



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

IIRO OJAMAA
BETONIN HALKEILUN HALLINTA TASOMAISISSA JA VESITII-
VEISSÄ RAKENTEISSA

Diplomityö

Tarkastaja: prof. Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 9. joului-
kuuta 2015

TIIVISTELMÄ

IIRO OJAMAA: Betonin halkeilun hallinta tasomaisissa ja vesitiiveissä rakenteissa

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 144 sivua, 52 liitesivua

Huhtikuu 2017

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: Halkeamaleveys, pakkovoima, betonirakenteen jäykkyys, vesitiivis betoni

Tässä tutkimuksessa tarkastellaan betonirakenteiden halkeilua ja halkeilun vaikutusta rakenteen toimintaan. Tutkimuksessa keskitytään pääasiassa teräsbetonirakenteen raudoituksen suunnitteluun ja ennen kaikkea rakenteen halkeilun hallintaan betoniraudoituksen avulla. Tavanomaisia teräsbetonirakenteita suunniteltaessa rakenne suunnitellaan yleensä siten, että suunnittelun pääpaino on rakenteen ulkoisten kuormien hallinnassa, koska rakenteen omapaino, hyötykuorma tai luonnonkuorma ovat niitä kuormia, joihin eri suunnittelunormit pääasiassa keskittyvät. Tämän tutkimuksen pääpaino on betonirakenteen pakkovoimien aiheuttamien halkeamien hallinnassa. Pakkovoimia betonirakenteeseen aiheuttavat esimerkiksi betonin lämpötilan vaihtelut ja betonirakenteen kutistuminen. Ulkoisten kuormien aiheuttamien rasitusten vaikutus betonirakenteen halkeiluun on usein huomattavasti yksiselitteisempää kuin pakkovoimien aiheuttama halkeilu ja sen vuoksi tässä tutkimuksessa selvitetään, että mitkä asiat aiheuttavat rakenteeseen pakkovoimia, miten ne vaikuttavat rakenteen toimintaan ja miten teräsbetonirakenteen rauditus tulee suunnitella pakkovoimien aiheuttamille rasituksille.

Tutkimuksen teoriaosiossa tarkastellaan ensin betonin materiaaliominaisuuksia, jotka vaikuttavat betonin halkeiluun. Seuraavaksi tutkitaan teräsbetonipoikkileikkauksen halkeilumekanismia ja selvitetään, miten teräsbetonirakenne toimii haljenneessa tilassa. Halkeilumekanismin tutkimisen jälkeen esitellään erilaisia tapauksia, joissa rakenteeseen muodostuu pakkovoimia ja esitellään rakenteen laskennallista toimintatapaa näissä tapauksissa. Lisäksi esitellään erilaisia laskentamalleja, joiden avulla teräsbetonirakenteen rauditus voidaan suunnitella siten, että pakkovoimien aiheuttama halkeilu erilaisille rakenteille tulee otetuksi huomioon. Pakkovoimien aiheuttaman halkeilun tutkimisen jälkeen esitellään vielä teräsbetonirakenteen yksityiskohtien suunnittelua, jotta rakenteelle pystytään takaamaan esimerkiksi vaadittava vesitiiveys. Tutkimuksen lopussa tarkastellaan teräsbetonista säiliörakennetta, jonka halkeamaleveyksiä on mitattu työmaalla ja verrataan mitattuja tuloksia erilaisiin laskemalla saatuihin tuloksiin. Esimerkirakennetta tutkittiin myös mallintamalla sitä epälineaarilla elementtimenetelmällä Sofistik-ohjelman avulla.

Käsin laskemalla saatujen tulosten perusteella voidaan todeta, että tulokset vastaavat suuruusluokaltaan esimerkkikohteen todellisia halkeamaleveyksiä. Huomioitavaa kuitenkin on, että riippuen laskentatavasta, tuloksissa on huomattavia eroavaisuuksia, jotka johtuvat pääasiassa siitä, että eri laskentatavoissa on tehty erilaisia oletuksia rakenteen toimintatavasta. FEM-ohjelmalla saadut tulokset vastaavat myös suuruusluokaltaan todellisen rakenteen mitattuja halkeamaleveyksiä.

ABSTRACT

IIRO OJAMAA: Control of cracking in plane and watertight concrete structures
Tampere University of Technology
Master of Science Thesis, 144 pages, 52 Appendix pages
April 2017
Master's Degree Programme in Civil Engineering
Major: Structural Design
Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: Crack width, restraint force, stiffness of a concrete structure, watertight concrete

This study examines the cracking of concrete structures and the impact of cracking on the working of the concrete structures. This research mainly focuses on the reinforcement designing and on the crack control in concrete structures with reinforcement designing. Ordinary concrete structures are often designed so that the main focus in the design process is on the control of external loading, because the dead load, live loads and environmental loads are the loading cases on which the different design codes mainly focus. This study focuses on the restraint forces of concrete structures and on controlling the cracking of the structure caused by restraint forces. Typical cases that cause restraint forces to the structure are temperature variations in concrete structures and concrete shrinkage. Designing concrete structures for external loads is often more straightforward than designing the structure for restraint forces. Therefore, this study examines the cases where restraint forces occur, how restraint forces affect the working of the structure and how the reinforcement should be designed for the restraint forces.

Material properties of concrete that affect cracking are studied first. After that the mechanism of cracking and the working of cracked concrete sections are examined. After the cracking mechanism has been studied, different cases where restraint forces occur are introduced and different calculation methods for these cases are presented. Different calculation methods for reinforcement design in restraint force cases for various structures are also introduced. After studying the calculation process for restraint force cases, construction details for reinforced concrete structures are introduced so that, for example, the watertightness of a concrete structure can be guaranteed. In this study a reinforced concrete tank is examined. The crack widths of the tank were measured on the construction site. The measured crack widths are compared with the calculated crack widths. The tank structure was also examined using nonlinear finite element analysis with Sofistik program.

The calculated crack widths of the tank structure are of the same order of magnitude as the measured crack widths. It should be noticed, though, that there are significant differences in the calculation results depending on the calculation method. The differences in the calculation results are mainly a result of the different assumptions made in different calculation methods. The results from the finite element analysis correspond quite well with the crack widths measured on the construction site.

ALKUSANAT

Tämän diplomityön tarkastamisesta vastasi professori Anssi Laaksonen Tampereen teknillisestä yliopistosta, jota haluan kiittää hyvistä neuvoista ja keskusteluista työn edetessä. Lisäksi haluan kiittää DI Teuvo Meriläistä ja DI Hannu Nissistä työn aiheen keksimisestä ja ohjauksesta työn edetessä.

Espoossa, 8.3.2017

Iiro Ojamaa

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Betonirakenteen halkeilu	1
1.2	Erlaisia halkeilutyyppejä	1
1.2.1	Halkeamien itsetiivistyminen	3
1.3	Betonirakenteiden säilyvyysuunnittelu	4
1.3.1	Rasitusluokat	4
1.3.2	Betoniraidoitteiden suunnittelu	7
1.3.3	Halkeamaleveyden hallinta	8
1.4	Vesitiiviin rakenteen suunnittelu	9
1.5	Rakenteen pakkovoimat	11
1.6	Lämpötilakuormitus	12
2.	BETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET	14
2.1	Betonin lujuuden kehitys	14
2.1.1	Betonin puristuslujuuden kehitys	14
2.1.2	Betonin vetolujuuden kehitys	15
2.1.3	Betonin kimmokertoimen kehitys	16
2.2	Betonin ajasta riippuvat muodonmuutokset	17
2.2.1	Betonin kutistuma	18
2.2.2	Betonin viruminen	20
2.2.3	Pituuden lämpötilakerroin ja lämpötilamuodonmuutos	20
2.3	Betonin venymäkapasiteetti	21
2.4	Sementin hydrataatio	22
2.4.1	Hydrataatiolämpö	23
2.4.2	Varhaisvaiheen lämpötilan nousu	23
2.4.3	Varhaisvaiheen lämpöhalkeilu	29
2.4.4	Ettringiittireaktio	31
2.4.5	Hydrataatiolämmön laskentamalleja	32
2.4.6	Betonin ajasta riippuva lämpötilan nousu	35
2.5	Teräsbetonirakenteen jäykkyys	36
2.5.1	Rakenteiden erilaisia materiaalimalleja	38
2.5.2	Teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyys	39
2.5.3	Teräsbetonipoikkileikkauksen vetojäykkyys	46
2.6	Kutistuman vaikutus rakenteen jännityksiin	47
2.7	Lämpötilakuormien vaikutus rakenteen jännityksiin	48
2.7.1	Tasainen lämpötilakuorma	48
2.7.2	Lineaarisesti jakaantunut lämpötilakuorma	49
3.	BETONIRAKENTEEN HALKEILUMEKANISMI	52
3.1	Halkeamavälin laskenta	53
3.2	Keskimääräisten venymien erotus	58

3.3	Vähimmäisraudoitusala.....	65
3.4	DIN 1045-1:n mukainen laskentatapa.....	67
3.5	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa	70
4.	PAKKOVOIMISTA JOHTUVA HALKEILU.....	74
4.1	Ulkoisen pakkovoima	74
4.1.1	Ulkoisen pakkovoima Eurokoodin mukaan	74
4.1.2	Ulkoisen pakkovoima ACI:n mukaan	76
4.2	Sisäinen pakkovoima	80
4.2.1	Halkeilu sisäisestä pakkovoimasta.....	81
4.3	Ulkoisten pakkovoimien aiheuttamien halkeamaleveyksien laskenta	82
4.4	EN 1992-3 mukainen laskentatapa	83
4.4.1	Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu päistä.....	83
4.4.2	Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu pitkin yhtä sivua	86
4.5	ICE:n mukainen laskentatapa.....	90
4.5.1	Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu päistä.....	90
4.5.2	Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu pitkin yhtä sivua	93
4.5.3	Vaiheen 2 halkeilu	97
4.6	Yksinkertaistettu raudoitus pakkovoiman alaisille rakenteille.....	98
4.6.1	Eurokoodin mukainen laskentatapa	103
5.	BETONIRAKENTEEN YKSITYISKOHTIA	108
5.1	Betonirakenteiden saumat	108
5.1.1	Liikuntasauvojen sijoittelu seinissä	112
5.1.2	Työsaurojen sijoittelu seinissä	114
5.2	Halkeilun vaikutus rakennuksen jäykkyyteen.....	115
5.2.1	Jäykistävä seinä.....	115
5.2.2	Jäykistävä kuilu.....	116
5.2.3	Leikkausvoima halkeaman kohdalla.....	118
5.3	Betonimassan jäähdytys	120
6.	ESIMERKKIKOHTIEN TARKASTELU	122
6.1	Käsinlaskentamalli	125
6.2	Seinän mallinnus Sofistik-ohjelmalla	126
7.	TULOKSET	131
7.1	Käsinlaskentatulokset.....	133
7.2	Sofistik-mallin laskentatulokset	135
7.2.1	Varhaisvaiheen tarkastelu	135
7.2.2	Pitkäaikainen tarkastelu	137
7.2.3	30:n vuoden tarkastelu	138
7.3	Seinän suunnittelu eri halkeamaleveyksille	139
8.	JOHTOPÄÄTÖKSET	141
	LÄHTEET.....	145

- LIITE 1: KUTISTUMAN JA VIRUMAN LASKENTA EC2-1:N MUKAAN
- LIITE 2: BETONIN VARHAISVAIHEEN LÄMPÖTILAN NOUSU
- LIITE 3: ULKOILMAN KESKILÄMPÖTILOJA SUOMESSA
- LIITE 4: ESIMERKKIKOHTTEEN MITATTUJA HALKEAMALEVEYKSIÄ
- LIITE 5: PAKKOVOIMAKERROIN ANTURAN JA SEINÄN LIITOKSESSA
- LIITE 6: SEINÄN VAPAA MUODONMUUTOS
- LIITE 7: LASKETTUJA HALKEAMALEVEYKSIÄ SEINÄN SISÄPINNASSA
- LIITE 8: LASKETTUJA HALKEAMALEVEYKSIÄ SEINÄN ULKOPINNASSA
- LIITE 9: SEINÄN SUUNNITTELU ERI HALKEAMALEVEYDEN ARVOILLE
- LIITE 10: ERI PAKSUISTEN SEINIEN RAUDOITUSMÄÄRIÄ

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Isot kirjaimet

A_c	Betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_c	Haljenneen poikkileikkauksen toimiva pinta-ala
A_s	Teräspoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{s,min}$	Poikkileikkauksen vähimmäisraudoitus
A_u	Halkeilemattoman poikkileikkauksen toimiva pinta-ala
EA	Poikkileikkauksen vetojäykkyys
E_c	Betonin tangenttimoduli
E_{cm}	Betonin sekanttikimmokerroin
$E_{c,eff}$	Virumisen huomioonottava tehollinen kimmokerroin
EI	Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
E_s	Teräksen kimmokerroin
G	Liukumoduli
GA_w	Poikkileikkauksen leikkausjäykkyys
GI_v	Poikkileikkauksen vääntöjäykkyys
I	Poikkileikkauksen neliömomentti
I_c	Halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentti
I_u	Halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentti
I_v	Poikkileikkauksen vääntöneliömomentti
K_1	Viruman huomioonottava kerroin
L	Poikkileikkauksen pituus
M_{cr}	Poikkileikkauksen halkeamiskestävyys
N_{cr}	Poikkileikkauksen halkeamiskestävyys
Q_0	Sementin kokonaishydrataatiolämpö
R	Pakkovoimakkerroin
RH	Suhteellinen kosteus
S_n	Rakenteen luonnollinen halkeamaväli
T_1	Varhaisvaiheen lämpötilan nousu
T_2	Pitkäaikainen ympäristön lämpötilan vaihtelu
W_{ce}	Poikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus
$(EA)_{ef}$	Poikkileikkauksen tehollinen vetojäykkyys
$(EA)_I$	Halkeilemattoman poikkileikkauksen vetojäykkyys
$(EA)_{II}$	Täysin halkeilleen poikkileikkauksen vetojäykkyys
$(EI)_{ef}$	Poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys
$(EI)_I$	Halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
$(EI)_{II}$	Täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Pienet kirjaimet

a	Terminen diffusiviteetti
b	Poikkileikkauksen leveys
c	Betonipeitteen paksuus
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus

$f_{ctm,fl}$	Betonin keskimääräinen taiputusvetolujuus
f_{yk}	Teräksen myötöraja
h	Poikkileikkauksen korkeus
$h_{c,ef}$	Poikkileikkauksen tehollisen alueen korkeus
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus
k	Kerroin, joka ottaa huomioon eri suuruuksien, toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen
k_c	Poikkileikkauksen jännitys jakauman huomioonottava kerroin
s_0	Halkeamavälin minimiarvo
$s_{r,max}$	Suurin halkeamaväli
t	Poikkileikkauksen paksuus
u	Betonipoikkileikkauksen piiri
v_{Rdi}	Työsauman leikkauskestävyys
w_k	Halkeamaleveys
x	Neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta

Kreikkalaiset kirjaimet

α_c	Betonin pituuden lämpötilakerroin
α_e	Teräksen ja betonin kimmokerroinsuhde
$\beta_{cc}(t)$	Betonin iästä t riippuva kerroin
ϵ_{ca}	Betonin sisäinen kutistuma
ϵ_{cc}	Betonin virumamuodonmuutos
ϵ_{cd}	Betonin kuivumiskutistuma
ϵ_{cm}	Betonin keskimääräinen venymä
ϵ_{cr}	Betonin halkeilua aiheuttava venymä
ϵ_{cs}	Betonin kokonaiskutistuma
ϵ_{ctu}	Betonin venymäkapasiteetti
ϵ_{cT}	Betonin lämpötilamuodonmuutos
ϵ_{free}	Rakenneosan vapaa muodonmuutos
ϵ_r	Estetty muodonmuutos
ϵ_{sm}	Teräksen keskimääräinen venymä
$\theta(t)$	Betonin adiabaattinen lämpötilan nousu
ρ	Poikkileikkauksen raudoitussuhde
σ_s	Teräksen jännitys
τ_b	Teräksen ja betonin välinen tartuntajännitys
φ_0	Nimellinen virumaluku
ϕ	Terästangon halkaisija
ΔT	Lämpötilaero

1. JOHDANTO

1.1 Betonirakenteen halkeilu

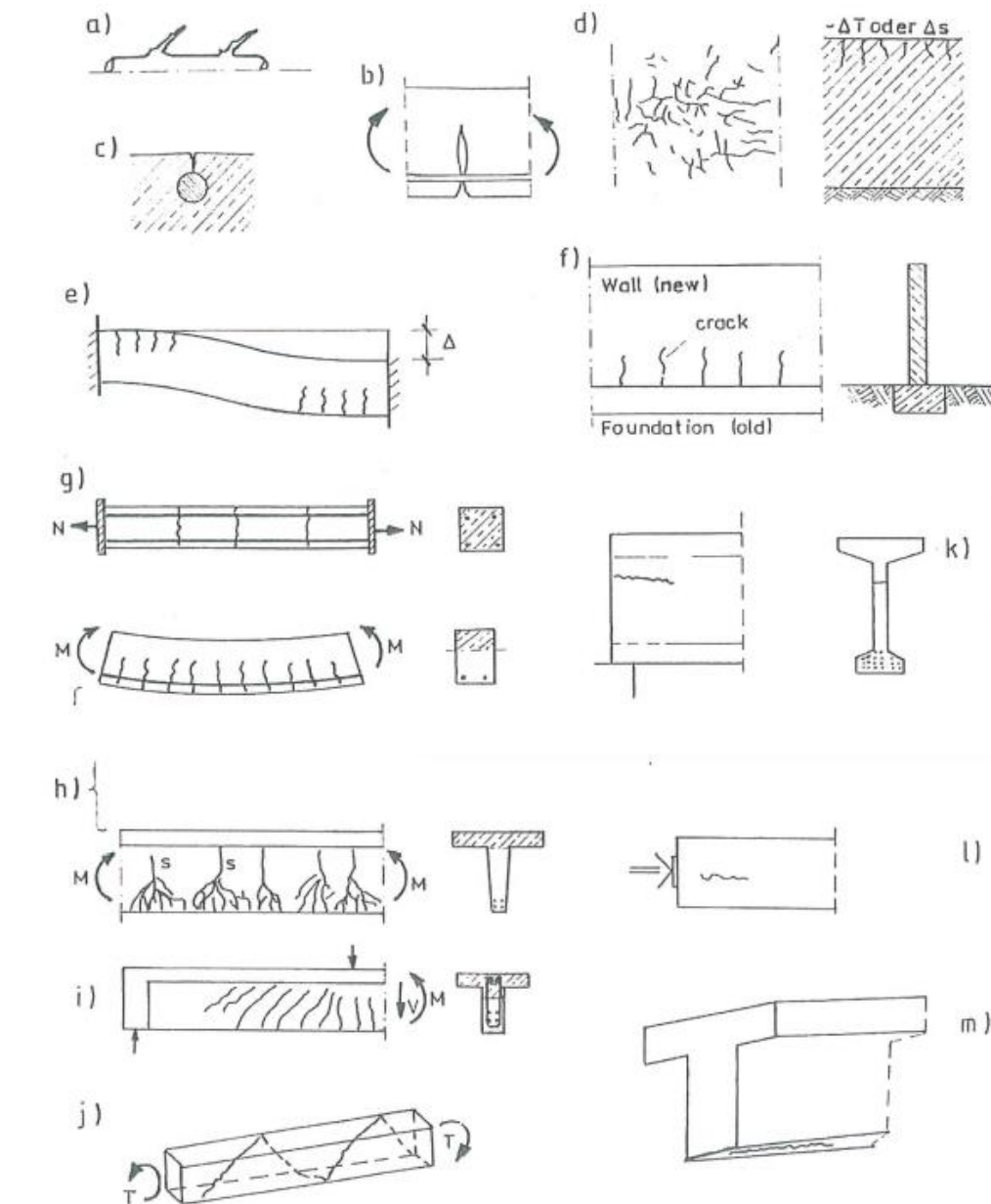
Halkeilu on betonille luontainen ominaisuus, jota ei pystytä ikinä estämään kokonaan. Betonin halkeilu johtuu betonin heikosta vetolujuudesta, jonka ylittyessä rakenteeseen muodostuu halkeama. Betonirakenteen halkeamat voidaan karkeasti jakaa varhaisvaiheen halkeamiin ja kovettuneessa betonissa tapahtuviin halkeamiin. Etenkin betonin valun jälkeinen varhaisvaihe on betonin halkeilun kannalta kriittinen vaihe, koska betonin vetolujuus ei ole vielä saavuttanut kovinkaan suurta lujuutta. Betonirakenteen halkeilua pystytään hallitsemaan esimerkiksi hyvällä suunnittelulla, toteutuksella ja materiaaliominaisuuksien valinnalla siten, että halkeilusta ei aiheudu lopulliselle rakenteelle sellaista toiminnallista tai ulkonäöllistä haittaa, joka ei ole hyväksyttävissä. Laskennallisessa halkeilun hallinnassa keskitytään siihen, että betonirakenteeseen muodostuvien halkeamien halkeamaleveydet pysyvät sallituissa rajoissa. Betonin halkeilua ei voida yleistää jostain tietystä ominaisuudesta tai rasituksesta johtuvaksi ilmiöksi, vaan halkeiluun on hyvin monia erilaisia ja eri asioista johtuvia syitä. Betonirakenteessa voi tapahtua halkeilua koko sen eliniän ajan ja eri syistä johtuvia halkeilumekanismia voi usein olla vaikea erottaa toisistaan. [12][16][20]

Betonin halkeilu alentaa aina betonin laatua, koska halkeilu lisää betonin läpäisevyyttä. Betonin raudoitusta suojaava vaikutus perustuu betonin emäksisyyteen, jonka johdosta betonin sisällä oleva raudoitus ei pääse ruostumaan. Kun betoni pääsee halkeilemaan, niin sen läpäisevyys kasvaa, jonka johdosta betonin raudoitusta suojaava vaikutus heikkenee. Betoniin pääsee lisäksi tunkeutumaan halkeamien kautta haitallisia aineita, kuten esimerkiksi klorideja. Teräsbetonirakenteen kannalta haitallisimpia halkeamia ovat 0,2 - 0,4 mm:n halkeamat, koska niiden kautta rakenteeseen pääsee tunkeutumaan raudoituksen korroosion kannalta haitallisia aineita nopeasti. Mikäli rakenteen halkeilu on esimerkiksi laattarakenteessa pääraudoitustankojen suuntaista, niin raudoituksen korroosiota voi esiintyä hyvin suurellakin alueella rakenteessa. [16][20]

Vaikka betonirakenteen halkeilu käsitetään yleensä huonoksi asiaksi, niin sillä on toisaalta myös hyvät puolensa, koska halkeilun ansiosta rakenteen toimintatapaa pystytään arvioimaan tarkemmin. Halkeilun johdosta rakenteeseen muodostuvista vetojännityksistä saadaan selkeämpi kuva kuin tapauksessa, jossa rakenteeseen ei muodostu halkeamia.

1.2 Erilaisia halkeilutyypppejä

Betonirakenteen erilaisia halkeilutyypppejä on esitetty taulukossa 1 ja kuvassa 1.



