan kertoimelle k arvoja. Nämä arvot on esitetty taulukossa 6.5.

Taulukko 6.5 Kertoimen k arvoja

Levennys	Laskentamalli	$E_{cG,eff} \cdot \epsilon_{kok} \cdot b \cdot h$	$p_{k,ex}$	k
3 m	Lineaarinen	18968 kN	2587,8 kN	0,136
3 m	1960 mm ² /m	18968 kN	460,1 kN	0,024
3 m	3850 mm ² /m	18968 kN	1128,3 kN	0,059
3 m	5810 mm ² /m	18968 kN	1173,2 kN	0,062
3 m	7850 mm ² /m	18968 kN	778,3 kN	0,041
3 m	9850 mm ² /m	18968 kN	1296,0 kN	0,068
3 m	11310 mm ² /m	18968 kN	1601,6 kN	0,084
3 m	15390 mm ² /m	18968 kN	1383,4 kN	0,073
3 m	20110 mm ² /m	18968 kN	1414,4 kN	0,075
1,5 m	Lineaarinen	9484 kN	2014,4 kN	0,212
1,5 m	1960 mm ² /m	9484 kN	119,1 kN	0,013
1,5 m	3850 mm ² /m	9484 kN	244,3 kN	0,026
1,5 m	5810 mm ² /m	9484 kN	325,4 kN	0,034
1,5 m	7850 mm ² /m	9484 kN	446,3 kN	0,047
1,5 m	9850 mm ² /m	9484 kN	500,9 kN	0,053
1,5 m	11310 mm ² /m	9484 kN	549,3 kN	0,058
1,5 m	15390 mm ² /m	9484 kN	756,0 kN	0,080
1,5 m	20110 mm ² /m	9484 kN	888,7 kN	0,094
0,5 m	Lineaarinen	3161 kN	782,7 kN	0,247
0,5 m	1960 mm ² /m	3161 kN	33,3 kN	0,011
0,5 m	3850 mm ² /m	3161 kN	63,6 kN	0,020
0,5 m	5810 mm ² /m	3161 kN	92,0 kN	0,029
0,5 m	7850 mm ² /m	3161 kN	117,2 kN	0,037
0,5 m	9850 mm ² /m	3161 kN	142,2 kN	0,045
0,5 m	11310 mm ² /m	3161 kN	159,4 kN	0,050
0,5 m	15390 mm ² /m	3161 kN	204,4 kN	0,065
0,5 m	20110 mm ² /m	3161 kN	249,7 kN	0,079

Kertoimen k arvoja on esitetty graafisessa muodossa kuvassa 6.14. Samaan kuvaan on esitetty myös varsinaisen kuvaajan kanssa samanvärisellä katkoviivalla lineaarisesti lasketun laatan betonin vetoalueen jännitysresultantin arvo.



Kuva 6.14 Kertoimen k arvoja

Etenkin kapeamman levennyksen ja reunapalkin uusimisen tapauksessa kerroin k kehittyy lähes lineaarisesti. Tosin reunapalkin tapauksessa laskennat ovat keskeytyneet pääasiassa jo 55 – 58 % kohdalla, minkä takia tulokset voivat olla reunapalkin osalta osittain virheelliset. Kolmen metrin levennyksen yhteydessä rauditusvaihtoehtojen 7850 mm²/m ja 11310 mm²/m tulokset ovat sivussa muun kuvaajan trendistä, ensimmäinen alapuolella ja jälkimmäinen yläpuolella. Muilta osin kertoimen k arvo tuntuu ensin kasvavan lineaarisesti ja alkavan sen jälkeen tasoittua teräsmäärän kasvattamisesta huolimatta.

Verrattaessa saatuja tuloksia lineaariseen arvoon on myös huomattava, että osa lineaarisen arvon jännityksissä välittyy betonin ja osa terästen kautta. Siitä seuraa kertoimen k kasvu teräsmäärän kasvaessa. Kuvaajan loppupään teräsmäärät ovat jo hyvin suuria, esimerkiksi 11310 mm²/m vastaa teräksiä T25k115 kolmessa kerroksessa laatan päädyssä 1,5 metrin matkalla, joten yleensä käytettävillä rauditusmäärillä kertoimen k arvo pysyy välillä 0,02-0,08, vaikka sen pitäisi rakenteen toiminnan kannalta olla lähellä lineaarisesti laskettua raja-arvoa. Tällöin rakenteeseen syntyvä halkeilu saataisiin hallittua paremmin, kun lähes koko vetoresultantin suuruinen voima saadaan välitettyä ankkuriteräksille.

Taulukon 6.5 ja kuvan 6.14 perusteella kaavassa (6.1) esiintyvän kertoimen k arvo voidaan valita levennyksen suhteellisesta leveydestä riippuen kaavan (6.2) mukaisesti. Valinta tehdään siten, että kertoimen arvo pienenee suhteellisen leveyden kasvaessa.

$$k = 0,15 \dots 0,25 \quad (6.2)$$

On kuitenkin huomattava, että tässä laskettu tulos riippuu tehollisen kimmokertoimen ja kokonaismuodonmuutoksen suuruudesta ja voi sen takia vaihdella käytettävän betonin, olosuhteiden tai mahdollisen jäähtymisen takia. Siksi vaadittava ankkurite-

räsmäärä on laskettava aina tapauskohtaisesti erikseen. Tässä yhteydessä tehdyissä laskennoissa laatan paksuus on ollut 870 millimetriä.

Kaavoja (6.1) ja (6.2) sekä kuvaa 6.14 vertailemalla voidaan päätellä, että terästen jännitykset saumassa jäävät niin alhaisiksi, että ne eivät mitoiteta ankkuriteräksiä, vaan sen tekee rakenteen käyttäytyminen. Terästä pitäisi olla työsaumassa niin paljon, että terästen jännitysresultantti nousee lineaarisesti lasketun vetoresultantin tasolle, kun teräsjännitykset rajoitetaan levennyksen koosta riippuen välille 100...200 MPa. Tämä tarkoittaa käytännössä noin 15000 mm²/m ankkurirauhoitusta sauman vetoalueelle, jonka suuruus on laatan päästä mitattuna 80 % levennyksen leveydestä. Tällä teräsmäärällä saataisiin kaavojen (6.1) ja (6.2) mukaan kolmen metrin levennyksessä terästen jännitykseksi noin 250 MPa, 1,5 metrin levennyksessä noin 130 MPa ja reunapalkin uusimisen yhteydessä noin 45 MPa. Liian pienillä teräsmäärillä rakenne ilmeisesti halkeilee hallitsemattomasti, jolloin levennettävä silta voi esimerkiksi revetä työsaumaa pitkin sillan päästä alkaen.

Edellä vaaditun suuren teräsmäärän sijoittaminen laatan päätyalueelle on käytännössä mahdotonta, ellei laataan tehdä erillistä päätyvalua. Mikäli päätyvalua ei tehdä, pitää päätyalueella tyytyä pienempään teräsmäärään, ja sijoittaa tarvittavat lisäteräkset vetoalueen ulkopuolelle, jotta halkeaman leviäminen estyisi. Toinen mahdollisuus halkeilun hillitsemiseksi olisi levennysosan päätyjen kutistuman pienentäminen jollain keinolla.

Edellä esitetyllä tavalla lasketut ankkuriteräkset tulisi sijoittaa siten, että niiden määrä vastaisi kuvissa 6.3, 6.7 ja 6.11 näkyvää vetoalueen jännityksen kolmiomuotoa. Laatan päädyistä katsottuna ensimmäisen metrin matkalle tulisi sijoittaa niin paljon terästä kuin mahdollista, ja jakaa loput teräkset tasaisesti muulle vetoalueelle. Näin suuren teräsmäärän sijoittaminen sillan päätyyn helpottuu huomattavasti, mikäli levennyksen yhteydessä sillan päähän valetaan uusi päädyn mittainen palkki, johon suuri teräsmäärä voidaan sijoittaa ilman porauksia. Lisäksi päätypalkin ja levennysosan kutistuminen aiheuttaisi vanhan laatan kulma-alueella puristusta, jolloin halkeilua ei pääsisi tapahtumaan.

Lusas-laskennassa on havaittavissa muutamia virheitä, jotka voivat sekoittaa saatuja tuloksia. Malli, jolla ankkurointiteräksien ja betonin liitos on mallinnettu, on jäykän liitoksensa takia virheherkkä. Saaduissa laskennoissa työsaumaa lähimpiin kiinnityspisteisiin syntyi suuria pistemäisiä jännityksiä, mikä tarkoittaa, että voimat eivät siirry betonista teräkseen ja toisinpäin hiljalleen betoniteräksen tartunnan kautta, vaan enemmänkin pistemäisesti epärealististen jännityshuippujen kautta. Tämä altistaa rakennetta ylimääräiselle halkeilulle, joka aiheuttaa laskentaa virhettä. Tämän takia ainoana varmasti luotettavana tuloksena voidaan pitää lineaarisella laskennalla saatuja jännitysresultanteja, jota vastaava voima tulisi saada siirtymään ankkuriteräksille.

Laskennan mekaanisessa suorittamisessa Lusas Bridge Plus -ohjelmistossa on myös havaittavissa puutteita, sillä rasiitusten ja halkeilun kasvaessa ohjelma lopettaa laskennan kesken, toisinaan konvergointiehtojen toteutumattomuuden takia ja toisinaan ohjelman kaatumisen seurauksena. Osa näistä virheistä olisi voinut olla vältettävissä

laskennan asetusten tarkemmalla säätämällä, kun taas osa saattaa johtua ohjelman soveltumattomuudesta tämän kaltaiseen laskentatehtävään.

7 YHTEENVETO

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje [7] antaa suunnittelijalle hyvät lähtökohdat ja työkalut betonisillan levennystryön suunnitteluun. Ohje on todettu toimivaksi laskettaessa kuormien jakaantumista uuden ja vanhan rakenteen välillä ajan mittaan. Lisäksi tässä diplomityössä tehtyjen levennysvalun lämpötilamittausten perusteella voidaan todeta ohjeessa esitetyn hydrataatiolämmön laskennan pitävän hyvällä tarkkuudella paikkansa betoniin syntyvän lämpötilakuorman arvioinnissa.

Vaikka ohjeessa esitetty lämpötilakuorman määrän laskenta pitääkin jollain tasolla paikkansa, niin ohjeesta puuttuvat suorat keinot pakkovoimien aiheuttaman kuorman asettamisesta rakenteen rasitukseksi. Tämän takia suunnittelijalle ei ole olemassa yksiselitteistä tapaa laskea hydrataatiolämmön aiheuttamien lämpöliikkeiden ja kutistuman seurauksena rakenteelle syntyviä pakkovoimista johtuvia rasituksia. Ohjeeseen tulisikin lisätä tietoa ensimmäisten viikkojen aikana syntyvistä rasituksista, ja antaa suunnittelijalle keinoja hallita näitä kuormia erilaisilla rakenneratkaisuilla.

7.1 Levennysvalun jäähdytys ja lämpösuojaus

Aikaisempien laskentojen ja tämän diplomityön yhteydessä tehtyjen mittausten perusteella voidaan todeta, että massiivista betonivalua sisältä päin jäähdyttämällä ja ulkopintaa lämpöpeitteillä suojaamalla on mahdollista saavuttaa merkittäviä etuja rakenteen rasitusten kannalta. Jäähdytyksen ja lämpösuojauksen avulla rakenteen sisäiset lämpötilaerot saatiin laskemaan 10 °C lämpötilasta 5 °C lämpötilaan, ja vastaavasti levennysosan hydrataatiolämmön maksimin keskiarvoa saatiin laskettua 5 °C alemmaksi. Laskennoissa kuitenkin huomattiin, että jäähdytysputken vaikutus ei yllä enää 300 millimetrin päähän, joten jäähdytyksessä tulisi harkita asentaa pienempiä putkia tiheämpään paremman lopputuloksen saavuttamiseksi. Rakenteen sisäisten rasitusten pienene- misellä on merkittävä vaikutus halkeilun syntymiseen. Lisäksi yhteen liitettävien rakenteosien lämpötilaeron pieneminen vähentää huomattavasti osien välille syntyviä pakkovoimia, jotka voivat pahimmillaan aiheuttaa rakenteeseen rajua halkeilua.

Suurimpana puutteena korjaussuunnitteluohjeen hydrataatiolämmön laskennassa voidaan pitää jäähdytyskeinojen esittelyn ja laskentaohjeen puuttumista kokonaan. Tämän diplomityön yhteydessä tehdyissä mittauksissa saatiin selville, että levennysvalun sydänosien jäähdytys ja ulkopintojen lämpösuojaus vähentää levennysosan sisäisiä rasituksia ja koko siltarakenteen rasituksia, jolloin jäähdyttämisen toteuttaminen on järkevä vaihtoehto sen ollessa mahdollinen. Lisäksi verrattaessa taulukoiden 4.1 ja 4.2 tuloksia

huomataan, että korjaussuunnitteluohje yliarvioi hydrataatiolämmön arvoja huomattavasti.

Suomalaisilla betoni- ja sementtitoimittajilla on käytössään laskentatyökaluja, joilla on mahdollista laskea hyvin tarkkoihin laboratoriokokeisiin perustuvat betonin lujuuden- ja lämmönkehitykset. Näillä ohjelmilla on mahdollista joko suoraan tai kiertoteitse mallintaa myös levennysvalun jäädytyksen ja pinnan lämpösuojauksen vaikutus betonin lämpötiloihin ja lujuudenkehitykseen. Verrattaessa taulukon 4.2 yhteydessä lasketua kokonaiskeskiarvoa taulukoiden 4.4, 4.5 ja 4.6 tuloksiin huomataan, että lasketut arvot pitävät hyvin paikkansa. Sillan levennyssuunnitelmia tehdessä suunnittelijan olisi-kin järkevää turvautua ensisijaisesti näihin laskentaohjelmiin ennemmin kuin laskea itse kaikkia lämpörasituksia rakenteelle. Siltä varalta, että suunnittelija joutuu itse tekemään lämmönkehityslaskelmat, tulisi korjaussuunnitteluohjeessa esittää jäädytyksen vaikutus levennysosan sydänosien lämpötilaan joissain perustapauksissa. Levennysvalu on mahdollista jäädyttää niin monella eri tavalla ja menetelmällä, että kaikkia ratkaisuja ei ole mahdollista esittää ohjeen puitteissa.

7.2 Levennyksen ankkurointi

Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa ei ole esitetty levennettävän betonisillan levennysosan ankkuroinnin suunnitteluun ohjetta, jonka avulla suunnittelijan olisi mahdollista yksinkertaisin menetelmin laskea pakkovoimien hallinnassa tarvittavien ankkuriterästen kokoa ja määrää. Kuitenkin ankkuriteräksien määrällä ja asettelulla on suuri merkitys levennysvalun onnistumiseen ja levennetyin siltarakenteen toimintaan.

Kappaleissa 6.5, 6.6, 6.7 ja 6.8 esitettyjen tulosten perusteella voidaan todeta pakkovoimien aiheuttamien rasitusten kannalta kriittisen alueen olevan työsauman päissä levennysosan leveyden pituisella alueella, jossa työsaumaan kohdistuu vetojännitystä hydrataatiolämmön laskemisen ja alkuvaiheen kutistuman aiheuttamien pakkovoimien seurauksena. Vetojännitysalueen jännitys jakauma on likimain kolmion muotoinen siten, että suurimmat jännitykset sijaitsevat aivan laatan päissä.

Vetojännityksien ja halkeilun hallitsemiseksi sauman päihin tehtävä ankkurointi on parasta tehdä melko tiheällä jaolla asennettavilla ankkuriteräksillä, joita tarvitaan rakenteen toiminnan varmistamiseksi noin $15000 \text{ mm}^2/\text{m}$ vetojännitysalueelle, joka on pituudeltaan 80 % levennyksen leveydestä. Ankkuriteräksiin kohdistuva voima voidaan laskea kaavoilla (6.1) ja (6.2), kun tiedetään levennysosan mitat, kokonaisuodonmuutos ja tehollinen kimmokerroin. Tällä tavalla laskemalla mitoitusteräs-jännitykseksi muodostuu levennyksen koosta riippuen 100...200 MPa.

Edellä esitetyllä rauditusmäärällä voidaan hallita koko lineaarisesti laskettu vetojännitysresultantti ja säilytetään vetojännitysalueen kolmionmuotoinen vetojännitys jakauma, jolloin koko rakenne toimii halutulla tavalla. Tarvittaessa ankkuriteräkset voidaan asentaa useampaan kerrokseen. Jos mahdollista, niin teräkset tulisi sijoittaa siten, että laatan päitä kohti terästen jako tihentyisi, sillä suurimmat jännitykset ovat aivan laatan päissä.

Suurten teräsmäärien sijoittelu laatan päähän helpottuu, mikäli levennysvalun yhteydessä tehdään myös uusi päätyvalu, johon suuret teräsmäärät sijoitetaan. Tätä vaihtoehtoa ei ole kuitenkaan tarkemmin tutkittu tämän diplomityön yhteydessä.

Betonilaatan halkeilu alkoi suuressa ja keskisuudessa levennyksessä laatan päistä siten, että ensimmäinen halkeama syntyi vanhan laatan puolelle kannen päähän. Siitä halkeilu eteni saumaa pitkin kohti kannen keskiosia. Reunapalkin uusimisen yhteydessä uuden valun kutistuminen ei riittänyt alkuvaiheissa halkaisemaan vanhan laatan päätyä, vaan halkeilu alkoi kannen keskeltä työsaumassa, josta halkeilu eteni kohti laatan päitä. Vanhan laatan päätyyn muodostui halkeilua vasta laskennan loppuvaiheissa. Tämä ilmiö on huomioitu Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeessa [7, Liite 2, s. 1] työsauman viereen sijoitettavina pituussuuntaisina teräksinä. Sauman viereen sijoitettavat pituussuuntaiset teräkset tarvitaan myös suuremmissa levennysvaluissa, joissa voidaan soveltaa reunapalkin pituussuuntaisten terästen mitoittamisohjetta.

Laatan keskiosissa pakkovoimien hallintaan riittää se teräsmäärä, joka tarvitaan liikennekuormien takia valusaumassa. Hyvänä vähimmäisarvona voidaan pitää reunapalkin uusimisen yhteydessä vaadittavaa [7, Liite 2, s. 1] ankkuriteräsmäärää $900 \text{ mm}^2/\text{m}$.

7.3 Jatkotutkimusehdotukset

Tätä diplomityötä tehdessä suurin panos oli Lusas Bridge Plus –ohjelmistolla tehdyissä levennysvalun ankkuroinnin epälineaarisisissa laskennoissa, joissa yritettiin mallintaa levennysvalun rasiutusten jakautumista betonille ja työsauman yli asennetuille ankkurointiteräksille. Suureksi puutteeksi näitä laskentoja tehdessä osoittautui referenssiaineiston puute; kukaan ei ole mitannut siirtymä- tai voima-antureiden avulla levennettävän sillan betonin tai ankkurointiteräksien jännityksiä levennysosan betonin kovettumisen aikana, eikä tämän diplomityön puitteissa ollut resursseja tarvittavien mittausten tekemiseen. Lisäksi levennysvalulle tehtävälle betonille pitäisi saada suoritettua tarkat laboratoriokokeet mallinnuksessa tarvittavien betonin epälineaaristen materiaaliominaisuuksien määrittämiseksi. Mittaustulosten avulla laskentamallista saataviin tuloksiin voitaisiin luottaa enemmän, kun niiden tiedettäisiin tietyissä tapauksissa antavan oikeita tuloksia. Silloin myös vaihtoehtoisten ankkurointiratkaisujen kokeileminen laskennallisesti olisi mahdollista.

Myös kehityksessä laskentamallissa oli ilmeisiä puutteita, joita ei tämän diplomityön puitteissa saatu ratkaistua. Ankkuroinnin toiminnassa suuren merkityksen on oletettu olevan levennysosan betonin ja ankkuriteräksen tartunnan kehittymisellä ja mahdollisella luistamisella samaan aikaan kovettuvassa ja lämpörasitusten takia elävässä rakenteessa. Myös teräksen ja betonin välisen tartunnan kehittyminen teräksen pituuden mukaan olisi saatava huomioitua laskennassa. Laskentamallin parantamiseksi ratkaisu voisi olla ankkuriteräksien kiinnittäminen betonilaattaan epälineaarisisilla jousilla, joille voidaan antaa pituus- ja poikkisuuntaiset jousivakiot ja myötörajat, jotka olisi asetettu kuvaamaan betonin ja teräksen välisen tartunnan ominaisuuksia. Lisäksi malliin pitäisi saada mallinnettua ajan mittaan muuttuva, ensin nouseva ja sitten laskeva, lämpötilakuorma ja

yhtä aikaa muuttuvat kovettuvan betonin materiaaliominaisuudet yhdistettynä alkuvaiheen kutistumaan ja virumaan, jotta levennettävälle sillalle saataisiin tehtyä aikariippuvainen vaihe vaiheelta etenevä analyysi.

Jatkotutkimuksia tehdessä on myös syytä miettiä, asettaako käytettävä ohjelmisto liikaa rajoituksia tehtäviin laskentoihin. Etenkin kovettuvan betonin käsittelyyn ei löytynyt työkaluja, mikä muutti laskentatehtävää monimutkaisemmaksi. Jatkotutkimuksia aloitettaessa onkin tutkittava, ovatko vastaavat laskennat helpommin tehtävissä jollain toisella ohjelmistolla.

Viimeisin vaihe onnistuneiden tasotapausten laskentojen jälkeen olisi mallintaa samat laskennat vielä 3D-mallilla, joilla saataisiin huomioitua teräksen muoto ja tartunta pinta-alan suhteen. Samalla saataisiin mallinnettua myös työsauman leikkautumista esittävä ankkuriterästen vaarnavaikutus. Szabó [23] on tutkinut liittopalkin teräs- ja betonosien tartuntaa ja vaarnatapppien vaikutusta liitoksessa 3D-mallilla. Vastaavanlaisen analyysin tekeminen levennettävälle sillalle vaatisi tekijältään hyvin suurta perehtyneisyyttä FEM-analyysiin, ja olisi laajuudeltaan jo väitöskirjan tasoinen.

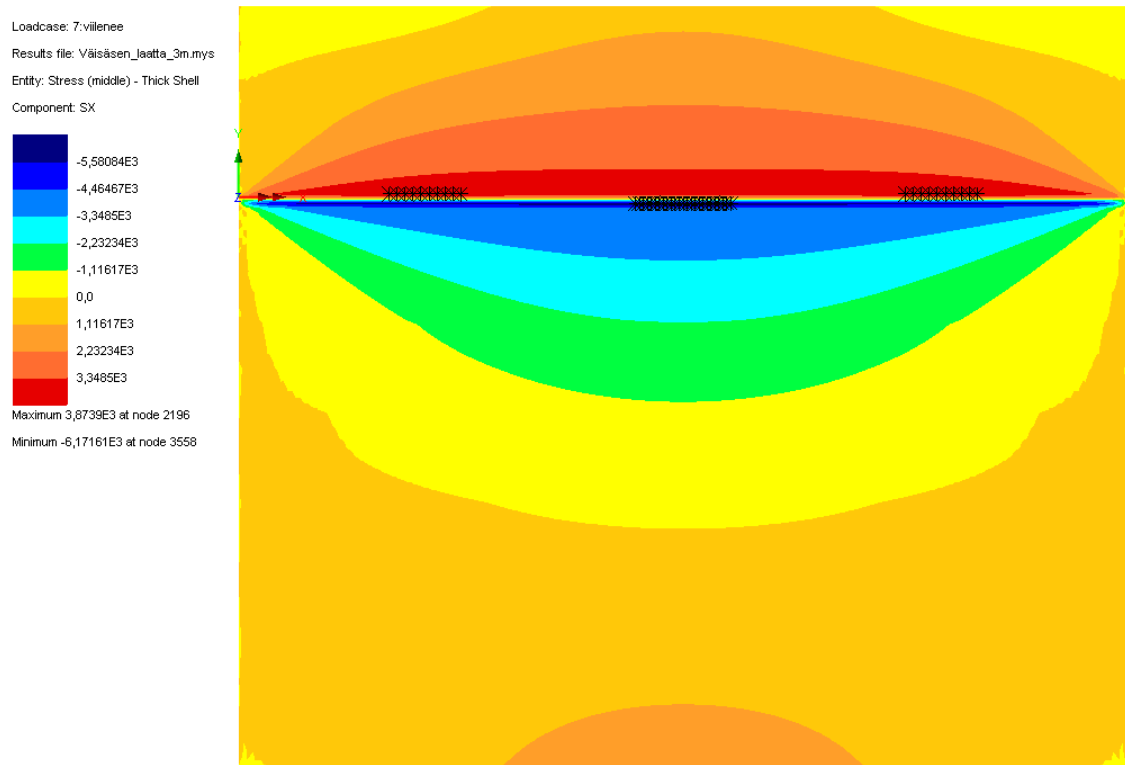
Tämän diplomityön yhteydessä jätettiin huomioimatta mahdollisuus leventää siltaa niin, että levennysosan lisäksi sillan päätyihin valetaan uudet päätypalkit. Tällä keinolla uskotaan olevan mahdollista eliminoida vanhan laatan päätyihin syntyvät suuret vetojännitykset. Samalla laatan päätyihin saataisiin helposti sijoitettua tarvittavan suuri määrä terästä päädyn vetojännitysten hallitsemiseksi.

LÄHTEET

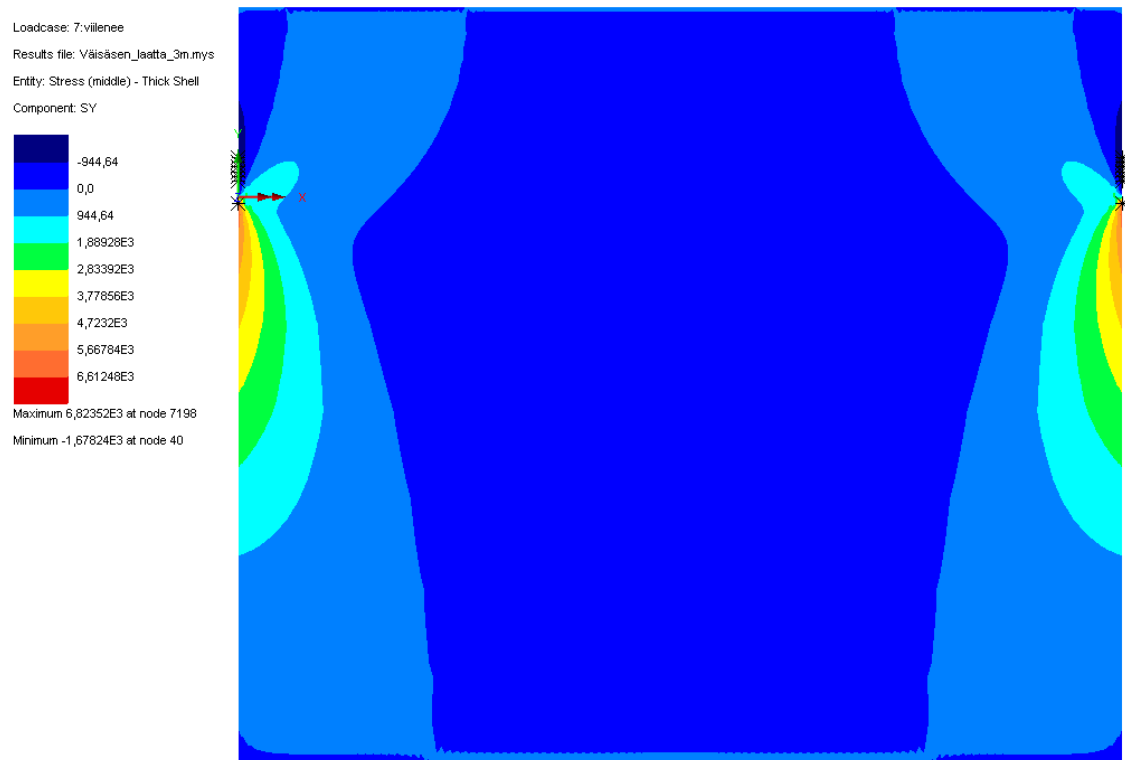
- [1] Sillat ja tunnelit [WWW]. [Viitattu 18.6.2013]. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/f/liikenneverkko/tiet/sillat_tunnelit.
- [2] Laaksonen, Anssi. Sillanrakennuksen perusteet [WWW]. TTY:n opintomoniste, [Viitattu 18.6.2013]. Saatavissa: <https://pop-portal.tut.fi> (Rajoitettu saatavuus).
- [3] Teiden kunnossapito [WWW]. [Viitattu 18.6.2013]. Saatavissa: <http://www.liikennevirasto.fi/tienpito>.
- [4] Väisänen, E. Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen: Sillan leventäminen. Diplomityö. Tampere 2009. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 184 s.
- [5] Tynkkynen, O. Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen: Pilari ja laatta. Diplomityö. Tampere 2009. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 124 s.
- [6] Odendaal, D. Repair of prestressed concrete bridges – Stress distribution and prestressing losses. Master's thesis. Lund Institute of Technology, Department of Structural Engineering. Rapport TVBK-5183. 68 p.
- [7] Liikenneviraston ohjeita 17/2011. Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje. Betonisiltojen levennyksen ja suurempien valukorjausten mitoitus- ja suunnitteluohje. Helsinki 2011, Liikennevirasto. 54 s.
- [8] SFS-EN 1992-1-1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2007, Suomen standardisointiliitto SFS. 217 s.
- [9] BY50. Betoninormit 2012. Lahti 2012, Suomen betoniyhdistys r.y. 251 s.
- [10] Iso-Mustajärvi, P. RTEK-3140 Betonitekniikka. Tampere 2008, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennetekniikan laitos. 294 s.
- [11] Suomalainen sementti [WWW]. Finnsementti Oy. [Viitattu 18.6.2013]. Saatavissa: <http://www.finnsementti.fi>.
- [12] Neville, A. M. Properties of concrete. Fourth and Final Edition. Harlow 1995, Longman Group Limited. 844 p.

- [13] Lampinen, L., Honkavuori, R. BY201. Betonitekniikan oppikirja. Materiaalit, työnsuoritus, laatutekniikka. Jyväskylä 1982, Suomen betoniyhdistys – Finska Betongförening r.y. 506 s.
- [14] Saarinen, E., Soini, R., Tiira, S., Ulvinen, S. BY202. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1. Jyväskylä 1982, Suomen betoniyhdistys – Finska Betongförening r.y. 242 s.
- [15] TIEH 2230095-2230098. Siltojen korjausohjeet (SILKO) -kansiosarja. Helsinki 2005, Tiehallinto, Siltatekniikka.
- [16] Gilbert, R.I. Shrinkage, Cracking and Deflection – the Serviceability of Concrete Structures. *Electronic Journal of Structural Engineering* 1(2001)1, pp. 2-14.
- [17] Paronen, T. Betonin viruman, kutistuman ja lämpötilaerojen vaikutus siltoja levennettäessä. Insinööriyö. Kymenlaakson ammattikorkeakoulu, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 96 s.
- [18] Liikenneviraston ohjeita 25/2012. Siltojen kaiteet. Helsinki 2012, Liikennevirasto. 31 s.
- [19] Seppänen, R., Kervinen, M., Parkkila, I., Karkela, L., Meriläinen, P. MAOL-*taulukot*. 2. painos. Keuruu 2006, MAOL ry ja Kustannusosakeyhtiö Otava. 167 s.
- [20] CEB/FIB Model Code 2010, Final draft. 2011, FIP. 653 p.
- [21] Lähteenmäki, M. *Sauvarakenteet, osa 2 Elementtimenetelmä*, Matti Lähteenmäen osuus. Luentomoniste, Tampereen teknillinen yliopisto 2008.
- [22] LUSAS Theory Manual Volume 1. LUSAS Version 14: Issue 1. Kingston upon Thames, LUSAS. 416 p.
- [23] Szabó, B. Influence of shear connectors on the elastic behaviour of composite girders. Doctoral dissertation. Espoo 2006. Helsinki University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Laboratory of Bridge Engineering. 119 p.

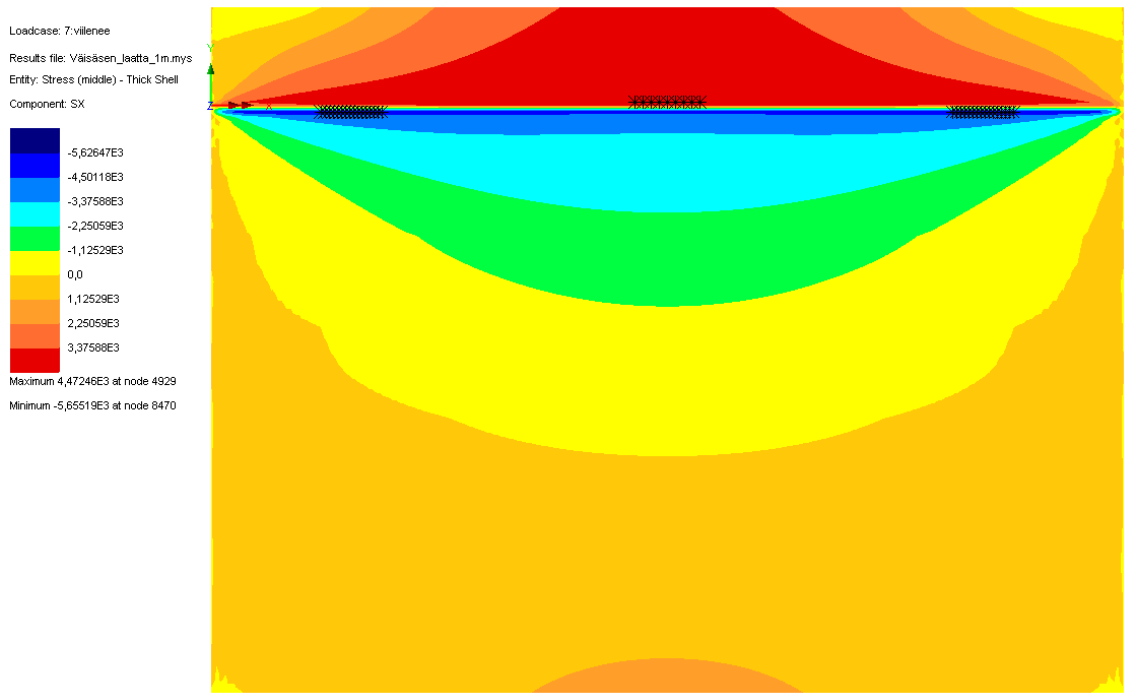
LIITE 1: LEVENNETTÄVÄN SILLAN JÄNNITYSJAKAUMA, KUN MATERIAALI OLETETAAN HALKEILEMATTOMAKSI



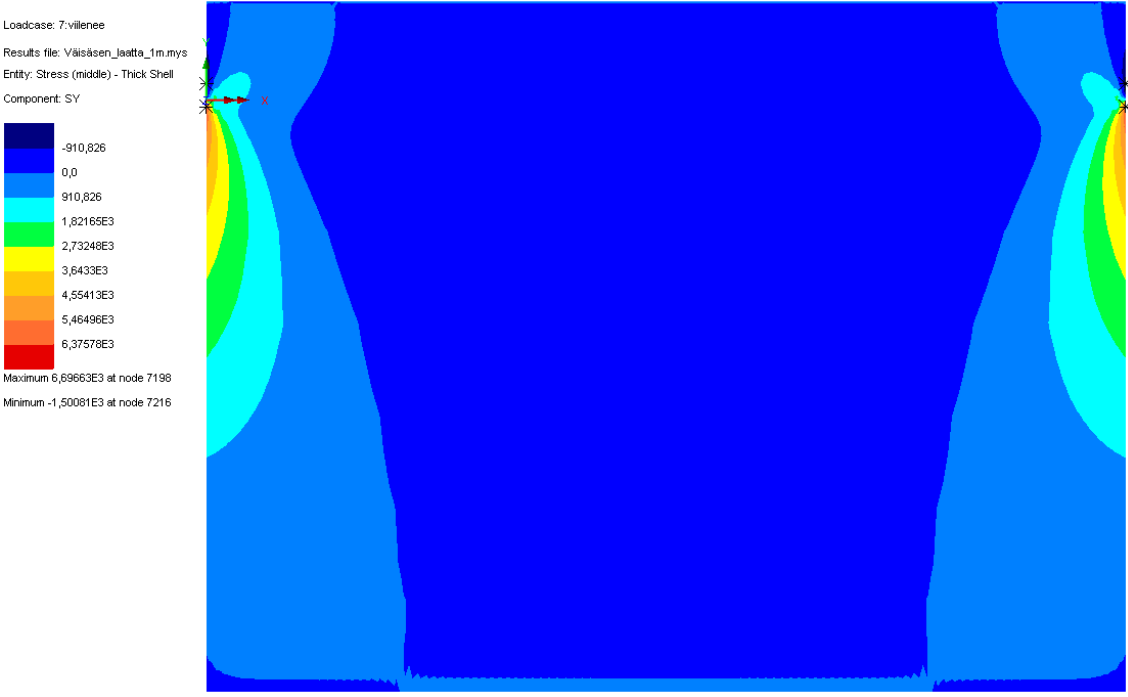
Kuva L1.1 Halkeilemattoman kolmen metrin levennyksen X-suuntainen jännitysjaakauma



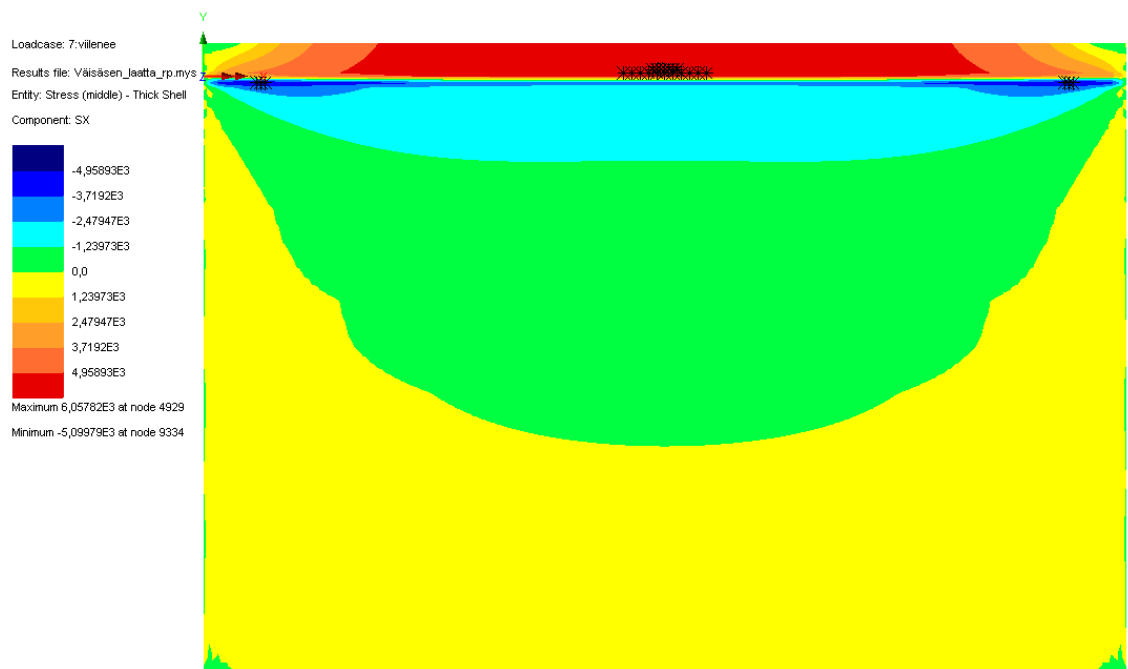
Kuva L1.2 Halkeilemattoman kolmen metrin levennyksen Y-suuntainen jännitysjaakauma



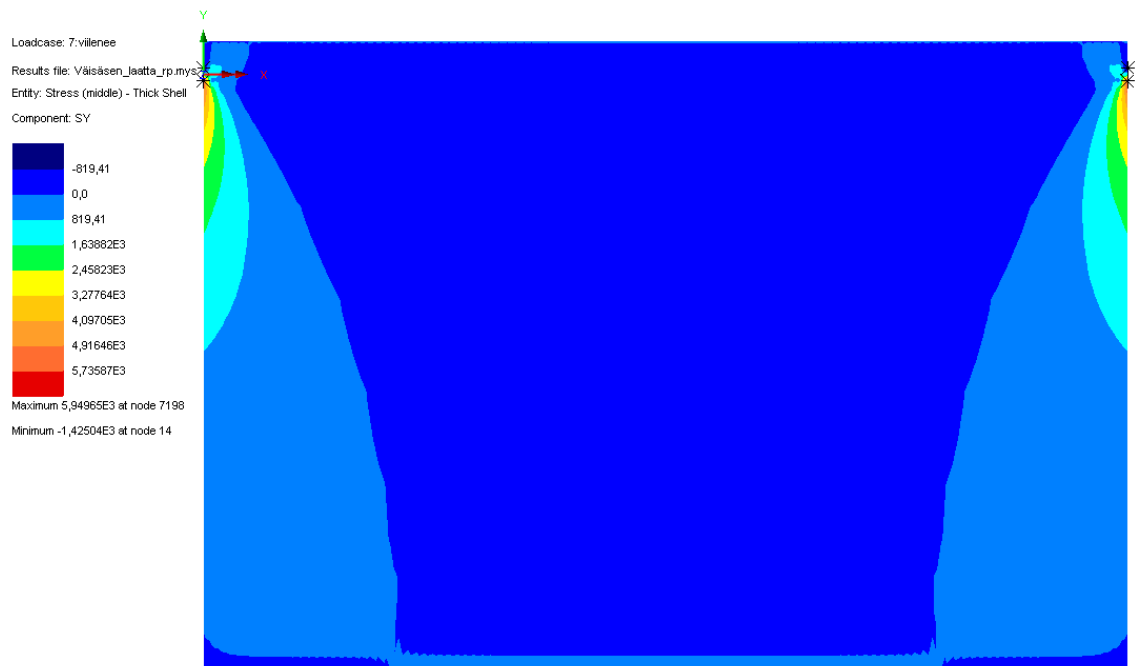
Kuva L1.3 Halkeilemattoman 1,5 metrin levennyksen X-suuntainen jännitys jakauma



Kuva L1.4 Halkeilemattoman 1,5 metrin levennyksen Y-suuntainen jännitys jakauma

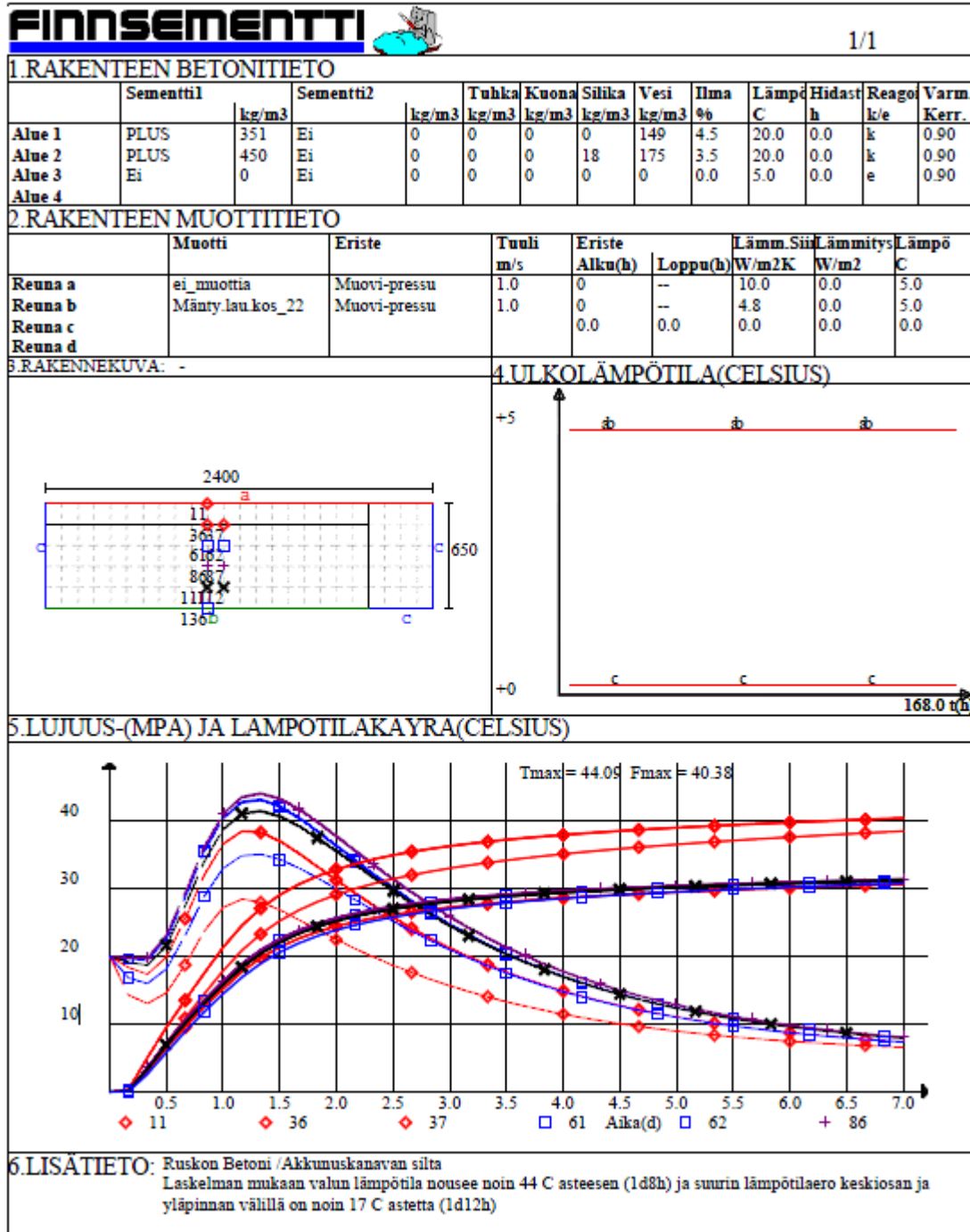


Kuva L1.5 Halkeilemattoman reunapalkin uusimisen X-suuntainen jännitys jakauma



Kuva L1.6 Halkeilemattoman reunapalkin uusimisen Y-suuntainen jännitys jakauma

LIITE 2: FINNSEMENTTI OY:N LASKELMAT AKKUNUSKANAVAN SILLAN LEVENNYSOSAN BETONIN HYDRATAATIOLÄMMÖN JA LUJUUDEN KEHITYKSESTÄ



Kuva L2.1 Jäähdyttämättömän levennyksen betonin hydrataatiolämmön ja lujuuden kehitys



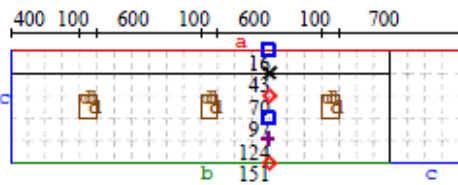
1. RAKENTEEN BETONITIIETO

	Sementti1	kg/m ³	Sementti2	kg/m ³	Tuhka	Kuona	Silika	Vesi	Ilma	Lämpö	Hidast	Reagoi	Varm.
					kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	C	h	k/e	Kerr.
Alue 1	PLUS	351	Ei	0	0	0	0	149	4.5	20.0	0.0	k	0.90
Alue 2	PLUS	450	Ei	0	0	0	18	175	3.5	20.0	0.0	k	0.90
Alue 3	Ei	0	Ei	0	0	0	0	0	0.0	5.0	0.0	e	0.90
Alue 4													

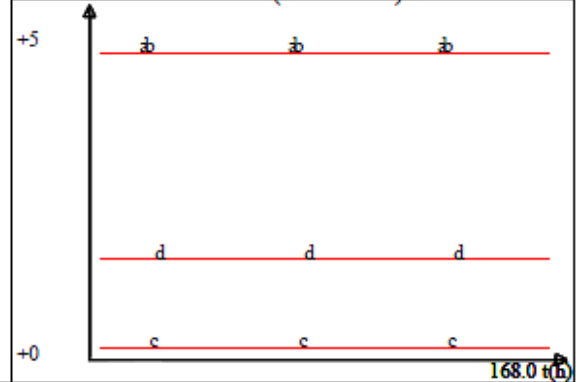
2. RAKENTEEN MUOTTITIIETO

	Muotti	Eriste	Tuuli	Eriste	Lämm.Sii	Lämmitys	Lämpö
			m/s	Alku(h)	W/m ² K	W/m ²	C
Reuna a	ei_muottia	ei_eristettä	0.0	0	--	6.0	5.0
Reuna b	Mänty.lau.kos_22	Muovi-pressu	1.0	0	--	4.8	5.0
Reuna c				0.0	0.0	0.0	0.0
Reuna d	Teräs	ei_eristettä	0.0	0	--	6.0	1.5

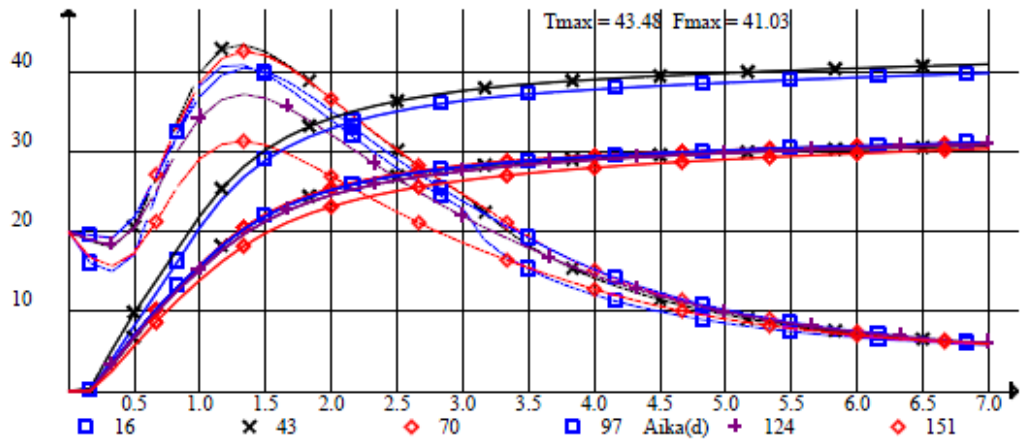
3. RAKENNEKUVA: -



4. ULKOLÄMPÖTILA (CELSIUS)



5. LUJUUS-(MPA) JA LÄMPÖTILAKÄYRÄ (CELSIUS)



6. LISÄTIETO:

Ruskon Betoni / Akkunussalmen silta
 Laskelman mukaan valun lämpötila nousee maksimissaan 43 C asteeseen (1d 8h) ja suurin lämpötilaero poikkileikkauksessa n 12 C (1d 8h).
 (Jäähdytysputkisto mallinnettu erittäin karkeasti.)