Kuva 1 Eri syistä johtuvia halkeamia betonirakenteessa. [55]

Taulukko 1 Kuvan 1 mukaiset betonin halkeamatyypit. [55]

<i>a</i>	Mikrohalkeama	<i>h</i>	Taivutushalkeama
<i>b</i>	Halkeaman muoto	<i>i</i>	Leikkaushalkeama
<i>c</i>	Plastisesta painumisesta aiheutuva halkeama	<i>j</i>	Vääntöhalkeama
<i>d</i>	Kutistumisen tai hydrataatiolämmön aiheuttama halkeama	<i>k</i>	Lohkeilusta johtuva halkeama
<i>e</i>	Painumaerosta johtuva halkeama	<i>l</i>	Halkaisuvoimasta johtuva halkeama
<i>f</i>	Estetystä muodonmuutoksesta johtuva kutistumishalkeama	<i>m</i>	Ankkurointialueen halkeama
<i>g</i>	Vetohalkeama		

Betonirakenteen halkeilu voi johtua betonin materiaaliominaisuuksista, työn suorituksesta, ympäristöolosuhteista, kuormituksesta jne. Osa halkeilutyypeistä johtuu betonin pakkomuodonmuutoksista. Esimerkiksi suuret lämpötilaerot tai betonin kutistuma aiheuttavat betonirakenteeseen pakkovoimia, mikäli rakenteen muodonmuutos on estetty. Mikäli pakkovoimien aiheuttamat vetovoimat ylittävät betonin vetokapasiteetin, niin betoni halkeaa. Betonirakenne on harvoin sellainen, että siihen pakkovoimien johdosta aiheutuvat muodonmuutokset pääsisivät tapahtuvaan vapaasti. Rakenteen vapaita muodonmuutoksia on yleensä estämässä jokin toinen rakenneosa tai vaihtoehtoisesti rakenteeseen voi muodostua sisäinen jännitystila poikkileikkauksen pinnan ja sisäosan välille, kun poikkileikkauksen yli vaikuttaa lämpötilagradientti. Erityisesti massiivisissa betonivaluissa voi esiintyä merkittäviäkin lämpötilaeroja rakenteen pinnan ja sisäosan välillä betonin hydrataatiolämmön tuoton johdosta. Kovettumisvaiheen lämpötilaerojen aiheuttama halkeilu syntyy yleensä ensimmäisen tai ensimmäisten päivien jälkeen betonin valusta. Lämpötilaerojen lisäksi toinen pakkomuodonmuutoksia aiheuttava betonin ominaisuus on betonin kuivumiskutistuminen. Kuivumiskutistumaa tapahtuu rakenteessa hitaasti, minkä johdosta kuivumiskutistumasta johtuvia halkeamia voi syntyä pitkän ajan kuluessa. [16][55]

Rakenteen ulkoisesta kuormituksesta johtuvia halkeamia ovat esimerkiksi leikkausvoiman, taivutusmomentin tai vääntömomentin aiheuttamat halkeamat. Rakenteiden suunnittelussa on yleensä keskitytty ulkoisen rasituksen aiheuttamien halkeamien hallintaan, mutta rakenteen suunnittelussa tulisi lisäksi huomioida betonin materiaaliominaisuuksista johtuvien pakkomuodonmuutosten aiheuttama halkeilu. [55]

Betonissa tapahtuu lisäksi aina niin sanottua mikrohalkeilua. Mikrohalkeilua tapahtuu betonin pinnalla sekä betonin kiviainespartikkeleiden ympärillä. Betonin mikrohalkeamia on vaikea erottaa betonirakenteen pinnalta, koska niiden leveys on alle 0,05 mm. Betonin mikrohalkeilua tapahtuu eri osa-aineiden erilaisen laajenemisen seurauksena silloin, kun betonin vetolujuus on vielä alhainen. Mikrohalkeiluun vaikuttaa myös betonin sisäinen kuivuminen. Betonin kovettumisen aikaisten lämpötilaerojen hallinta on paras tapa pienentää syntyvää mikrohalkeilua. [16]

1.2.1 Halkeamien itsetiivistyminen

Betonissa ei käytännössä koskaan tapahdu sementin täydellistä hydrataatiota, vaan betoniin jää aina jonkin verran hydratoitumatonta sementtiä. Kun betonirakenteessa tapahtuu halkeilua, niin halkeamien kautta betoniin pääsee tunkeutumaan kosteutta. Halkeamien kautta betoniin tunkeutunut vesi voi käynnistää betonissa hydrataatioreaktion uudelleen, mikäli vesi pääsee kosketuksiin hydratoitumattoman sementin kanssa. Sementin hydrataatiotuotteet pystyvät tällaisessa tapauksessa täyttämään betoniin syntyneen halkeaman, jolloin puhutaan halkeaman itsetiivistymisestä. Halkeamien itsetiivistymisellä on merkitystä erityisesti vesitiiveissä rakenteissa, koska halkeamien tiivistyessä betonin vedenläpäisevyys pienenee. Betonirakenteen halkeilun suunnittelussa hal-

keamien itsetiivistymistä ei yleensä oteta huomioon ilmiön monimutkaisuuden vuoksi, vaan halkeamien itsetiivistyminen on rakenteelle ikään kuin lisävarmuutta. Halkeamien itsetiivistyminen on betonirakenteessa yleensä sitä täydellisempää, mitä pienempiä rakenteen halkeamaleveydet ovat. Rakenteessa pääsee tapahtumaan halkeamien itsetiivistymistä mikäli seuraavat ehdot ovat voimassa: [16]

1. Betonissa on hydratoitumatonta sementtiä ja vettä.
2. Halkeaman leveys ei vaihtele ajan kuluessa.
3. Läpivirtaava vesi ei ole kemiallisesti syövyttävää.
4. Läpivirtaus ei ole niin voimakasta, että tiivistymistuotteet huuhtoutuvat pois.
5. Vesi voi haihtua betonin pinnalta.

1.3 Betonirakenteiden säilyvyysuunnittelu

Betonirakenteen säilyvyysuunnittelulla tarkoitetaan rakenteen suunnittelukäyttöään ja rasitusluokkien määrittelyä. Rakenteen suunnittelukäyttöällä tarkoitetaan koko rakennukselle tai rakennuksen osalle määriteltyä käyttöään vaatimusta. Suunnittelukäyttöään määrittelyssä rakennuksen tai rakenteen käyttöikä määritetään siten, että suunnittelukäyttöikä saavutetaan 95 %:n varmuudella. Jotta rakenteelle pystytään takaamaan haluttu suunnittelukäyttöikä, niin rakenteen suunnittelulle ja toteutukselle on asetettava erilaisia vaatimuksia. Näitä vaatimuksia ovat esimerkiksi betonin laatuun liittyvät tekijät. Betonirakenteen säilyvyysuunnittelu käsittää seuraavat vaiheet: [25]

1. Suunnittelukäyttöään ja rasitusluokkien määrittely.
2. Betonin laatuparametrien, halkeamaleveyden, rakennemittojen ja muiden käyttöikään vaikuttavien tekijöiden määrittely siten, että suunnittelukäyttöikään liittyvät vaatimukset täyttyvät.
3. Muiden säilyvyysohjeiden ja rakenteen myöhempään käyttöön liittyvien ohjeiden laatiminen.

1.3.1 Rasitusluokat

Betonirakenteiden halkeilun hallinnan kannalta keskeisin säilyvyysuunnitteluun liittyvä tekijä on rakenteen rasitusluokka. Rakennesuunnittelijan vastuulla on määrittää ja valita rakenteen rasitusluokka seuraavien rasitustekijöiden mukaan:

1. Betonin karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio
2. Kloridien aiheuttama korroosio

3. Merivedessä olevien kloridien aiheuttama korroosio
4. Jäätymis-/sulamisrasitus
5. Kemiallinen rasitus

Rakenteen rasitusluokat on jaettu 18 erilaiseen rasitusluokkaan. Taulukossa 2 on esitetty standardin EN 206-1 mukaiset rakenteen rasitusluokat eri ympäristöolosuhteiden mukaisesti. Suomen olosuhteisiin sopiva tarkempi rasitusluokitus on esitetty julkaisussa BY51. Rakenne voi kuulua samanaikaisesti useampaan kuin yhteen rasitusluokkaan. [25]

Taulukko 2 Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat standardin EN 206-1 mukaan.

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta. Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva.	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen. Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa. Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri. Ulkona oleva sateelta suojattu betoni.
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille. Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5. Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet. Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat. Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6. Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio, XC-luokat

Betonin raudoitusta suojaava vaikutus perustuu betonin emäksisyyteen ja teräksen pinnalle muodostuvaan oksidikalvoon emäksisessä ympäristössä. Betonin huokosveden ollessa riittävän emäksistä betoniteräs passivoituu, jolloin teräksessä ei pääse tapahtumaan korroosiota. Kun betonin emäksisyys laskee tarpeeksi matalalle, betoniraudoituksessa alkaa tapahtumaan korroosiota. Betonin emäksisyyden lasku ajan myötä johtuu betonin karbonatisoitumisesta. Betonin karbonatisoitumisella tarkoitetaan ilmassa olevan hiilidioksidin reagoimista betonissa olevien kalsiumyhdisteiden kanssa. Karbonatisoitumisen seurauksena betonin pinta neutraloituu ja sen emäksisyys pienenee. Betonin karbonatisoituminen riippuu ennen kaikkea betonin tiiveydestä ja kalsiumhydroksidipitoisuudesta. Betonin tiiveydestä riippuu, kuinka helposti ilmassa oleva hiilidioksidi pääsee tunkeutumaan betoniin. Kalsiumhydroksidipitoisuudesta puolestaan riippuu, että kuinka paljon hiilidioksidia on mahdollista sitoutua betoniin. Betonin karbonatisoituminen on nopeinta, kun ympäröivän ilman suhteellinen kosteus on noin 50 %. Rasitusluokassa XC3 olosuhteet ovat karbonatisoitumisen kannalta pahimmat. [53]

Kloridien aiheuttama korroosio, XD- ja XS-luokat

Mikäli betonirakenne on alttiina kloridirasitukselle, raudoituksen korroosion on mahdollista alkaa myös silloin, kun terästen ympärillä on vielä emäksinen ympäristö. Kloridien tunkeutuminen betoniin on useissa tapauksissa merkittävästi betonirakenteen elinikää rajoittava tekijä. Kloridien aiheuttamaa teräskorroosiota voidaan rajoittaa tekemällä betonista mahdollisimman tiivistä ja sijoittamalla betoniteräkset mahdollisimman kauaksi betonirakenteen pinnasta. Kloridien rasittamalle betonirakenteelle on annettu lisäksi tiukemmat halkeamaleveysvaatimukset kuin XC-rasitusluokissa. Klorideja pääsee tunkeutumaan betoniin pääasiassa merivedestä ja jäänsulatusaineista, kuten esimerkiksi tiesuolasta. Klorideille alttiit rakenteet on jaettu kahteen eri rasitusluokkaan riippuen kloridien tyypistä. XD-rasitusluokkaan kuuluvat rakenteet, jotka ovat alttiina muulle kuin merivedestä peräisin olevalle kloridirasitukselle ja XS-rasitusluokkaan kuuluvat meriveden klorideille alttiit rakenteet. Klorideille altteissa rakenteissa tulisi pääsääntöisesti välttää ruostumattoman betoniraudoituksen käyttöä, koska siihen pystyy muodostumaan teräsjännityksen alaisena pistekorroosiota, joka heikentää raudoitusta nopeasti ja huomaamattomasti. Rasitusluokissa XD3 ja XS3 olosuhteet ovat kloridirasituksen kannalta pahimmat. [53]

Jäätymis-sulamisrasitus, XF-luokat

Jäätymis-sulatusrasitus perustuu betonin pakkasrapautumiseen. Pakkasrapautuminen johtuu pääasiassa betonin kapillaarihuokosissa jäätyvästä vedestä. Vaurioituminen ilmenee betonin lujuuden menetyksenä, tilavuuden kasvuna, betonin läpäisevyyden lisääntymisenä ja lopuksi näkyvinä halkeamina ja betonin lohkeamisena. Suolat lisäävät betoniin kohdistuvia pakkasrasituksia. Suolojen heikentävä vaikutus johtuu betonin ve-

delläkyllästymisasteen kasvusta ja suolojen kyvystä alentaa betonin kriittistä kyllästymisastetta. Koska suolat pitävät betonin sulana alemmissa lämpötiloissa, niin betonin mekaaniset ominaisuudet lisäksi heikkenevät, koska betonin vastustuskyky säröjen muodostumista ja rapautumista vastaan heikkenee. [53]

Kemiallinen rasitus, XA-luokat

Viimeisen rasitusluokan betonille muodostavat kemiallisista yhdisteistä johtuvat rasitukset. Rasitusluokka on jaettu kolmeen eri alaluokkaan riippuen kemiallisen rasituksen aggressiivisuudesta. Tyypillisiä kemiallisen rasituksen aiheuttamia vaurioita betonille ovat happamien aineiden sementin hydrataatiotuotteita liuottava vaikutus, hydrataatiotuotteiden ominaisuuksia heikentävä vaikutus tai hydrataatiotuotteita paisuttava vaikutus. Tyypillisiä betonille vahingollisia aineita ovat esimerkiksi sulfaattit, hapot ja betonin kalsiumyhdisteitä liuottavat yhdisteet. Sulfaatin haitallinen vaikutus perustuu sen kykyyn muodostaa betonin hydrataatiotuotteiden kanssa ettringiittiä, joka paisuttaa betonia huomattavan paljon. Ettringiitti lisäksi heikentää betonin pakkasenkestävyyttä. Happojen betonia heikentävä vaikutus perustuu happojen kykyyn liuottaa sementtiä ja sementin hydrataatiossa syntyviä yhdisteitä. Standardin EN 206-1 kansallisessa liitteessä on esitetty taulukko, jossa on luokiteltu suuri määrä erilaisia kemiallisia yhdisteitä niiden aggressiivisuuden mukaan. [53]

1.3.2 Betoniraidoitteiden suunnittelu

Betonirakenteille on määritetty eri rasitusluokkien mukaiset betonipeitteen vähimmäisarvoaatomukset. Taulukossa 3 on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu Suomen kansallisen liitteen mukaiset betonipeitteen minimivaatomukset.

Taulukko 3 Betonipeitteen vähimmäisarvoaatomukset SFS-EN 1992-1-1 mukaan.

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvoaatomus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

¹⁾ Jos rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta, on myös muut säilyvyysvaatomukset tarkistettava RakMK B4 (SFS-EN 206-1 kansallinen liite) mukaisesti.

Taulukossa 3 on esitetty ympäristöolosuhteista johtuvat betonipeitteen vähimmäisarvo-vaatimukset. On kuitenkin huomioitava, että betonipeitteen paksuudelle on esitetty standardissa SFS-EN 1992-1-1 muitakin vaatimuksia kuin pelkästään ympäristöolosuhteista johtuva minimivaatimus. [22][26]

Rakenteen rauditus suunnitellaan käyttäen betonipeitteen nimellisarvoa. Betonipeitteen nimellisarvo on betonipeitteen vähimmäisarvo lisätynä sallitulla mittapoikkeamalla, jolle käytetään yleensä arvoa 10 mm. Mittapoikkeama voi olla myös pienempi, mutta pienempää mittapoikkeamaa kuin 5 mm ei saa käyttää. Maata vasten valettaessa betonipeitteen nimellisarvon tulee olla vähintään 50 mm ja mittapoikkeaman vähintään 30 mm. [22][26]

Taulukossa 4 on lisäksi esitetty standardin EN 206-1 Suomen kansallisen liitteen mukaiset betonin lujuusluokan vähimmäisarvot eri rasitusluokille.

Taulukko 4 Betonin lujuusluokan vähimmäisarvovaatimukset EN 206-1 NA-FI mukaan.

• Lujuus-luokka EN 206-1 NA-FI	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C25/40	C30/37	C35/45

1.3.3 Halkeamaleveyden hallinta

Betonirakenteen halkeilu tulee rajoittaa siten, että halkeilu ei heikennä betonirakenteen toimintaa eikä vaikuta rakenteen ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävissä. Betonirakenne voidaan suunnitella halkeilemattomana tai vaihtoehtoisesti rakenteelle voidaan sallia halkeilua siinä määrin kuin rakenteelle asetettu rasitusluokka sen sallii. Betonirakenteen halkeilua on normeissa totuttu hallitsemaan asettamalla rakenteen laskennalliselle halkeaman leveydelle raja-arvo, joka on riippuvainen ensisijaisesti rakenteen rasitusluokasta. Esimerkiksi vesitiiviissä rakenteessa halkeamaleveyden raja-arvo voi olla huomattavasti tiukempi kuin rasitusluokan mukaan määritetty halkeamaleveys. Halkeamien muodostuminen voidaan sallia pyrkimättä rajoittamaan sen leveyttä, mikäli halkeamat eivät haittaa rakenteen toimintaa. Taulukossa 5 on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallisen liitteen mukaiset rasitusluokista riippuvat laskennallisen halkeamaleveyden raja-arvot. [26]

Taulukko 5 Halkeamaleveyden w_{max} raja-arvot SFS-EN 1992-1-1 mukaan [mm].

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 ²
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2	Vetojännityksetön tila
<p>HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Vertailun vuoksi taulukossa 6 on esitetty vanhojen suomalaisten betoninormien BY50 mukaiset halkeamaleveyden raja-arvot.

Taulukko 6 Halkeamaleveyden w_k raja-arvot BY50 mukaan [mm].

(a) Pitkäaikaiskuormiin liittyvät ehdot		
(b) Lyhytaikaiskuormiin liittyvät ehdot		
Säilyvyysuunnittelun mukainen rasitusluokka	Korroosioherkkä raudoitus *)	Muu raudoitus
XS2, XS3, XD2, XD3XF4, XA3 "Vaikeat olosuhteet"	(a) ja (b) mitoitus vetojännitysrajatilan mukaan	(a) $w_k \leq 0,1$ mm (b) $w_k \leq 0,2$ mm
XC2, XC3, XC4, XS1, XD4XF1, XF2, XF3, XA1, XA2 "Tavalliset olosuhteet"	(a) mitoitus vetojännitysrajatilan mukaan (b) $w_k \leq 0,1$ mm	(a) $w_k \leq 0,2$ mm (b) $w_k \leq 0,3$ mm
X0, XC1 "Ei vaaraa raudoituksen syöpymiselle = helpot olosuhteet"	(a) $w_k \leq 0,2$ mm (b) $w_k \leq 0,3$ mm	Ei vaatimuksia

1.4 Vesitiiviin rakenteen suunnittelu

Suunniteltaessa rakennetta vesitiiviiksi, keskeisessä asemassa suunnittelussa on betonin laatu. Vaikka betoni voi ulkoisesti näyttää sellaiselta materiaalilta, joka olisi vesitiivis, niin itse asiassa se on hyvin huokoinen materiaali. Pääosin betonin huokoisuus johtuu sementtikiven rakenteesta, eikä niinkään betonissa käytettävästä kiviaineksestä. Betonin vesitiiveys riippuu ensisijaisesti betoniin muodostuvista kapillaarihuokosista. Betonin loppulujuuden kannalta betonimassan ihanteellinen vesi-sementtisuhde on noin 0,4. Yleensä näin pieneen vesi-sementtisuhteeseen ei kuitenkaan päästä, koska alhaisilla vesi-sementtisuhdeilla betonimassan työstettävyys on hankalaa. Kun betonimassassa on enemmän vettä kuin hydrataatioreaktio tarvitsee, niin massaan jää sementtipartikkeleiden väliin suuria vesitäytteisiä tiloja, joita kutsutaan kapillaarihuokosiksi. Betonimas-

sassa on sitä enemmän kapillaarihuokosia, mitä suurempi massan vesi-sementtisuhde on. Vesi-sementtisuhdeella 0,4 täysin hydratoituneessa betonissa ei ole lainkaan kapillaarihuokosia. Kun vesi-sementtisuhde on yli 0,7, niin betonissa on yhtenäinen kapillaarihuokosverkosto. Betonin vesitiiveys perustuu betonin kapillaarihuokosten määrään, koska vesi pääsee imeytymään niihin hyvin helposti. Sementtigeeli sulkee betonin läpimenevät yhtenäiset kapillaarihuokosketjut vesisementtisuhdesta riippuen määrättyssä ajassa. Jos betonimassan vesisementtisuhde on yli 0,7, niin huokosverkosto ei sulkeudu koskaan, eikä betoni voi siis olla vesitiivistä. Jos betonimassasta halutaan vesitiivis, niin vesisementtisuhteen tulee olla alle 0,6 ja betonin hienoinesten määrä sellainen, että kiviainesrakeiden väliin jäävät tilat täyttyvät. Betoni tulee lisäksi tiivistää huolellisesti, jotta rakenteeseen ei jää harvavalua. Silikan käyttö betonimassassa on todettu parantavan betonin vesitiiveyttä, koska silikan raekoko on hyvin pieni. [3][5]

Toinen seikka, joka vaikuttaa valmiin betonirakenteen vesitiiveyteen on rakenteen halkeilu. Vesitiiveille rakenteille on usein annettu tiukemmat halkeamaleveyden arvot kuin tavallisille rakenteille. Standardissa SFS-EN 1992-3: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu osa 3: Nestesäiliöt ja siilot esitetään vesitiiveyttä vaativille rakenteille tiiviysluokitus. Tiiviysluokitus on jaettu neljään eri tiiviysluokkaan taulukon 7 mukaisesti. [27]

Taulukko 7 Tiiviysluokitus SFS-EN 1992-3 mukaan.

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

(111)Tarkasteltavaa rakenneosaa koskevat halkeilurajat valitaan rakenneosan luokituksen perusteella, jolloin kiinnitetään asianmukaisesti huomiota rakenteelta vaadittavaan toimivuuteen. Tarkempien vaatimusten puuttuessa voidaan käyttää seuraavia vaatimuksia.

Tiiviysluokka 0. — voidaan käyttää standardin EN 1992-1-1 kohdan 7.3.1 sääntöjä.

Tiiviysluokka 1. — halkeama, jonka oletetaan kulkevan koko poikkileikkauksen läpi, on syytä rajoittaa arvoon w_{k1} . Standardin EN 1992-1-1 kohdan 7.3.1 sääntöjä voidaan käyttää, kun poikkileikkaus ei ole halkeillut koko korkeudeltaan ja kun seuraavien kohtien (112) ja (113) ehdot toteutuvat.

Tiiviysluokka 2. — halkeamia, jotka kulkevat koko poikkileikkauksen läpi, on syytä yleensä välttää, ellei niiden suhteen ryhdytä asianmukaisiin toimenpiteisiin (esim. vuoraus tai vesitiiviit työsaumanauhat).

Tiiviysluokka 3. — vesitiivyyden varmistamiseen tarvitaan yleensä erityistoimenpiteitä (esim. vuoraus tai esijännitys).

HUOM. Kussakin maassa käytettävä halkeamaleveyden arvo w_{k1} voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Vesisäiliöissä suositeltavat arvot määritellään hydrostaattisen painekorkeuden h_D suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen h . Kun $h_D/h \leq 5$, $w_{k1} = 0,2$ mm, kun taas arvoilla $h_D/h \geq 35$, $w_{k1} = 0,05$ mm. Suhteen h_D/h väliarvoilla halkeamaleveyden arvo voidaan interpoloida lineaarisesti arvojen 0,2 mm ja 0,05 mm välillä. Halkeamaleveyden rajoittaminen näihin arvoihin johtaa siihen, että halkeamat tiivistyvät itsestään suhteellisen lyhyen ajan kuluessa.

Tiiviysluokassa 1 rajoitetaan halkeilua siten, että halkeama, jonka oletetaan kulkevan koko poikkileikkauksen läpi rajoitetaan arvoon w_{k1} , jonka arvot on esitetty taulukossa 7. Standardin EN 1992-1-1 mukaisia halkeamaleveyden arvoja voidaan käyttää, kun poikkileikkaus ei ole halkeillut koko korkeudeltaan ja lisäksi poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeuden mitoitusarvo on vähintään x_{min} , joka on pienempi arvoista 50

mm tai $0,2h$, jossa h on rakenneosan paksuus, kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä. Kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vastakkaisiin suuntiin vaikuttavia kuormia, niin halkeamien oletetaan läpäisevän koko poikkileikkauksen, ellei voida osoittaa, että osa poikkileikkauksesta pysyy aina puristettuna. Tämän puristetun osan korkeuden edellytetään olevan vähintään x_{min} kaikilla kuormitusyhdistelmillä. Voimasuureet voidaan laskea lineaarisen kimmoteorian mukaisesti ja poikkileikkauksen jännitykset lasketaan siten, että vedettyä osaa betonista ei oteta huomioon. Halkeamien, joiden kautta vesi pääsee virtaamaan betoniin, voidaan tiiviysluokassa 1 lisäksi olettaa tiivistyvän itsestään rakenneosissa, joihin ei kohdistu merkittäviä kuormituksen tai lämpötilan muutoksia käytön aikana. [27]

Tiiviysluokissa 2 ja 3 pätee samat poikkileikkauksen puristusvyöhykettä koskevat säännöt kuin tiiviysluokassa 1.