Kuva L2.2 Jäähdytetyn levennyksen betonin hydrataatiolämmön ja lujuuden kehitys 300 millimetrin päässä jäähdytysputkesta

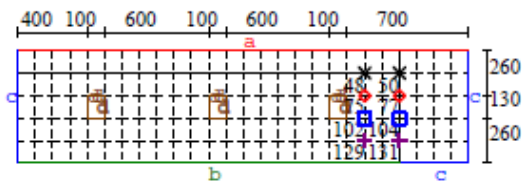
1. RAKENTEEN BETONITIIETO

	Sementti1		Sementti2		Tuhka kg/m ³	Kuona kg/m ³	Silika kg/m ³	Vesi kg/m ³	Ilma %	Lämpö C	Hidast h	Reagoi k/e	Varm. Kerr.
	kg/m ³		kg/m ³										
Alue 1	PLUS	351	Ei	0	0	0	0	149	4.5	20.0	0.0	k	0.90
Alue 2	PLUS	450	Ei	0	0	0	18	175	3.5	20.0	0.0	k	0.90
Alue 3	Ei	0	Ei	0	0	0	0	0	0.0	5.0	0.0	e	0.90
Alue 4													

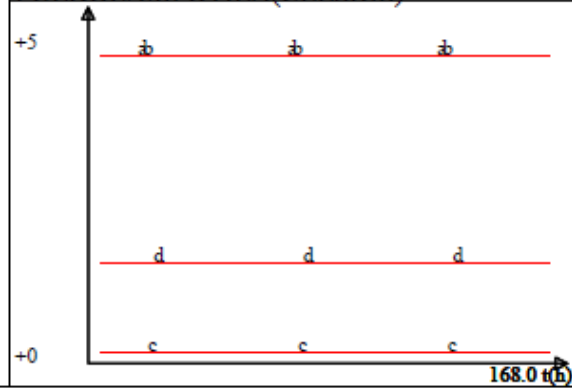
2. RAKENTEEN MUOTTITIIETO

	Muotti	Eriste	Tuuli m/s	Eriste		Lämm.Sii W/m ² K	Lämmitys W/m ²	Lämpö C
				Alku(h)	Loppu(h)			
Reuna a	ei_muottia	ei_eristettä	0.0	0	--	6.0	0.0	5.0
Reuna b	Mänty.lau.kos_22	Muovi-pressu	1.0	0	--	4.8	0.0	5.0
Reuna c				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Reuna d	Teräs	ei_eristettä	0.0	0	--	6.0	0.0	1.5

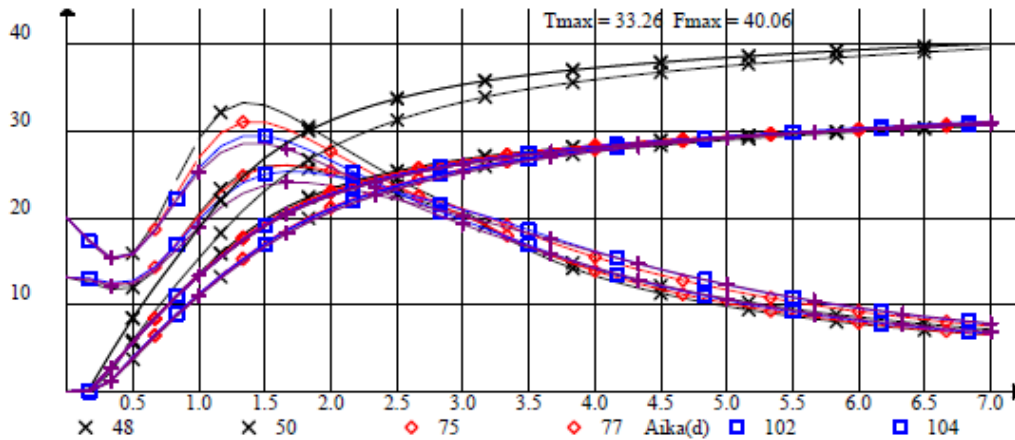
3 RAKENNEKUVA: -



4 ULKOLÄMPÖTILA(CELSIUS)



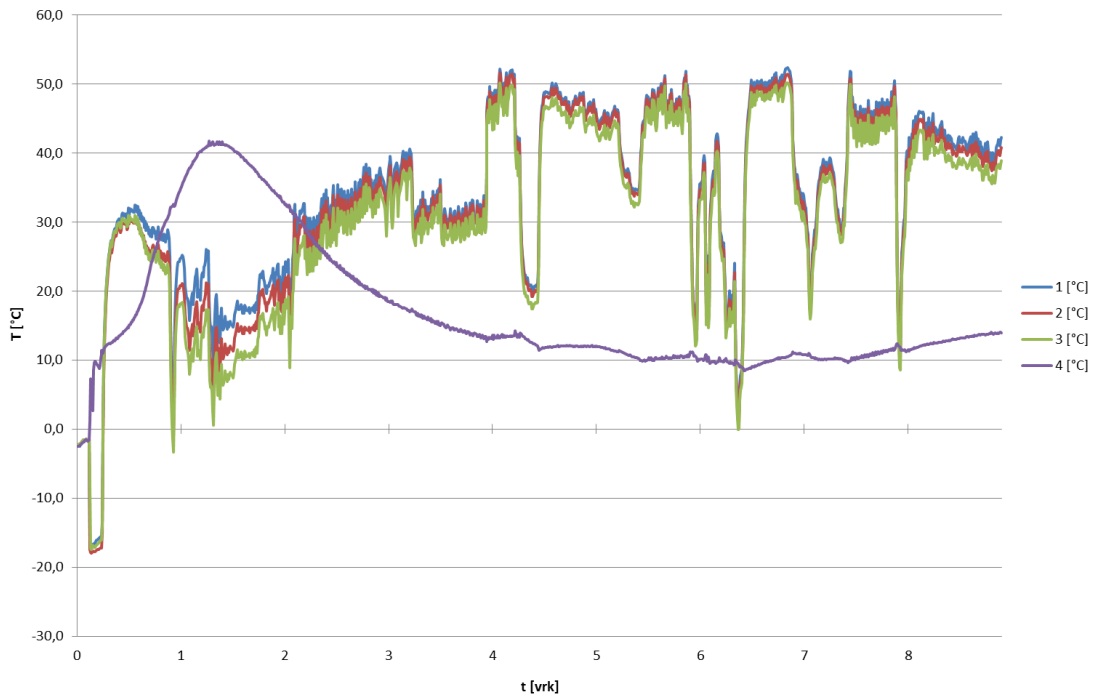
5. LUJUUS-(MPA) JA LÄMPÖTILAKÄYRÄ(CELSIUS)



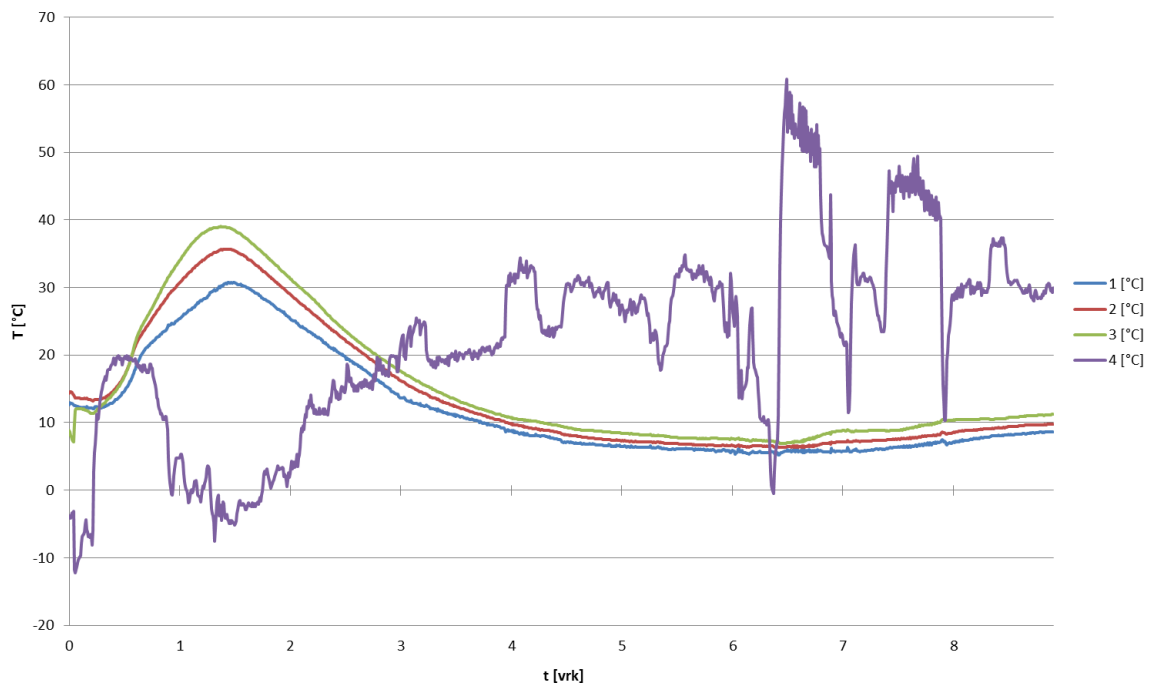
6. LISÄTIETO: Ruskon Betoni /Akkunussalmen silta

Kuva L2.3 Jäähdytetyn levennyksen betonin hydrataatiolämmön ja lujuuden kehitys 100 millimetrin päässä jäähdytysputkesta

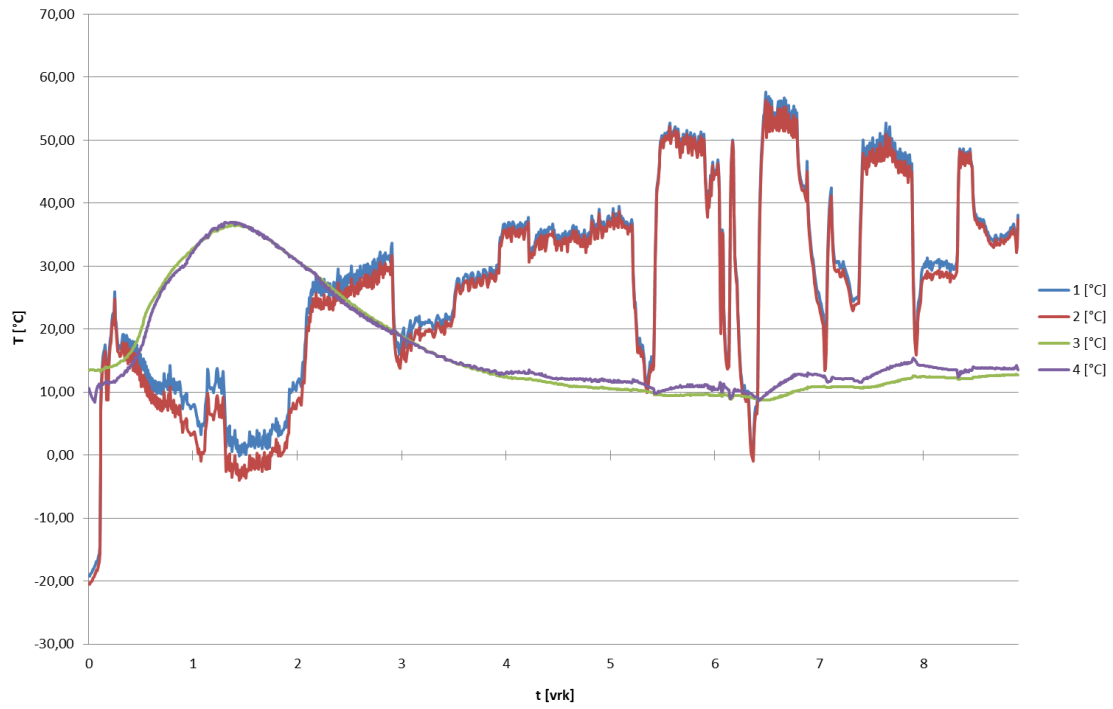
LIITE 3: AKKUNUSKANAVAN SILLAN MITTAUSTULOKSET



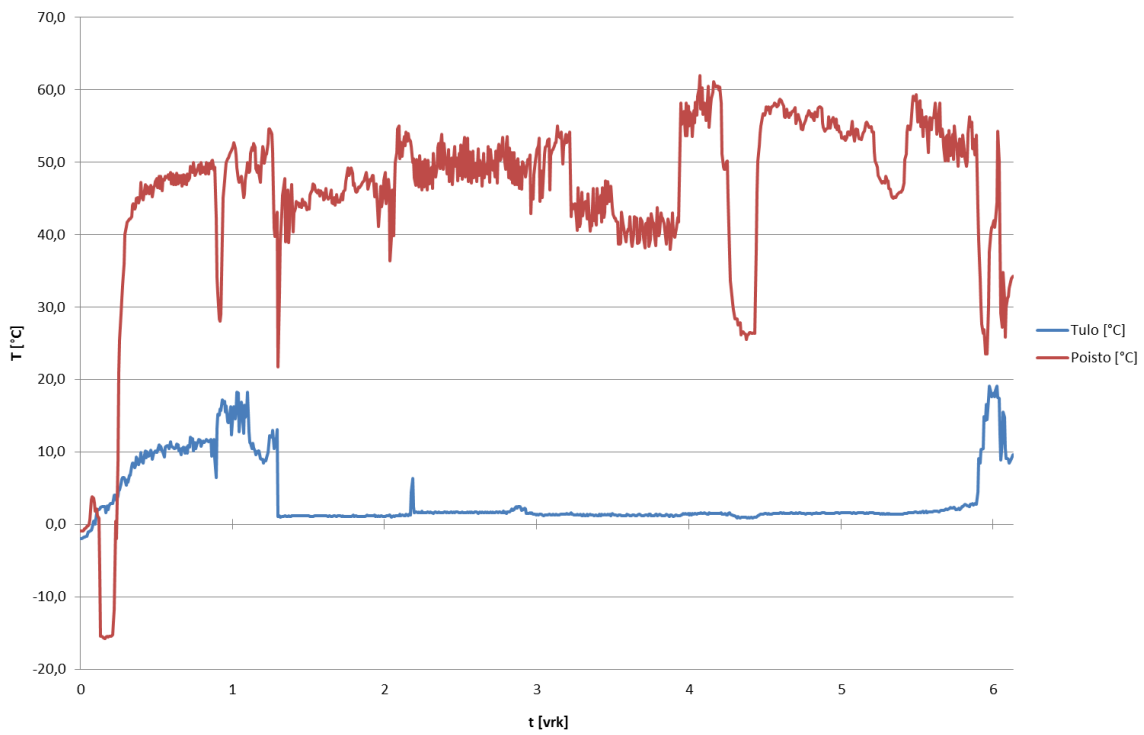
Kuva L3.1 Mittauspaikan A tulokset



Kuva L3.2 Mittauspaikan B tulokset

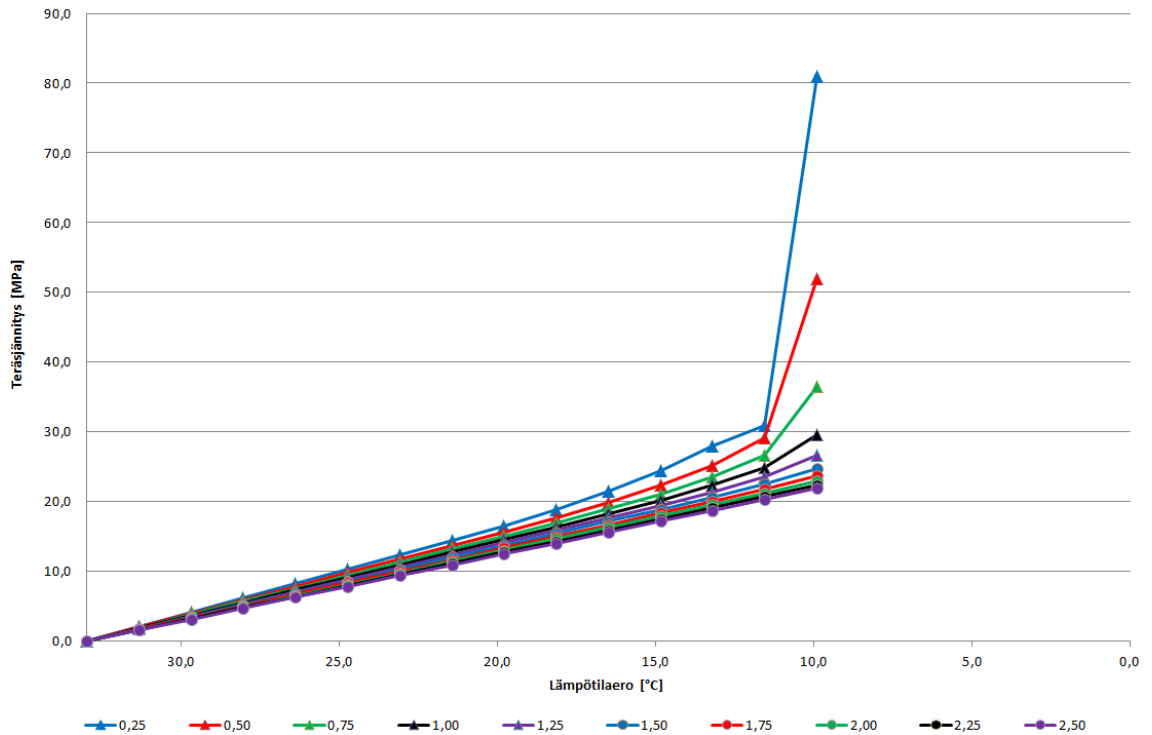


Kuva L3.3 Mittauspaikan C tulokset

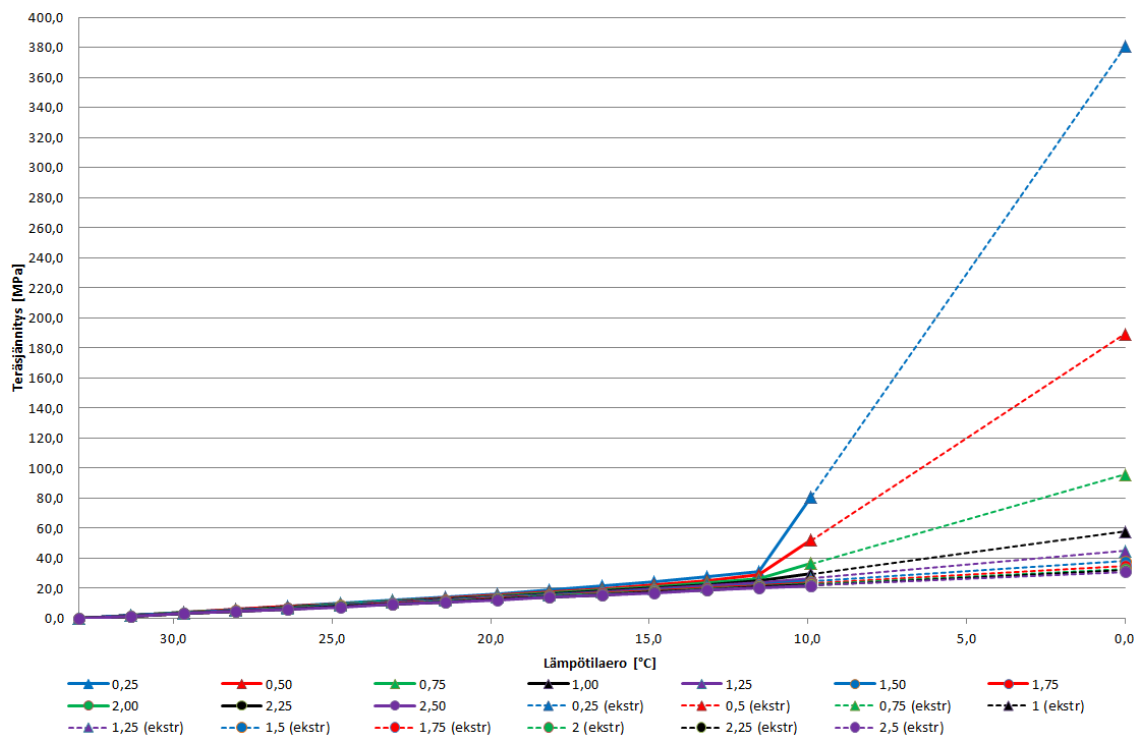


Kuva L3.4 Veden lämpötilan mittaustulokset

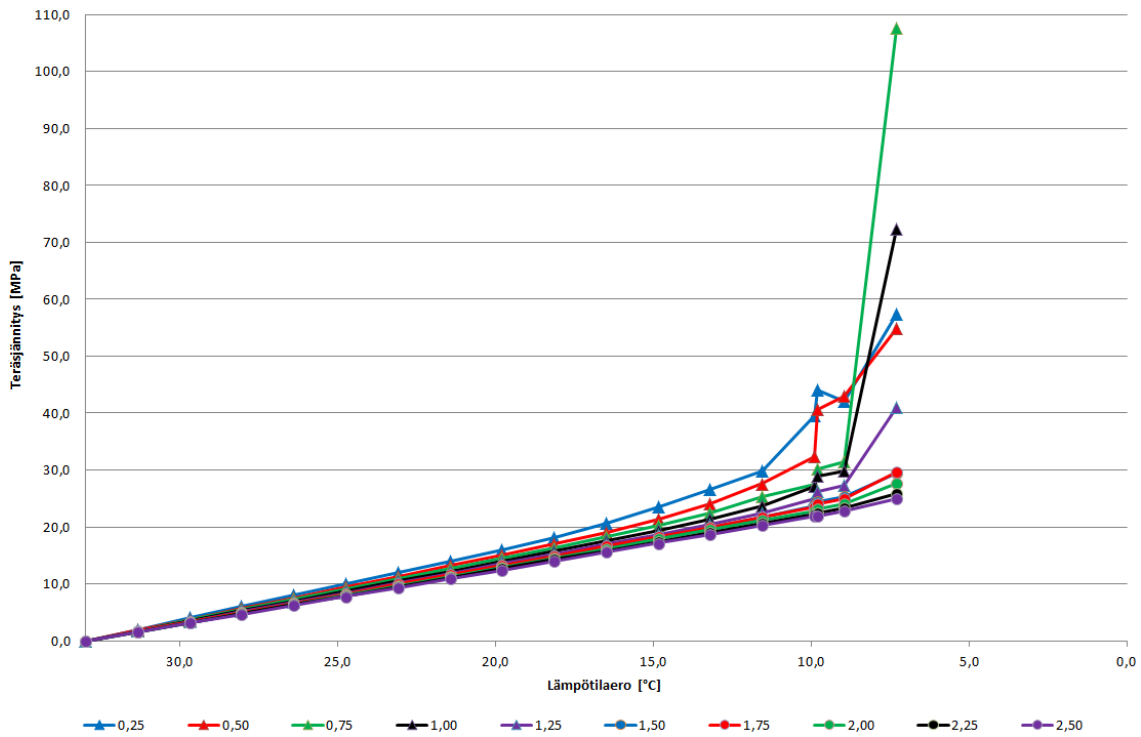
LIITE 4: ANKKURITERÄSTEN JÄNNITYKSET



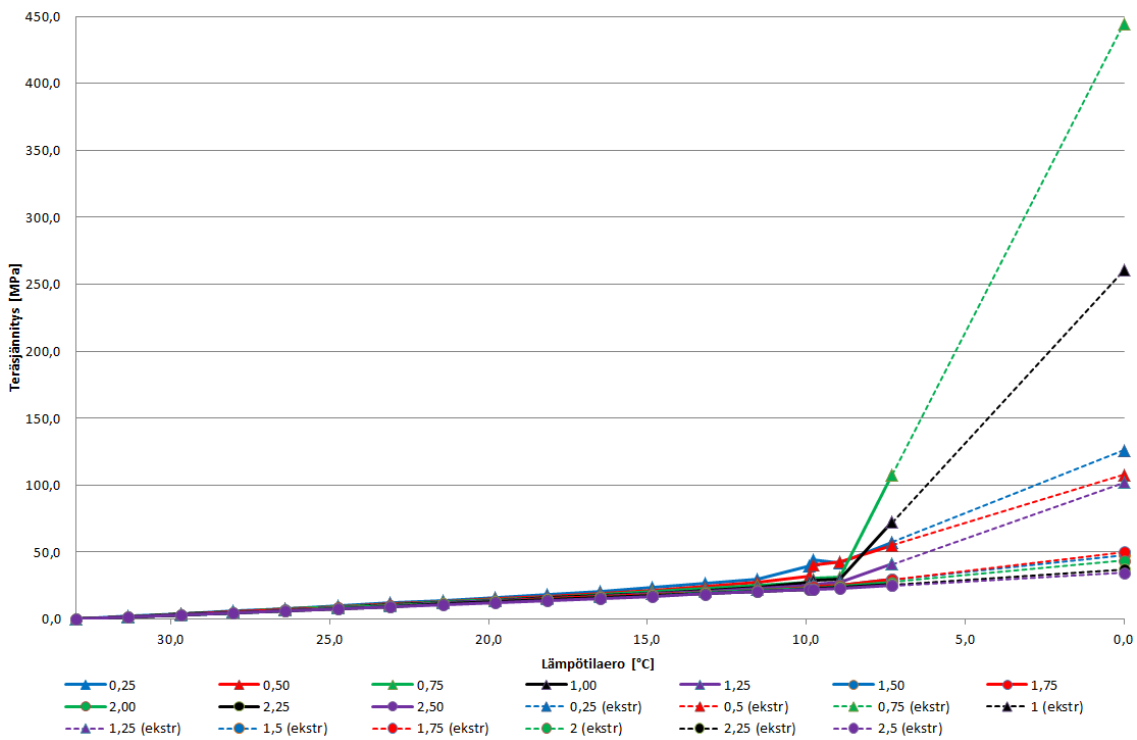
Kuva L4.1 Raudoituvaihtoehdon 1960 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