Rakenteen esijännittäminen on hyvä tapa varmistua rakenteen vedenpitävyydestä, koska jännittämisen avulla pystytään kumoamaan pakkovoimien vaikutuksia ja näennäisesti nostamaan betonin vetolujuutta.

Vesitiiviin rakenteen suunnittelussa työsaumojen sijoittelu korostuu. Työsauman tiiveys on aina huonompi kuin ympäröivän betonin tiiveys. Suositeltavin tapa on käyttää vesitiiveissä rakenteissa pestyä työsaamaa, koska sen tiiveys ja lujuusominaisuudet ovat huomattavasti paremmat kuin muiden työsaumatyyppien. Työsaumojä jännitykset lasketaan siten, että vedettyä osaa betonista ei oteta huomioon. Halkeamien, joiden kautta vesi pääsee virtaamaan betoniin, voidaan tiiviysluokassa 1 lisäksi olettaa tiivistyvän itsestään rakenneosissa, joihin ei kohdistu merkittäviä kuormituksen tai lämpötilan muutoksia käytön aikana. [27]

1.5 Rakenteen pakkovoimat

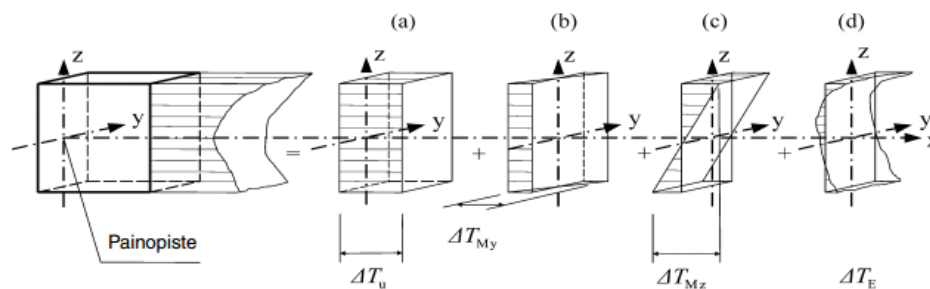
Kuten jo edellä on todettu, niin rakenteisiin saattaa muodostua estetyistä muodonmuutoksista johtuva pakkovoimatila. Pakkovoimat voivat johtua esimerkiksi rakenteen lämpötilamuutoksista, kun rakenne ei pääse laajenemaan vapaasti tai esimerkiksi rakenteen kuivumiskutistumasta. Kun rakenne ei pääse liikkumaan pakkovoimien alaisena, niin siihen syntyy sisäinen jännitystila, joka saattaa aiheuttaa esimerkiksi betonirakenteessa halkeilua. Liittyvä rakenne ei usein pysty estämään kokonaan tapahtuvaa muodonmuutosta, vaan tarkasteltavassa rakenteessa pääsee aina tapahtumaan jonkin asteinen muodonmuutos. Rakenteen estetyin muodonmuutoksen ja täysin vapaan muodonmuutoksen suhdetta kuvataan usein niin kutsutun pakkovoimakertoimen tai -kertoimien avulla. Laskennallisesti rakenteen muodonmuutos on verrannollinen tähän pakkovoimakertoimeen. Kaikissa betonirakenteissa ilmenee jonkin asteista estettyä muodonmuutosta, eikä täysin vapaata muodonmuutosta pääse koskaan tapahtumaan. Estetty muodonmuutos liittyy usein liittyviin rakenteisiin tai rakenteen eri osien väliseen estettyyn muodonmuutokseen. Esimerkiksi rakenteen tuentatapa vaikuttaa suuresti rakenteessa tapahtuvaan vapaaseen muodonmuutokseen. Rakenneosa voi olla joissain tapauksissa hyvin jäykästi kiinni liittyvissä rakenteissa, jolloin rakenteeseen voi syntyä suuri sisäinen jän-

nitystila estetyistä muodonmuutoksista johtuen. Joissain tapauksissa estetty muodonmuutos rakenteessa voi olla hyvinkin pientä, kun esimerkiksi rakenteen tukipinnat on laakeroitu siten, että muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan hyvinkin vapaasti. Rakennesuunnittelijan on usein tehtävä päätös siitä, että millaisessa laajuudessa rakenteen muodonmuutokset otetaan huomioon rakennetta suunniteltaessa. Estetty muodonmuutos voi aiheuttaa rakenteisiin tilanteesta riippuen joko veto-, puristus- tai taivutusjännityksiä. Betonirakenteissa ei useinkaan tarvitse olla huolissaan muodonmuutoksista, jotka aiheuttavat rakenteeseen puristusjännityksiä, koska betonin puristuslujuus on tunnetusti suuri. Betonirakenteiden suunnittelussa estetyistä muodonmuutoksista aiheutuvat suurimmat ongelmat liittyvät usein tapauksiin, joissa rakenteisiin pääsee syntymään vetojännityksiä ja niiden ylittäessä betonin vetolujuuden, rakenteeseen syntyy halkeamia. [13][28][35][39][42]

Betonirakenteessa tapahtuu aina sekä sisäisestä että ulkoisesta pakkovoimasta johtuvia estettyjä muodonmuutoksia. Ulkoisen pakkovoiman arviointi voi usein olla hyvinkin monimutkaista johtuen rakenteen kiinnitysasteen monimutkaisuudesta. Yleensä rakenteessa vain toinen estetty muodonmuutos on määräävä, mutta joissain tapauksissa molemmat estetyt muodonmuutokset tulee ottaa huomioon. Sisäinen pakkovoimatila on usein määräävä paksuissa poikkileikkauksissa ja ulkoinen pakkovoimatila ohuissa rakenteissa. [13][28][35][39][42]

1.6 Lämpötilakuormitus

Kun rakenteeseen vaikuttaa lämpötilan muutoksesta johtuva kuormitus, niin rakenteeseen voi tilanteesta riippuen syntyä joko puristus-, veto- tai taivutusrasituksia. Kuvassa 2 on esitetty rakenteeseen vaikuttava lämpötilajakauma, joka on edelleen jaettu neljään erilaiseen peruskomponenttiin a-d.



Kuva 2 Lämpötilajakauman peruskomponenttien kaavioesitys. [7]

Kuvan 2 kohdan a mukainen tasainen lämpötilajakauma rakenteen poikkileikkauksen yli aiheuttaa tilanteesta riippuen joko rakenteen tasaisen lämpöpitenemisen tai lämpölyhenemisen. Mikäli muodonmuutos pääsee tapahtumaan vapaasti, niin lämpötilan muutos ei aiheuta rakenteeseen jännitystilaa. Jos muodonmuutos on toisaalta osittain tai kokonaan estetty, niin rakenteeseen muodostuu tilanteesta riippuen joko tasainen puristus- tai vetojännitystila. [7][24]

Kuvan 2 kohtien b ja c mukaiset lineaarisesti poikkileikkauksen yli jakaantuneet lämpötilaerot aiheuttavat puolestaan rakenteen käyristymisen. Lineaarisesti jakaantuneen lämpötilajakauman aiheuttamaa jännitystilaa poikkileikkaukselle voidaan verrata ulkoisen kuormituksen rakenteelle aiheuttamaan käyristymään. Lineaarisen lämpötilajakauman tapauksessa rakenteen lämpimämpi puoli pyrkii venymään enemmän kuin rakenteen viileämpi puoli, jonka johdosta rakenne pyrkii käyristymään ja siihen pääsee muodostumaan taipumaa, mikäli sen muodostumista ei ole ulkoisesti estetty. [7][24]

Huomioitavaa on, että kohtien a-c mukaiset lämpötilajakaumat aiheuttavat rakenteeseen jännitystilaa ainoastaan silloin, kun rakenteen muodonmuutos on estetty. Staattisesti määrättyissä rakenteissa kohtien a-c mukaiset lämpötilajakaumat eivät aiheuta rakenteeseen sisäisiä voimia, koska niiden muodonmuutos pääsee syntymään vapaasti. [24]

Kuvan 2 kohdan d mukainen epälineaarisesti poikkileikkauksen yli vaikuttava lämpötilaero puolestaan aiheuttaa rakenteeseen keskenään tasapainossa olevien jännitysten kokonaisuuden sekä staattisesti määrättyihin, että staattisesti määräämättömiin rakenteisiin. Tällainen jännitystila ei aiheuta rakenteeseen ulkoisia muodonmuutoksia, koska jännitykset ovat keskenään tasapainossa, mutta vaikuttaa kappaleen ja materiaalin sisäiseen toimintaan. Epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa rakenteen jokaisen kohdan voidaan ajatella olevan sisäisesti staattisesti määräämätön, jolloin poikkileikkaukseen voi syntyä sisäisiä jännityksiä, jotka voivat aiheuttaa esimerkiksi rakenteen vaurioitumista, koska rakenteen ulkoinen muodonmuutos on täysin estetty. Materiaaliin muodostuvan jännityksen suunnan voidaan ajatella olevan päinvastainen kuin epälineaarisen lämpötilajakauman aiheuttama muodonmuutos. Kun poikkileikkaus pyrkii lämpötilan noustessa venymään, niin rakenteeseen syntyy puristusjännityksiä, koska ulkoisten muodonmuutosten tulee olla tasapainossa. Vastaavasti lämpötilan laskiessa rakenne pyrkii kutistumaan, jolloin rakenteeseen syntyy vetojännityksiä, jotta ulkoiset muodonmuutokset ovat tasapainossa. [7][24]

Tyypillinen tapaus, jossa betonirakenteeseen pääsee syntymään epälineaarisesti jakautunut lämpötilajakauma, on betonin hydrataatiolämmön tuotto. Betonin hydrataatioprosessissa syntyy lämpöä, joka aiheuttaa rakenteeseen epälineaarisen lämpötilajakauman rakenteen sisä- ja pintaosien eri suuruisten lämpötilojen johdosta. Betonipoikkileikkauksen yli vaikuttaa tällaisessa tapauksessa kuvan 2 kohdan d mukainen lämpötilajakauma. Rakenteen sisäosa pyrkii laajenemaan enemmän kuin rakenteen pintaosa, jolloin rakenteen lämpötilajakauma aiheuttaa rakenteen sisäosaan puristusjännityksiä ja rakenteen pintaosiin vetojännityksiä. Koska rakenteen ulkoisten muodonmuutosten tulee olla keskenään tasapainossa, niin tästä aiheutuu betoniin sisäisiä jännityksiä, jotka esimerkiksi betonin venymäkapasiteetin ylittyessä aiheuttavat rakenteeseen halkeilua. Rakenteen sisäisiä jännityksiä ja rakenteen suunnittelua sisäisille jännityksille käydään tarkemmin läpi myöhemmin tässä työssä.

2. BETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET

2.1 Betonin lujuuden kehitys

Betonirakenteiden halkeilun hallinnan kannalta betonin ajasta riippuva lujuuden kehitys on keskeisessä osassa varsinkin varhaisvaiheen halkeiluun liittyen. Erityisesti betonin vetolujuuden kehitys on keskeisessä asemassa, kun betonin halkeilua halutaan hallita valmiissa rakenteessa. Standardissa SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, johon jatkossa viitataan nimellä EC2-1, on esitetty laskentamenetelmät betonin puristuslujuuden, vetolujuuden ja kimmokertoimen suuruuden määrittämiseksi alle 28 vuorokauden ikäiselle betonille. Lujuuden kehityksessä on oletettu keskilämpötilan olevan 20 °C ja betonin jälkihoidon täyttävän standardin EN 12390 vaatimukset. 28 vuorokauden ikäiselle ja sitä vanhemmalle betonille käytetään arvoja, jotka on esitetty standardin taulukossa 3.1. [26]

2.1.1 Betonin puristuslujuuden kehitys

Vaikka betonirakenteen halkeilun kannalta betonin vetolujuudella on tärkeämpi merkitys kuin betonin puristuslujuudella, niin on syytä olla tietoinen myös puristuslujuuden ajallisesta kehityksestä, koska esimerkiksi standardissa EC2-1, betonin vetolujuus on johdettu laskentakaavalla betonin puristuslujuudesta. Betonin ajasta riippuvaa puristuslujuutta voidaan arvioida seuraavasti:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad , \text{ kun } 3 < t < 28 \quad (2.1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad , \text{ kun } t \geq 28 \quad (2.2)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (2.3)$$

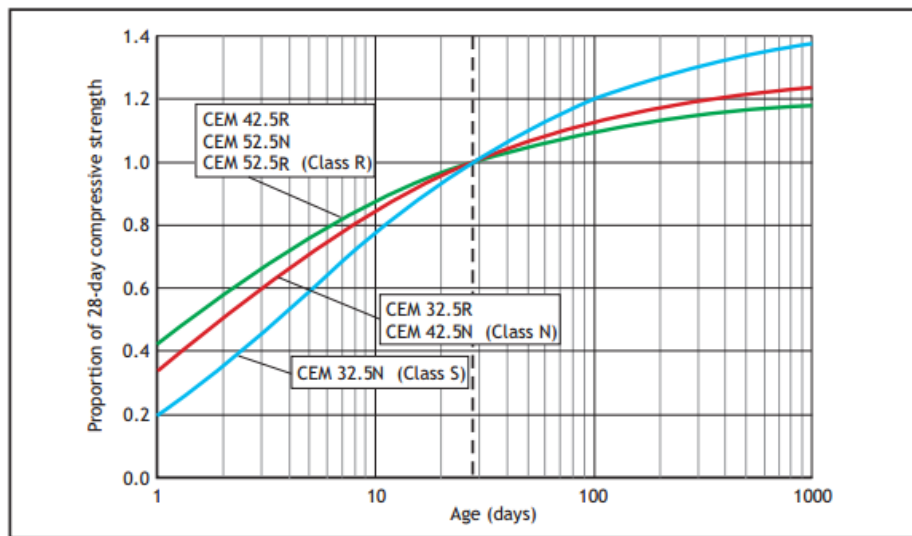
$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \quad (2.4)$$

jossa t on betonin ikä vuorokausina ja s sementin tyypistä riippuva kerroin. Kerroin s saadaan taulukosta 8. Sementtityypeissä esiintyvät kirjaimet R (Rapid), N (Normal) ja S (Slow) viittaavat sementin lujuuden kehityksen nopeuteen.

Taulukko 8 Sementin tyypistä riippuva kerroin s .

s	Sementtityyppi
0,20	CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R sementit (tyyppi R)
0,25	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N sementit (tyyppi N)
0,38	CEM 32,5 N sementit (tyyppi S)

Kuvassa 3 on esitetty betonin puristuslujuuden kehitystä ajan myötä suhteessa 28 vuorokauden ikäisen betonin lujuuteen.



Kuva 3 Betonin puristuslujuuden kehitys suhteessa 28 vrk:n ikäiseen betoniin. [15]

2.1.2 Betonin vetolujuuden kehitys

Betonin vetolujuuden kehittyminen on suuresti riippuvainen jälkihoito- ja kuivumisolosuhteista ja rakenneosan mitoista. Keskimääräisen vetolujuuden varhaisvaiheen kehitystä voidaan arvioida standardin EC2-1 mukaan seuraavasti:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{ctm} \quad , \text{ kun } t < 28 \quad (2.5)$$

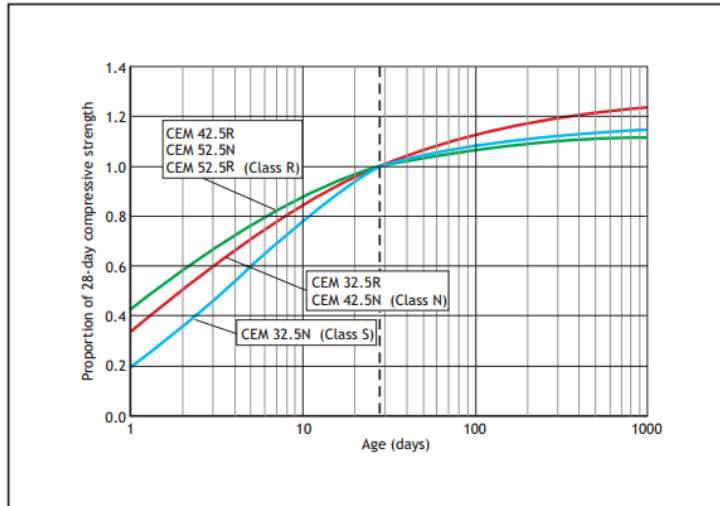
$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^{\frac{2}{3}} f_{ctm} \quad , \text{ kun } t \geq 28 \quad (2.6)$$

Teräsbetonirakenteen keskimääräinen taivutusvetolujuus riippuu EC2-1 mukaan poikkeileikkauksen korkeudesta ja keskimääräisestä vetolujuudesta seuraavasti:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} \quad (2.7)$$

Taivutusvetolujuuden kehitystä ajan mukana voidaan arvioida sijoittamalla kaavaan 2.7 betonin keskimääräisen vetolujuuden ajasta riippuva lujuus.

Kuvassa 4 on esitetty betonin vetolujuuden kehitystä ajan myötä suhteessa 28 vuorokauden ikäisen betonin lujuuteen.



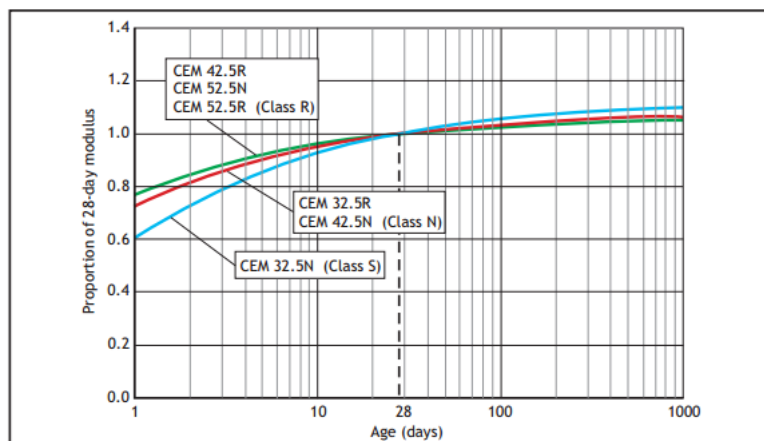
Kuva 4 Betonin vetolujuuden kehitys suhteessa 28 vrk:n ikäiseen betoniin. [15]

2.1.3 Betonin kimmokertoimen kehitys

Betonin kimmokertoimen ajasta riippuvaa muutosta voidaan arvioida standardin EC2-1 mukaan kaavalla:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm} \quad (2.8)$$

Kuvassa 5 on esitetty betonin kimmokertoimen kehitystä ajan myötä suhteessa 28 vuorokauden ikäisen betonin kimmokertoimeen.



Kuva 5 Betonin kimmokertoimen kehitys suhteessa 28 vrk:n ikäiseen betoniin. [15]

2.2 Betonin ajasta riippuvat muodonmuutokset

Betonin ajasta riippuvat muodonmuutokset voidaan jakaa jännityksestä riippuviin ja jännityksistä riippumattomiin muodonmuutoksiin. Jännityksestä riippumattomat muodonmuutokset johtuvat pääasiassa betonin kutistumisesta ja betonin paisumisesta. Kutistumisesta ja paisumisesta johtuvat muodonmuutokset ovat toistensa vastakohtia. Betonin kuivumiskutistuman johtuessa haihtuvan veden määrästä, paisuminen puolestaan johtuu betonin kyvystä imeä itseensä kosteutta ympäristöstä.

Betonin jännityksestä riippuvaa muodonmuutosta puolestaan kutsutaan betonin virumaksi. Betonin jännityksestä riippuvat muodonmuutokset määritetään tasaisen jännityksen alaisen kappaleen muodonmuutoksen ja ulkoisesta kuormituksesta riippumattoman muodonmuutoksen erotuksena. Betonin virumaan olennaisesti liittyvä ja samoista fyysikaalisista ilmiöistä johtuvaa betonin ominaisuutta kutsutaan relaksaatioksi. Relaksaatiolla tarkoitetaan betonin ajasta riippuvaa jännityksen pienenemistä tasaisen jännityksen alaisena. [54]

Betonin kokonaismuodonmuutos $\varepsilon_c(t)$ ajan hetkellä t voidaan kappaleelle, johon vaikuttaa pysyvä ja yksiakiaalinen jännitystilä, esittää muodossa:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t, T) \quad (2.9)$$

ja edelleen muodossa:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (2.10)$$

Kaavoissa esiintyvät termit tarkoittavat:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ Jännityksestä riippuva kimmoinen muodonmuutos kuormituksen alkaessa

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ Virumamuodonmuutos ajan hetkellä $t > t_0$

$\varepsilon_{cs}(t)$ Kutistuma- tai paisumismuodonmuutos ajan hetkellä t

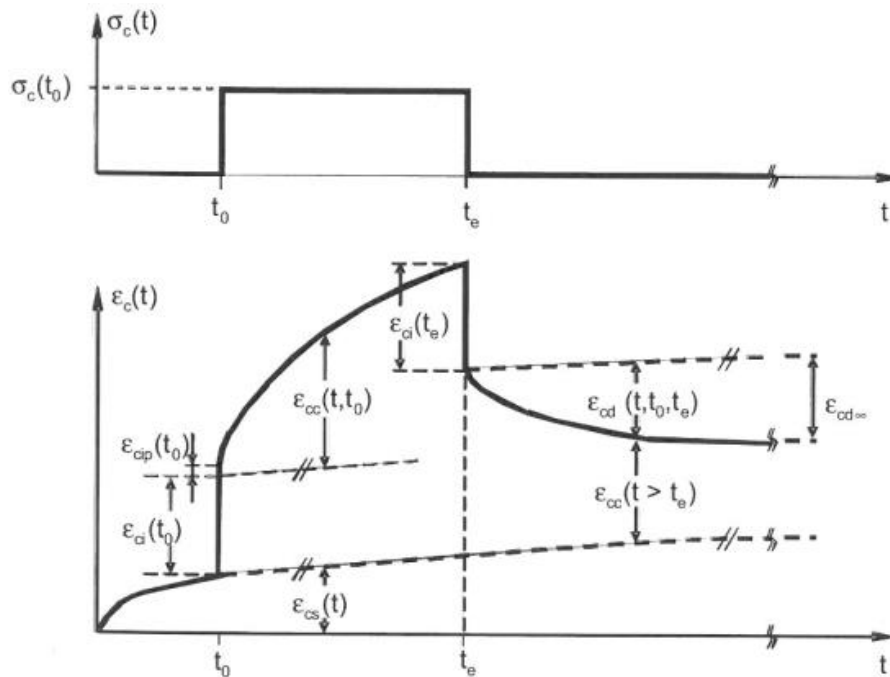
$\varepsilon_{cT}(t, T)$ Lämpötilamuodonmuutos ajan hetkellä t

$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$ Jännityksestä riippuva muodonmuutos ajan hetkellä t

$\varepsilon_{cn}(t, T) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t, T)$ Jännityksestä riippumaton muodonmuutos ajan hetkellä t

Kuvassa 6 on esitetty betonikappaleen kokonaismuodonmuutos ja sen eri komponentit tasaisen yksiakiaalisen jännitystilän alaisena, kun kuormitus on aloitettu ajan hetkellä t_0 ja lopetettu ajan hetkellä t_e . Kuvan kuormitustapauksessa on oletettu, että ympäristön

olosuhteet ovat koko kuormituksen ajan vakiot, eli suhteellinen kosteus on tasainen koko kuormituksen ajan ($RH < 100\%$) ja ympäristön lämpötila on tasainen. Kuvasta 6 voidaan huomata, että ulkoinen kuormitus aiheuttaa kimmoisen muodonmuutoksen $\varepsilon_{ci}(t_0)$, mutta sen lisäksi myös pysyvän eli plastisen muodonmuutoksen $\varepsilon_{cip}(t_0)$, joka aiheutuu pääasiassa betonin mikrohalkeilusta. Tavallisella betonilla plastisen muodonmuutoksen suuruus on alle 5 %:a kimmoisesta muodonmuutoksesta ja sen voidaan olettaa sisältyvän virumamuodonmuutokseen. [54]



Kuva 6 Betonin muodonmuutoskomponentit keskeiselle kuormitukselle. [54]