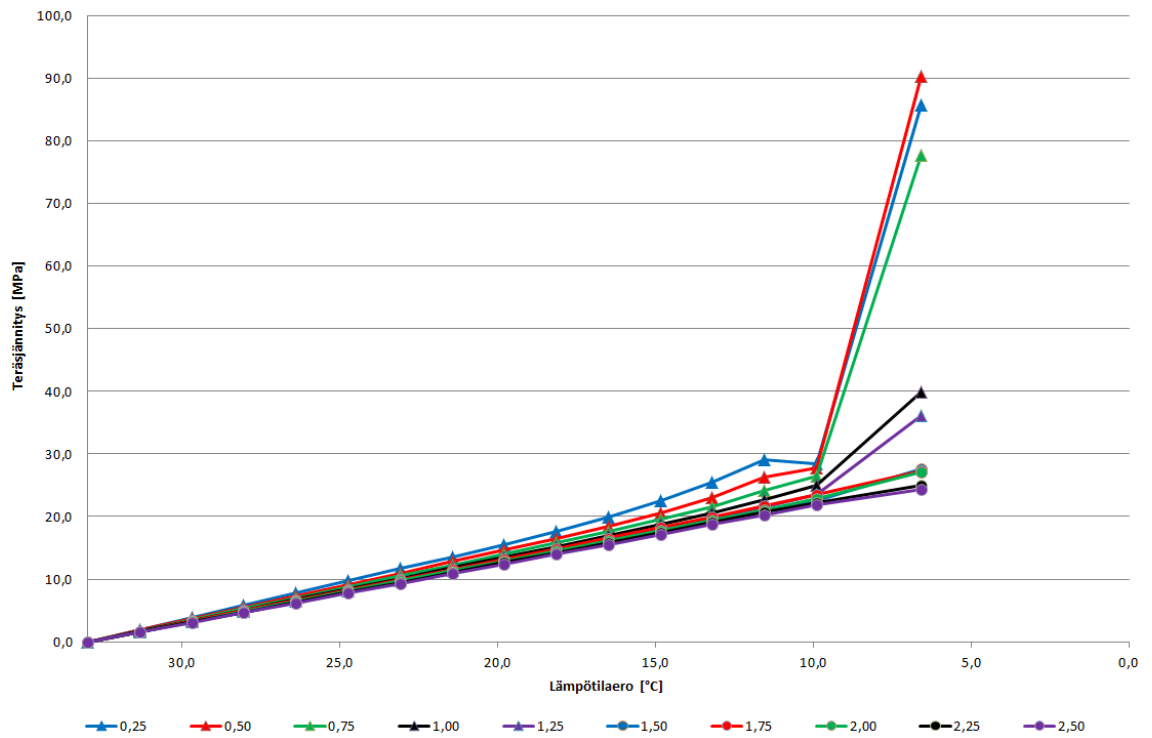
Kuva L4.2 Raudoituvaihtoehdon 1960 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



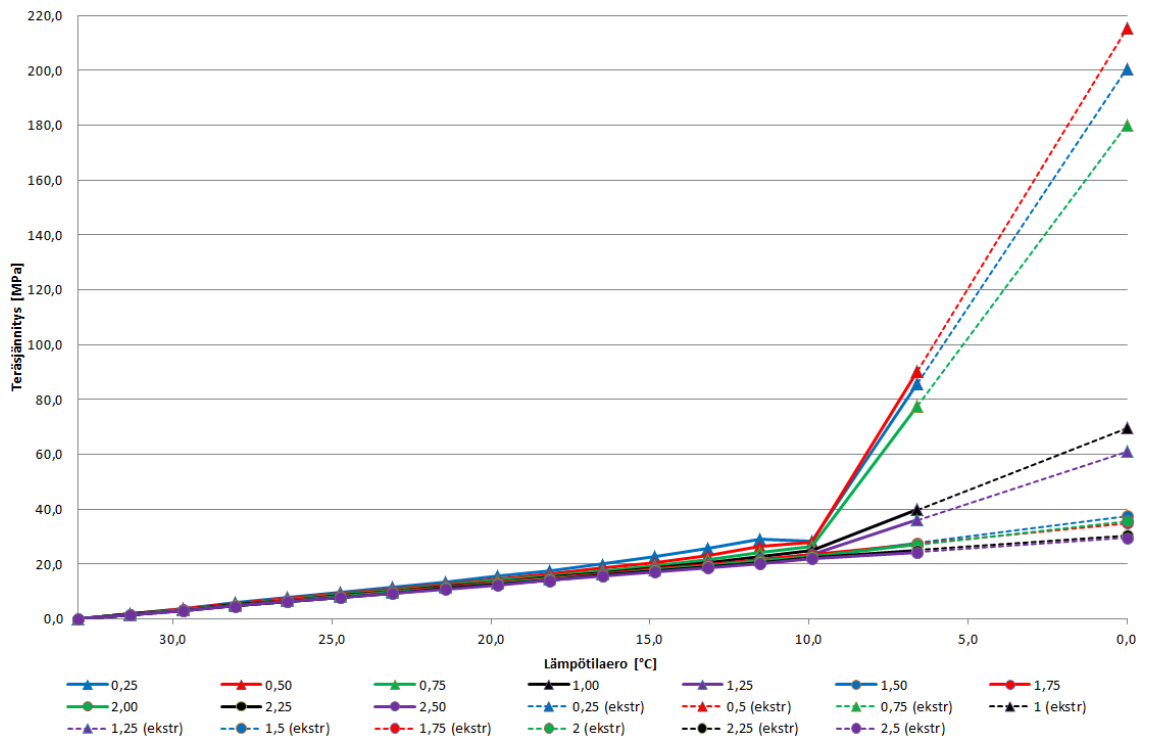
Kuva L4.3 Raudoitusvaihtoehdon 3850 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



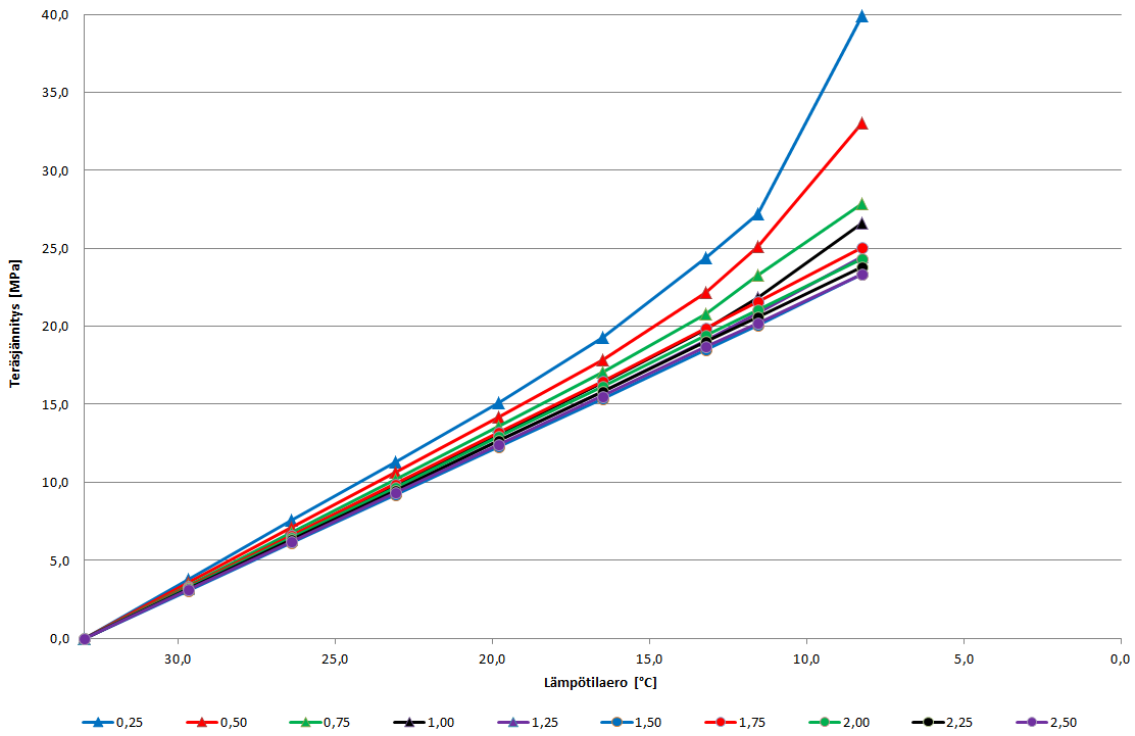
Kuva L4.4 Raudoitusvaihtoehdon 3850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



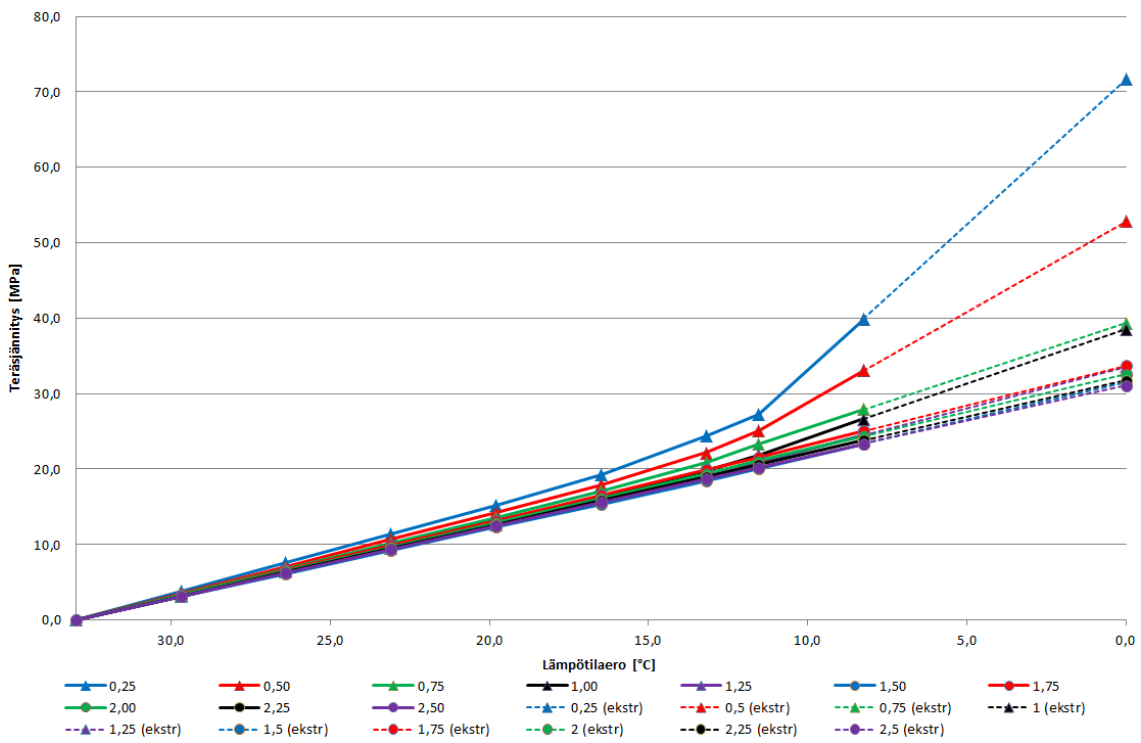
Kuva L4.5 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



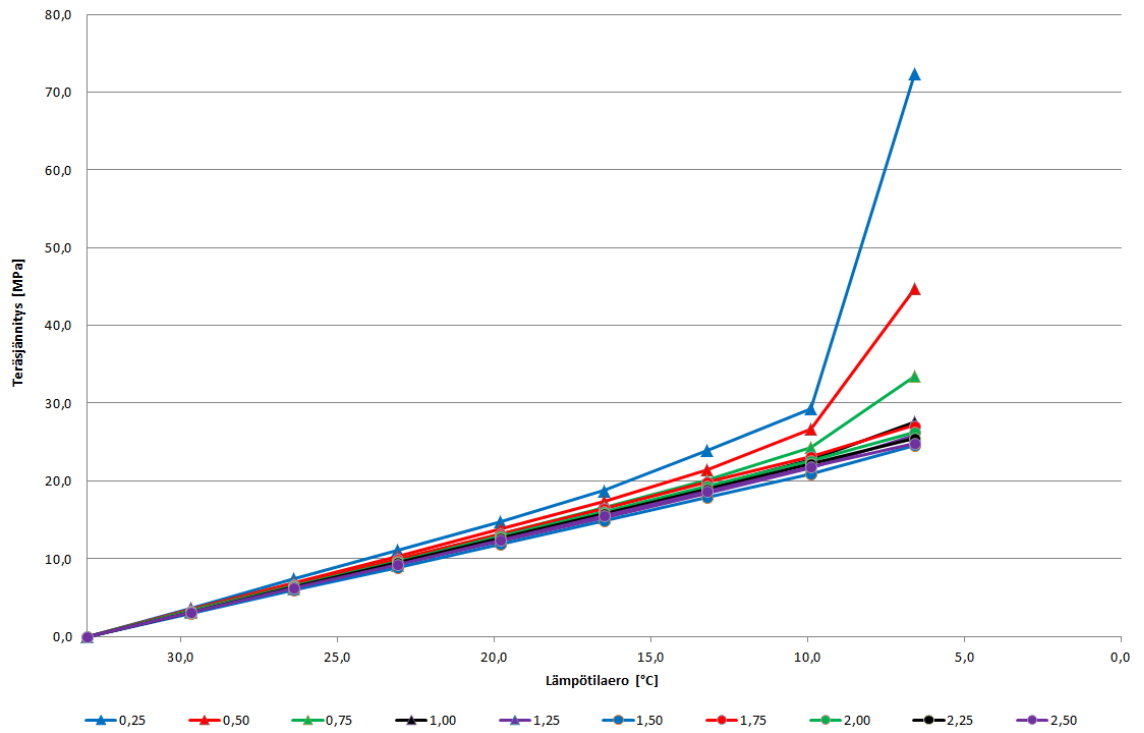
Kuva L4.6 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



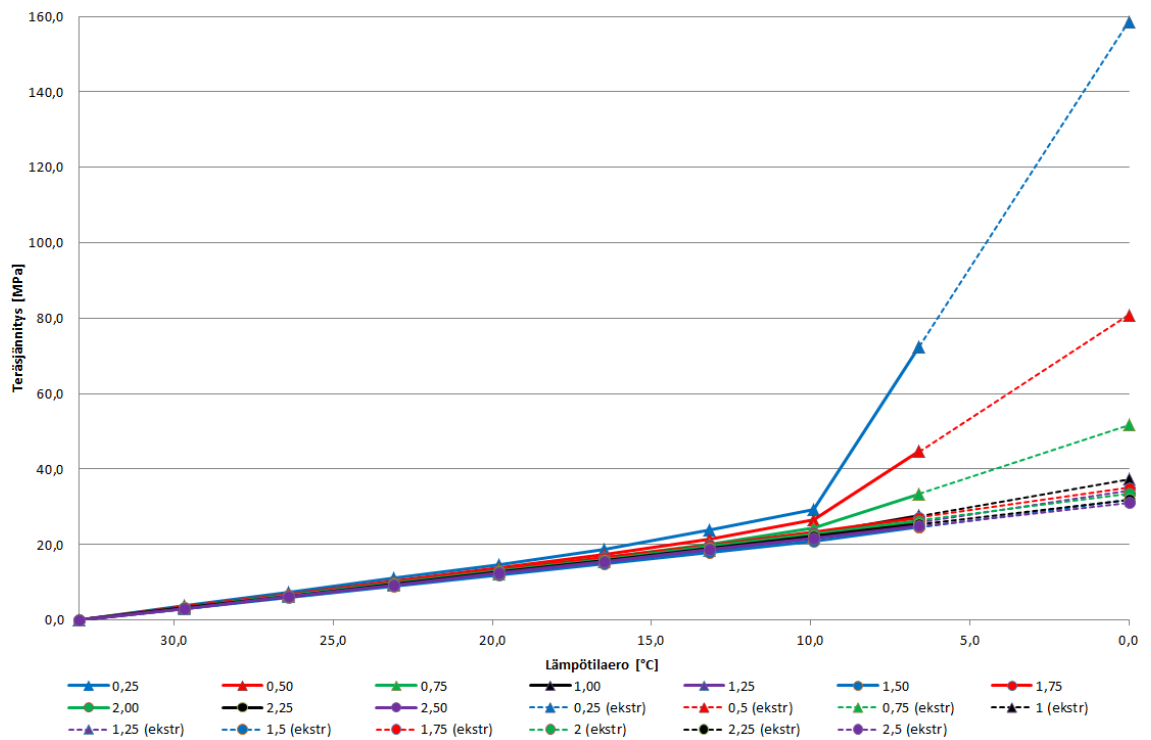
Kuva L4.7 Raudoitusvaihtoehdon 7850 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



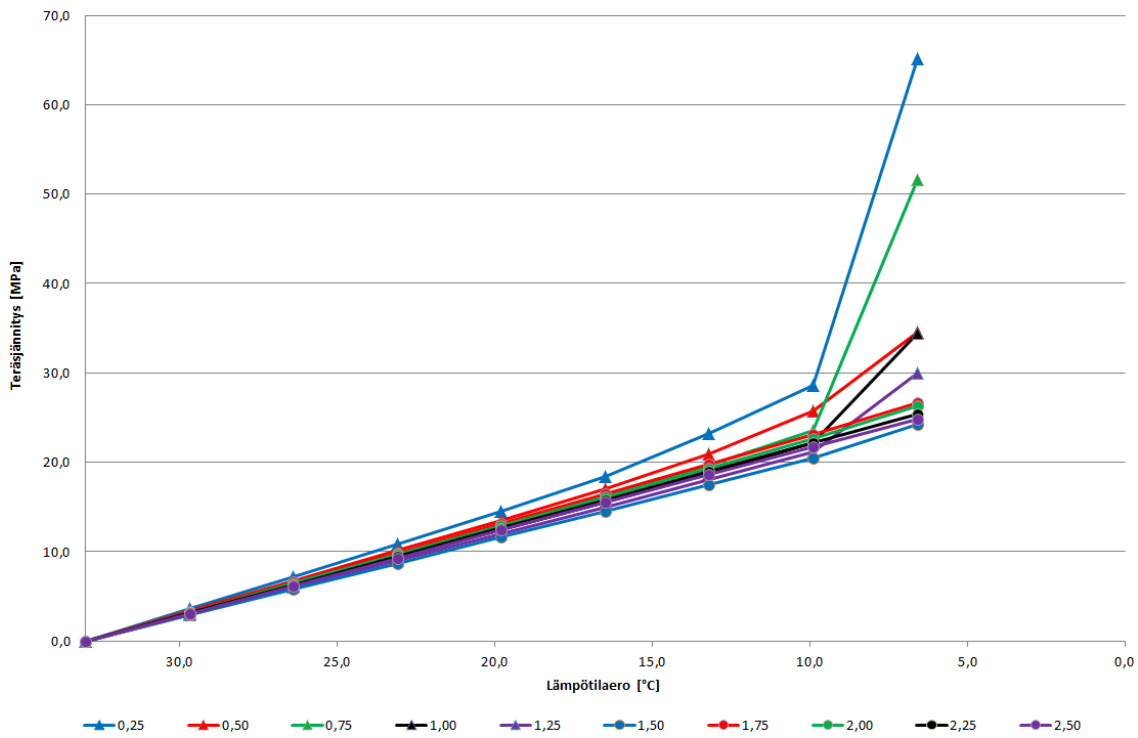
Kuva L4.8 Raudoitusvaihtoehdon 7850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



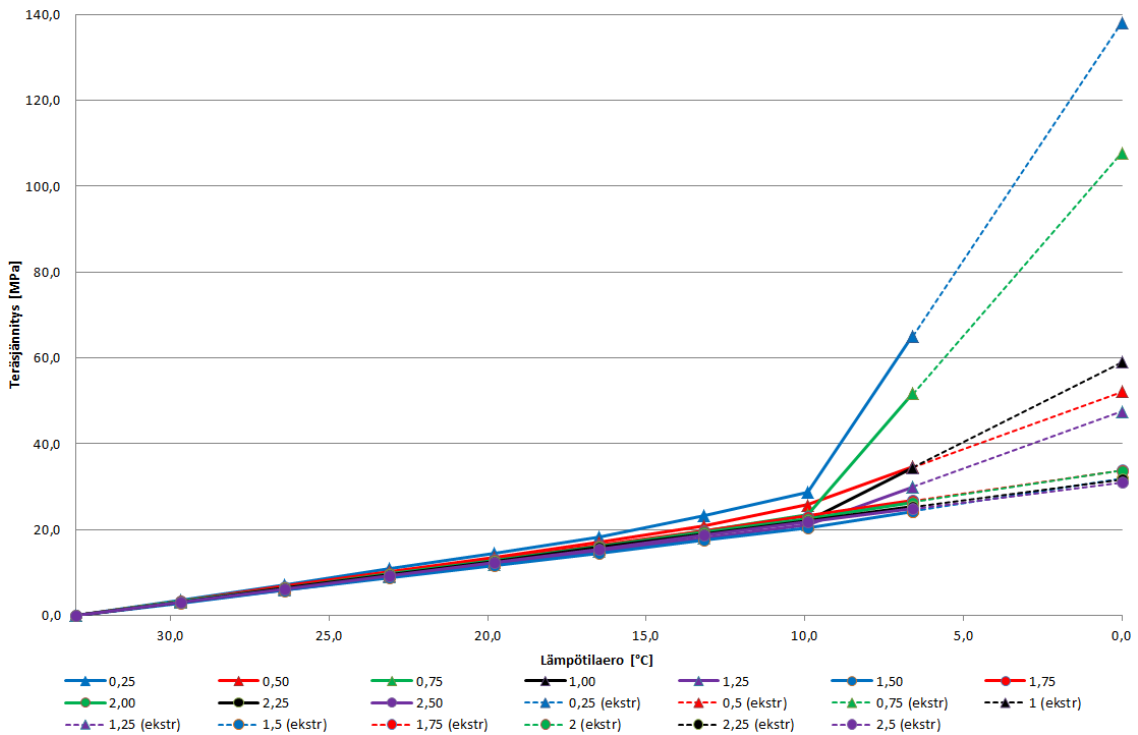
Kuva L4.9 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