Kuvan 6 perusteella voidaan todeta, että betonin virumamuodonmuutos on osittain palautuva. Betonin viruman palautuva osa $\varepsilon_{cd}(t, t_0, t_e)$ kehittyi kuormituksen poiston jälkeen ja lähestyy lopullista arvoa $\varepsilon_{cd\infty}$. Virumamuodonmuutoksen palautuvan osan suuruus on tyypillisesti alle 50 %:a 28:n päivän ikäisen betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta. [54]

2.2.1 Betonin kutistuma

Kutistuminen on betonin ominaisuus, jota esiintyy jokaisessa betonirakenteessa. Kutistuminen liittyy betonin kuivumiseen sekä sementin hydrataatioreaktioihin. Vaikka kutistumaa ei pystytä kokonaan estämään, niin kutistumisen aiheuttamia haittoja voidaan hallita hyvällä suunnittelulla ja toteutuksella. Betonin kutistumisen haitallisia ominaisuuksia rakenteelle ovat esimerkiksi halkeilu ja liialliset taipumat. Kutistumiseen vaikuttavat esimerkiksi rakenteen geometria ja ympäröivän ilman suhteellinen kosteus. [16]

Betonin kutistuminen on ajasta riippuvainen ilmiö. Kutistumista tapahtuu kahdessa erillisessä vaiheessa, joita kutsutaan varhaisvaiheen kutistumaksi ja pitkäaikaiskutistumaksi. Varhaisvaiheen kutistumaksi kutsutaan betonin ensimmäisen vuorokauden valun jälkeistä kutistumaa ja pitkäaikaiskutistumaksi tämän jälkeistä kutistumaa. Varhaisvaiheen kutistuma voi olla jopa kymmenkertainen verrattuna betonin pitkäaikaiskutistumaan. Varhaisvaiheen kutistuma on voimakkainta ennen betonin sitoutumista. Betonin pitkäaikaiskutistuminen on tyypillisesti se kutistuman vaihe, joka otetaan huomioon rakenteiden suunnittelussa. [16][20]

Varhaisvaiheessa betonirakenne pyrkii kutistumaan sekä pysty-, että vaakasuunnassa. Pystysuuntaista kutistumaa kutsutaan plastiseksi painumaksi, joka johtuu betonin raskaampien ainesosien painumisesta alaspäin painovoiman vaikutuksesta, jonka yhteydessä vesi erottuu betonirakenteen pintaan. Plastinen painuma ilmenee betonirakenteessa yläpinnan laskeutumisena, jolloin betoni voi jäädä riippumaan yläpinnan terästen varaan, minkä seurauksena terästen alapuolelle voi syntyä onteloita. Varhaisvaiheen vaakasuuntaista kutistumaa puolestaan kutsutaan betonin plastiseksi kutistumaksi, mikä aiheutuu veden haihtumisesta betonin pinnalta muutaman ensimmäisen tunnin kuluttua valusta. Plastisen kutistuman syy on pinnan liian nopea kuivuminen ennen betonin sitoutumista. [16][37]

Betonista haihtuvan veden aiheuttamaa kutistumaa kutsutaan kuivumiskutistumaksi. Kuivumiskutistuminen johtuu betonin pinnalta haihtuvasta vedestä, joka pienentää betonin tilavuutta, joka puolestaan johtaa kutistumiseen. Sementin reagoiessa betonin kanssa olevan veden kanssa kutistuminen lisääntyy, koska veden ja sementin muodostama sementtikivi tarvitsee pienemmän tilavuuden kuin alkuperäisen sementin ja sen kanssa reagoineen veden vaatima tilavuus. Hydrataation vaikutuksesta betonin voi ajatella kuivuvan myös sisäänpäin. Sisäisestä kuivumisesta aiheutuvaa kutistumaa kutsutaan betonin autogeeniseksi kutistumaksi. Lisäksi betoni kutistuu esimerkiksi betonin karbonatisoitumisen seurauksena. [16][20][43]

EC2-1:ssa betonin kokonaiskutistuma lasketaan kuivumiskutistuman ja sisäisen kutistuman summana. Kuivumiskutistumaa aiheuttaa edellä mainittu betonin pinnalta haihtuva vesi. Sisäiseksi kutistumaksi kutsutaan hydrataatiosta aiheutuvan kutistuman ja karbonatisoitumisesta aiheutuvan kutistuman vaikutusta betonin kutistumaan. Kuivumiskutistumalle ja sisäiselle kutistumalle on ominaista, että kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti ajan myötä ja sisäinen kutistuma nopeasti valun jälkeisinä päivinä betonin kovettuessa. Rakennetta suunniteltaessa kutistuman laskennan ajallinen tarkasteluväli tulee valita riittävän pitkäksi, jotta riittävän suuri osa laskennallisesta kutistumasta on päässyt tapahtumaan. Kokonaiskutistuma voidaan laskea seuraavasti: [26]

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.11)$$

Eurokoodin mukaista kutistuman laskentaa on esitelty liitteessä 1.

2.2.2 Betonin viruminen

Betonilla on kuormituksen alaisena ajasta riippuva muodonmuutosilmiö, jota kutsutaan betonin virumaksi. Virumalla tarkoitetaan sitä, että betonin ollessa kuormitettuna, sen muodonmuutos jatkuu ajan kuluessa, vaikka kuormitus pysyisi vakiona. Betonin virumisilmiö selitetään siten, että betonin geelihuokosissa vapaana oleva vesi alkaa ajan kuluessa virtaamaan ulos betonista, kun kuormituksen aiheuttama paine painaa rakennetta kasaan. Samalla kun betonin geelihuokosissa oleva vesi virtaa ulos betonista, niin sementtigeeli tiivistyy, joka selittää sen, että muodonmuutos ei palaudu enää kokonaan, vaikka vesi imeytyisi takaisin betonin geelihuokosiin. Viruma on betonin ominaisuuksista ja rakenteen ulkoisista ympäristötekijöistä johtuva ilmiö. Betonin viruman suuruuteen vaikuttaa esimerkiksi betonin kapillaarihuokoisuus, vesi-sementtisuhde ja rakenteen kuormitus. Betonin virumasta johtuvia ominaisuuksia ovat esimerkiksi rakenteen taipumien kasvu ja jännebetonirakenteiden jännityshäviöiden kasvu. Vaikka viruma käsitetään yleensä pelkästään huonoksi betonin materiaaliominaisuudeksi, niin sillä on myös hyvät puolensa. Betonin viruminen esimerkiksi tasaa rakenteeseen syntyviä jännityshuippuja. Mitoituksessa betonin viruma otetaan huomioon laskennallisen virumaluvun kautta, joka tarkoittaa viruman aiheuttaman muodonmuutoksen suhdetta kuormituksen aiheuttaman jännityksen aiheuttamaan lyhytaikaiseen muodonmuutokseen. Eurokoodin mukaista betonin viruman laskentaa on esitelty liitteessä 1. [1][16][26][43]

Vaikka viruma käsitetään yleensä liittyväksi rakenteen puristusjännitykseen, niin halkeilun tapauksessa ollaan kiinnostettu nimenomaan betonin vetovirumasta. Vetoviruma voidaan käsitellä siten, että betoni venyy jännityksen suuntaan viruman vaikutuksesta, joka pienentää esimerkiksi kutistuman aiheuttamia vetojännityksiä. Betonin rauhallinen lujuuden kehitys ja hitaat olosuhdemuutokset ovat oleellisia, jotta betonissa pääsee syntymään vetovirumaa. Vaikka betonin virumamekanismi on erilainen puristus- ja vetotilanteessa, niin laskennassa viruman voidaan olettaa toimivan samalla tavalla sekä puristus-, että vetotilanteessa. [15]

2.2.3 Pituuden lämpötilakerroin ja lämpötilamuodonmuutos

Kun rakenteessa tapahtuu lämpötilan muutos, niin betonin vapaa lämpötilasta riippuva muodonmuutos lasketaan käyttäen pituuden lämpötilakerrointa α_c . Betonimassa, jonka pituuden lämpötilakerroin on suuri, on huomattavasti alttiimpi lämpötilaeroista johtuvalle halkeilulle kuin massa, jonka pituuden lämpötilakerroin on pieni. Betonimassan pituuden lämpötilakertoimeen vaikuttaa ensisijaisesti siinä käytettävä kiviaines. Pituuden lämpötilakertoimeen vaikuttaa lisäksi myös esimerkiksi betonimassan vesimäärä. Standardissa EC2-1 on annettu betonin pituuden lämpötilakertoimelle arvo: [26]

$$\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K} \quad (2.12)$$

Tätä voidaan standardin mukaan käyttää, kun tarkempaa tietoa ei ole käytettävissä. Eurokoodin suositusarvo vastaa hyvin suomalaisia kivilajeja. Esimerkiksi CIRIA:n ohjeissa kuitenkin suositellaan käytettäväksi 20 %:a suurempaa arvoa, jos ei ole käytettävissä tarkkaa arvoa, koska pituuden lämpötilakertoimella on suuri vaikutus varhaisvaiheen lämpöhalkeilun aiheuttamiin halkeamaleveyksiin. Taulukossa 9 on esitetty tyypillisten kivilajien pituuden lämpötilakertoimia. [42]

Taulukko 9 Kivilajien pituuden lämpötilakertoimia. [42]

Coarse aggregate/ rock group	Thermal expansion coefficient (microstrain/°C)		
	Rock	Saturated concrete	Design value
Chert or flint	7.4–13.0	11.4–12.2	12
Quartzite	7.0–13.2	11.7–14.6	14
Sandstone	4.3–12.1	9.2–13.3	12.5
Marble	2.2–16.0	4.4–7.4	7
Siliceous limestone	3.6–9.7	8.1–11.0	10.5
Granite	1.8–11.9	8.1–10.3	10
Dolerite	4.5–8.5	Average 9.2	9.5
Basalt	4.0–9.7	7.9–10.4	10
Limestone	1.8–11.7	4.3–10.3	9
Glacial gravel	-	9.0–13.7	13
Lyttag (coarse and fine)	-	5.6	7
Lyttag coarse and natural aggregate fines	-	8.5–9.5	9

Betonin tasainen lämpötilamuodonmuutos voidaan laskea kaavasta:

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_c \Delta T \quad (2.13)$$

jossa ΔT tarkoittaa betonikappaleessa tapahtuvaa tasaista lämpötilan muutosta.

2.3 Betonin venymäkapasiteetti

Betonin venymäkapasiteetiksi kutsutaan sitä venymän arvoa, jolla betoni ei vielä halkea. Betonin venymäkapasiteetti voidaan esittää yksinkertaistettuna betonin vetolujuuden ja kimmokertoimen suhteena seuraavasti:

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (2.14)$$

Tämän arvon on todettu vastaavan testitulosten perusteella venymäkapasiteetin jakauman alapäätä, joten sitä voidaan yksinkertaistuksena käyttää suunnittelussa sellaise-

naan. Kaavalla 2.14 voidaan arvioida myös betonin venymää varhaisvaiheessa, kun kaavaan sijoitetaan betonin vetolujuuden ja kimmokertoimen arvot haluttuna ajankohtana betonin valusta. Edellä mainitulla tavalla lasketut venymän arvot vastaavat betonin venymää lyhytaikaiskuormituksessa. Betonin varhaisvaiheen lämmönkehityksen aikana jännitystila on kuitenkin pysyvä. Betonin varhaisvaiheen jännitystarkasteluissa tuleekin huomioida betonin viruma, jonka johdosta betonin venymäkapasiteetti kasvaa. Betonin varhaisvaiheessa viruman on todettu pienentävän betonin jännityksiä jopa 50 %:a, mutta tyypillisesti jännityksen pieneneminen on luokkaa 35 %. Viruman vaikutus voidaan ottaa huomioon betonin venymäkapasiteetin laskennassa kertoimelle $K_1 = 0,65$. Tämä kerroin pätee sekä varhaisvaiheen jännityksille, että pitkäaikaisjännityksille. [42]

Pysyvästä jännitystilasta johtuen betonin murtovenymä on pienempi kuin lyhytaikaiskuormituksen aikana. Testituloksissa on todettu, että betonin vetolujuuden ylittäessä 80 %:a lyhytaikaiskuormituksen aiheuttamasta jännityksestä, betoni murtuu. Varhaisvaiheessa suositellaan käytettäväksi arvoa $K_2 = 0,8$.

Edellä esitetyistä syistä johtuen betonin venymäkapasiteetille voidaan käyttää varhaisvaiheessa arvoa:

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{K_2 f_{ctm}}{K_1 E_{cm}} \quad (2.15)$$

joka on noin 23 %:a suurempi kuin kaavan 2.14 mukainen arvo. [42]

2.4 Sementin hydrataatio

Sementin hydrataatiolla tarkoitetaan prosessia, jossa sementti reagoi siihen sekoitetun veden kanssa ja alkaa muodostaa uusia kemiallisia yhdisteitä. Sementin joutuessa kosketuksiin veden kanssa, alkavat sementissä olevat silikaatit ja alumiinatit muodostaa yhdessä veden kanssa hydrataatiotuotteita, jotka ajan kanssa muodostavat lujan ja kovan sementtipastan. Hydrataatioprosessille on tyypillistä, että suurin osa veteen sekoittuneesta sementistä reagoi veden kanssa jo muutamien ensimmäisten kuukausien aikana. Mikäli betonimassassa on reagoimatonta sementtiä vielä jäljellä, niin hydrataatioprosessi voi jatkua vuosien ajan. Sementin täydelliseen hydrataatioon tarvittava vesimäärä on teoreettisesti noin 25 % sementin painosta. Koska valmiissa betonimassassa on aina vettä sitoutuneena betonin geelihuokosissa noin 15 %, niin voidaan sanoa, että sementin täydelliseen hydrataatioon tarvittava vesimäärä on noin 40% sementin painosta. Sementin täydellistä hydrataatiota ei kuitenkaan yleensä saavuteta, jolloin valmiiseen betonimassaan jää reagoimatonta sementtiä ja sementin hydrataatioaste jää siten alle 100 %:n. Hydrataatioprosessiin vaikuttavat monet seikat, joista mainittakoon esimerkiksi sementin koostumus, sementin hienous, massan vesi-sementtisuhde, massan valmistuksessa käytetyt seos- ja lisäaineet sekä valmiin rakenteen jälkihoitolämpötila. [8][16][19]

Hydrataatioprosessin alussa sementin ja veden muodostama tuore sementtipasta eli sementtiliima on vielä plastista, mutta ajan kanssa sementtipasta alkaa menettää plastiisuuttaan ja alkaa sitoutua ja kovettua muodostaen kovettunutta sementtipastaa eli sementtikiveä. Sementtipastan muuttuminen sementtikiveksi voidaan karkeasti jakaa kolmeen eri vaiheeseen, jotka ovat: sitoutumisaika, sitoutuminen ja kovettuminen. Tuore sementtipasta pysyy notkeana tyypillisesti noin 1-2 tunnin ajan, jonka jälkeen sementtipasta alkaa hyytelöityä. Hyytelöitynyt sementtipasta kiinteytyy nopeasti, jolloin voidaan alkaa puhua sementtipastan kovettumisesta. Massan sitoutumisella ja kovettumisella ei ole selvää rajaa, joten voidaankin sanoa, että sementtipastan sitoutuminen on kovettumisen alkuvaihe. [16]

2.4.1 Hydrataatiolämpö

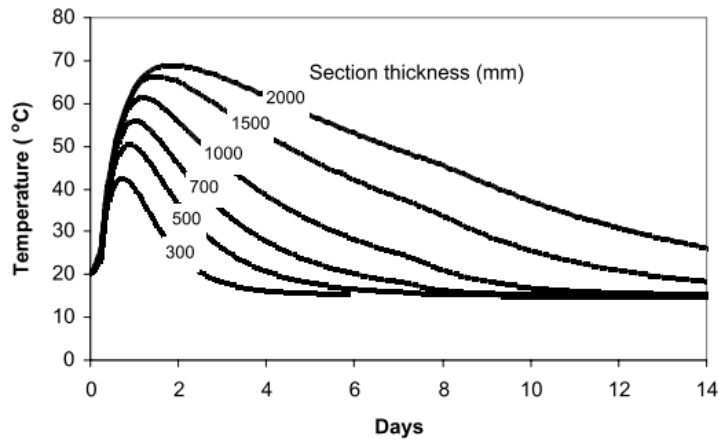
Sementin hydrataatioprosessi on luonteeltaan eksotermisen reaktio, mikä tarkoittaa, että sementin ja veden reaktiossa muodostuu lämpöä. Sementtipastan lämmöntuotto on suurimmillaan sementtipastan sitoutumisajan alussa, jolloin betonimassan lämpötila voi nousta huomattavan korkeaksi. Hydrataatiossa tapahtuva lämmön kehitys aiheuttaa betonirakenteeseen lämpötilagradientin rakenteen sisäosan ja ulkopinnan välille. Koska betoni laajenee lämmitessään, niin rakenteen sisäosa laajenee enemmän kuin rakenteen pintaosa. Rakenteen sisä- ja ulko-osien erisuuruinen lämpölaajeneminen aiheuttaa rakenteeseen sisäisen jännitystilän. Jos lämpölaajenemiserojen aiheuttama betonin sisäinen jännitystila ylittää betonin vetolujuuden, aiheutuu rakenteeseen sisäistä halkeilua. Edellä mainittua halkeilua kutsutaan betonin lämpöhalkeiluksi. Koska betonin vetolujuus sitoutumisvaiheessa on vielä pieni verrattuna kovettuneen betonin vetolujuuteen, niin lämpötilaerot saattavat aiheuttaa suuriakin ongelmia rakenteen suunnittelulle ja toteutukselle, riippuen valmiin betonirakenteen vaadituista ominaisuuksista. Lämpöhalkeilu on merkittävää varsinkin massiivisissa betonirakenteissa, joissa rakenteen sisäosan lämpötila pysyy pitkään korkeana. [6][8]

2.4.2 Varhaisvaiheen lämpötilan nousu

Suunniteltaessa betonirakenteen raudoitusta varhaisvaiheen lämpöhalkeilulle, niin on tunnettava betonin lämpötilan nousuun vaikuttavat eri tekijät, joita ovat esimerkiksi:

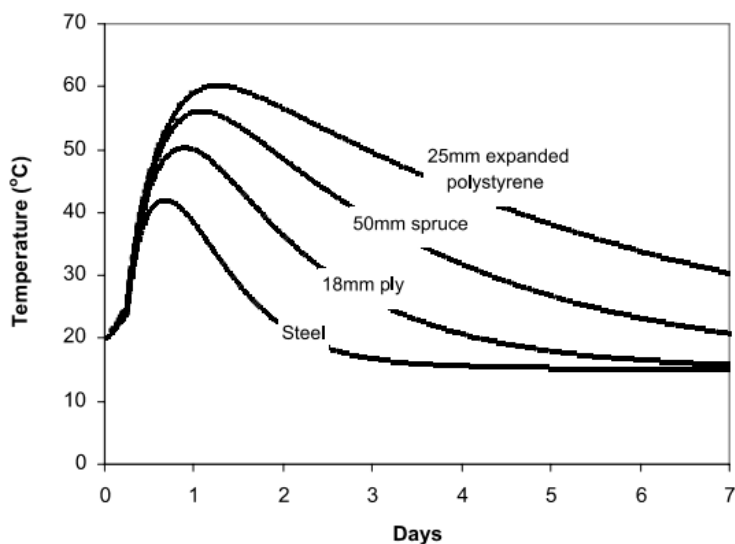
- Sementtimäärä
- Sementin tyyppi
- Muut side- ja lisäaineet, joilla on vaikutusta betonin termisiin ominaisuuksiin
- Rakenteen geometria
- Muotin materiaali ja lämmöneristys
- Betonin valulämpötila
- Ympäristön olosuhteet
- Mahdolliset jäähdystoimenpiteet, kuten esimerkiksi jäähdystysputkisto

Kuvassa 7 on esitetty rakenteen paksuuden vaikutusta rakenteen lämpötilan nousuun, kun sementtimäärä on 350 kg/m^3 (CEM 1). Muottimateriaalina 18 mm vaneri, joka on purettu seitsemän päivän jälkeen. Kuvasta voidaan huomata paksujen rakenteiden huomattava lämpötilan nousu. Paksuissa poikkileikkauksissa lämpötila myös laskee hitaasti ajan kuluessa. [3][42]



Kuva 7 Seinän paksuuden vaikutus lämpötilan kehittymiseen ajan myötä. [42]

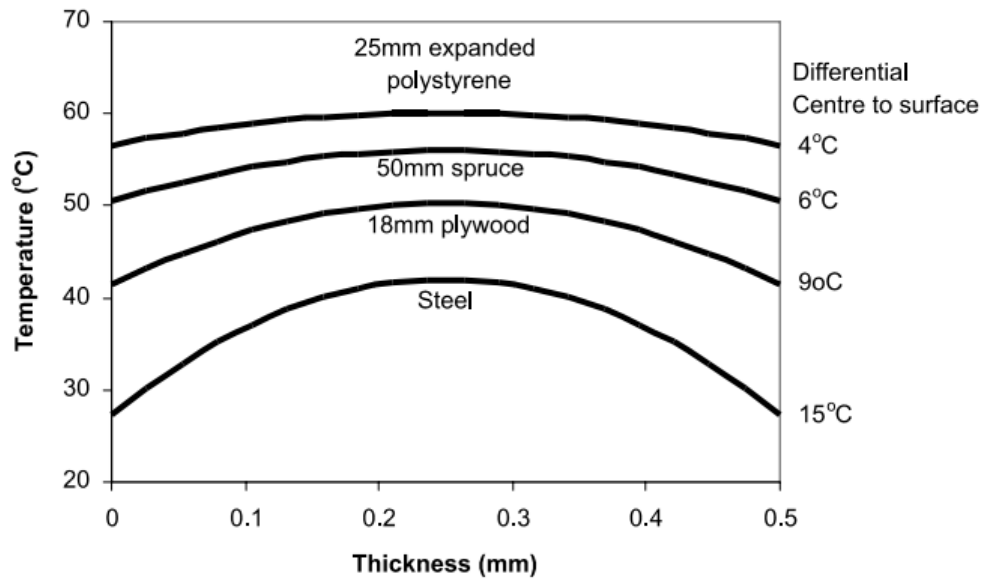
Kuvassa 8 on esitetty muottimateriaalin vaikutusta rakenteen sisäiseen lämpötilan nousuun, kun seinän paksuus on 500 mm ja betonin sementtimäärä 350 kg/m^3 (CEM 1). Kuvasta voidaan huomata, että muottimateriaalin lämmöneristävyuden kasvaessa, myös betonin sisäinen lämpötila nousee korkeammaksi ja rakenne jäähtyy hitaammin. [3][42]



Kuva 8 Muottimateriaalin vaikutus lämpötilan nousuun. [42]

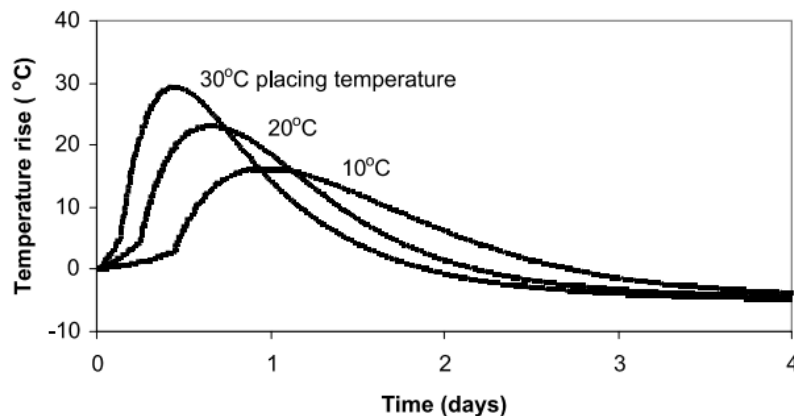
Kuvassa 9 on esitetty muottimateriaalin vaikutusta 500 mm:ä paksun seinän lämpötilaprofiiliin, kun rakenne on saavuttanut suurimman sisäisen lämpötilansa. Betonin sementtimäärä 350 kg/m^3 (CEM 1). Kuvasta voidaan huomata, että muottimateriaalin lämmöneristävyuden kasvaessa rakenteen sisäinen maksimilämpötila on suurempi, mut-

ta vastaavasti rakenteen yli vaikuttava lämpötilagradientti on tasaisempi, jolloin rakenteen pinnan ja sisäosan välinen lämpötilaero on pienempi. [3][42]