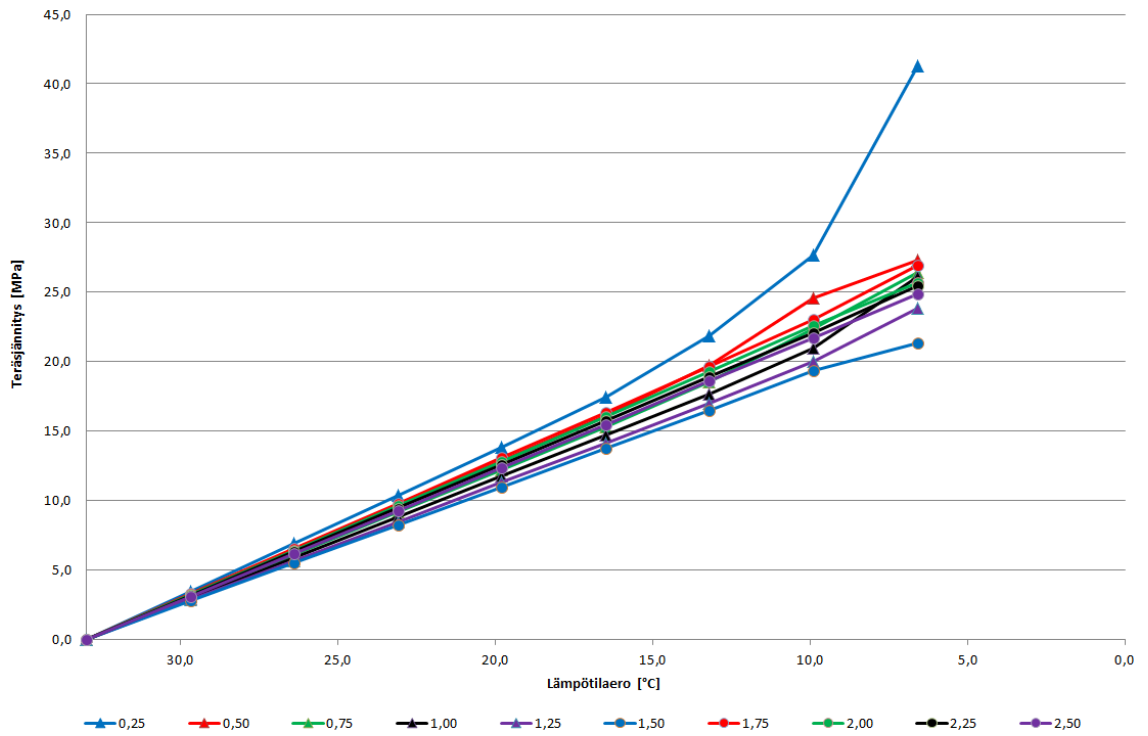
Kuva L4.10 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



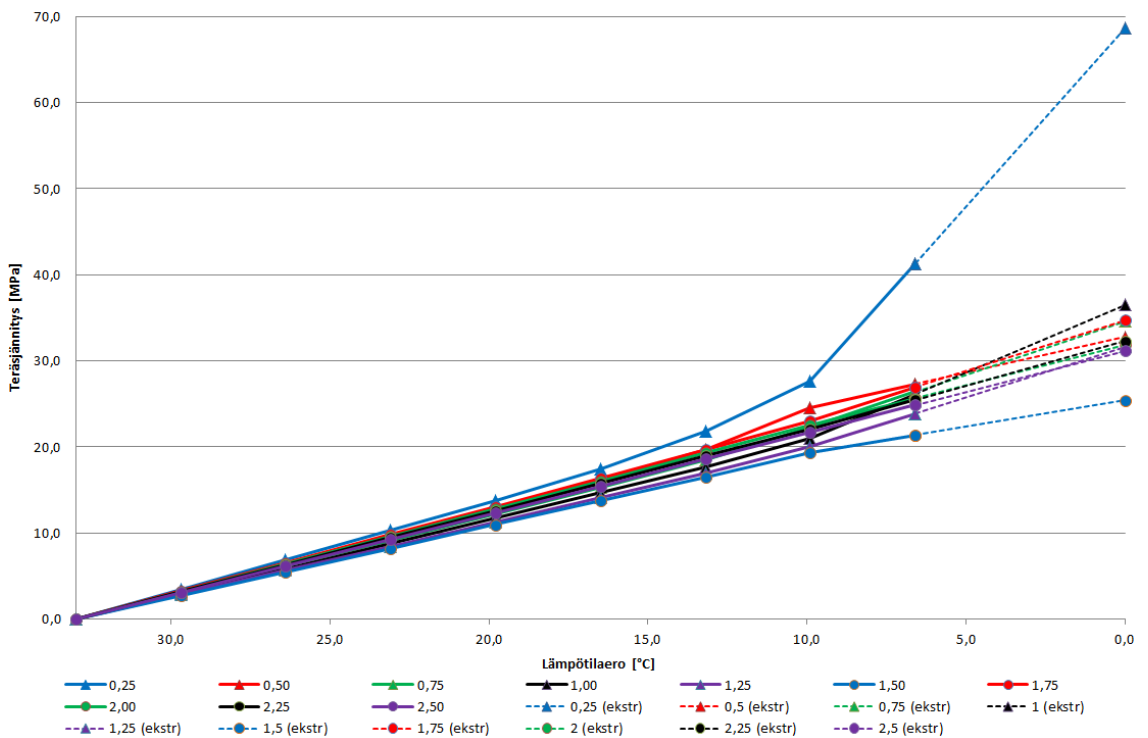
Kuva L4.11 Rauditusvaihtoehdon 11310 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



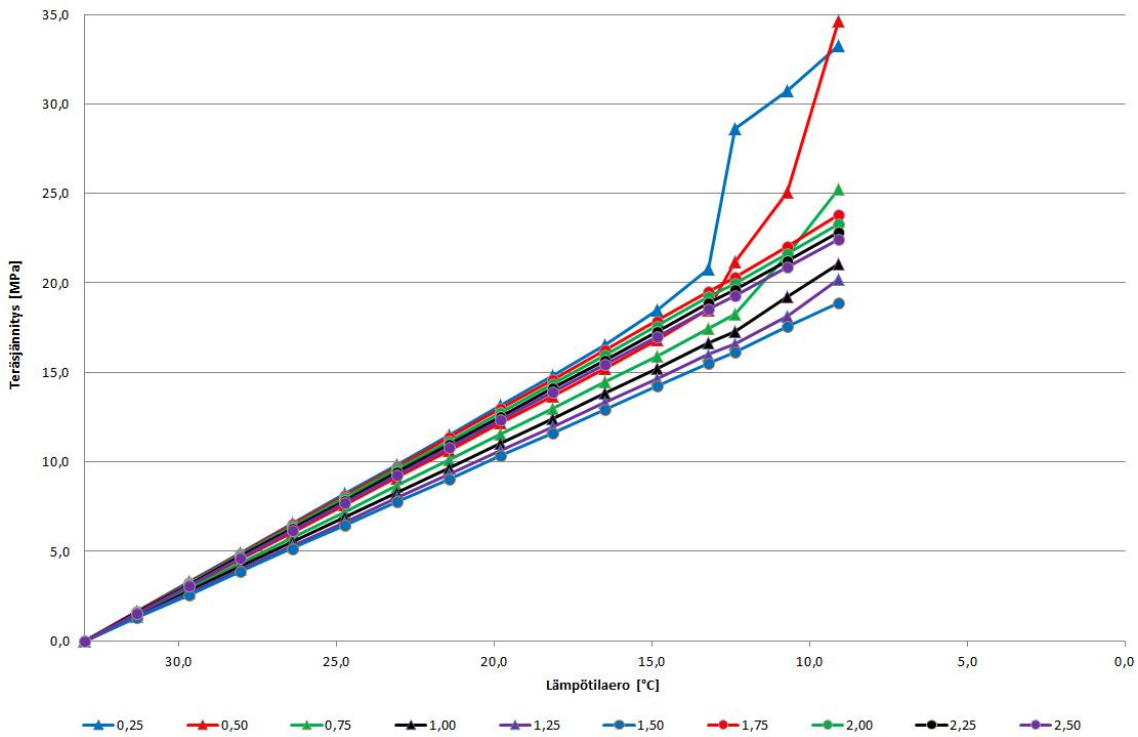
Kuva L4.12 Rauditusvaihtoehdon 11310 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



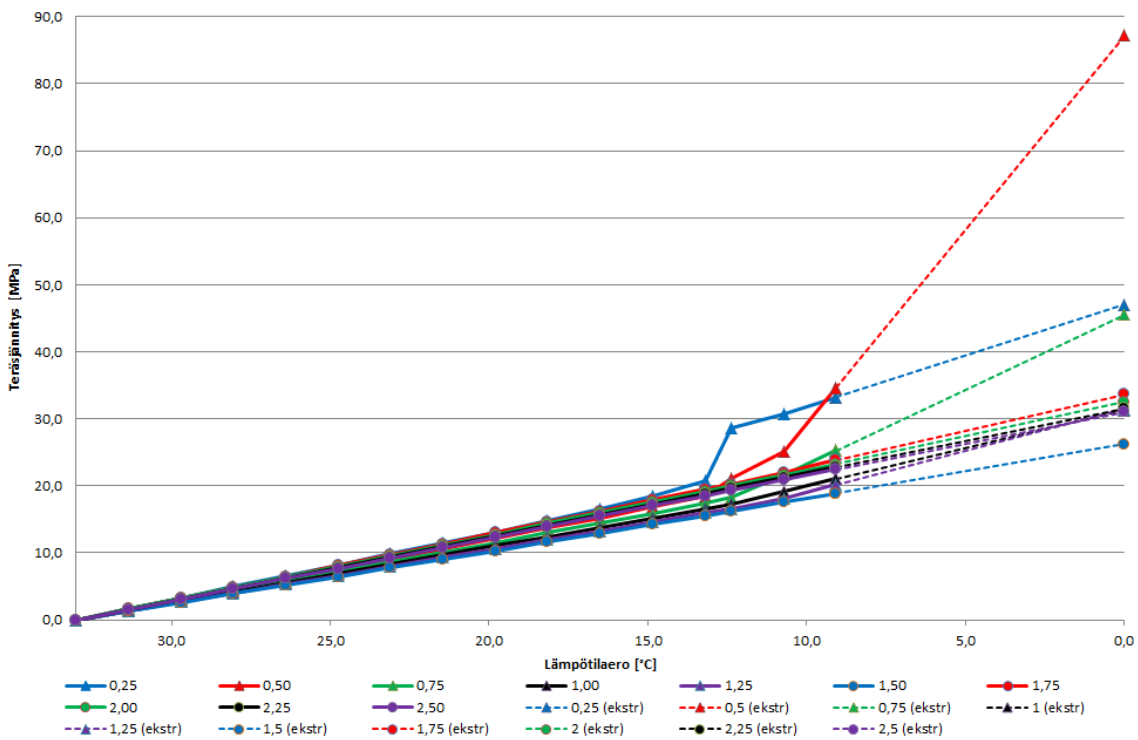
Kuva L4.13 Raudoitusvaihtoehdon 15390 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



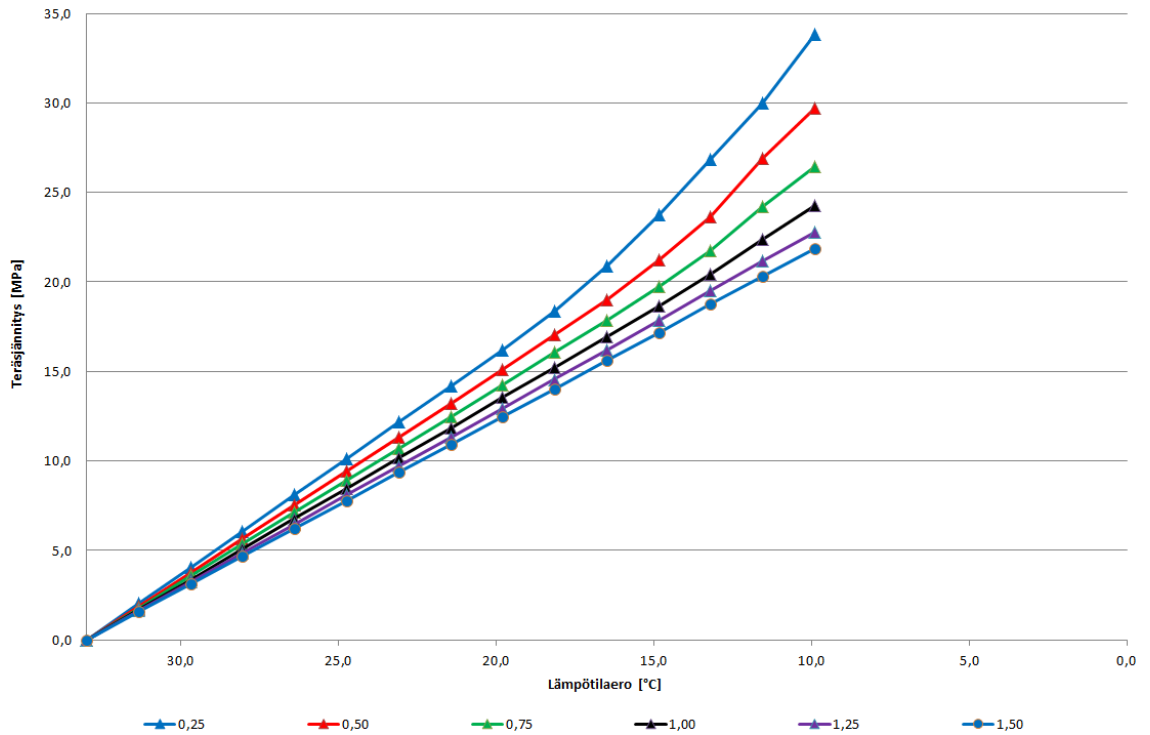
Kuva L4.14 Raudoitusvaihtoehdon 15390 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



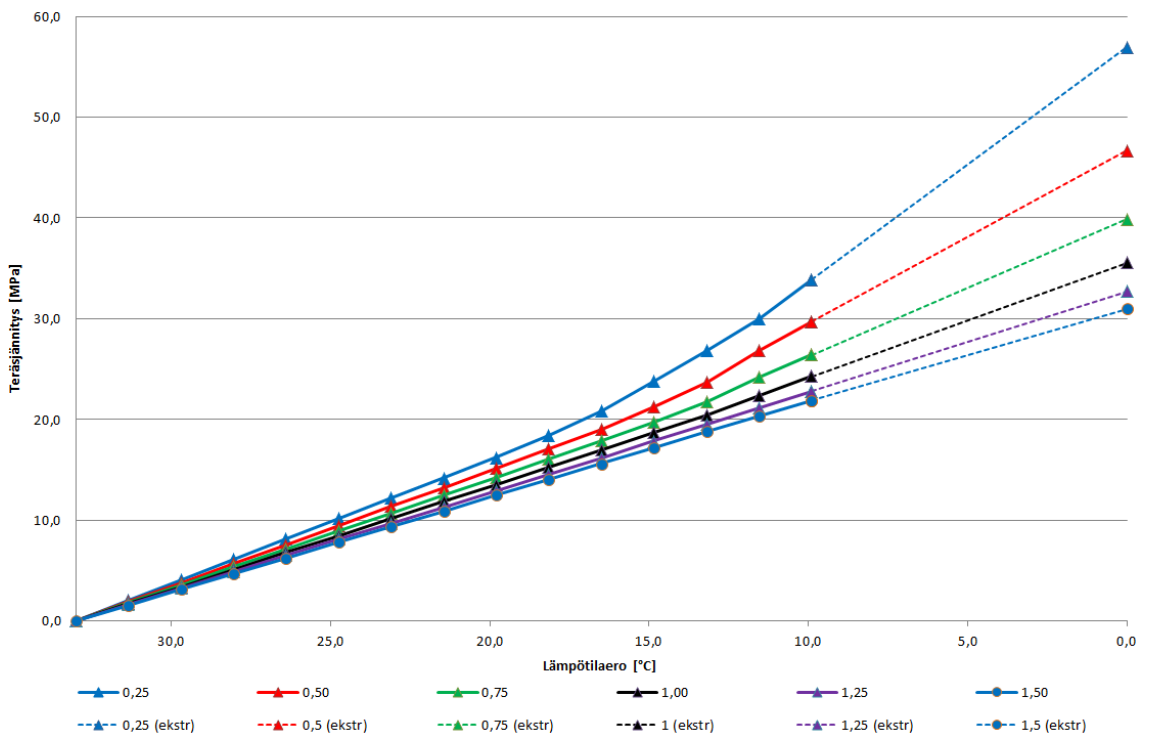
Kuva L4.15 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m teräsännitykset 3 metrin levennyksessä



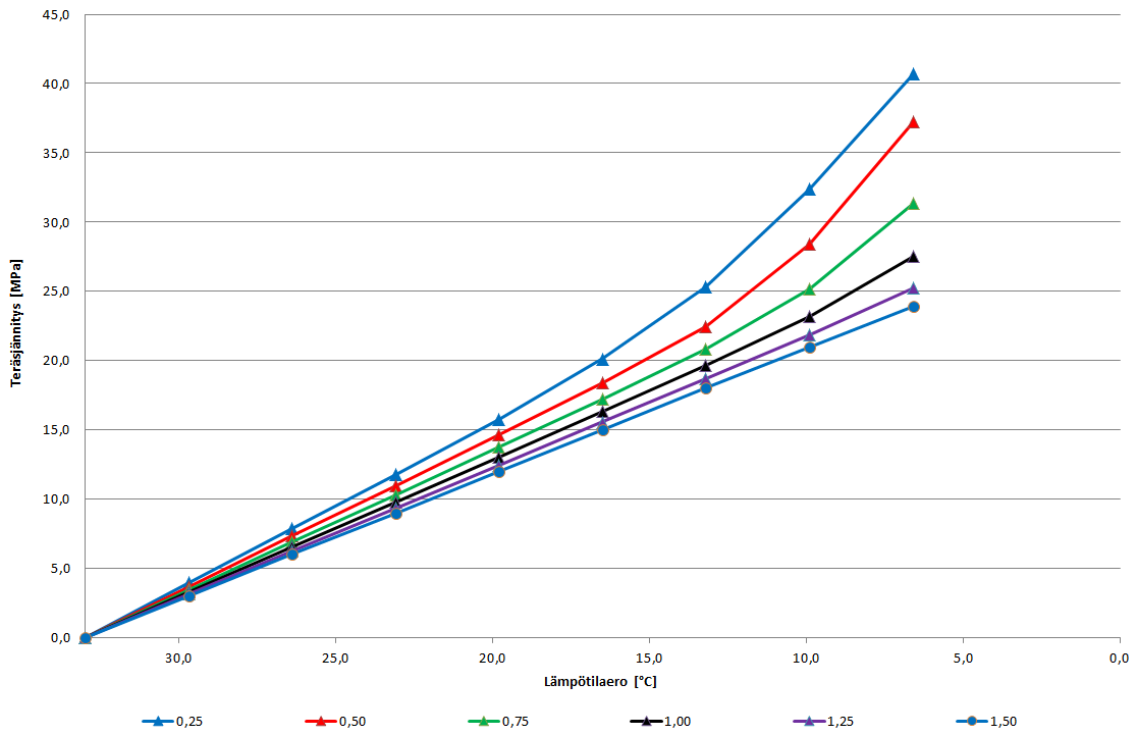
Kuva L4.16 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset kolmen metrin levennyksessä



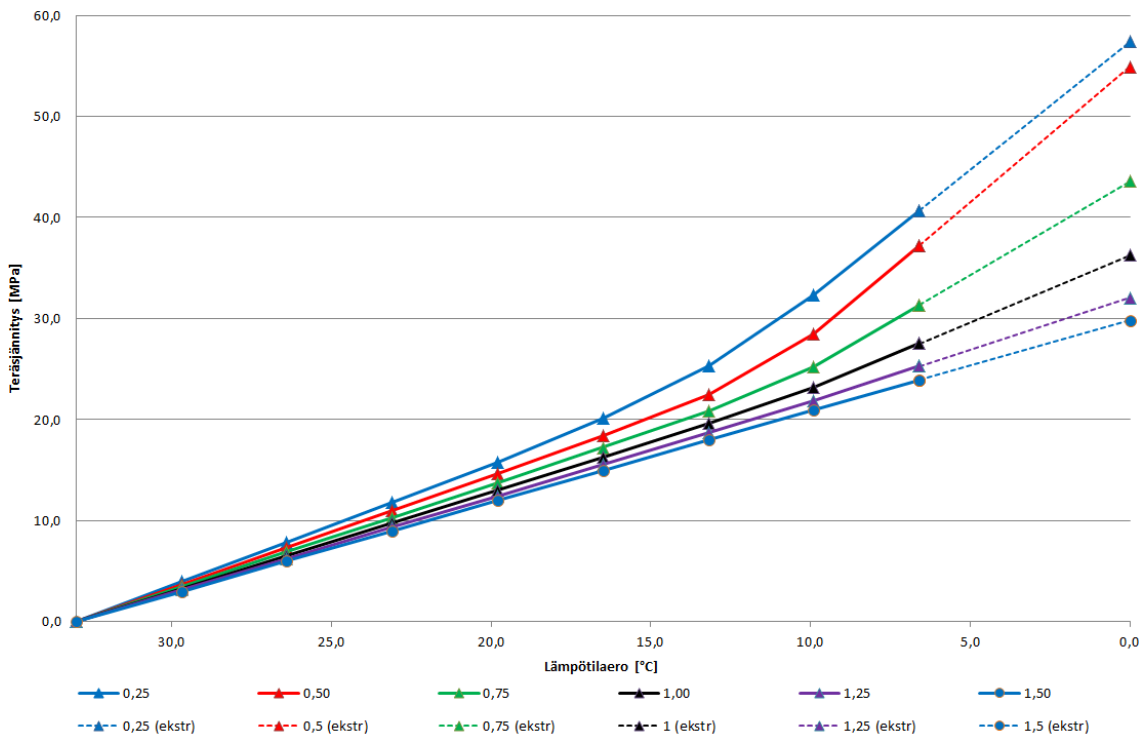
Kuva L4.17 Raudoitusvaihtoehdon 1960 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



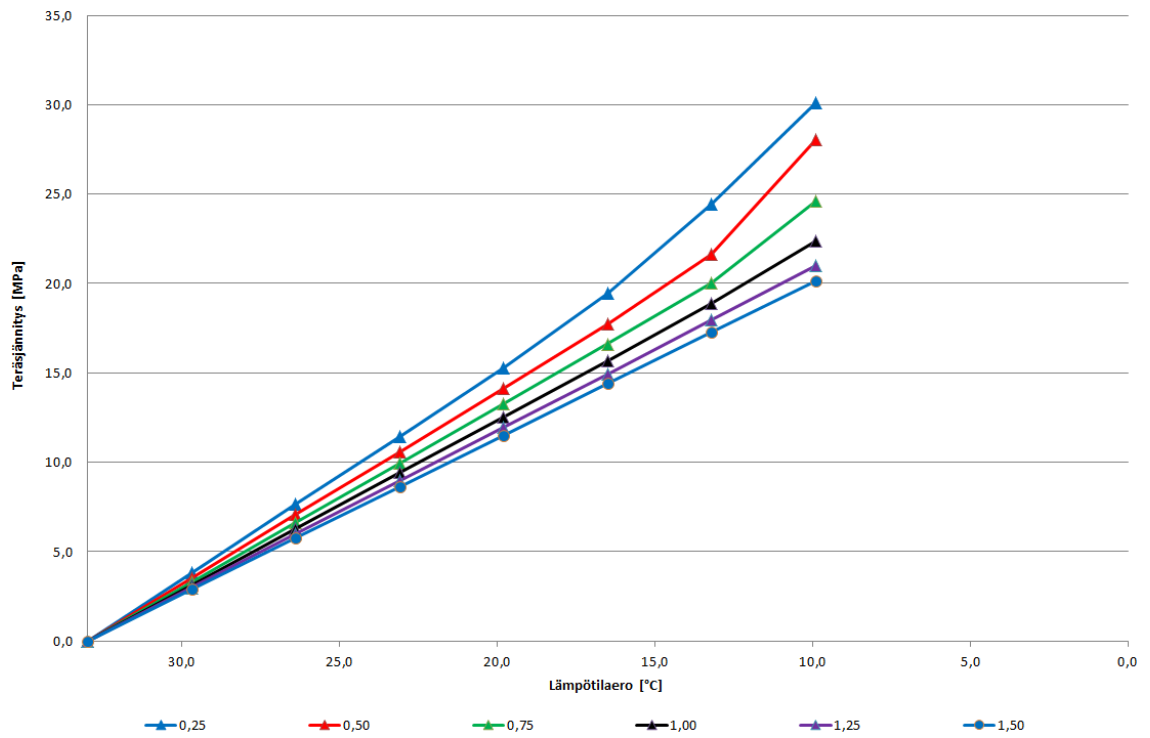
Kuva L4.18 Raudoitusvaihtoehdon 1960 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