Kuva 9 Muottimateriaalin vaikutus rakenteen sisäiseen lämpötilaprofiliin. [42]

Kuvassa 10 on esitetty betonin valulämpötilan vaikutusta betonin sisäiseen lämpötilan nousuun, kun rakenteena on 500 mm:ä paksu seinä ja muottimateriaalina teräs. Betonin sementtimäärä 350 kg/m^3 (CEM 1). [3][42]



Kuva 10 Betonin valulämpötilan vaikutus sisäiseen lämpötilan nousuun. [42]

Varhaisvaiheen lämpötilan nousu T_1

Betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousulle on CIRIA:n ohjeissa annettu erilaisia kuvaajia, joissa betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousu riippuu rakenteen paksuudesta, betonin sementtimäärästä, muottimateriaalista ja betonin lentotuhka- tai masuunikuonamäärästä. Kuvaajissa on oletettu sementiksi CEM 1 -luokan sementti. Liitteessä 2 on esitetty CIRIA:n ohjeiden mukaiset kuvaajat, joiden perusteella voidaan arvioida betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousua. Liitteen 2 mukaiset kuvaajat on tarkoitettu seinil-

le, jotka pääsevät jäähtymään molemmilta sivuiltaan. Kuvaajien arvot on saatu, kun sementin lämmöntuotto on 380 kJ/kg, joka vastaa karkeasti myös suomalaisten sementtien kokonaislämmöntuottoa. Kuvaajat on laadittu testitulosten perusteella ja niitä käytettäessä voidaan olettaa, että on vain 10 %:n mahdollisuus, että todellinen lämpötilan nousu on kuvaajien arvoa suurempi. Kuvaajien arvot on mitattu olosuhteissa, jossa ympäristön lämpötila on 15 °C ja betonin valulämpötila 20 °C. Ympäristön ja betonin välinen viiden asteen lämpötilaero on tyypillinen lämpötilaero, joka perustuu havaintoihin todellisista kohteista. Liitteessä 2 on esitetty myös taulukko, jonka avulla voidaan määrittää lämpötilan nousu myös paksummille poikkileikkauksille kuin 1000 mm. Taulukon lämpötilan nousut on esitetty seinälle sen sideainemäärän perusteella. Kun halutaan määrittää lämpötila T_l , niin kuvaajasta saatuun arvoon tulee lisätä vielä viisi astetta, jolla kuvataan edellä esitettyä ympäristön lämpötilan ja betonin valulämpötilan eroa. [19][42]

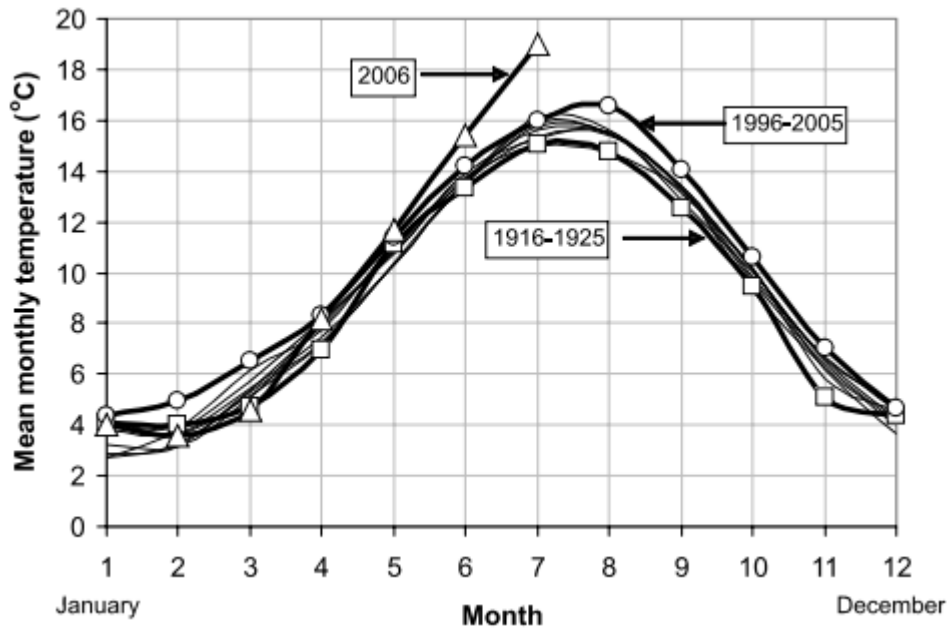
Liitteen 2 kuvaajista saatuja arvoja voidaan korjata haluttuun suuntaan, jos käytettävissä on tarvittavat lähtötiedot. Jos esimerkiksi sementin laatu on tiedossa ja betonin valmistajalla on luotettavaa tietoa sen lämmön kehityksestä, niin lämpötila T_l voidaan määrittää näiden tietojen perusteella. Joissain tapauksissa myös oletus ympäristön ja betonin valulämpötilan erosta voi erota merkittävästi edellä olleesta oletuksesta viisi astetta. Talvella voidaan esimerkiksi käyttää materiaalien lämmitystä ja kesällä materiaalien jäähtytystä. Myös betonin kuljetusaika valmistuspaikalta valupaikalle vaikuttaa betonin valulämpötilaan. On huomattava, että laskennassa ollaan kiinnostuttu nimenomaan betonin valunaikaisesta lämpötilasta eikä niinkään betonin valmistuslämpötilasta. Jos betonin valulämpötila eroaa merkittävästi oletetusta 20 °C:sta, niin lämpötilaa T_l voidaan korjata liitteen 2 mukaisia kuvaajia käyttäen. Lämpötilaa voidaan myös joutua korjamaan, jos valetaan päällekkäisiä valuja, jolloin ensin valettu rakenne ei ole vielä päässyt jäähtymään ympäristön lämpötilaa vastaavaksi. [42]

Maanvaraisille laatoille, joita ei ole eristetty pinnalta ja jotka ovat enintään 500 mm paksuja, voidaan käyttää liitteen 2 mukaista kuvaajaa, jossa seinä on valettu teräsmuotia vasten. Kuvaajista käytetään seinän paksuuden arvoa, joka on 1,3 kertaa suurempi kuin laatan paksuus. Kun maanvarainen laatta on eristetty pinnaltaan, niin betonilaatan lämmön nousua voidaan arvioida karkeasti käyttämällä saman paksuisen seinän kuvaajaa, joka on valettu vanerimuottiin. [42]

Pitkäaikainen ympäristön lämpötilan vaihtelu T_2

Ajan mittaan betonin valusta, betonirakenteen lämpötila alkaa vastaamaan muuttuvaa ympäristön lämpötilaa. Tämä otetaan CIRIA:n ohjeiden mukaisessa laskennassa huomioon lämpötilalla T_2 . Kuvassa 11 on esitetty Englannin kuukausittaisia keskilämpötiloja vuodesta 1916. Kuvasta voidaan huomata, että talviajan ja kesäajan lämpötilaero on pysynyt likipitään samana viimeisen noin sadan vuoden aikana vaikkakin kuukausittainen keskilämpötila onkin hieman noussut. Liitteessä 3 on esitetty Suomen kuukausittai-

sia ulkoilman keskilämpötiloja Rakentamismääräyskokoelman osan D3 mukaan. [19][42][45]



Kuva 11 Kuukausittainen keskilämpötila Englannissa vuodesta 1916. [42]

Valittaessa laskennassa käytettävää lämpötilaa T_2 , täytyy ottaa huomioon seuraavat asiat:

- Valunaikainen vuodenaika. Kesällä valettu betoni kokee pitkällä aikavälillä suuremman lämpötilan laskun kuin talvella valettu betoni.
- Betonivalun vuorokaudenaika. Koska betoni valetaan yleensä päiväsaikaan, niin todellinen lämpötila on korkeampi kuin keskimääräinen lämpötila. Tämä otetaan huomioon lämpötilassa T_1 , kun valulämpötila on suurempi kuin ympäristön keskimääräinen lämpötila
- Kuukausittaiset lämpötilavaihtelut. Lämpötila voi olla kuukauden aikana huomattavasti suurempi tai pienempi kuin kuukauden keskimääräinen lämpötila.

Esimerkiksi Englannissa käytetään ympäristön lämpötilan vaihtelulle T_2 arvoa 20 °C, kun valu tapahtuu kesäkuukausina ja arvoa 10 °C, kun valu tapahtuu talvikuukausina. Näissä arvoissa oletetaan kesäaikaiseksi valulämpötilaksi 25 °C keskimääräisen ulkolämpötilan ollessa 20 °C ja talven valulämpötilaksi 15 °C keskimääräisen ulkolämpötilan ollessa 10 °C. Betonin oletetaan jäähtyvän korkeintaan 0 °C:een talvikuukausien aikana. Kun oletetaan, että vanha rakenne, joka aiheuttaa uudelle rakenteelle estetyt muodonmuutoksen pysyy vakiolämpötilassa, niin edellä olevat arvot pätevät. Joissain tapauksissa myös aikaisemmin valettu betonirakenne kokee lämpötilan muutoksia, esimerkiksi maanvastaiset rakenteet. Tällaisissa tapauksissa ympäristön keskimääräinen lämpötila voidaan määrittää niin, että se vastaa liittyvän rakenteen mukaan laskettua suhteellista lämpötilaeroa. [42]

Liitteestä 3 voidaan huomata, että Suomen sääolosuhteet eroavat merkittävästi Englannin vastaavista, eikä edellä olleita oletuksia tule käyttää sellaisenaan. Ellei parempaa tietoa käytettävästä säädästä ole saatavissa, niin liitteen 3 mukaisia kuukauden keskilämpötiloja voidaan käyttää soveltaen. [45]

Rakenteen sisäosan ja pinnan välinen lämpötilaero ΔT

Laskettaessa rakenteen pinnan ja sisäosan välistä lämpötilaeroa ΔT , tulisi rakenteen lämpötilajakauma yleensä mallintaa jollain tietokoneohjelmalla tarkkojen tulosten saamiseksi. Joitain arvioita lämpötilaerolle ΔT saadaan esimerkiksi taulukosta 10 tietyillä reunaehdoilla. Taulukon 10 arvoissa on oletettu betonin valulämpötilaksi 20 °C ja ulkoilman keskimääräiseksi lämpötilaksi 15 °C. Taulukossa on erikseen määritetty lämpötilaerot, kun muottimateriaalina on teräs tai vaneri. Molemmissa tapauksissa pinnalla vaikuttavaksi tuulen nopeudeksi on oletettu 3,5 m/s ja auringon säteilyn vaikutus on jätetty huomiotta. [42]

Taulukko 10 Seinän sisäosan ja pinnan välinen lämpötilaero. [42]

Section thickness (mm)	Steel formwork				18 mm plywood formwork			
	Cement content (kg/m ³)				Cement content (kg/m ³)			
	280	320	360	400	280	320	360	400
300	8	9	10	11	4	5	5	6
500	14	15	17	19	7	8	9	10
700	18	20	22	25	10	12	13	14
1000	23	26	29	31	15	17	19	21
1500	31	35	39	41	20	22	25	27
2000	35	39	44	48	24	27	30	33

Esimerkiksi tietokoneohjelmilla mallinnettaessa tulee ottaa huomioon, että lämpötilaeroon vaikuttavat merkittävästi:

- Betonin terminen diffusiviteetti
- Rakenteen pinnan olosuhteet. Pinnan olosuhteisiin sisältyvät valitun muottimateriaalin vaikutus ja aika, jolloin muotti puretaan.
- Ympäristön olosuhteet. Erityisesti rakenteen pinnalla vaikuttava tuulen nopeus ja auringon säteilyn vaikutus.

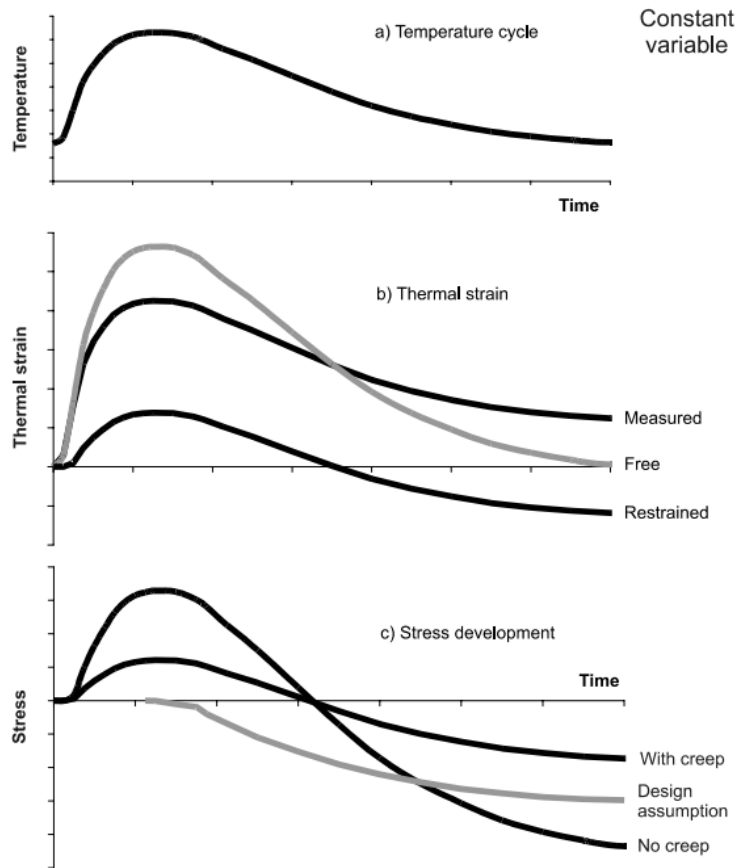
Rakenteen pinnan ja sisäosan välinen lämpötilaero aiheuttaa yleensä betonin pintaan halkeamia, jotka betonin jäähtyessä yleensä sulkeutuvat ainakin jossain määrin. Rakenteen toiminnan kannalta huomattavasti kriittisempiä ovat rakenteen läpikulkevat halkeamat, jotka johtuvat yleensä jonkin toisen rakenteen aiheuttamasta estetystä muodonmuutoksesta. On erityisesti huomioitava, että jos rakenteen pinnan ja sisäosan välistä lämpötilaeroa hallitaan esimerkiksi eristämällä muotti, niin tämä toimenpide aiheuttaa

sen, että rakenteen keskimääräinen lämpötila nousee, minkä vuoksi rakenne on alttiimpi läpihalkeamille. [42]

2.4.3 Varhaisvaiheen lämpöhalkeilu

Betonin varhaisvaiheen lämpöhalkeilu liittyy sementin hydrataatioreaktioiden aiheuttamaan betonimassan lämmön nousuun. Betonin varhaisvaiheen lämpöhalkeilu voi liittyä betonipoikkileikkauksen erilaisiin muodonmuutoksiin poikkileikkauksen eri osissa, kun poikkileikkauksen yli vaikuttaa lämpötilagradientti tai rakenteen ulkoiseen estettyyn muodonmuutokseen, kun betoni alkaa jäähtymään hydrataatiolämmön laskun vuoksi. Ohuissa rakenteissa, kuten normaalien talonrakennuskohteiden seinissä, varhaisvaiheen lämpöhalkeilua tapahtuu muutaman ensimmäisen päivän aikana betonin valusta. Paksummissa rakenneosissa varhaisvaiheen lämpöhalkeilua voi esiintyä pidemmän ajanjakson aikana. [20][42]

Betonin hydrataatioreaktiot tuottavat lämpöä nopeudella, joka on useissa tapauksissa nopeampaa kuin betonin ympäristöön luovuttaman lämmön määrä. Tämän vuoksi betonirakenteen lämpötila nousee. Kun hydrataatioreaktioiden tuottama lämpö ajan myötä pienenee, niin betoni alkaa jäähtymään, jolloin betoni alkaa kutistumaan. Jos betonirakenne pääsee varhaisvaiheessa vapaasti laajenemaan lämmöntuoton seurauksena ja puolestaan vapaasti kutistumaan jäähtymisen seurauksena, niin betoniin ei synny tämän seurauksena sisäisiä jännityksiä. Käytännössä tällaista tilannetta ei kuitenkaan koskaan ole, vaan betonirakenteen muodonmuutos on aina tavalla tai toisella osittain estetty, jolloin rakenteeseen syntyy sisäinen jännitystila. Jos betonin ominaisuudet olisivat samoja koko kovettumisajan aikana, niin betoniin syntyy lämmön nousun aikana sisäisiä puristusjännityksiä, jotka pääsevät vapautumaan jäähtymisen aikana. Näin ei kuitenkaan ole, vaan betonin kimmokertoimen arvo muuttuu huomattavasti ensimmäisten valun jälkeisten päivien aikana. Betonin kimmokertoimen arvo on pieni heti valun jälkeisenä aikana, jolloin hydrataatiolämmön tuotto on suurimmillaan, verrattuna kimmokertoimen arvoon, kun betoni alkaa jäähtymään. Riippuen estetyn lämpötilamuodonmuutoksen arvosta, betonin lämmön nousun aikainen puristusjännityksen arvo jää pienemmäksi kuin vetojännityksen arvo jäähtymisen aikana, jonka seurauksena betoniin jää sisäinen vetojännitystila, kun hydrataatiolämpö on poistunut rakenteesta. Kuvasta 12 voidaan nähdä paksun betonipoikkileikkauksen lämpötilat poikkileikkauksen keskellä lämmöntuoton eri vaiheissa. [42]



Kuva 12 Lämpötilan nousu ja lämpötilan muutoksen aiheuttama muodonmuutos. [42]

Kuvan 12 kuvaajasta b voidaan todeta, että täysin vapaassa muodonmuutoksessa betoniin ei synny lämpötilasta johtuvia muodonmuutoksia, vaan lämpötilan palattua alkutilanteeseen betonin sisäiset muodonmuutokset häviävät. Kuvaajasta voidaan lisäksi huomata, että ainoastaan rakenteen estetty muodonmuutos aiheuttaa rakenteeseen sisäisiä vetojännitystiloja ja jos tämän sisäisen muodonmuutoksen arvo ylittää betonin venymäkapasiteetin, niin betoniin voi syntyä halkeilua. Kuvan 12 kuvaajassa c on vielä esitetty viruman vaikutusta betonin jännityksiin. Kuvaajasta voidaan todeta, että viruman ansiosta rakenteen varhaisvaiheen lämpöjännitykset jäävät pienemmiksi kuin ilman viruman huomioon ottamista. Betonin varhaisvaiheen sisäisiä jännityksiä on usein vaikea laskea tarkasti, koska betonin materiaaliominaisuudet vaihtelevat suuresti kovettumisvaiheen aikana ja viruman vaikutusta rakenteen toimintaan on usein vaikea arvioida. [42]

Suunnittelussa oletetaan usein, että ulkoisen estetyn muodonmuutoksen aiheuttamat betonin varhaisvaiheen puristusjännitykset jätetään huomiotta, koska niiden oletetaan häviävän viruman ansiosta ja että betonin vetojännitykset lasketaan hetkellä, jolloin betonin lämpötila on korkeimmillaan. Suunnittelun yksinkertaistamiseksi betonin estetystä muodonmuutoksesta aiheutuvaa venymää verrataan betonin venymäkapasiteettiin. Estetystä muodonmuutoksesta aiheutuva venymä voidaan esittää seuraavalla tavalla:

$$\varepsilon_r = \alpha_c T_1 K_1 R \quad (2.16)$$

jossa T_1 tarkoittaa suurinta rakenteessa tapahtuvaa varhaisvaiheen lämpötilan nousua, eli lämpötilaeroa suurimman arvon ja ympäristön keskilämpötilan välillä. α_c on pituuden lämpötilakerroin, R pakkovoimakerroin ja K_1 on kerroin, jolla otetaan huomioon viruma ja jännityksen relaksaatio pysyvän kuormituksen aikana. [42]

Kun halkeilu johtuu rakenteen sisäisen lämpötilagradientin aiheuttamasta lämpötilaerosta rakenteen eri osien välillä, niin tilanne on hieman erilainen kuin ulkoisen pakkovoiman tapauksessa. Tällaisessa tilanteessa rakenteen pinnalla voi tapahtua kutistumista esimerkiksi rakenteen pinnan nopean jäähtymisen vuoksi aiheuttaen pintaan vetojännityksiä. Vastaavasti rakenteen sisäosan suurempi lämpölaajeneminen voi aiheuttaa pintaan vetojännityksiä, kun rakenteen sisäosa laajenee enemmän kuin rakenteen pintaosa. Molemmissa tapauksissa rakenteen pintaan muodostuvien vetojännitysten muodostumiseksi rakenteen sisäosassa täytyy muodostua lämpölaajenemisesta aiheutuvia puristusjännityksiä, eikä tällaisessa tapauksessa voida olettaa, että kaikki rakenteen puristusjännitykset vapautuisivat viruman ansiosta. Halkeilua voidaan tällaisessa tapauksessa arvioida korvaamalla yhtälön 2.16 lämpötila T_1 suurimmalla lämpötilaerolla rakenteen pinnan ja sisäosan välillä ja määrittämällä rakenteelle pakkovoimakerroin rakenteen lämpötilaprofiilin perusteella. [42]

Joissain tapauksissa rakenteen varhaisvaiheen estetty muodonmuutos ei aiheuta varhaisvaiheen lämpöhalkeilua, mutta voi vaikuttaa rakenteen venymiin, kun tarkastellaan rakenteen pitkän ajan kokonaishalkeilua. Suunnittelussa tulisikin ottaa huomioon myös nämä varhaisvaiheen rakenteen sisäiset jäännösjännitykset, kun rakenteen kuormituksesta aiheutuvaa halkeilua arvioidaan. On lisäksi myös huomioitava, että esimerkiksi betonin sisäinen kutistuma aiheuttaa rakenteen varhaisvaiheessa sisäisiä jännityksiä, jotka tulee ottaa huomioon varhaisvaiheen halkeilua arvioitaessa. [42]

2.4.4 Ettringiittireaktio

Kovettuneessa sementtikivessä tapahtuvia sulfaattimineraalien kemiallisia reaktioita kutsutaan ettringiittireaktioksi. Ettringiittireaktioon liittyy voimakas reaktiotuotteiden tilavuuden kasvu. Reaktiossa muodostuva ettringiittimineraali pyrkii kiteytymään betonissa olevien suojahuokosten seinämiin, jolloin suojahuokosten tilavuus pienenee. Reaktion jatkuessa, ettringiitin kiteytymisen aiheuttama paine voi aiheuttaa halkeamia betoniin. Ettringiittireaktion aiheuttamat vauriot muistuttavat hyvin paljon pakkasrapautumisen aiheuttamia vaurioita ja siksi niitä onkin usein vaikea erottaa toisistaan. [11][20]

Ettringiitti ei ole haitallista betonin kovettumisen alkuvaiheessa, kun betonimassa on vielä plastisessa tilassa. Jos ettringiitin muodostuminen puolestaan viivästyy hydrataatioprosessin häiriöiden, korkean lämpötilan tai lämpökäsittelyn vuoksi, betoniin aiheu-

tuu vaurioita, jotka alentavat betonin lujuutta ja heikentävät sen säilyvyyttä. Tätä reaktiota kutsutaan ettringiitin uudelleen kiteytymiseksi. Haitallinen ettringiittireaktio voi aiheutua joko ulkoisesta sulfaattilähteestä tai sisäisesti esimerkiksi korkean hydrataatiolämpötilan vuoksi. Yleisesti ettringiittireaktion muodostumisen kannalta kriittisenä lämpötilana pidetään 60 astetta, jonka yli betonin lämpötila ei saa kovettumisen aikana nousta. Mikrohalkeamat ovat ettringiittireaktion kannalta kriittisiä, koska ettringiitti voi kiteytyä niihin. Lisäksi ettringiittireaktioon vaaditaan myös sisäinen tai ulkoinen sulfaatin lähde, sekä pitkäaikainen ja korkea kosteusrasitus betoniin. Sulfaatin kestävä betonin käyttö on varmin tapa estää ettringiitin aiheuttamia vaurioita. [11][20]