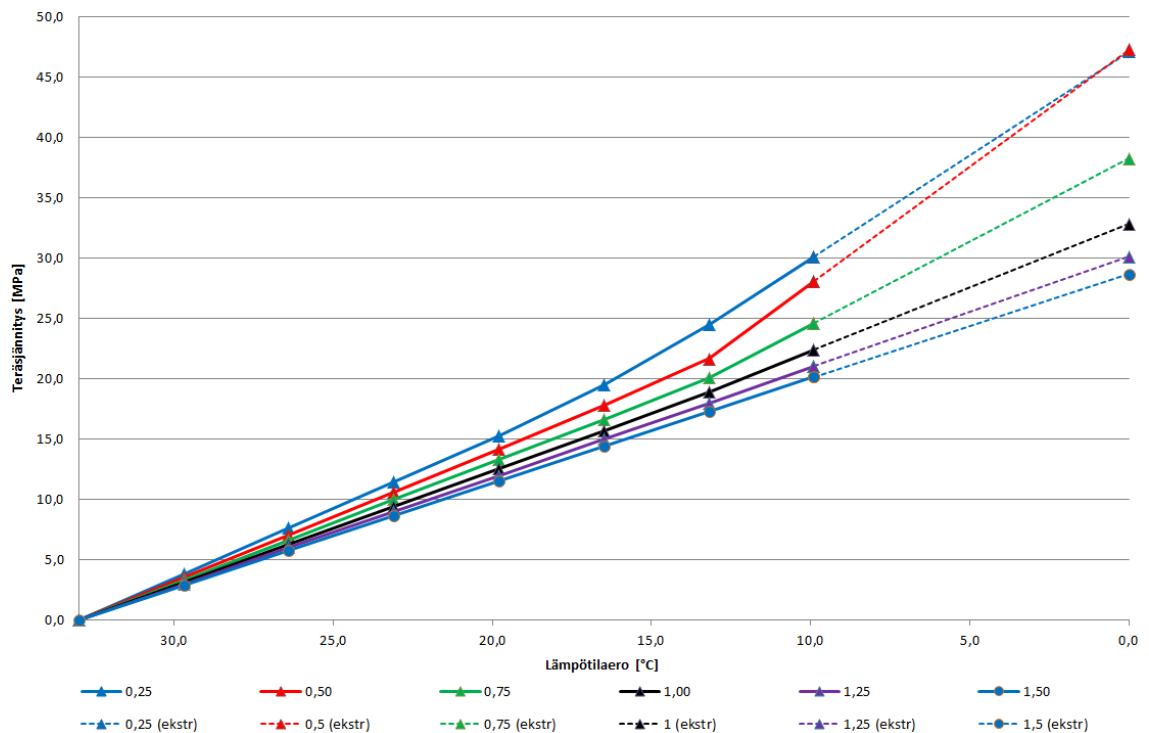
Kuva L4.19 Raudoitusvaihtoehdon $3850 \text{ mm}^2/\text{m}$ teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



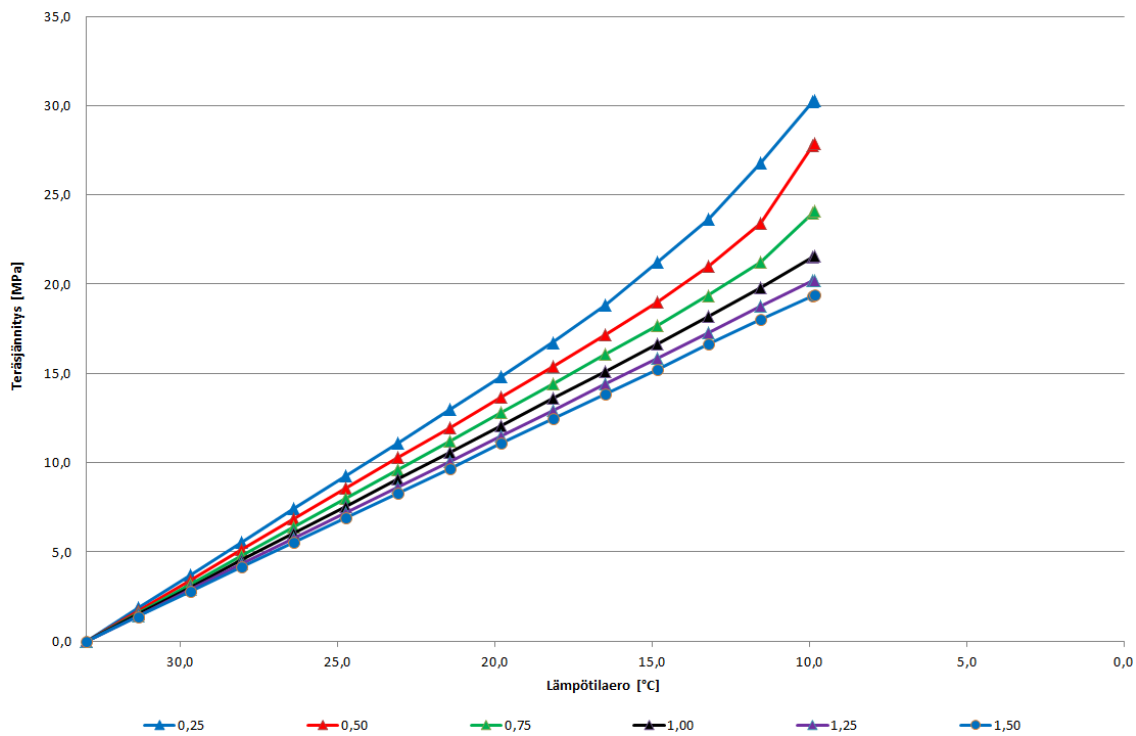
Kuva L4.20 Raudoitusvaihtoehdon $3850 \text{ mm}^2/\text{m}$ ekstrapoloitua teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



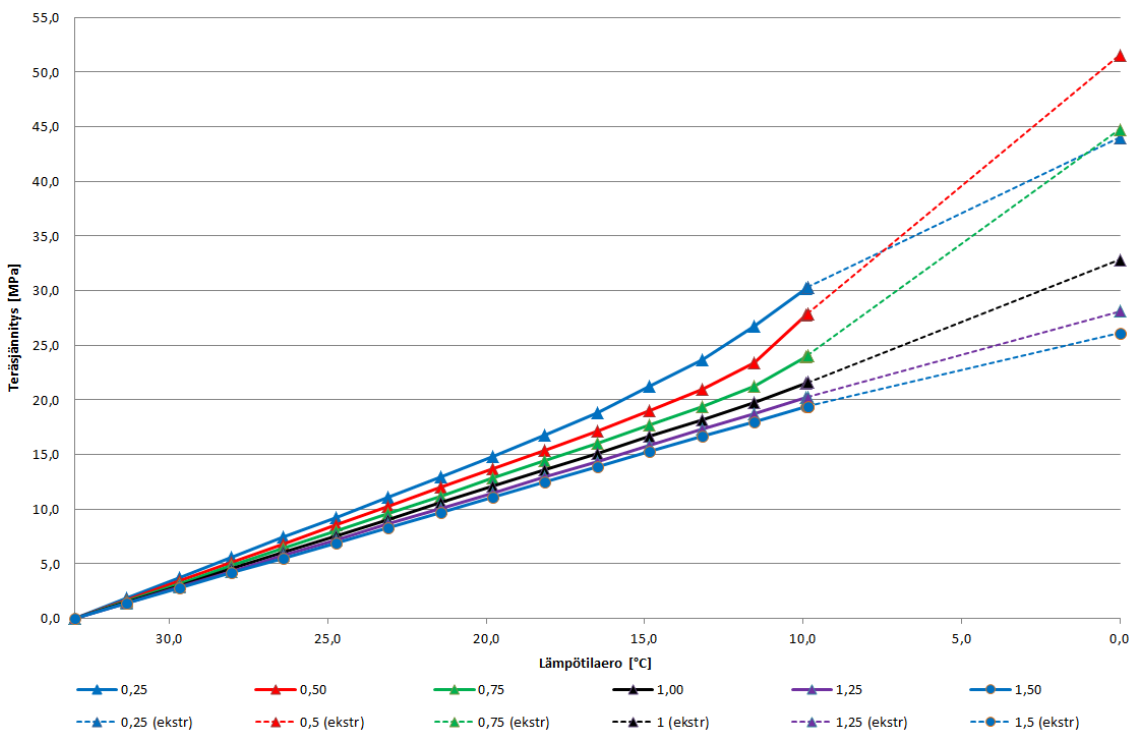
Kuva L4.21 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



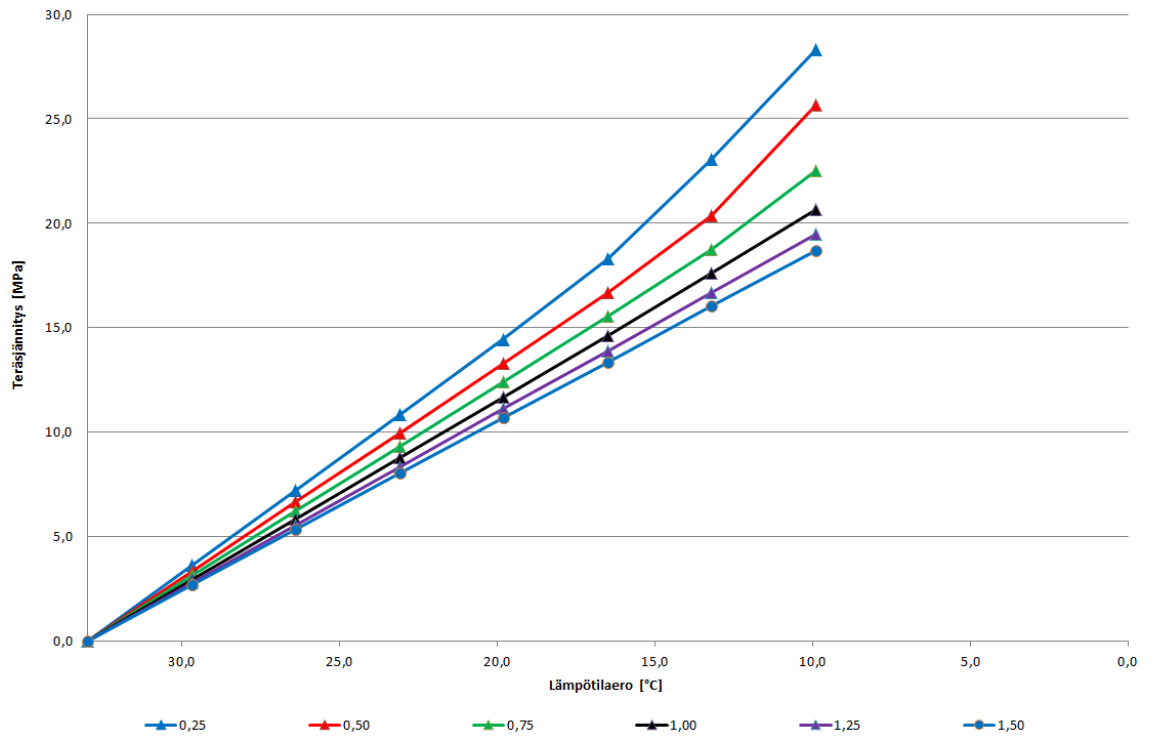
Kuva L4.22 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



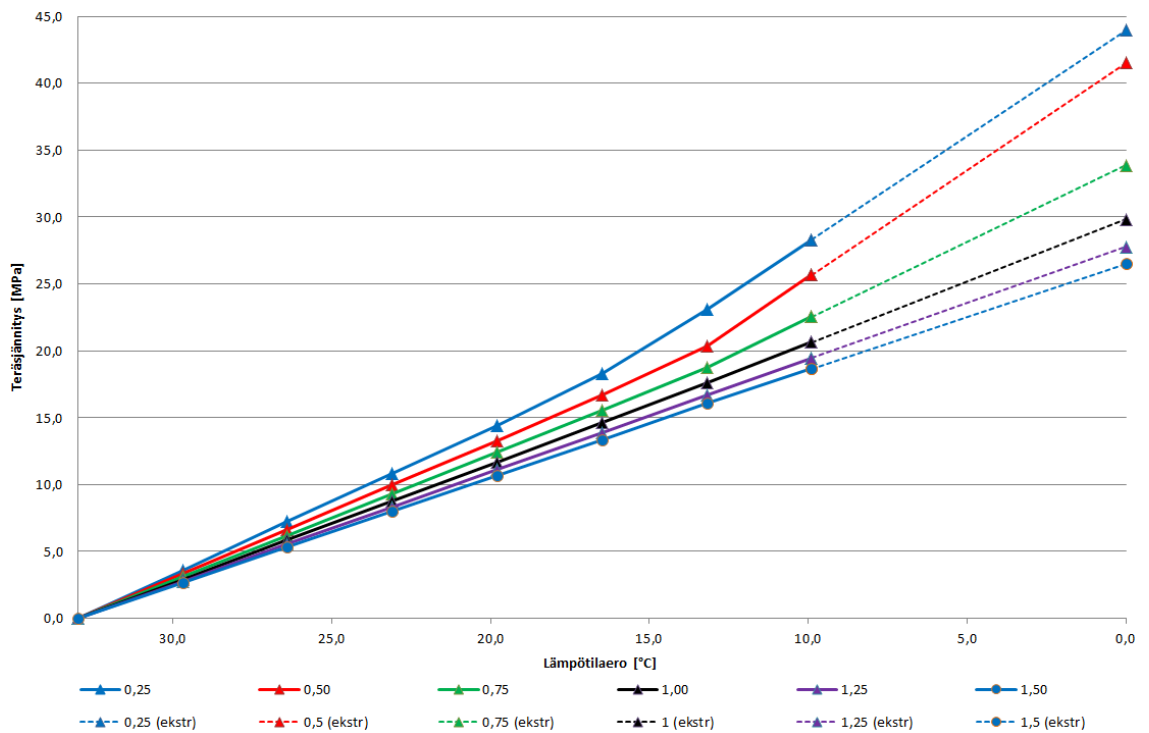
Kuva L4.23 Raudoitusvaihtoehdon 7850 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



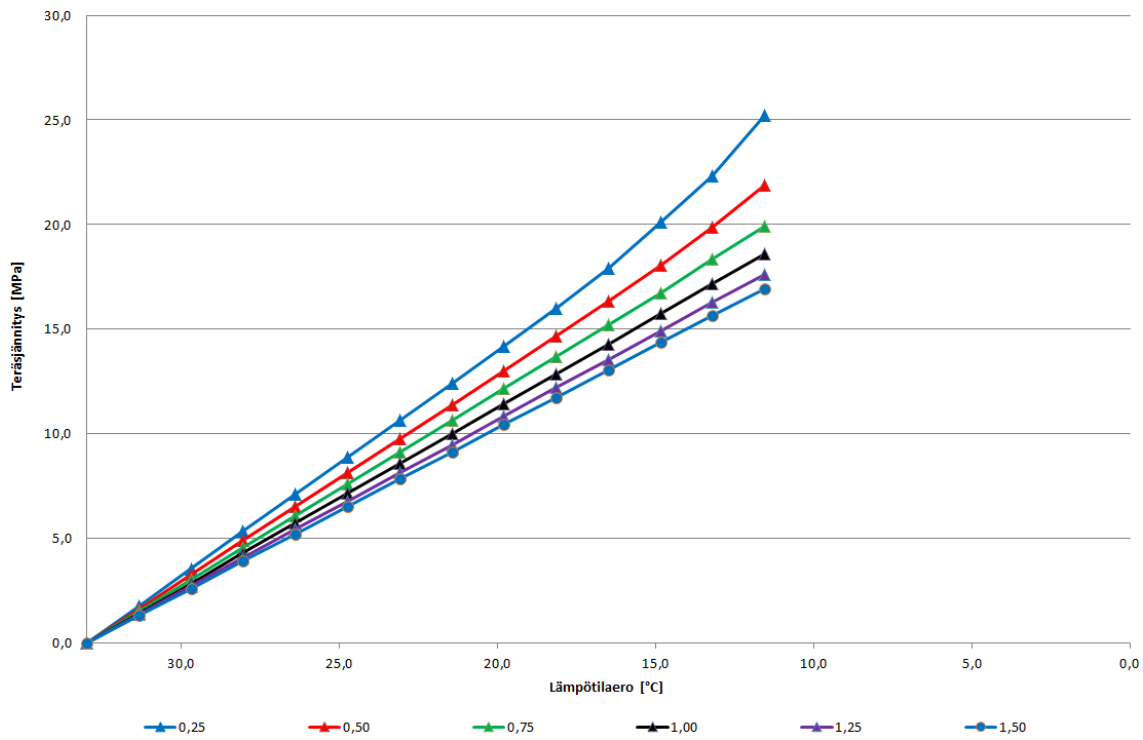
Kuva L4.24 Raudoitusvaihtoehdon 7850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



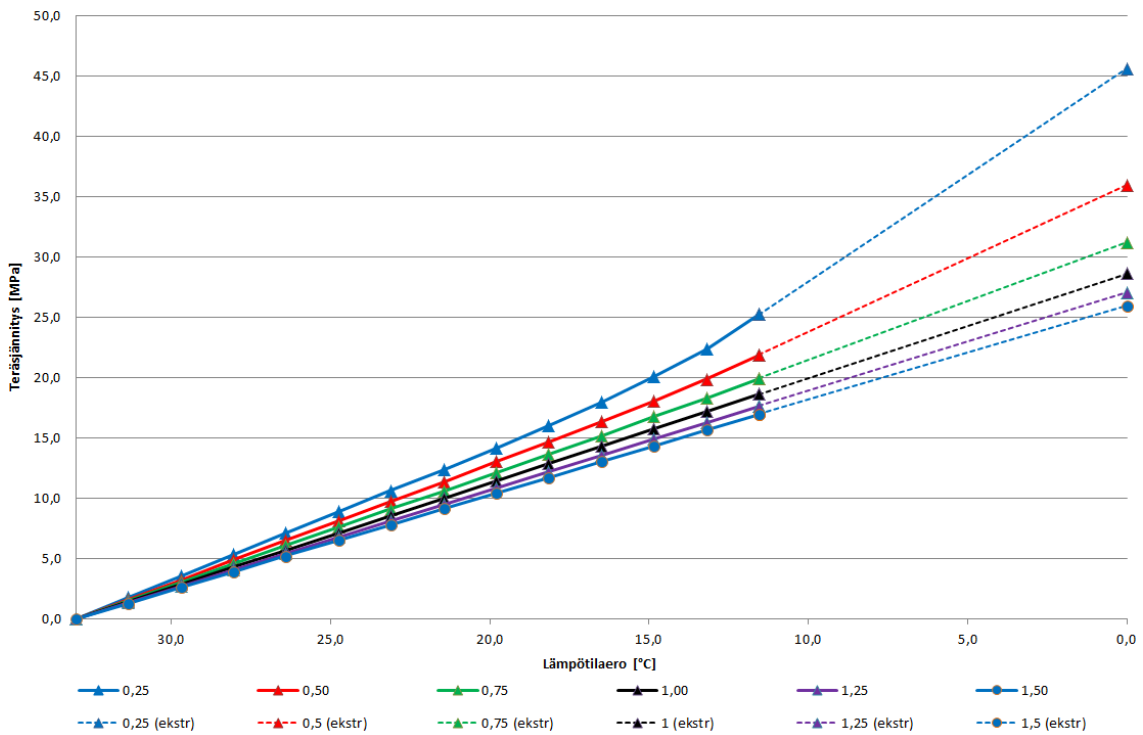
Kuva L4.25 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



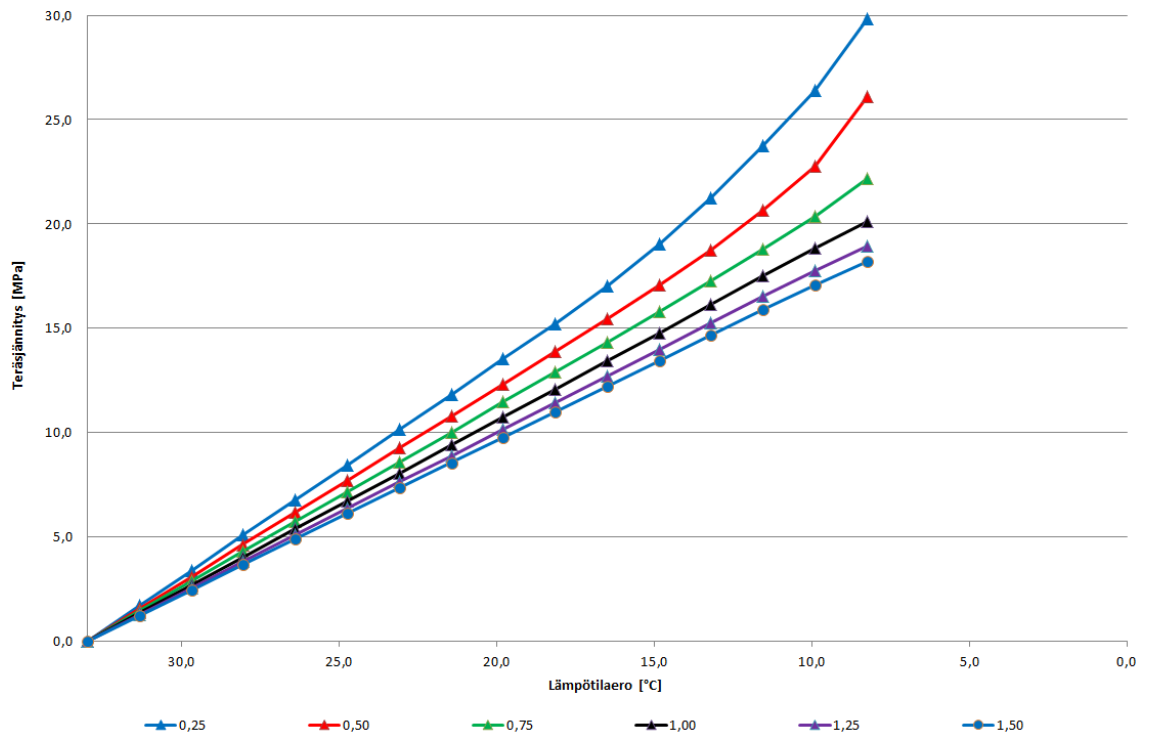
Kuva L4.26 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



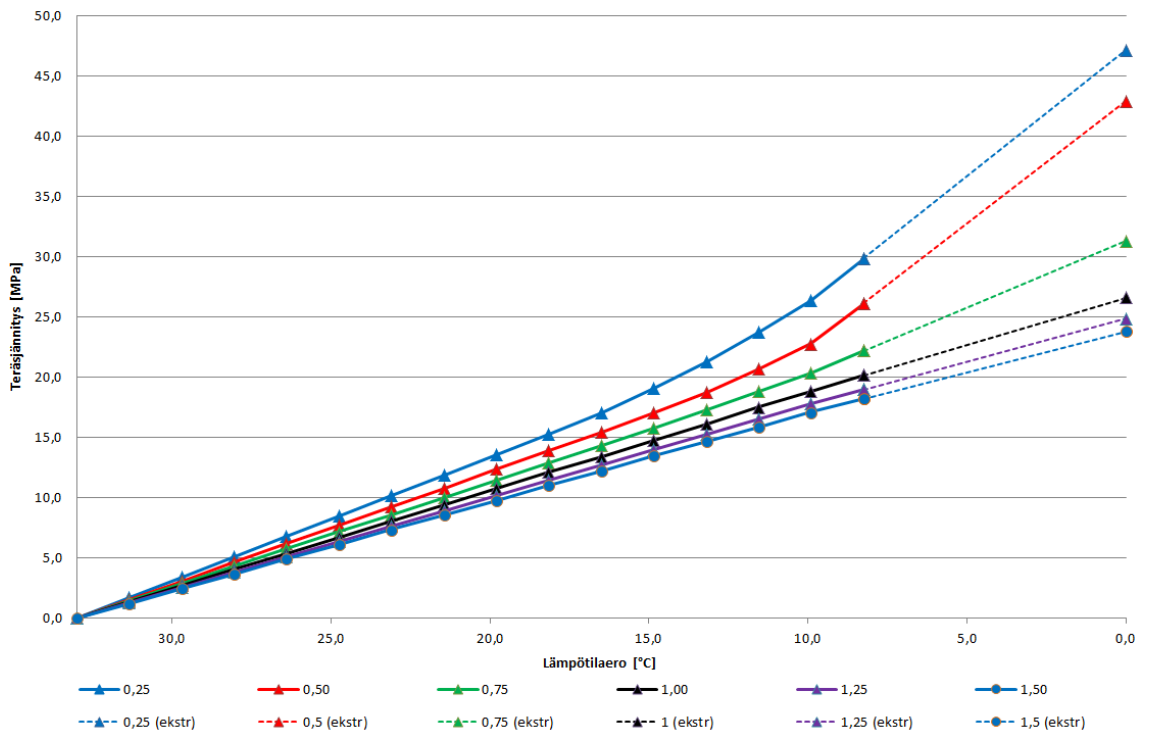
Kuva L4.27 Raudoitusvaihtoehdon 11310 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