2.4.5 Hydrataatiolämmön laskentamalleja

Hydrataatiolämmön kehitystä on tutkittu paljon ja yleisin tapa mitata betonimassan lämmöntuottoa ovat erilaiset kalorimetrikokeet. Kalorimetrikokeiden tulosten perusteella on muodostettu erilaisia hydrataatiolämmön laskentamalleja, kun mitattuihin tuloksiin on sovitettu erilaisia regressioanalyysin malleja. Tyypillisin tapa arvioida betonin ajasta riippuvaa lämmöntuottoa on muodostaa ensin yhteys betonin lämmöntuoton ja betonin iän välille. Tämän jälkeen betonin adiabaattiselle lämpötilan nousulle ajan myötä voidaan muodostaa laskentalauseke, joka on riippuvainen ensin muodostetusta yhteydestä betonin ajallisen lämmöntuoton ja iän välillä. On kuitenkin huomattava, että hydrataatiolämmön tuottoon vaikuttaa hyvin moni eri asia, joten yksinkertaisia laskentamalleja käytettäessä saadaan yleensä vain karkea arvio hydrataatiolämmön kehityksestä, eikä saatuja tuloksia tule pitää yleisenä totuutena. [30][44]

Hydrataatiolämmön ajallisen kehityksen laskennassa on ensin tiedettävä sementtien tyypillinen kokonaislämmönkehitys. Suomalaisten sementtien hydrataatiolämpöjä on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11 Suomalaisten sementtien hydrataatiolämpöjä. [16]

Sementtilaji	Hydrataatiolämpö kJ/kg		
	2 d	7 d	28 d
Normaalisti kovettava portlandsementti	180-250	260-320	310-380
Nopeasti kovettava portlandsementti	250-310	310-370	350-440
Alhaislämpösementti	130-190	200-240	230-290

Kokonaislämmönkehityksen perusteella voidaan muodostaa funktio, joka ennustaa betonin ajasta riippuvaa lämmönkehitystä. Eräitä tyypillisiä funktioita hydrataatiolämmön ajalliselle kehitykselle on esitetty seuraavasti:

- Eksponenttifunktio $Q(t) = Q_0(1 - e^{-mt})$ (2.17)

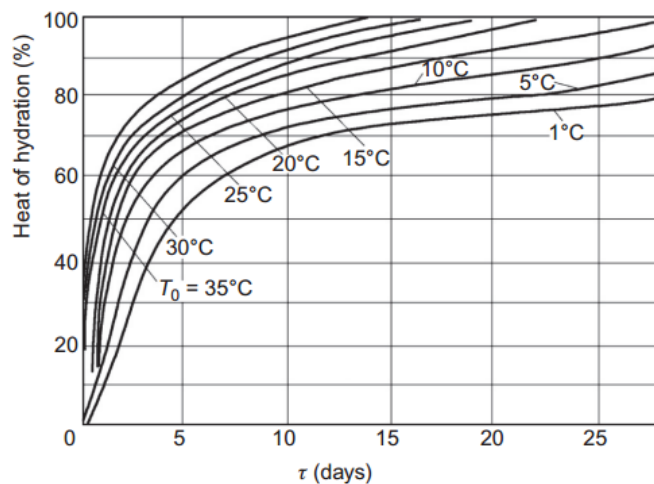
- Hyperbolinen funktio $Q(t) = \frac{Q_0 t}{n + t}$ (2.18)

- Tarkempi eksponenttifunktio $Q(t) = Q_0(1 - e^{-at^b})$ (2.19)

Kaavoissa Q_0 vastaa sementin kokonaislämmöntuottoa ja m , n , a ja b ovat testitulosten perusteella määritellyjä vakioita. Kuten edellä olleista kaavoista voidaan huomata, niin hydrataatiolämmön ajallisen kehityksen arviointi on hyvin riippuvaista testituloksien perusteella määritetyistä vakioista, joten yksiselitteistä arviota betonin ajasta riippuvasta hydrataatiolämmön kehityksestä ei voida tehdä. Testitulosten perusteella kaksi jälkimmäistä laskentatapaa antavat parhaiten testituloksia vastaavia tuloksia. Taulukossa 12 on annettu joitain vakion a ja b arvoja eri sementtilaaduille. Kuvassa 13 on esitetty laskennasta saatuja tuloksia, kun hydrataatiolämmön kehityksessä on huomioitu betonin alkulämpötila T_0 . [44]

Taulukko 12 Eräille sementtilaaduille määritellyjä vakioita. [44]

Kind of Cement	Q_0 (kJ/kg)	a	b
Silicate cement 425 [#] , 525 [#]	330	0.69	0.56
	350	0.36	0.74
Silicate cement for dam 525 [#]	270	0.79	0.70
Slag silicate cement for dam 425 [#]	285	0.29	0.76



Kuva 13 Hydrataatiolämmön kehitys riippuen alkulämpötilasta. [44]

Kun tiedetään sementin ajasta riippuva hydrataatiolämmön kehitys, niin karkea arvio betonin adiabaattiselle lämpötilan nousulle ajan kuluessa saadaan esimerkiksi kaavasta:

$$\theta(t) = \frac{Q(t)(C + kF)}{c\rho} \quad (2.20)$$

jossa C on betonin sementtimäärä, F muiden sideaineiden määrä, c betonin ominaislämpökapasiteetti, ρ betonin tiheys ja k pienennyskerroin, jolle voidaan käyttää arvoa 0,25 lentotuhkalle. [44]

Kaikki edellä esitetty on vain teoreettista hydrataatioreaktion mallinnusta, eikä kaavoista saatuja tuloksia tule pitää yleisinä totuuksina. Hydrataatiolämpöjen laskenta kuuluu yleisesti betonin toimittajan vastuulle, eikä rakennesuunnittelijan tule määrittää valmiita laskentatuloksia ilman keskustelua betonin toimittajan kanssa.

Rakennesuunnittelijoille tarkoitetuissa suunnitteluohjeissa ei ole yleensä annettu juuri minkäänlaisia ohjeistuksia hydrataatiolämmön ajasta riippuvan kehityksen laskemiseksi. Japanin betonikomitean ohjeistuksessa on kuitenkin annettu karkea laskentatapa, joka esitellään seuraavassa.

Betonin adiabaattiselle lämpötilan nousulle ajan kuluessa on esitetty laskentakaava:

$$\theta(t) = \theta_{\infty} (1 - e^{-rt}) \quad (2.21)$$

jossa θ_{00} tarkoittaa betonin suurinta lämpötilan nousua ja r on testitulosten perusteella määriteltä laskentavakio. Laskentakaavassa tarvittavat arvot voidaan määrittää taulukon 13 perusteella, kun tunnetaan betonin sementtimäärä ja sen laatu. [33]

Taulukko 13 Yhtälössä 2.21 tarvittavien vakioiden laskenta-arvot. [33]

Type of cement	Temperature during placement	$Q_{(t)} = Q_{\infty} (1 - e^{-rt})$			
		$Q_{\infty} = aC + b$ ¹⁾		$r = gC + h$ ¹⁾	
		a	b	g	h
Ordinary Portland cement	10	0.12	11.0	0.0015	0.135
	20	0.11	13.0	0.0038	-0.036
	30	0.11	12.0	0.0040	0.337
Moderate-heat Portland cement	10	0.11	6.0	0.0003	0.303
	20	0.10	9.0	0.0015	0.279
	30	0.11	9.0	0.0021	0.299
High early strength Portland cement	10	0.13	15.0	0.0016	0.478
	20	0.13	12.0	0.0025	0.650
	30	0.13	10.0	0.0014	1.720
Low-heat Portland cement	10	0.11	4.2	0.0006	0.105
	20	0.10	8.0	0.0012	0.071
	30	0.10	9.4	0.0019	0.055
Blast furnace slag cement type ²⁾	10	0.13	13.2	0.0013	0.034
	20	0.13	11.9	0.0018	0.148
	30	0.13	10.9	0.0023	0.396
Fly ash cement type ³⁾	10	0.15	3.7	0.0011	0.107
	20	0.14	4.5	0.0019	0.213
	30	0.14	4.5	0.0030	0.487

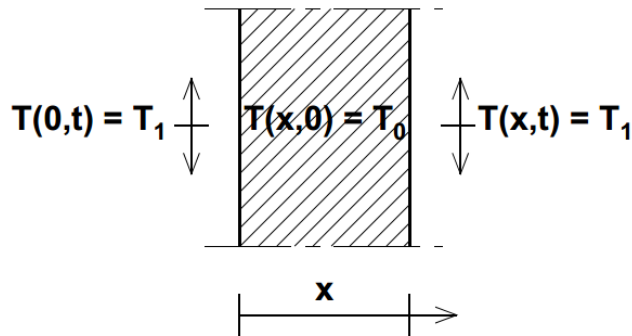
1) C : Cement content (kg/m³)

2) In cases with 40% of blast furnace slag (Blaine fineness: 4200 cm²/g). For other percentages, refer to existing data or conduct testing.

3) The percentage of fly ash is 18%.

2.4.6 Betonin ajasta riippuva lämpötilan nousu

Jos betonirakenteen hydrataatiolämmön kehitystä halutaan tutkia tarkemmin, niin paras tapa tähän on käyttää jotakin siihen soveltuvaa elementtimenetelmään perustuvaa laske-
kentaohjelmaa. Betonin lämpötilan nousua voidaan myös arvioida yksinkertaisissa ta-
pauksissa esimerkiksi jonkin taulukkolaskentaohjelman avulla. Eräs tyypillinen tapaus
on sellainen, jossa rakenteen sisälämpötila nousee ja rakenne pääsee jäähtymään mo-
lemmista pinnoistaan.



Kuva 14 Lämpötilan muutos pinnoiltaan eristämättömässä rakenteessa. [46]

Lämpötila tietyllä ajan hetkellä tietyllä syvyydellä rakenteessa voidaan laskea Fourierin sarjan avulla seuraavasti.

$$T(x,t) = T_1 + (T_0 - T_1)u(x,t) \quad (2.22)$$

$$u(x,t) = \frac{4}{\pi} \left[\sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) e^{-\pi^2 \frac{at}{L^2}} + \frac{1}{3} \sin\left(\frac{3\pi x}{L}\right) e^{-9\pi^2 \frac{at}{L^2}} \right], \text{ kun } t \geq \frac{L^2}{36a} \quad (2.23)$$

$$u(x,t) = \operatorname{erf}\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right) + \operatorname{erf}\left(\frac{L-x}{\sqrt{4at}}\right) - 1, \text{ kun } 0 \leq t \leq \frac{L^2}{36a} \quad (2.24)$$

jossa termi u tarkoittaa sarjasta saatavaa dimensiotonta lämpötilaa. Sarjassa u olevaa termiä at/L^2 kutsutaan Fourierin luvuksi tai dimensiottomaksi ajaksi. Fourierin luvulla kuvataan sitä, että kuinka paljon rakenteen lämpötila on muuttunut tarkasteltavassa rakennekerroksessa tietyn ajan kuluessa. Sarja u suppenee nopeasti paitsi jos Fourierin luku on pieni. Termi a tarkoittaa termistä diffusiviteettiä, joka kertoo kuinka nopeasti lämpötilamuutokset tapahtuvat materiaalissa. [30][46]

$$a = \frac{\lambda}{\rho_0 c_p} \quad (2.25)$$

jossa ρ_0 on materiaalin kuivatiheys, c_p rakenteen ominaislämpökapasiteetti ja λ materiaalin lämmönjohtavuus. Sarjassa u oleva termi erf tarkoittaa error-funktiota, joka on

helppo ohjelmoida esimerkiksi taulukkolaskentaohjelmaan. Error-funktion arvoja löytyy myös taulukoituna matematiikan taulukkokirjoista.

Kaavalla 2.22 voidaan mallintaa betonin hydrataatiolämmön vaikutusta rakenteen lämpötilajakaumaan, kun rakenteen ulkolämpötiloille T_l annetaan vakioarvo ja rakenteen sisälämpötilaksi T_0 kohdassa 2.4.5 laskettu ajasta riippuva rakenteen adiabaattinen lämpötila.

2.5 Teräsbetonirakenteen jäykkyys

Rakenteen jäykkyydellä tarkoitetaan rakenteen kykyä vastustaa muodonmuutoksia, joita siihen aiheutuu rakenteeseen vaikuttavista kuormista. Täysin jäykällä rakenteella tarkoitetaan sellaista rakennetta, johon ei synny minkäänlaisia muodonmuutoksia siihen kohdistuvien kuormien vaikutuksesta eli rakenne säilyttää alkuperäisen muotonsa riippumatta siihen kohdistuvasta kuormituksesta. Rakennustekniikassa rakenteita ei yleensä voida olettaa täysin jäykiksi, vaan niihin syntyy rakenteeseen vaikuttavien kuormien vaikutuksesta erilaisia muodonmuutoksia, jotka tulee ottaa huomioon rakenteen suunnittelussa. Rakenteen jäykkyyteen vaikuttavat asiat voidaan jakaa kolmeen eri ryhmään. Rakenteen jäykkyyteen vaikuttavat rakenteen geometria, rakennusmateriaalien fysikaaliset ominaisuudet ja kuormitustekijät sekä voimasuureiden jakautuminen rakenteessa. [38][40]

Teräsbetonirakenne on yleensä hyvin jäykkä, kun rakenne on halkeilemattomassa tilassa. Kun rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, niin tyypillisesti rakenteen jäykkyys pienenee huomattavasti. Teräsbetonirakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama yleensä poikkileikkauksen rasiitetuimpaan kohtaan, kun betonin vetolujuus ylittyy. Kuormituksen kasvaessa tai kuormituksen tapahtuessa syklistä, rakenteeseen muodostuu lisää halkeamia, minkä johdosta rakenteen jäykkyys pienenee entisestään. [38][40]

Teräsbetonirakenteen geometriaan liittyviä tekijöitä, jotka vaikuttavat rakenteen jäykkyyteen ovat esimerkiksi: poikkileikkauksen muoto, veto- ja puristusteräsmäärä, poikittaisterästen määrä ja jako, betonipeitteen paksuus ja terästen kuviointi. [40]

Tarkasteltaessa taivutettua teräsbetonipoikkileikkausta, tiedetään että mitä korkeampi poikkileikkaus on verrattuna sen leveyteen, niin sitä jäykempi poikkileikkaus on, kun sitä verrataan poikkileikkaukseen, jolla on sama pinta-ala. Haljenneessa tilassa poikkileikkaus on lisäksi sitä jäykempi mitä kapeampi poikkileikkauksen puristuspuoli on verrattuna poikkileikkauksen vetopuoleen, koska poikkileikkauksen puristuspuolen korkeus on suurempi. Vetoteräsmäärä vaikuttaa poikkileikkauksen jäykkyyteen siten, että suurempi vetoteräsmäärä kasvattaa poikkileikkauksen jäykkyyttä. Suurempi teräsmäärä tarkoittaa suurempaa vetojäykkyyttä teräksille sekä myös sitä, että poikkileikkauksen puristuspuolen korkeus kasvaa, joka lisää poikkileikkauksen jäykkyyttä. Poikkileikkauksen puristusteräksillä on puolestaan päinvastainen vaikutus rakenteen jäyk-

kyyteen, koska suurempi puristuseräsmäärä tarkoittaa pienempää betonin puristuspuolen korkeutta, joka pienentää rakenteen jäykkyyttä. Poikittaisteräsmäärällä on rakenteen jäykkyyttä lisäävä vaikutus suurilla kuormitusasteilla, koska rakenteen poikittaisterästys estää betonin poikittaista laajenemista puristuspuolella, joka puolestaan kasvattaa poikkileikkauksen jäykkyyttä. [40]

Betonipeitteen paksuuden pienentäminen lisäksi kasvattaa poikkileikkauksen jäykkyyttä, koska vetoteräksset ovat lähempänä ulkoreunaa, jolloin rakenne on jäykempi erityisesti haljenneessa tilassa. [40]

Teräsbetonirakenteen jäykkyyteen vaikuttavia materiaalitekijöitä ovat esimerkiksi betonin lujuusluokka, betonin viruma, betoniterästen lujuus ja teräksen ja betonin välinen tartunta. [40]

Kun rakenne on vielä halkeilemattomassa tilassa, niin betonin lujuusluokalla on keskeinen merkitys rakenteen jäykkyyteen, koska betonin kimmokerroin kasvaa lujuusluokan kasvaessa. Haljenneessa tilassa tilanne on puolestaan päinvastainen, koska korkeampi lujuusluokka tarkoittaa pienempää puristuspuolen korkeutta poikkileikkauksessa. Vaikka suuremman lujuusluokan betonilla on suurempi kimmokerroin, niin poikkileikkauksen jäykkyys on silti pienempi. Betonin vetolujuudella on keskeinen vaikutus rakenteen jäykkyyteen erityisesti pienillä rasitusasteilla, kun rakenne on vielä halkeilemattomassa tilassa. Rakenne halkeaa suuremmalla taivutusmomentin arvolla, sekä myös betonin ja betoniterästen välinen tartunta on parempi, kun vetolujuus on suurempi. [40]

Betoniterästen lujuus vaikuttaa puolestaan poikkileikkauksen jäykkyyteen siinä vaiheessa, kun teräksset saavuttavat myötörajan. Terästen myötäessä poikkileikkauksen jäykkyys alenee huomattavasti. Käytettäessä suuremman lujuusluokan betoniteräksiä, rakenne pysyy jäykkänä pidempään koska terästen kimmokerroin ei ole riippuvainen teräksen myötörajasta. Betoniterästen tartuntaominaisuuksilla on suuri vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen. Poikkileikkaus on sitä jäykempi, mitä parempi betonin ja betoniterästen välinen tartunta on, koska tällöin liukuma terästen ja betonin välillä on pienempi. [38][40]

Rakenteen kuormitustekijät, jotka vaikuttavat poikkileikkauksen jäykkyyteen ovat: kuormitusaste, normaalivoima ja sen suunta, esijännitys, kuormituksen toisto, kuormituksen kesto ja voimasuurejakauma. [40]

Kuormitusaste vaikuttaa rakenteen jäykkyyteen betonin halkeilun, betoniterästen tartunnan ja materiaalien epälineaarisen käyttäytymisen kautta. Poikkileikkauksen jäykkyys yleensä pienenee, kun rakenteen kuormitusaste kasvaa. [40]

Normaalivoiman vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen on suuri. Puristava normaalivoima kasvattaa rakenteen jäykkyyttä ja vetävä normaalivoima puolestaan heikentää rakenteen jäykkyyttä. Normaalivoiman vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen perustuu siihen, että esimerkiksi puristavan normaalivoiman ja taivutusmomentin vaikuttaessa samanaikaisesti, poikkileikkauksen puristuspuolen korkeus kasvaa ja vetävän normaalivoiman tapauksessa päinvastoin. Rakenteen esijännityksellä on sama vaikutus

rakenteen jäykkyyteen kuin puristavan normaalivoimakuormituksen tapauksessa. [40]

Kuormituksen toisto vaikuttaa heikentävästi poikkileikkauksen jäykkyyteen. Kuormituksen toistuessa tartunta betonin ja betoniterästen välillä heikkenee, mikä lisää betonin ja terästen välistä liukumaa, joka puolestaan heikentää rakenteen jäykkyyttä. [40]

Rakenteen jäykkyys pienenee, kun kuormitus on pitkäaikaista. Pitkäaikaiskuormituksella on suurentava vaikutus betonin virumaan, jonka kasvu puolestaan pienentää rakenteen jäykkyyttä. [40]

Lisäksi voimasuureiden jakaumalla on vielä suuri merkitys rakenteen jäykkyyteen. Vaikutus liittyy ensisijaisesti betonin halkeiluun. Koska voimasuureiden jakautuminen vaikuttaa rakenteen jäykkyyteen ja rakenteen jäykkyys puolestaan rakenteen voimasuurejakaumaan, niin voimasuureiden ja rakenteen jäykkyysjakauman määrittäminen on itse asiassa iteratiivinen laskentaprosessi hyperstaattisille rakenteille, kun halutaan tarkkoja laskentatuloksia. [40]

Kuten jo edellä on esitetty, niin rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen aiheuttaman muodonmuutoksen suuruus riippuu rakenteen jäykkyydestä. Riippuen rakenteen kuormitustavasta, rakenteelle voidaan esittää esimerkiksi seuraavat rakennetekniikassa tyyppillisesti tarpeelliset jäykkyydet: [38][40]

Vetojäykkyys

Rakenteen vetojäykkyys on riippuvainen materiaalin kimmokertoimesta ja poikkileikkauksen pinta-alasta: EA

Taivutusjäykkyys

Rakenteen taivutusjäykkyys on riippuvainen materiaalin kimmokertoimesta ja poikkileikkauksen neliömomentista: EI

Vääntöjäykkyys

Rakenteen vääntöjäykkyys on riippuvainen materiaalin liukumodulista ja poikkileikkauksen vääntöneliömomentista: GI_v

Leikkausjäykkyys

Rakenteen leikkausjäykkyys on riippuvainen materiaalin liukumodulista ja poikkileikkauksen uuman pinta-alasta: GA_w

2.5.1 Rakenteiden erilaisia materiaalmalleja

Rakenteen muodonmuutokset voivat olla luonteeltaan palautuvia tai palautumattomia, kun rakenteeseen kohdistuva kuormitus poistetaan. Kun rakenne palautuu alkuperäiseen

muotoonsa kuormituksen poistamisen jälkeen, niin puhutaan rakenteen kimmoisasta muodonmuutoksesta. Kuormituksen kasvaessa riittävän suureksi, rakenteeseen muodostuu plastisia eli palautumattomia muodonmuutoksia. Sitkeillä aineilla kuten teräksellä plastinen muodonmuutos on suuri ennen rakenteen murtumista. Muodonmuutos voidaan havaita esimerkiksi rakenteen huomattavan suurena taipumisena. Rakenteen plastiset muodonmuutokset ovat riippumattomia muodonmuutosnopeudesta. Joillakin aineilla, kuten esimerkiksi betonilla, pysyvät muodonmuutokset voivat olla ajasta riippuvia. Ajasta riippuvaa pysyvää muodonmuutosta kutsutaan virumaksi. Betonin virumisella voi olla usein hyvinkin suuri vaikutus rakenteen jäykkyyteen. Erilaisia klassisia lujuusopissa käytettyjä materiaalimalleja ovat:

Kimnoteoria

Linearisessa kimmoteoriassa, kun tarkastellaan yksiulotteista tapausta, jännityksen ja venymän suhde on lineaarinen. Lineaarista kimmoteoriaa voidaan havainnollistaa esimerkiksi Hooken lain avulla:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.26)$$

Rakenne toimii kimmoisasti materiaalin myötörajaan saakka. Kun rakenteeseen kohdistuva kuormitus poistetaan, niin rakenteen jännitystila poistuu, jolloin Hooken lain mukaan myös kuormituksen aiheuttama muodonmuutos palautuu alkuperäiseen tilanteeseen.

Plastisuusteoria

Plastisuusteoriassa rakenteeseen syntyy aineen myötörajan saavuttamisen jälkeen plastisia muodonmuutoksia. Muodonmuutokset ovat luonteeltaan ajasta riippumattomia ja palautumattomia.

Viskoelastisuusteoria

Viskoelastisuusteoria kuvaa kappaleen ajasta riippuvia muodonmuutoksia, jotka voivat palautua.

Viskoplastisuusteoria

Viskoplastisuusteoria on luonteeltaan plastisuusteorian kaltainen, mutta materiaalin käyttäytyminen riippuu muodonmuutosnopeudesta.