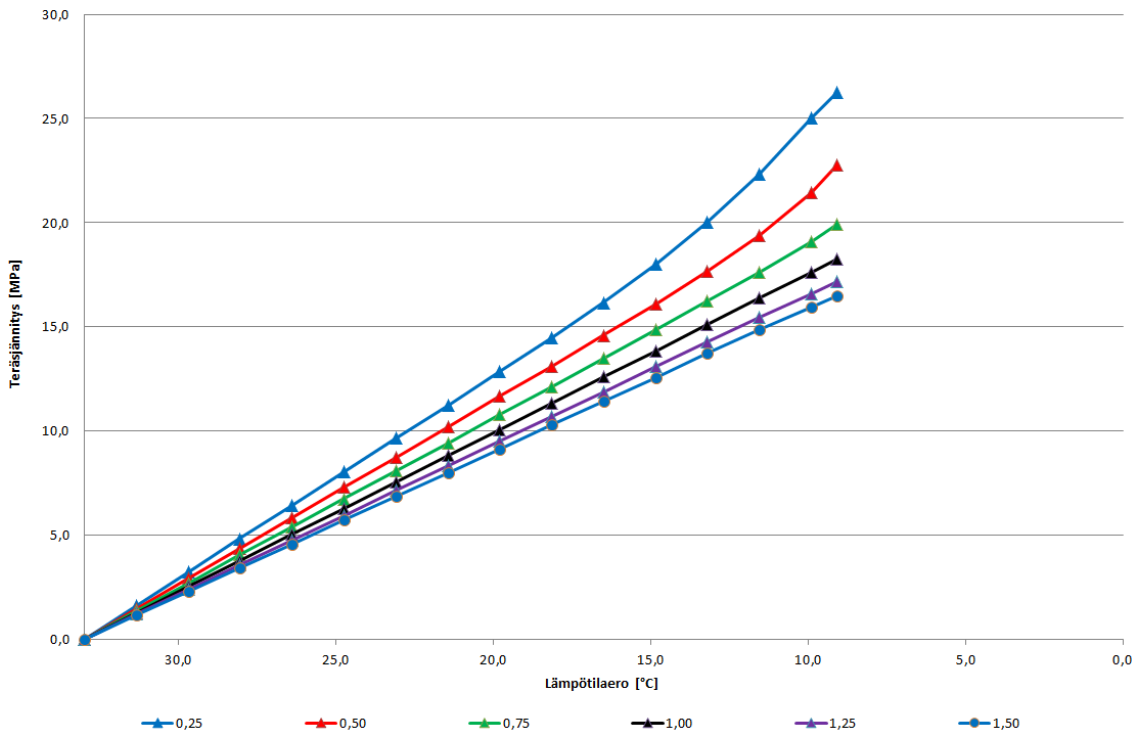
Kuva L4.28 Raudoitusvaihtoehdon 11310 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



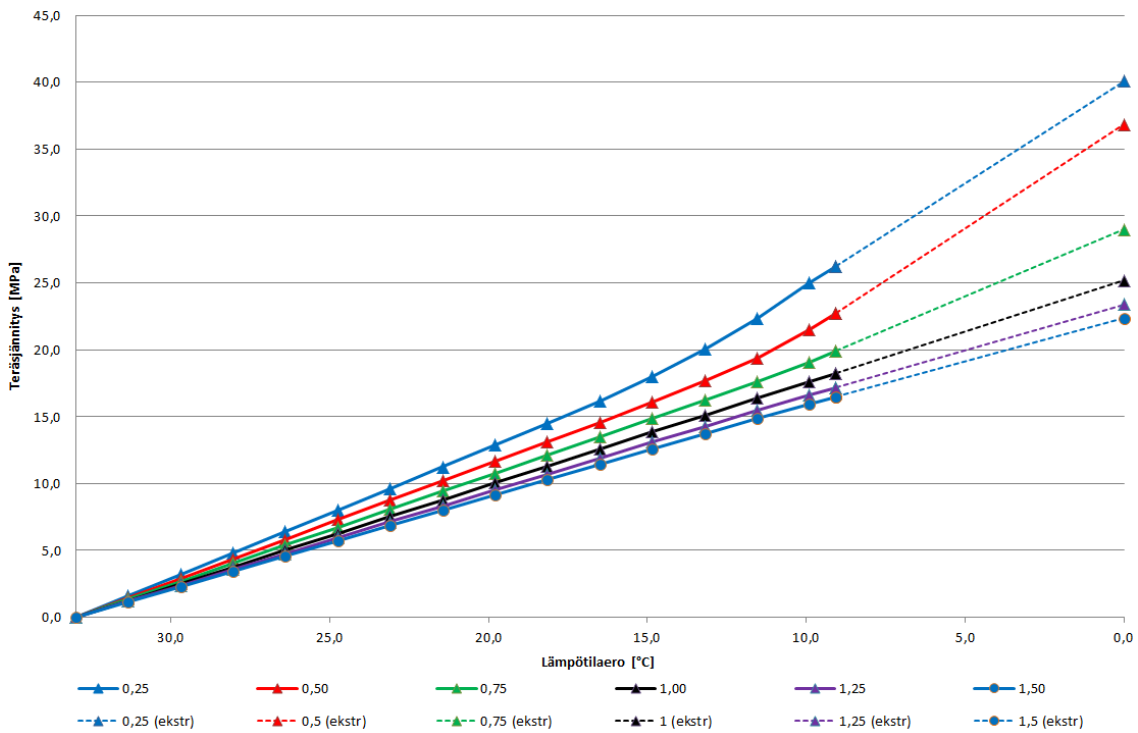
Kuva L4.29 Raudoitusvaihtoehdon $15390 \text{ mm}^2/\text{m}$ teräsännitykset 1,5 metrin levyssä



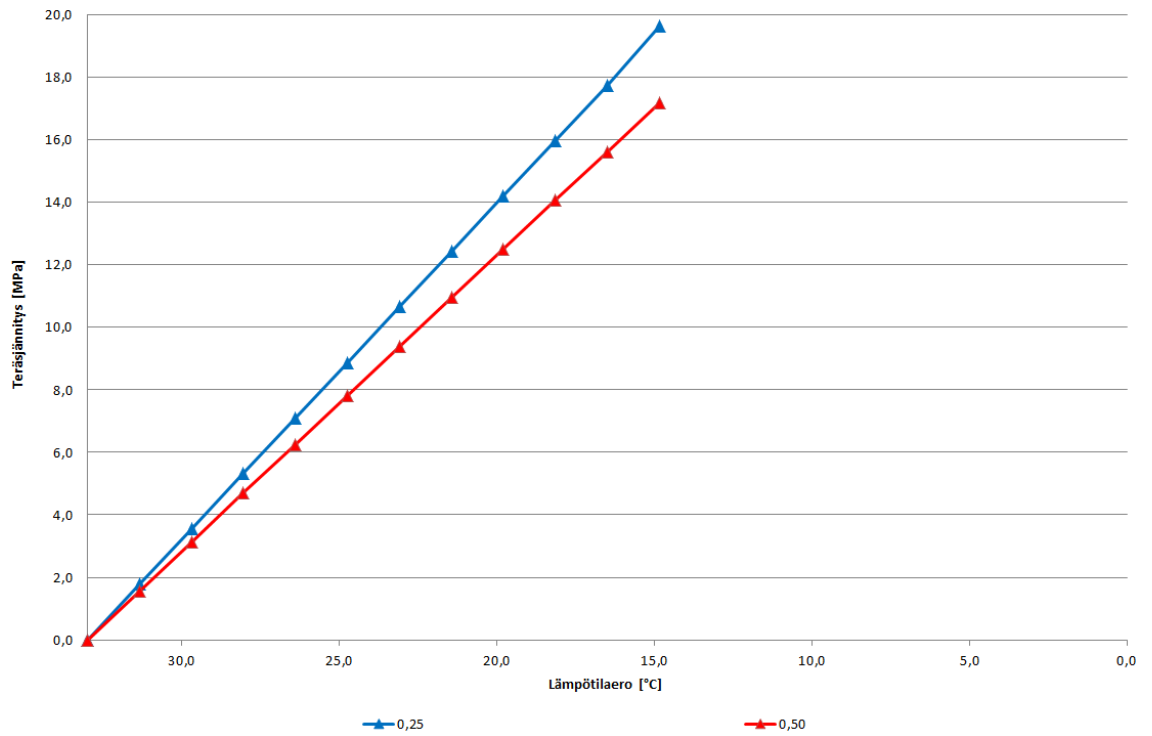
Kuva L4.30 Raudoitusvaihtoehdon $15390 \text{ mm}^2/\text{m}$ ekstrapoloitut teräsännitykset 1,5 metrin levyssä



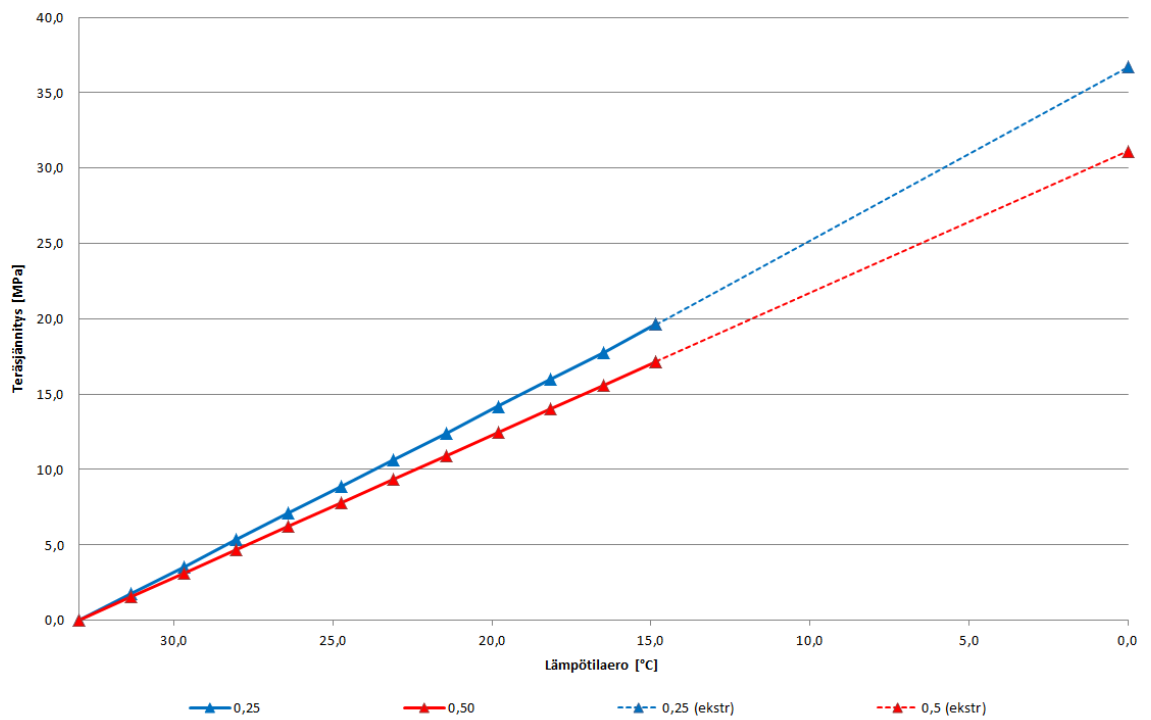
Kuva L4.31 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



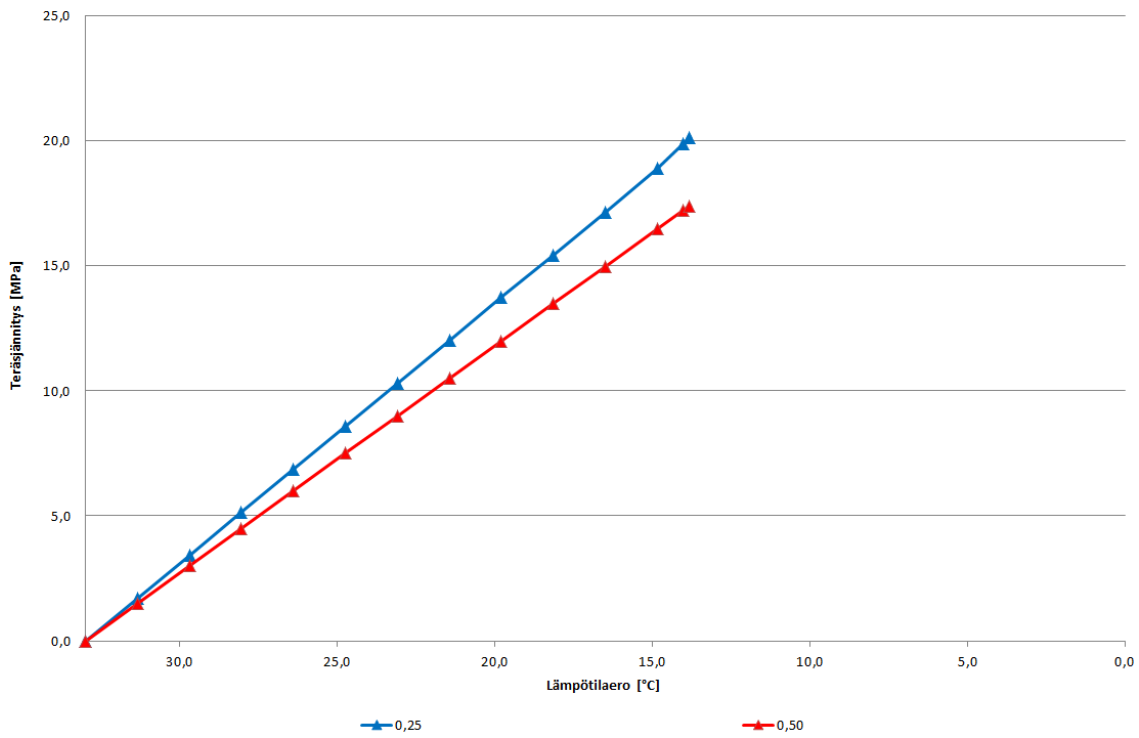
Kuva L4.32 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset 1,5 metrin levennyksessä



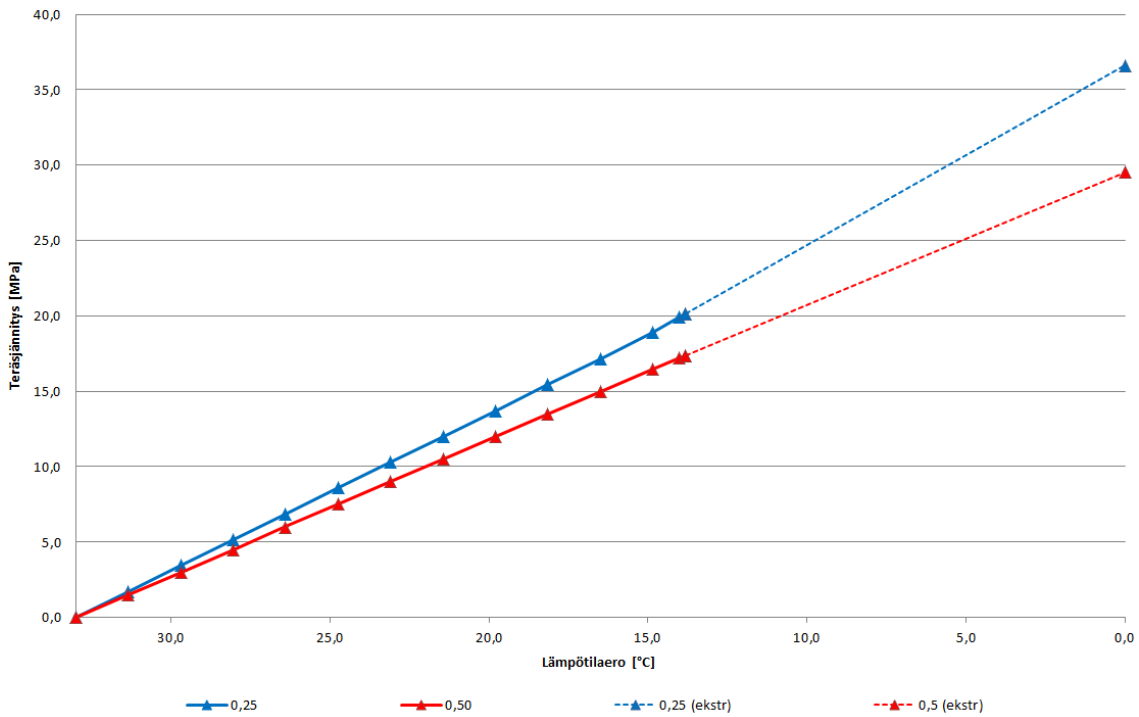
Kuva L4.33 Raudoitusvaihtoehdon 1960 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



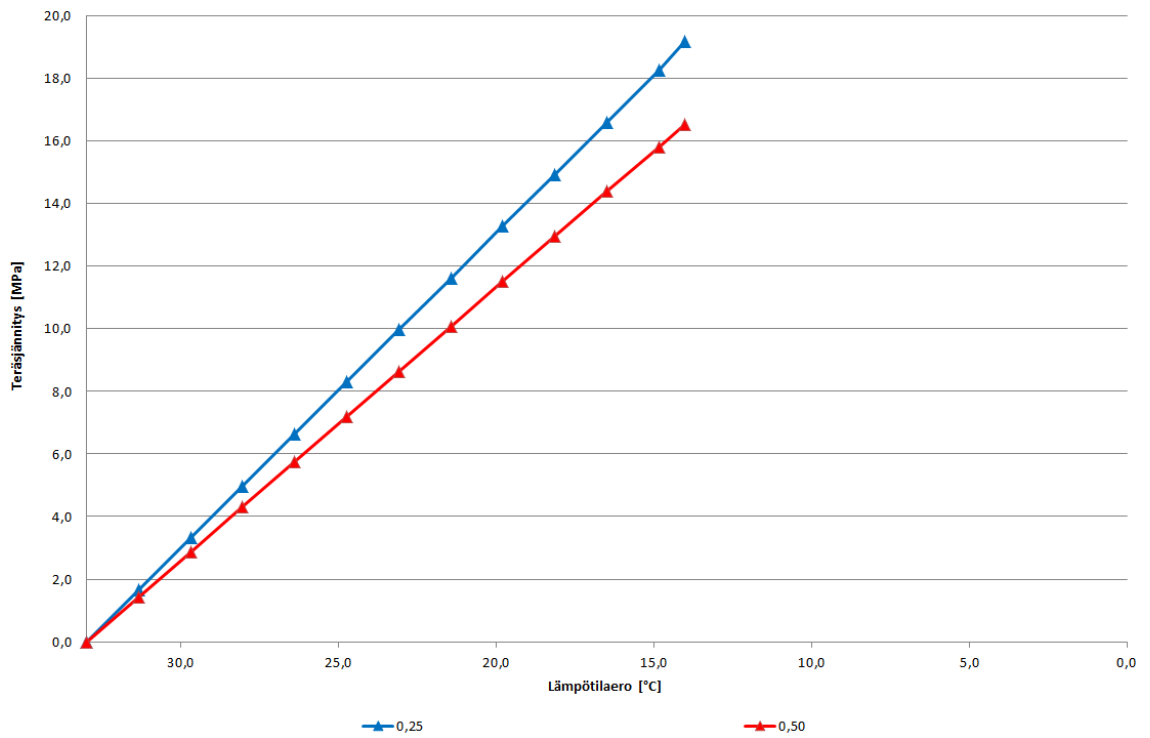
Kuva L4.34 Raudoitusvaihtoehdon 1960 mm²/m ekstrapoloitut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



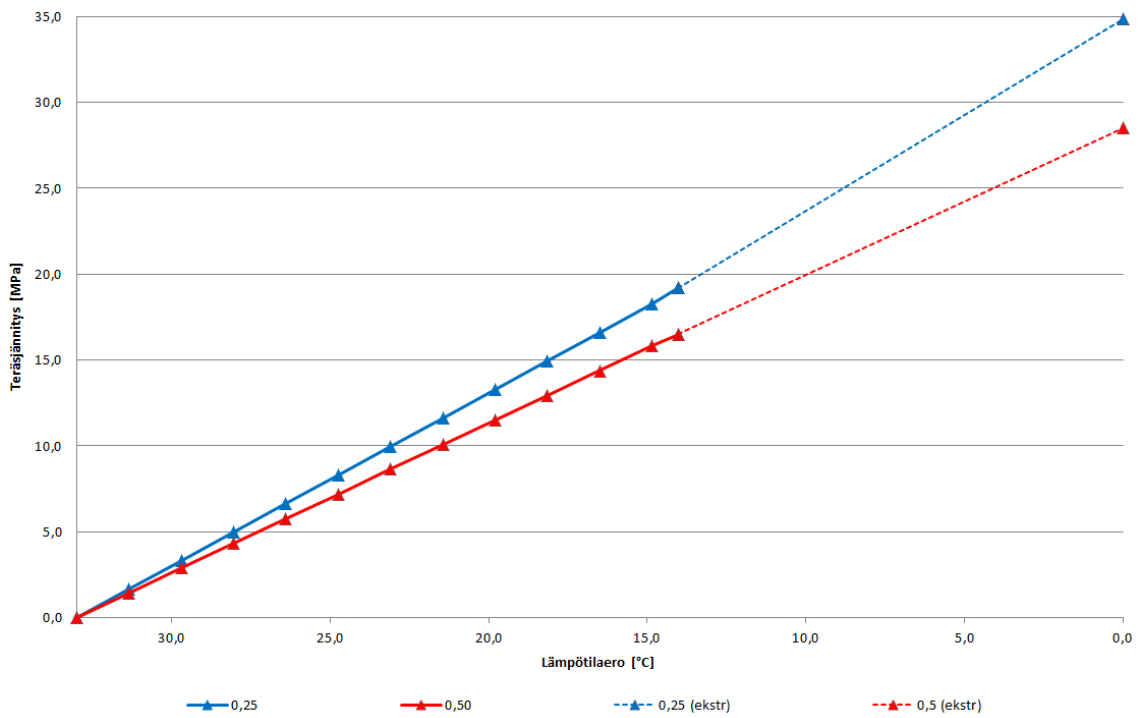
Kuva L4.35 Rauditusvaihtoehdon 3850 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



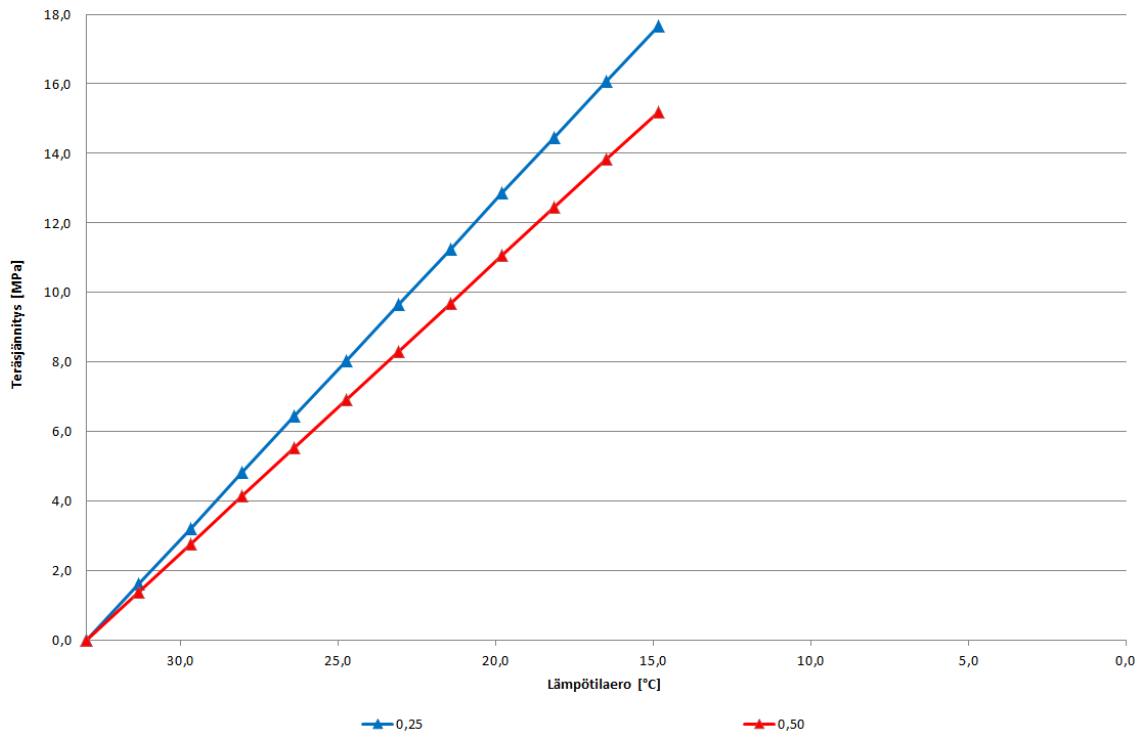
Kuva L4.36 Rauditusvaihtoehdon 3850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