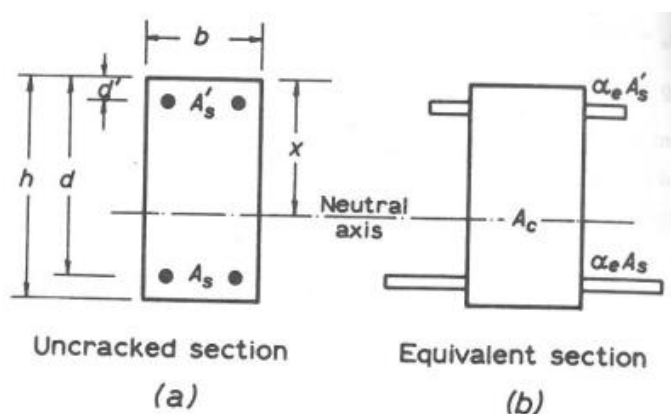
2.5.2 Teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Puhuttaessa teräsbetonirakenteen jäykkyydestä, tarkoitetaan jäykkyydellä usein rakenteen taivutusjäykkyyttä EI , koska taivutusjäykkyys on usein se jäykkyys, joka yksittäisen rakenneosan muodonmuutoksen kannalta on määräävin. Koska teräsbetonirakenne

ei ole homogeeninen rakenne, niin edellä mainittuja poikkileikkauksen jäykkyyden kaavoja ei voida sellaisenaan soveltaa koskemaan teräsbetonirakenteita. Taivutusjäykkyys ei ole teräsbetonirakenteessa vakio, vaan lisääntyvä kuormitus pienentää rakenteen jäykkyyttä, koska betonin halkeilu pienentää olennaisesti poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä. Lisäksi betonin ja betoniterästen välinen tartunta vaikuttaa olennaisesti rakenteen jäykkyyteen, mikäli betonin ja terästen välillä pääsee tapahtumaan ankkurointi-liukumista. Teräsbetonipoikkileikkauksen jäykkyyttä arvioitaessa EC2-1:n mukaan, rakenteelle määritetään laskennallisesti tehollinen taivutusjäykkyys asettamalla sopiva interpolaatiodio halkeilemattoman ja täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden välille ja laskemalla näiden avulla rakenteelle tehollinen taivutusjäykkyys. Halkeilleen ja halkeamattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden laskennassa oletetaan teknisen taivutusteorian mukaisesti, että taivutetussa poikkileikkauksessa poikkileikkauksen tasot pysyvät tasoina. Leikkausvoiman aiheuttamaa muodonmuutosta ei yleensä oteta huomioon taivutusjäykkyyttä laskettaessa, mutta on kuitenkin tiedostettava, että pienillä poikkileikkauksen hoikkuuden arvoilla L/h leikkausmuodonmuutoksen aiheuttama taipuma rakenteeseen voi olla jopa puolet taivutusmomentin aiheuttamasta taipumasta. Lisäksi taivutusjäykkyyksiä laskettaessa on oletettu, että betoniterästen ja betonin jännitykset ovat suoraan verrannollisia niiden venymään Hooken lain mukaisesti. Laskennassa on myös oletettu, että betonin ja betoniterästen välillä ei pääse tapahtumaan ankkurointiliukumaa, jolloin betonin ja terästen välinen tartunta on täydellinen, jota se ei kuitenkaan useinkaan todellisuudessa ole. [38][40]

Halkeamattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Kun kuormituksesta aiheutuva taivutusmomentti on riittävän pieni, koko teräsbetonipoikkileikkaus pysyy halkeamattomassa tilassa. Kun betonin vetojännitys ei missään kohtaa poikkileikkausta ylitä betonin vetolujuutta, niin poikkileikkauksen taivutusjäykkyys lasketaan olettaen koko betonipoikkileikkaus toimivaksi. Kuvassa 15 on esitetty halkeilemattoman poikkileikkauksen periaate, jossa betoniteräkset on muutettu vastaamaan betonin ominaisuuksia kertomalla betoniterästen pinta-ala teräksen ja betonin kimmokerroinsuhteella α_e . [4]



Kuva 15 Poikkileikkaus halkeilemattomassa tilassa. [4]

Kun halutaan ensin selvittää poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti, niin kuvasta 15 voidaan johtaa pinta-alojen suhteen momenttiyhtälö neutraaliakselin ympäri:

$$A_c \left(x - \frac{h}{2} \right) + \alpha_e A'_s (x - d') = \alpha_e A_s (d - x) \quad (2.27)$$

jossa betonipoikkileikkauksen pinta-alana on käytetty koko poikkileikkauksen pinta-alaa bh . Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta voidaan johtaa yhtälöstä 2.27, jolloin voidaan esittää:

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_e (A'_s d + A_s d')}{bh + \alpha_e (A_s + A'_s)} \quad (2.28)$$

Jos betoniterästen ja betonin päällekkäinen osuus halutaan ottaa huomioon, niin kimmoerotussuhde α_e voidaan korvata arvolla $(\alpha_e - 1)$ näillä alueilla. Neutraaliakselin suhteen laskettu poikkileikkauksen neliömomenti voidaan laskea hyödyntäen lujuusopin perusteista tuttua Steinerin sääntöä, jolloin halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentiksi saadaan:

$$I_u = \frac{1}{12} bh^3 + bh \left(x - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e A'_s (x - d')^2 + \alpha_e A_s (d - x)^2 \quad (2.29)$$

Poikkileikkauksen jännitys teräs- tai betoniosissa mielivaltaisessa pisteessä poikkileikkauksen korkeudella voidaan laskea seuraavasti:

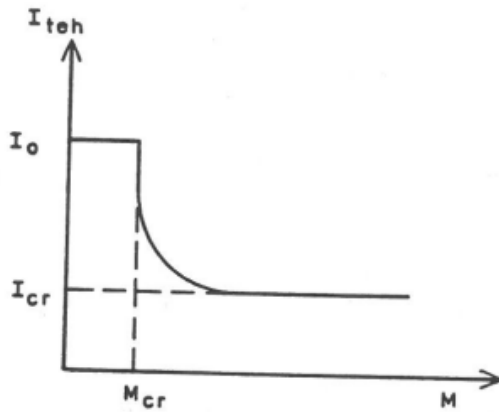
$$f_{ci} = \frac{M}{I_u} x_i \quad (2.30)$$

$$f_{si} = \alpha_e \frac{M}{I_u} x_i \quad (2.31)$$

jossa jännitykset ovat puristusta, kun koordinaatti x_i sijaitsee poikkileikkauksen puristuspuolella ja vastaavasti vetoa, kun x_i sijaitsee poikkileikkauksen vetopuolella. Etäisyydellä x_i tarkoitetaan etäisyyttä poikkileikkauksen neutraaliakselista. [4]

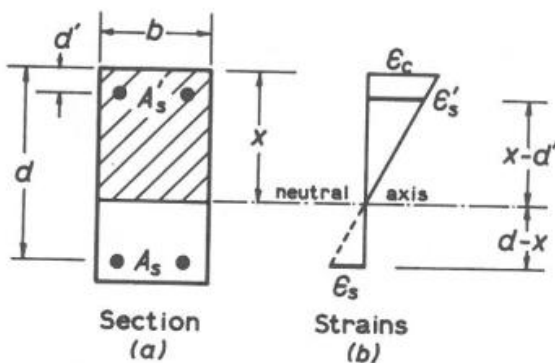
Haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Kun teräsbetonipoikkileikkaukseen vaikuttava kuormitus kasvaa niin suureksi, että poikkileikkauksen rasitetuimmassa kohdassa betonin vetolujuus ylittyy, niin rakenteen jäykkyys alenee merkittävästi verrattuna halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyyteen. Kuvassa 16 on esitetty tehollisen jäykkyyden riippuvuutta rakenteen kuormitusasteesta. [4]

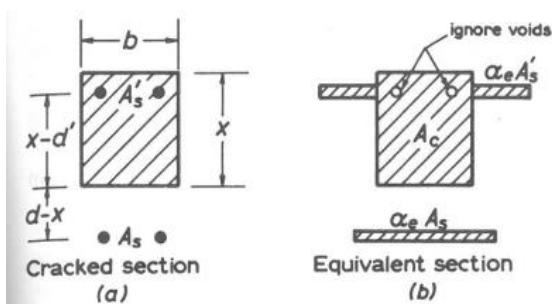


Kuva 16 Tehollisen taivutusjäykkyyden riippuvuus kuormitusasteesta. [40]

Rakenne pysyy halkeilemattomana siihen asti, kunnes kuormituksesta aiheutuvan taivutusmomentin suuruus saavuttaa arvon M_{cr} . Taivutusmomentin saavutettua arvon M_{cr} , rakenteen jäykkyys alkaa pienenemään, kunnes jäykkyys saavuttaa täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden. Haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden laskenta vastaa pääperiaatteiltaan halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyyden laskentaa, mutta haljenneen poikkileikkauksen vedetyn betoniosan osuus poikkileikkauksesta jätetään huomioimatta. Laskennassa oletetaan poikkileikkauksen olevan täysin haljennut poikkileikkauksen neutraaliakseliin saakka, eikä betonilla ole siten vetolujuutta poikkileikkauksen vedetyllä osalla. Kuvissa 17 ja 18 on esitetty haljenneen teräs-betonipoikkileikkauksen laskentaperiaatetta. [4]



Kuva 17 Poikkileikkaus haljenneessa tilassa. [4]



Kuva 18 Haljenneen poikkileikkauksen teholliset pinta-alat. [4]

Kuvan 18 perusteella voidaan esittää poikkileikkauksen neutraaliakselin suhteen momenttiyhtälö:

$$A_c \frac{x}{2} + \alpha_e A_s' (x - d') = \alpha_e A_s (d - x) \quad (2.32)$$

Neutraaliakselin sijainti poikkileikkauksen puristetusta reunasta voidaan jälleen johtaa yhtälöstä 2.32, jolloin neutraaliakselin sijainniksi voidaan osoittaa:

$$x = d \left[\sqrt{\alpha_e^2 \left(\frac{A_s}{bd} + \frac{A_s'}{bd} \right)^2 + 2\alpha_e \left(\frac{A_s}{bd} + \frac{d'}{d} \frac{A_s'}{bd} \right) - \alpha_e \left(\frac{A_s}{bd} + \frac{A_s'}{bd} \right)} \right] \quad (2.33)$$

Jos jälleen halutaan ottaa huomioon betonin ja terästen päällekkäinen osuus betoniosassa, niin puristusraudoituksen yhteydessä kimmokerroinsuhde α_e voidaan korvata arvolla $(\alpha_e - 1)$. Laskennassa ei tehdä suurta virhettä, jos betonin ja terästen päällekkäinen osuus jätetään huomiotta. Neutraaliakselin suhteen laskettu poikkileikkauksen neliömomentti voidaan jälleen laskea hyödyntäen Steinerin sääntöä, jolloin halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentiksi saadaan:

$$I_c = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x)^2 + \alpha_e A_s' (x - d')^2 \quad (2.34)$$

Poikkileikkauksen jännitys teräs- tai betoniosissa mielivaltaisessa pisteessä poikkileikkauksen korkeudella voidaan jälleen laskea seuraavasti:

$$f_{ci} = \frac{M}{I_c} x_i \quad (2.35)$$

$$f_{si} = \alpha_e \frac{M}{I_c} x_i \quad (2.36)$$

Poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys

EC2-1:n mukaan rakenneosat, joissa oletetaan tapahtuvan halkeilua ovat jäykkyydeltään halkeilemattoman ja vetojäykistämättömän täysin halkeilleen tilan välillä. Taivutetuissa rakenneosissa rakenteen tehollista jäykkyyttä voidaan arvioida seuraavalla kaavalla:

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I \quad (2.37)$$

jossa parametrit α ja α_{II} ovat halkeilemattoman ja täysin halkeilleen tilan mukaan laskettuja parametreja. Parametri α on jokin muodonmuutosparametri, joka voi olla esimerkiksi venymä, kaarevuus tai kiertymä. Koska kuormituksen aiheuttama rakenteen kaarevuus on yhteydessä rakenteen taivutusjäykkyyteen seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (2.38)$$

niin parametrin α arvona voidaan tarkastella rakenteen taivutusjäykkyyttä, jolloin kaava 2.37 voidaan johtaa muotoon:

$$(EI)_{ef} = \xi (EI)_{II} + (1 - \xi)(EI)_I \quad (2.39)$$

jossa rakenteen teholliseen taivutusjäykkyyteen vaikuttavat sekä halkeilemattoman, että halkeilleen tilan taivutusjäykkyydet. Halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyytenä voidaan käyttää arvoa:

$$(EI)_I = E_{cm} I_u \quad (2.40)$$

Täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyytenä käytetään arvoa:

$$(EI)_{II} = E_{cm} I_c \quad (2.41)$$

Koska kuormitus on usein pitkäaikaista, niin teräsbetonirakenteessa tulee huomioida mitoituksen yhteydessä myös betonin viruma. Viruma huomioidaan rakenteen jäykkyydessä korvaamalla betonin sekanttikimmokerroin virumisen huomioonottavalla tehollisellä kimmokertoimella, joka lasketaan seuraavasti:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2.42)$$

Kaavassa 2.37 esiintyvä kerroin ξ on jakautumakerroin, joka ottaa huomioon betonin vetojäykistysvaikutuksen samoin kuin vetojäykistys otetaan myöhemmin tässä työssä huomioon myös halkeamaleveyden laskennassa. Laskentatapa EC2-1:n mukaan on hyvin samankaltainen kuin vanhojen betoninormien mukainen laskentatapa. Jakautumakerroimen suuruuteen vaikuttaa vetoraudoituksen jännitys ja kuormituksen kesto seuraavasti:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (2.43)$$

Mikäli rakenne on halkeilemattomassa tilassa, niin jakautumakerroimelle käytetään arvoa 0. Kaavassa esiintyvä kerroin β ottaa huomioon kuormituksen keston. Kertoimelle β käytetään arvoa 1, kun kuormitus on yksittäinen lyhytaikainen kuormitus. Kun kuormitus on pitkäaikaista, niin kuin se usein on, tai kuormitus on toistuvaa, niin kertoimelle β käytetään arvoa 0,5. Jännityksellä σ_s tarkoitetaan vetoraudoituksen jännitystä halkeilleen poikkileikkauksen mukaan laskettuna. Jännityksellä σ_{sr} puolestaan tarkoitetaan vetoraudoituksen jännitystä halkeilleen poikkileikkauksen mukaan laskettuna ensimmäisen

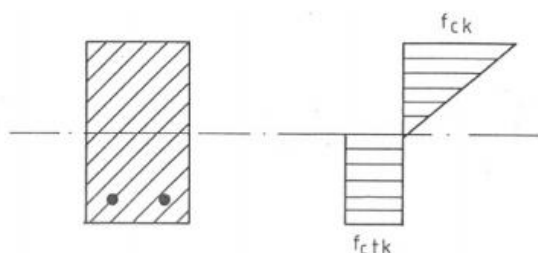
halkeaman muodostumisen hetkellä. Kaavassa 2.43 esiintyvä vetoraudoituksen jännitys-suhde voidaan korvata esimerkiksi taivutusmomenttien suhteella, kun kyseessä on pelkkä taivutus, koska vetoraudoituksen jännitykset ovat suoraan verrannollisia tähän kuormitukseen. Tällöin jännityssuhde voidaan korvata taivutusmomenttisuhteella M_{cr}/M , jossa M_{cr} tarkoittaa rakenteen halkeamiskestävyttä. Vanhoissa suomalaisissa betoninormeissa kaavan 2.43 mukainen jännityssuhde on esitetty taivutusmomenttien suhteenä. Jakautumakertoimen ξ muoto on sellainen, että sen arvo lähestyy ykköstä, kun jännitys kasvaa ensimmäisen halkeaman auettua. Samalla kaavan 2.39 mukainen tehollisen taivutusjäykkyyden interpolaatiofunktion arvo alkaa lähestyä halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä. [9][26]

Halkeamiskestävyys M_{cr}

Kaavassa 2.43 esitettiin jakautumakerroin ξ , jonka laskentaa varten tarvitsee määrittää jännitys σ_{sr} , joka vastaa vetoraudoituksen jännitystä ensimmäisen halkeaman muodostumisen hetkellä. Jännityksiä käyttämällä jakautumakertoimen yksikäsitteinen arvioiminen on usein hankalaa, koska oikean betonin vetolujuuden arvon arvioiminen ei ole useinkaan täysin yksiselitteistä. Suomessa on tyypillisesti käytetty raudoituksen vetojännityksen sijaan taivutusmomentin arvoa M_{cr} , joka rakenteessa vaikuttaa ensimmäisen halkeaman muodostumisen hetkellä. Halkeamamomentti voidaan laskea esimerkiksi betonin vetolujuuden tai betonin murtovenymän perusteella. Vanhoissa betoninormeissa on esitetty rakenteen halkeamakestävyydelle lauseke: [9]

$$M_r = 1,7W_{ce}f_{ctk} \quad (2.44)$$

jossa käytetään poikkileikkauksen kimmoteorian mukaista taivutusvastusta W_{ce} . Taivutusvastusta laskettaessa poikkileikkauksen teräsmäärä voidaan ottaa huomioon ($\alpha_e I$)-kertaisena. Vanhojen betoninormien mukainen halkeamakestävyuden lauseke vastaa likimain poikkileikkauksen plastista taivutuskestävyyttä, kun on oletettu, että betonin taivutusvetolujuutta vastaava jännitys kehittyy poikkileikkauksen neutraaliakseliin saakka ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista ja puristuspuolen jännitys muuttuu suoraviivaisesti nollassa suurimpaan arvoonsa lähestyessä rakenteen puristettua reunaa kuvan 19 mukaisesti. Vaikka vanhoissa normeissa onkin käytetty betonin taivutusvetolujuudelle arvoa $1,7f_{ctk}$ riippumatta poikkileikkauksen geometriasta, niin on syytä tiedostaa, että taivutusvetolujuus on riippuvainen poikkileikkauksen korkeudesta, vaikka sitä ei otetakaan vanhojen normien mukaan huomioon. Oletus vakiosuuruisesta taivutusvetolujuudesta pätee vain matalille poikkileikkauksille, kuten laattarakenteille, mutta esimerkiksi korkeissa palkkirakenteissa saadaan epävarmalla puolella olevia tuloksia, kun oletetaan betonin taivutusvetolujuus vakioksi poikkileikkauksen muodosta riippumatta. [9]



Kuva 19 Betonipoikkileikkauksen halkeamakestävyys. [43]

EC2-1: mukainen taivutusvetolujuuden laskenta on esitetty aiemmin tässä työssä ja sen perusteella voidaan huomata, että EC2-1 ottaa huomioon myös poikkileikkauksen korkeuden taivutusvetolujuuden laskennassa, jolloin laskennasta saadaan erilaisia tuloksia kuin vanhojen suomalaisten betoninormien mukaan. EC2-1:n mukainen halkeamakestävyuden lauseke voidaan esittää muodossa:

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} W_{ce} \quad (2.45)$$

2.5.3 Teräsbetonipoikkileikkauksen vetojäykkyys

Teräsbetonirakenteen vetojäykkyys lasketaan samalla periaatteella kuin taivutusjäykkyys, eli laskemalla poikkileikkaukselle vetojäykkyydet halkeilemattomassa ja halkeileisessa tilassa. Näiden kahden vetojäykkyyden perusteella määritetään poikkileikkaukselle jälleen tehollinen vetojäykkyys interpolaatiofunktion avulla.

Halkeamattoman poikkileikkauksen vetojäykkyys

Teräsbetonipoikkileikkaus pysyy jälleen halkeamattomassa tilassa, kun poikkileikkaukseen vaikuttava normaalivoima on riittävän pieni. Kun poikkileikkaukseen vaikuttava normaalivoima on niin pieni, ettei betonin vetolujuus ylity, niin laskennassa oletetaan koko teräsbetonipoikkileikkaus toimivaksi. Vetojäykkyyttä laskettaessa betoniteräkset muutetaan jälleen vastaamaan betonin ominaisuuksia kertomalla betoniterästen pinta-ala teräksen ja betonin kimmokerroinsuhteella α_e . Poikkileikkauksen toimivaksi pinta-alaksi voidaan määrittää:

$$A_u = A_c + A_s(\alpha_e - 1) \quad (2.46)$$

jossa on otettu huomioon betonin ja terästen päällekkäinen osuus kertomalla betoniterästen pinta-ala arvolla $(\alpha_e - 1)$.

Haljenneen poikkileikkauksen vetojäykkyys

Haljenneen poikkileikkauksen mukainen vetojäykkyys lasketaan olettamalla, että betoni ei toimi poikkileikkauksessa. Laskennassa otetaan huomioon siis pelkästään betoniteräs-

ten osuus poikkileikkauksessa. Myös haljenneen tilan toimivaa pinta-alaa laskettaessa betoniteräkset muutetaan vastaamaan betonin ominaisuuksia. Haljenneen poikkileikkauksen mukainen toimiva pinta-ala voidaan laskea kaavasta:

$$A_c = A_s \alpha_e \quad (2.47)$$

Poikkileikkauksen tehollinen vetojäykkyys

Poikkileikkauksen tehollinen vetojäykkyys lasketaan jälleen halkeilemattoman ja vetojäykistämättömän täysin halkeilleen tilan välillä. Tehollinen vetojäykkyys voidaan laskea vastaavasti kuin tehollinen taivutusjäykkyys:

$$(EA)_{ef} = \xi (EA)_{II} + (1 - \xi)(EA)_I \quad (2.48)$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen vetojäykkyytenä voidaan käyttää arvoa:

$$(EA)_I = E_{cm} A_u \quad (2.49)$$

Täysin halkeilleen poikkileikkauksen vetojäykkyytenä käytetään arvoa:

$$(EA)_{II} = E_{cm} A_c \quad (2.50)$$

Pitkäaikaiskuormituksessa rakenteen viruma voidaan jälleen huomioida korvaamalla betonin sekanttikimmokerroin virumisen huomioonottavalla tehollisella kimmokertoimella. Tehollisen vetojäykkyyden yhteydessä oleva jakautumakerroin lasketaan vastaavasti kuin taivutusjäykkyyden laskennan yhteydessä. Vetojäykkyyttä laskettaessa jakautumakertoimessa oleva jännityssuhde voidaan korvata vetävien normaalivoimien suhteella N_{cr}/N , jossa N_{cr} tarkoittaa rakenteen halkeamisen aiheuttavaa vetovoimaa.

Halkeamiskestävyys N_{cr}

Halkeamiskestävyys pelkälle vedolle voidaan laskea kaavasta:

$$N_{cr} = f_{ctm} (A_c + A_s (\alpha_e - 1)) \quad (2.51)$$

jossa betoniteräkset on otettu huomioon suhteella $(\alpha_e - 1)$.

2.6 Kutistuman vaikutus rakenteen jännityksiin

Standardissa EC2-1 on maininta, että taivutusjäykkyyden laskennassa voidaan käyttää betonin taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fl}$, kun voidaan osoittaa, että poikkileikkauksessa ei esiinny kutistumisesta aiheutuvia vetojännityksiä. Jos kutistumista esiintyy, niin betonin vetolujuutena käytetään arvoa f_{ctm} . Tarkempi arvio saadaan, jos vetolujuutena käytetään

betonin vetolujuuden perusteella laskettua taivutusvetolujuutta, jossa on huomioitu kurtistuman vaikutus.

$$f_{ctm,eff} = (\varepsilon_{ctu} - \varepsilon_{cs}) E_{cm} \quad (2.52)$$

$$f_{ctm,fl,eff} = \max \left\{ \left(1, 6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm,eff}; f_{ctm,eff} \right\} \quad (2.53)$$

Poikkileikkauksen vetojäykkyyden laskennassa voidaan käyttää betonin vetolujuuden arvona arvoa $f_{ctm,eff}$.

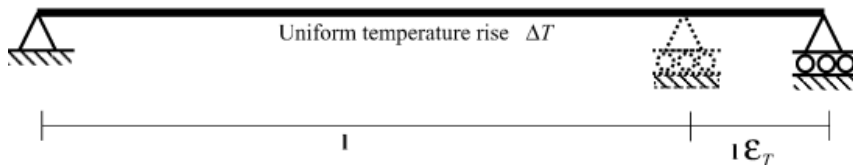
2.7 Lämpötilakuormien vaikutus rakenteen jännityksiin

Aikaisemmin tässä työssä käsiteltiin lämpötilakuormien vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen. Seuraavassa käsitellään lämpötilakuormituksen vaikutusta rakenteen jännityksiin yksinkertaisen palkkirakenteen avulla.