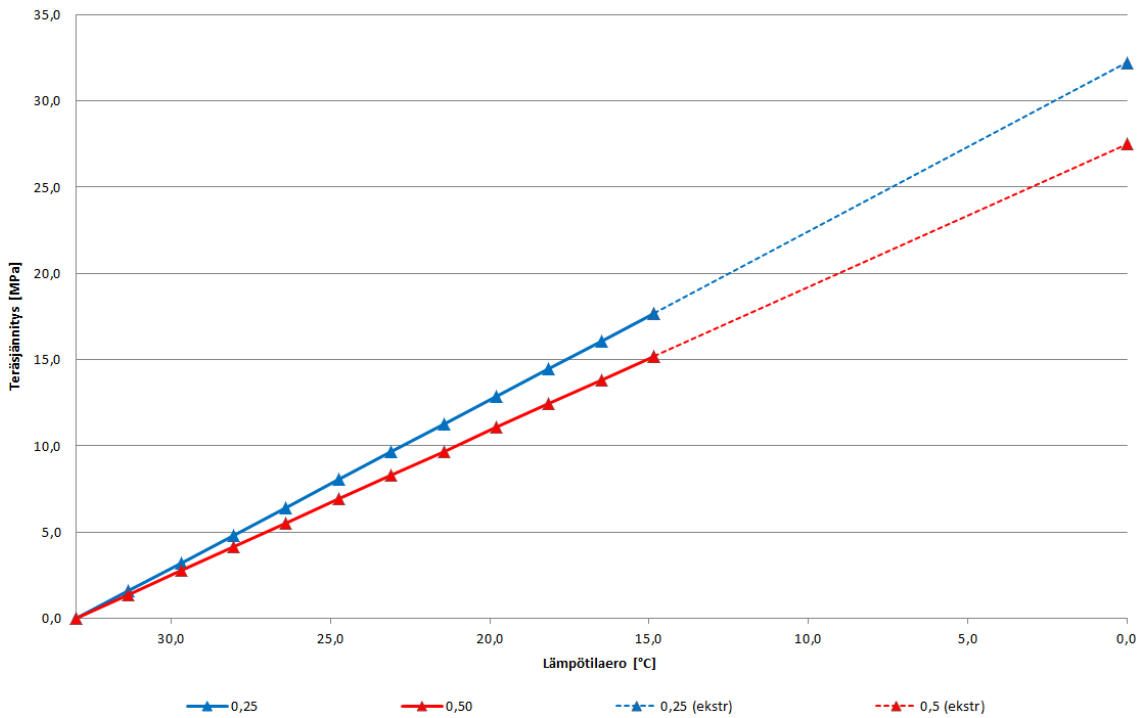
Kuva L4.37 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



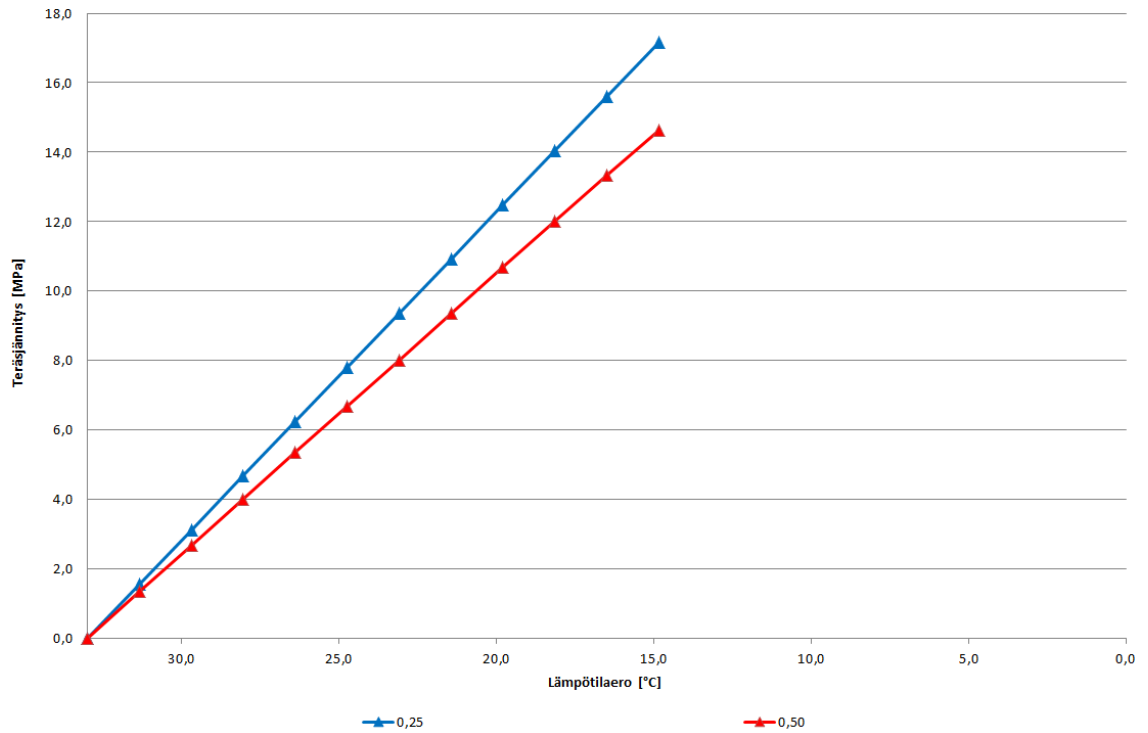
Kuva L4.38 Raudoitusvaihtoehdon 5810 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



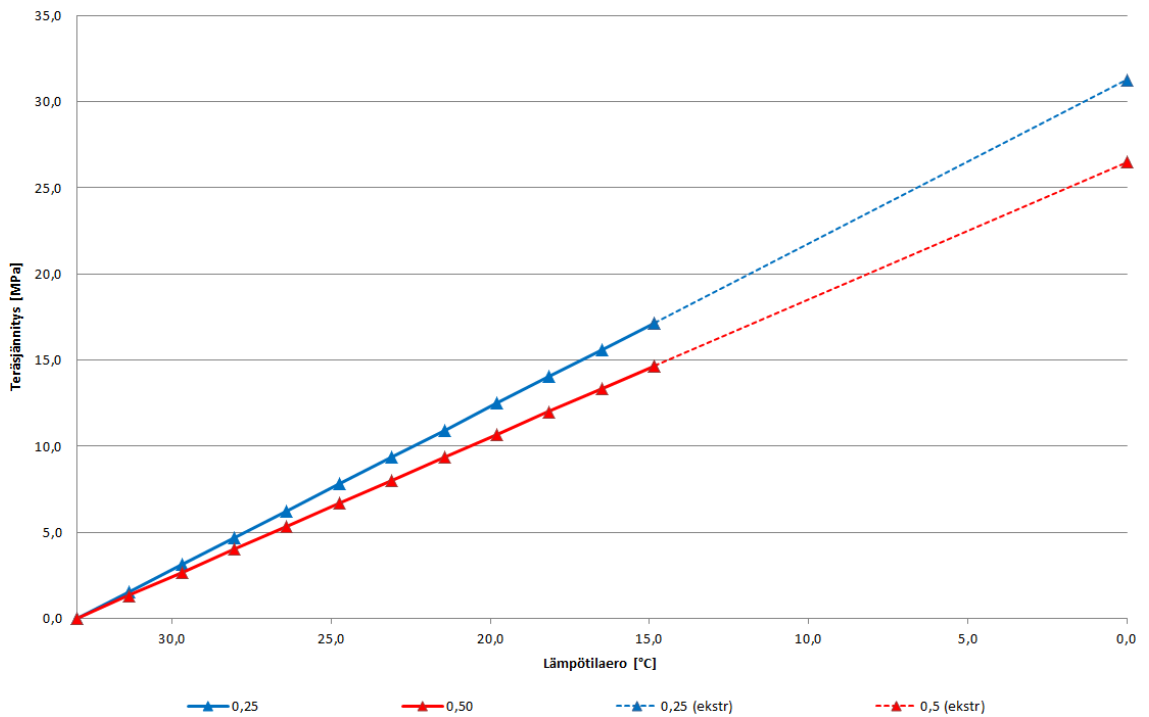
Kuva L4.39 Rauditusvaihtoehdon 7850 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



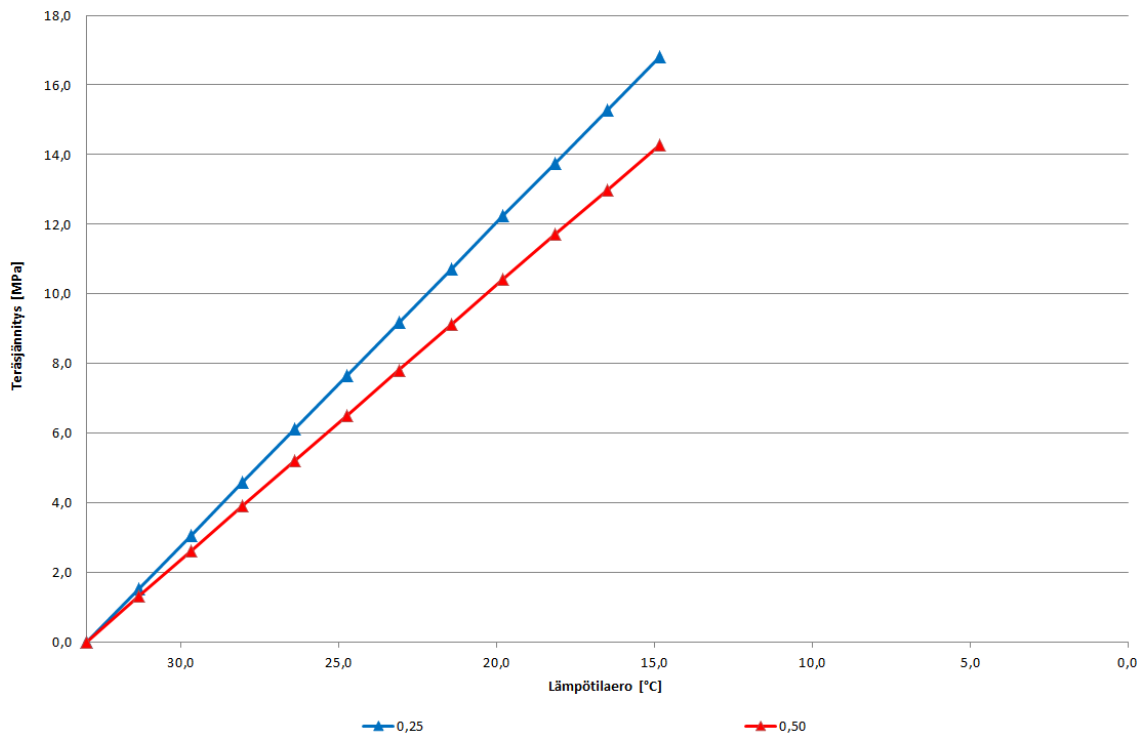
Kuva L4.40 Rauditusvaihtoehdon 7850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



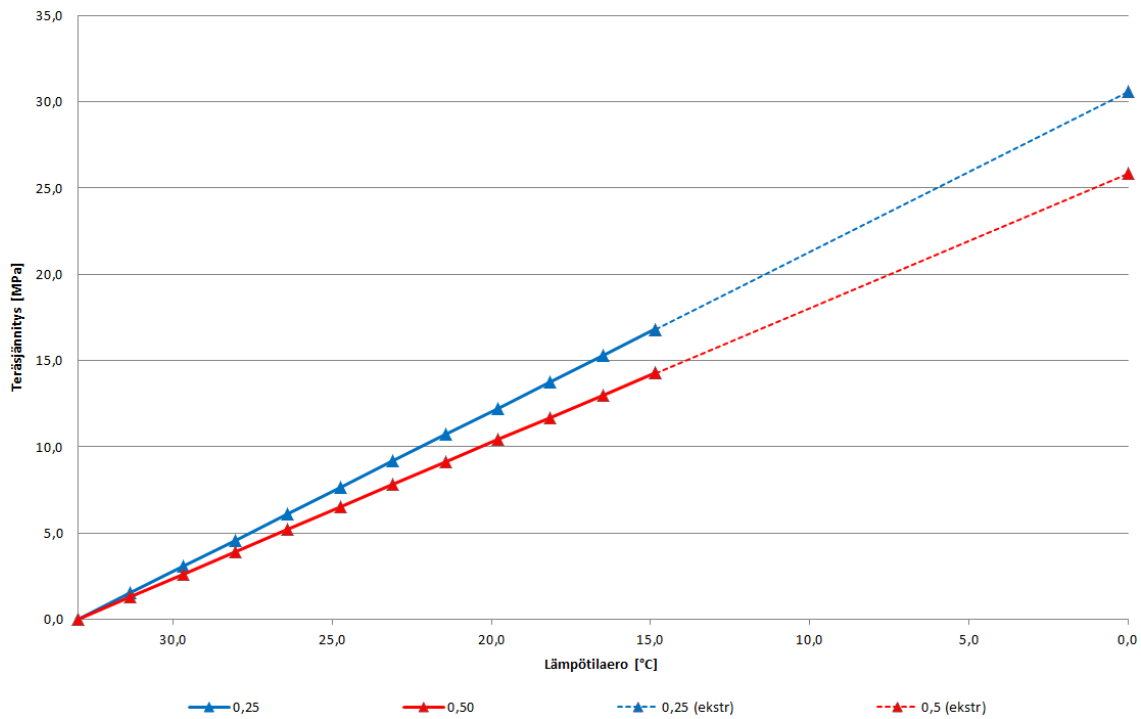
Kuva L4.41 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



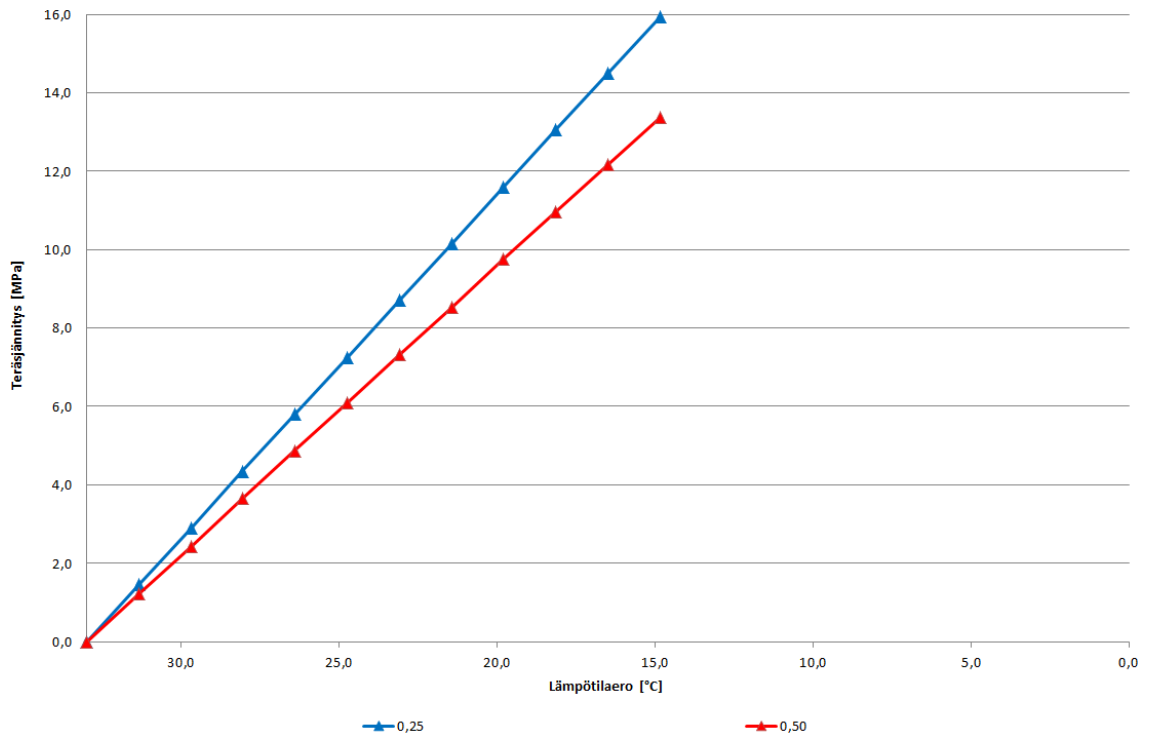
Kuva L4.42 Rauditusvaihtoehdon 9850 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



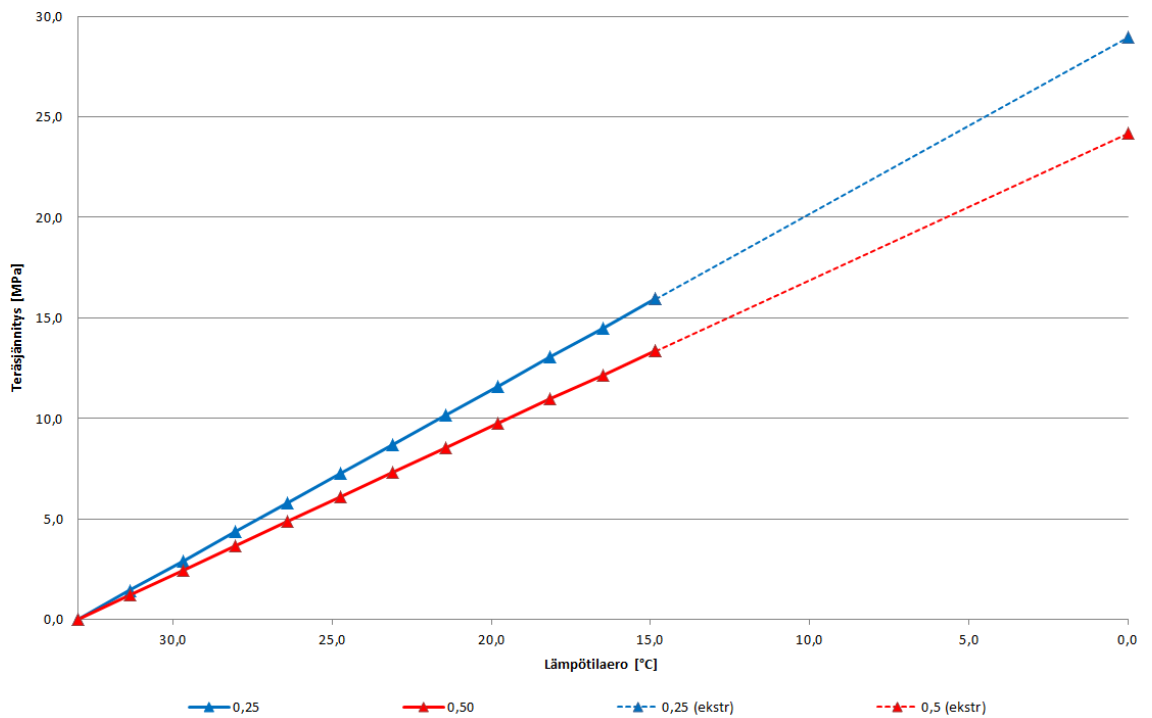
Kuva L4.43 Raudoitusvaihtoehdon 11310 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



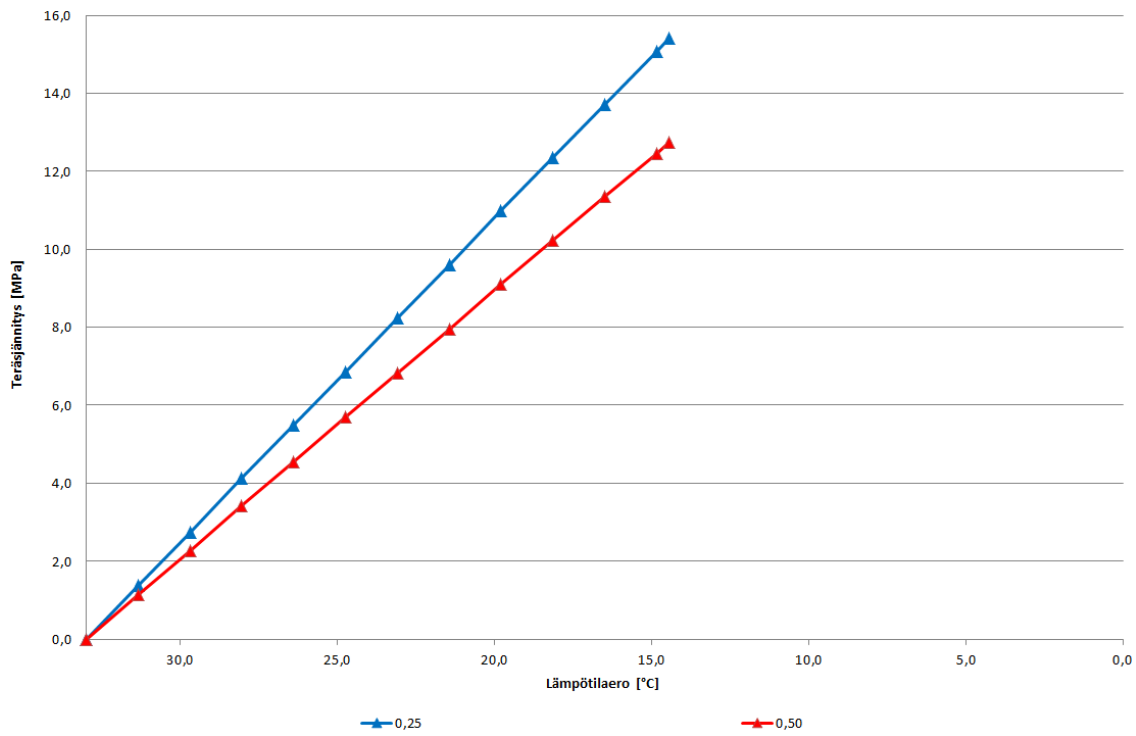
Kuva L4.44 Raudoitusvaihtoehdon 11310 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



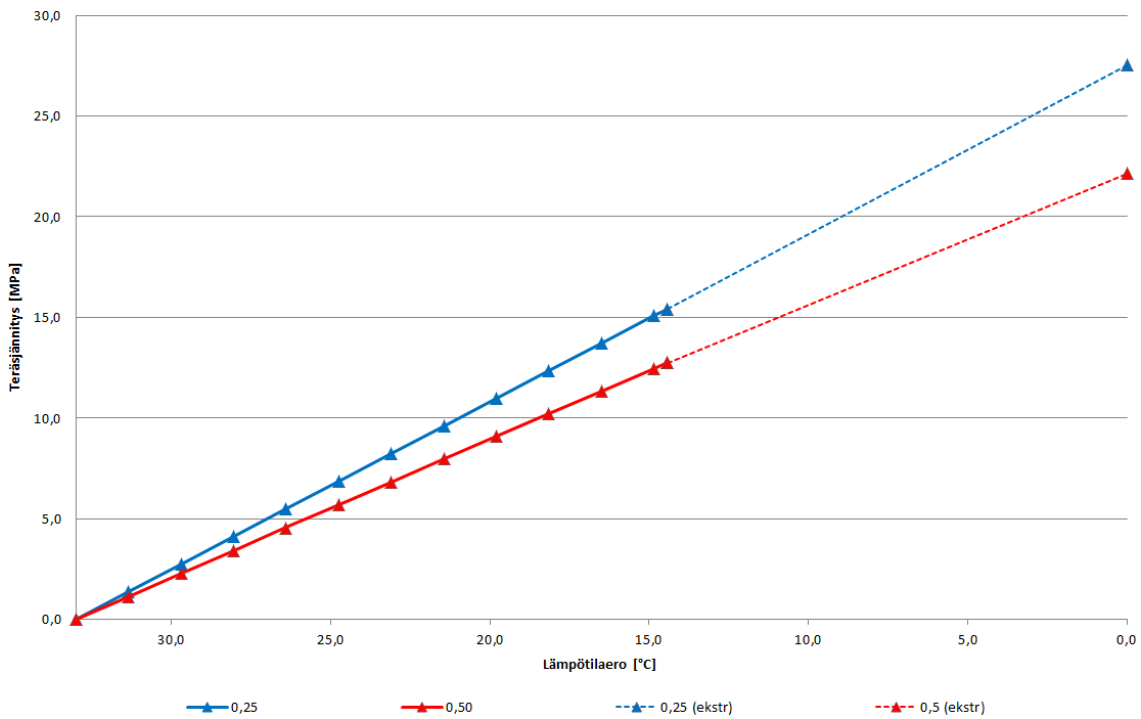
Kuva L4.45 Raudoitusvaihtoehdon 15390 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



Kuva L4.46 Raudoitusvaihtoehdon 15390 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



Kuva L4.47 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa



Kuva L4.48 Raudoitusvaihtoehdon 20110 mm²/m ekstrapoloidut teräsännitykset reunapalkkia uusittaessa