2.7.1 Tasainen lämpötilakuorma

Kun rakenteeseen vaikuttaa tasainen lämpötilan muutos ΔT , niin rakenteessa pyrkii tapahtumaan kuvan 20 mukainen suhteellinen muodonmuutos:

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_c \Delta T \quad (2.54)$$



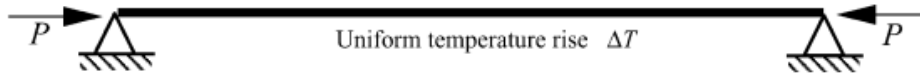
Kuva 20 Tasainen lämpötilamuodonmuutos. [23]

Mikäli lämpötilamuodonmuutos pääsee tapahtumaan vapaasti, niin rakenteeseen ei muodostu jännitystilaa lämpölaajenemisesta johtuen. Jos rakenteen muodonmuutos kuitenkin on kuvan 21 mukaisesti estetty, niin lämpötilasta johtuva muodonmuutos ei pääse syntymään, jolloin rakenteeseen muodostuu jännitystila, joka on verrannollinen estettyyn muodonmuutokseen. Jos muodonmuutos on täysin estetty, niin rakenteen jännitys on: [23]

$$\sigma = \frac{P}{A} = E\varepsilon_{cT} = E\alpha_c \Delta T \quad (2.55)$$

josta voidaan johtaa rakenteeseen muodostuva normaalivoima P :

$$P = EA\alpha_c\Delta T \quad (2.56)$$



Kuva 21 Estetty lämpötilamuodonmuutos. [23]

Yleensä tukia ei kuitenkaan voida olettaa täysin liikettä salliviksi tai täysin jäykiksi, jolloin rakenteen todellinen muodonmuutos on jostain näiden kahden tapauksen väliltä. Kuvan 22 mukaisesti tuen jäykkyyttä voidaan kuvata jousella, jonka jäykkyys on k_t . [23]



Kuva 22 Osittain estetty lämpötilamuodonmuutos. [23]

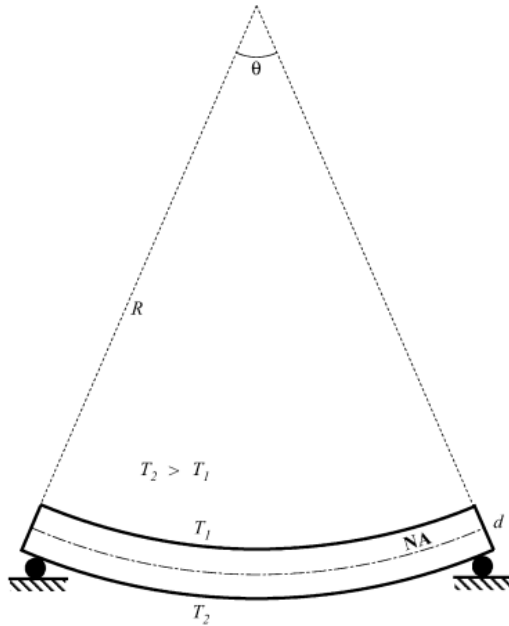
Kun tuen jäykkyys tiedetään, niin rakenteeseen muodostuva normaalivoima P voidaan esittää seuraavasti:

$$P = \frac{EA\alpha_c\Delta T}{1 + \frac{EA}{k_t L}} \quad (2.57)$$

Tuloksesta voidaan heti huomata, että mikäli tuen jäykkyys on sama kuin rakenteen jäykkyys, niin muodonmuutoksesta johtuva kuormitus sauvalle putoaa puoleen. Edelleen voidaan huomata, että laskettaessa tämän työn kohdan 2.5.3 mukaista rakenteen tehollista vetojäykkyyttä, niin rakenteen lämpötilamuodonmuutoksesta aiheutuva kuorma P rakenteelle tulee ottaa huomioon jäykkyyden laskennassa. [23]

2.7.2 Linearisesti jakaantunut lämpötilakuorma

Kun rakenteeseen vaikuttaa lineaarinen lämpötilakuorma rakenteen poikkileikkauksen yli, niin rakenne pyrkii käyristymään kuvan 23 mukaisesti, koska rakenteen lämpimämpi puoli pyrkii laajenemaan enemmän kuin rakenteen viileämpi puoli.

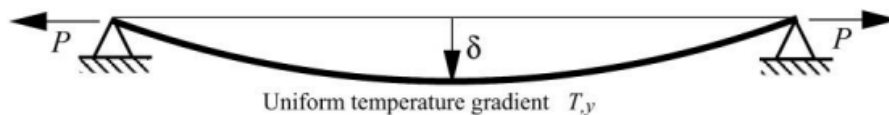


Kuva 23 Rakenteen käyristymä lineaarisesta lämpötilakuormasta johtuen. [23]

Rakenteen käyristymä voidaan esittää lämpötilaeron ΔT avulla seuraavasti:

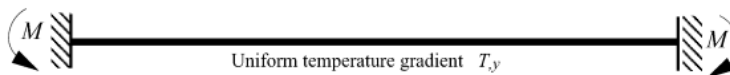
$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon_{cT}}{h} = \frac{\alpha_c \Delta T}{h} \quad (2.58)$$

jossa h on poikkileikkauksen korkeus. Jos rakenne pääsee liikkumaan vapaasti, niin käyristymisestä ei aiheudu rakenteelle rasituksia. Jos rakenteen tuet eivät salli liikettä, niin tuille muodostuu kuvan 24 mukaisesti tukireaktiot. [23]



Kuva 24 Palkki, johon vaikuttaa lineaarinen lämpötilakuorma ja jonka vaakaliike on estetty. [23]

Jos rakenteen tuet ovat kuvan 25 mukaisesti täysin jäykät, niin rakenteeseen ei pääse muodostumaan käyristymää.

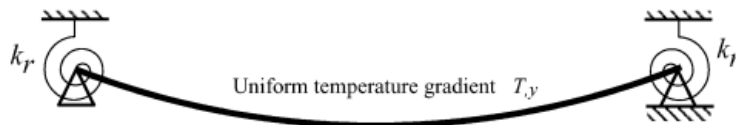


Kuva 25 Jäykästi kiinnitetty palkki, johon vaikuttaa lineaarinen lämpötilakuorma. [23]

Tällaisessa tapauksessa rakenteeseen muodostuu lämpötilamuodonmuutoksesta aiheutuva taivutuskuormitus, joka voidaan esittää rakenteen käyristymän avulla seuraavasti:

$$M = \frac{EI\alpha_c\Delta T}{h} \quad (2.59)$$

Tässäkään tapauksessa rakenteen tukia ei yleensä voida olettaa kiertymää täysin salliviksi tai täysin jäykiksi, jolloin rakenteen todellinen käyristymä on jotain näiden kahden tapauksen väliltä. Kuvan 26 mukaisesti tuen jäykkyyttä voidaan kuvata kiertymäjousella, jonka jäykkyys on k_r . [23]



Kuva 26 Osittain estetty kiertymä lämpötilakuormituksesta johtuen. [23]

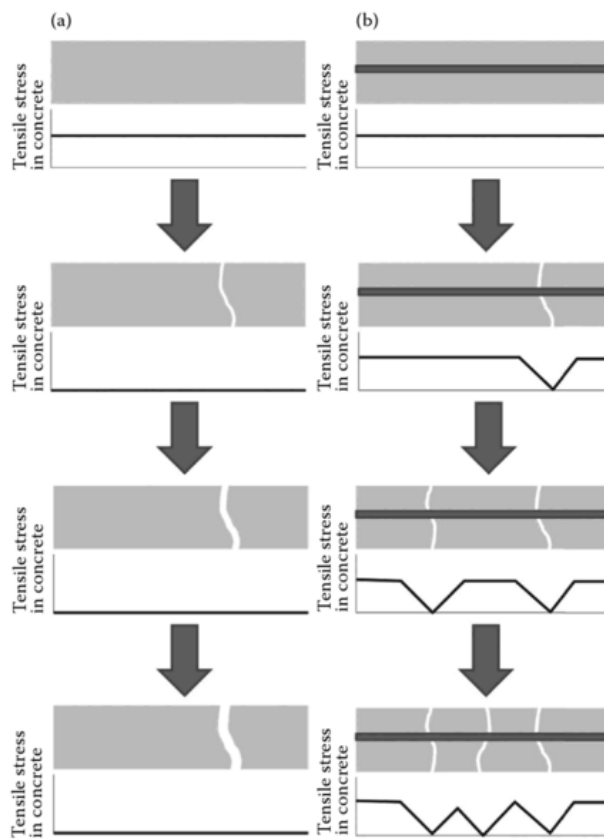
Kun tukien kiertymäjäykkyys tiedetään, niin rakenteeseen muodostuva taivutusmomenttikeruus M , voidaan esittää seuraavasti:

$$M = \frac{EI \frac{\alpha_c \Delta T}{h}}{1 + \frac{2EI}{k_r L}} \quad (2.60)$$

Tuloksesta voidaan jälleen huomata, että mikäli tuen kiertymäjäykkyys on sama kuin rakenteen jäykkyys, niin lämpötilamuodonmuutoksesta johtuva kuormitus palkille putoaa kolmasosaan. Edelleen voidaan huomata, että laskettaessa tämän työn kohdan 2.5.2 mukaista rakenteen tehollista taivutusjäykkyyttä, niin rakenteen lämpötilamuodonmuutoksesta aiheutuva kuorma M rakenteelle tulee ottaa huomioon jäykkyyden laskennassa. [23]

3. BETONIRAKENTEEN HALKEILUMEKANISMI

Betonirakenteeseen alkaa muodostua halkeilua, kun rakenteeseen kohdistuva kuormitus aiheuttaa betoniin vetojännityksiä, jotka ovat suurempia kuin betonin sen hetkinen vetolujuus. Vaikka betoni on itsessään herkkä materiaali halkeilulle, betoniraudoituksen avulla syntyvää halkeilua pystytään hallitsemaan tehokkaasti. Raudoituksen avulla betonirakenteeseen syntyviä vetojännityksiä pystytään jakamaan betonille tavalla, joka ei ole mahdollista raudoittamattomalle betonille. Kuvassa 27 on esitetty betonin halkeilutapaa raudoittamattomana ja raudoitettuna. [12][18]



Kuva 27 Betonirakenteen halkeilu raudoittamattomana ja raudoitettuna.

Kuvan 27 vasemmassa sarakkeessa on esitetty raudoittamattoman betonirakenteen halkeilua. Kuvasta voidaan huomata, että rakenne pysyy halkeilemattomana, kunnes betonin vetolujuus ylittyy, jonka jälkeen rakenteeseen muodostuu halkeama. Halkeaman muodostuminen johtaa betonin vedetyn osan vetojännitysten häviämiseen, kun vetojännityksiä vastaanottavaa materiaalia ei enää ole. Mikäli rakenteeseen kohdistuva kuormitus jatkuu, niin betoniin muodostunut halkeama jatkaa kasvamistaan. Tällainen tilanne

voi esiintyä esimerkiksi tapauksessa, kun betonirakenteessa ei ole ollenkaan tai on hyvin olematon raudoitus kutistumaa tai muuta pakkovoimaa vastaan. [18]

Kuvan 27 oikeassa sarakkeessa on esitetty halkeamien muodostumista raudoitettuun betonirakenteeseen. Kuvasta voidaan jälleen huomata, että rakenne pysyy halkeilemattomana, kunnes betonin vetolujuus ylitetään. Rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama kohtaan, jossa esiintyy suurin vetojännitys tai jossa vetolujuus on muuta rakennetta heikompi. Halkeaman kohdalla betonin vetolujuus putoaa nolnaan ja koko vetojännitys siirtyy betoniraudoitukselle. Heti ensimmäisen halkeaman ympärillä betonilla on kuitenkin vetokapasiteettia, jonka vuoksi raudoituksen vastaanottama vetovoima halkeaman kohdalla alkaa siirtyä takaisin betonille, kunnes terästangon tartuntapituuden päässä ensimmäisestä halkeamasta saavutetaan jälleen alkuperäinen tilanne, jossa betonin vetojännitys on kasvanut täyteen arvoonsa. Rakenteen seuraava halkeama muodostuu kohtaan, jossa betonin vetokapasiteetti seuraavaksi ylitetään ja niin edelleen. Rakenteeseen muodostuu halkeamia lisää kuormituksen jatkuessa, kunnes saavutetaan niin kutsuttu stabiloitunut halkeilutila, jossa uusien halkeamien syntyminen ei enää ole mahdollista. Kun kaikki halkeamat ovat muodostuneet, kuormituksen lisäys johtaa halkeamien leveyksien kasvuun. [18][55]

Tilannetta, jossa rakenteen halkeilua vastaanotetaan etukäteen suunnitellulla raudoituksella, voidaan kutsua rakenteen halkeilun hallinnaksi. Betonirakenteen hyvin suunnitellulla halkeilun hallinnalla on suuri merkitys esimerkiksi rakenteen pitkäaikaiskestävyyteen ja ulkonäköön. Hyvin suunnitellulla betonin raudoituksella voidaan hallita merkittävässä määrin rakenteeseen syntyvien halkeamien leveyksiä, millä on keskeisin merkitys rakenteen halkeilun suunnittelussa. Vaikka voi tuntua aluksi hieman oudolta, että rakenteeseen halutaan muutaman suuren halkeaman sijaan suuri määrä pieniä halkeamia, niin rakenteeseen muodostuvan halkeaman leveydellä on huomattavasti suurempi merkitys esimerkiksi rakenteen säilyvyyden kannalta kuin halkeamien tiheydellä rakenteessa.

3.1 Halkeamavälin laskenta

Standardin EC2-1 mukainen halkeamaleveyden laskenta tapahtuu edellisen kappaleen periaatteiden mukaan. Jos lisäksi oletetaan, että rakenteen muodonmuutokset keskittyvät halkeamien kohdille, niin kaikkien halkeamien muodostuttua rakenteeseen, syntyneiden halkeamien leveys voidaan esittää seuraavasti keskimääräisen halkeamavälin ja keskimääräisen venymän yhteytenä: [14]

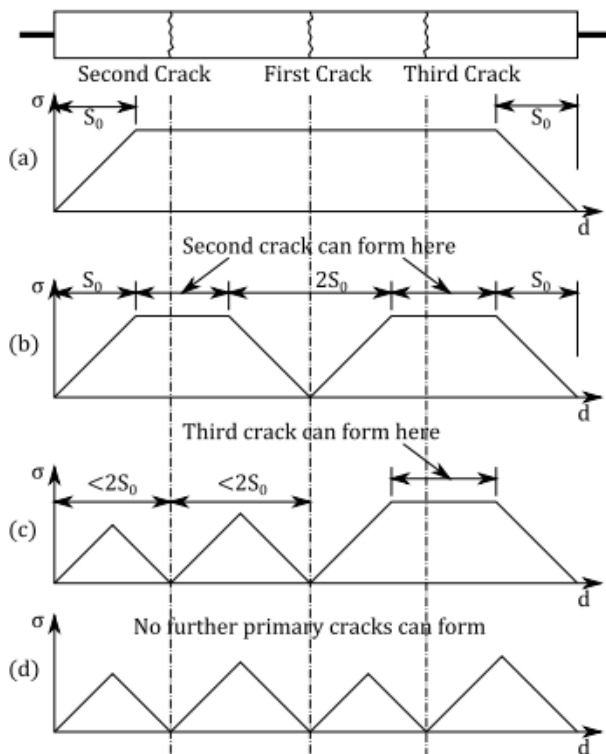
$$w = s_m \varepsilon_m \quad (3.1)$$

Rakenteen vetopuolen keskimääräinen venymä voidaan ilmoittaa raudoituksen keskimääräisenä venymänä, jossa on huomioitu raudoitusta ympäröivän betonin vetojäykistysvaikutus vähennettynä betonin keskimääräisellä venymällä. Vetojäykistyksellä tar-

koitetaan edellä esitettyä ominaisuutta, jossa betoni pystyy vielä halkeaman avauduttua ottamaan vastaan kuormaa rakenteen halkeilemattomalla alueella. Rakenteita suunniteltaessa käytetään keskimääräisen halkeamavälin sijaan suurinta halkeamaväliä, jolloin rakenteen halkeamaleveys voidaan esittää seuraavasti:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.2)$$

Kuvassa 28 on esitetty rakenteeseen syntyvien halkeamien periaatetta. Kun edellinen halkeama on syntynyt, niin seuraava halkeama voi syntyä rakenteeseen vasta matkan s_0 päähän edellisestä halkeamasta, kun oletetaan, että teräksen ja betonin välisen tartunnan avulla teräkseltä betonille siirtyvä voima on kehittynyt täyteen arvoonsa matkan s_0 pituisella matkalla. Matkaa s_0 voidaan kutsua myös halkeamavälin minimiarvoksi, koska tällä etäisyydellä viereisestä halkeamasta teräkseltä betonille siirtyvä voima ei ole vielä täysin kehittynyt, jolloin myöskään betonin vetolujuus ei tällä matkalla voi ylittyä. Jos lasketaan syntyneen halkeaman molemmilla puolilla olevat voiman siirtymiselle vaadittavat matkat yhteen, niin saadaan rakenteen halkeamavälin maksimiarvo $2s_0$, kun kaikki rakenteeseen syntyvät halkeamat ovat avautuneet. [55]



Kuva 28 Betonin halkeilumekanismi vedetyssä rakenteessa.

Teräkseltä betonille siirtyvän voiman siirtymäpituus s_0 voidaan laskea tangon tartunta-voiman avulla. Jos oletetaan, että tartuntajännitys on tasainen koko matkalla ja tartunta-voima saavuttaa betonin vetokapasiteetin matkan s_0 päässä edellisestä halkeamasta, niin voidaan esittää yhteys:

$$\tau_b \pi \phi s_0 = A_c f_{ct} \quad (3.3)$$

jossa kaavan vasemmalla puolella on terästangon tartuntavoiman kaava, jossa on oletettu voiman siirtyvän teräkseltä betonille matkalla s_0 . Edellä oleva kaava pätee, kun tarkastellaan poikkileikkausta, jossa on yksi terästanko. [18]

Poikkileikkauksen raudoitussuhde voidaan esittää seuraavasti:

$$\rho = \frac{\pi \phi^2}{4A_c} \quad (3.4)$$

Sijoittamalla kaava 3.4 kaavaan 3.3, voidaan halkeamavälin minimiarvo esittää muodossa:

$$s_0 = \frac{0,25 \phi f_{ct}}{\rho \tau_b} \quad (3.5)$$

Betonin vetolujuuden suhdetta raudoituksen ja betonin väliseen tartuntajännitykseen voidaan esittää kertoimella k_1 :

$$k_1 = \frac{f_{ct}}{\tau_b} \quad (3.6)$$

Lisäämällä kerroin k_1 kaavaan 3.5, saadaan halkeamavälin minimiarvoksi lauseke:

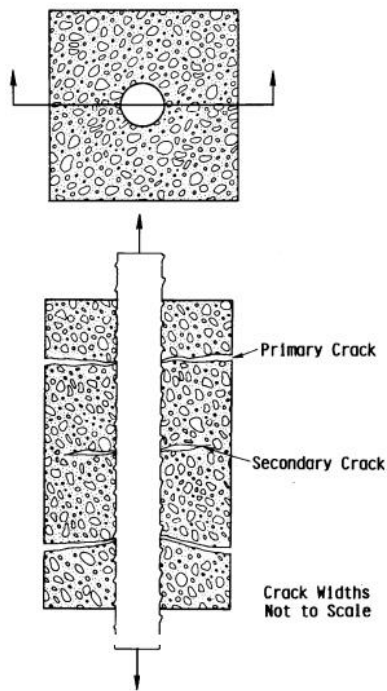
$$s_0 = 0,25 k_1 \frac{\phi}{\rho} \quad (3.7)$$

Laskennassa on oletettu, että vasta tartuntavoiman saavutettua täyden arvonsa, rakenteeseen pystyy syntymään uusi halkeama. Uusia halkeamia pääsee syntymään, kunnes rakenteen vetopinnassa on saavutettu maksimimäärä halkeamia, jolloin halkeamaväli vaihtelee arvojen s_0 ja $2s_0$ välillä. Tällaisessa tilanteessa rakenteen vetopintaan ei enää pääse syntymään tilannetta, jossa betonin vetolujuus pääsisi ylittymään betonin ja teräksen välisen tartunnan vuoksi. Keskimääräiseksi halkeamaväliksi voidaan määrittää $1,5s_0$. Kaavasta 3.7 voidaan kuitenkin todeta, että kasvattamalla raudoitussuhdetta ρ , halkeamavälin minimiarvo alkaa lähestymään nollaa. Halkeamavälin keskimääräiseksi arvoksi voidaankin siten määrittää: [18][34]

$$s_{rm} = 0,25 k_1 \frac{\phi}{\rho} \quad (3.8)$$

Edellä oleva halkeamavälin kaava on usein kirjallisuudessa esiintyvä halkeamavälin kaava, jota on tapauksesta riippuen muokattu haluttuun suuntaan tutkimustiedon lisäntyessä.

Kuvan 29 perusteella voidaan huomata, että vetotilanteessa teräsbetonisauvaan muodostuu kahdenlaisia halkeamia: primääri- ja sekundärihalkeamia. Primäärihalkeamat ovat halkeamia, jotka ulottuvat betonin pintaan ja sekundärihalkeamat halkeamia, jotka eivät ulotu betonin pintaan. Primäärihalkeamat ovat leveimmillään betonin pinnassa ja kapeimmillaan raudoitustangon pinnassa. Sekundärihalkeamien leveys kasvaa etäisyyden raudoitustangon pinnasta kasvaessa, kunnes halkeamaleveys pienenee ja lopulta sulkeutuu ennen betonin pinta. [21]



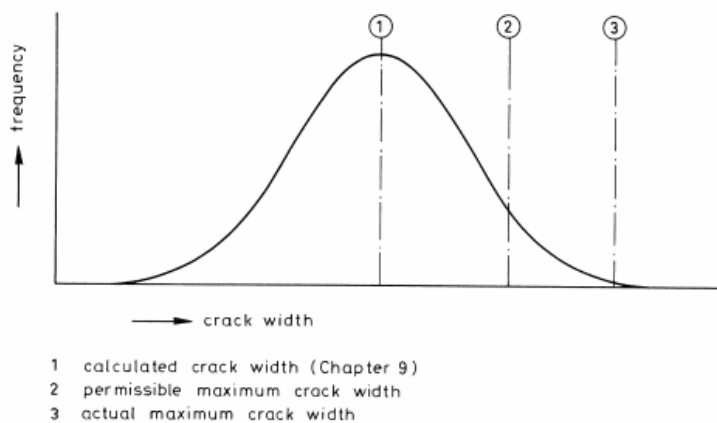
Kuva 29 Primääri- ja sekundärihalkeamat vedetyssä teräsbetonisauvassa. [21]

Vedetyin betoniosan primäärihalkeamat ovat niitä halkeamia, joiden leveyttä esimerkiksi standardissa EC2-1 pyritään rajoittamaan. Primäärihalkeaman leveydellä tarkoitetaan EC2-1:n tapauksessa halkeaman leveyttä betonin pinnassa. [31]

Vaikka edellä todettiin, että halkeamavälin teoreettinen alaraja-arvo on nolla, niin tutkimuksissa on havaittu, että primäärihalkeamien halkeamavälillä on kuitenkin nolasta eroava alaraja-arvo. Esimerkiksi standardissa EC2-1 yllä olevaan halkeamavälin kaavaan 3.8 on lisätty betonin peitepaksuus kaksinkertaisena vedetyllä poikkileikkauksen alueella, koska on havaittu, että halkeamavälin mitatut arvot vastaavat näin paremmin laskennallisia halkeamavälin arvoja. Joissain normeissa betonipeitteen paksuus on korvattu vakioarvolla, esimerkiksi 50 mm. Laskennallisesti tällä etäisyydellä halkeamasta ei siis ole tartuntajännitystä betonin ja teräksen välillä. Olettamalla betonin peitepaksuudeksi c ja korvaamalla lausekkeen 3.8 raudoitussuhde koko vedetyin poikkileikkauksen raudoitussuhteella voidaan kaava 3.8 johtaa muotoon: [18][31]

$$s_m = 2c + 0,25k_1 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.9)$$

Halkeamavälin kaavaa voidaan vielä täydentää ottamalla huomioon poikkileikkauksen jännitys jakauma. Kaavaan voidaan lisätä vakio k_2 , jolle käytetään arvoa 0,5 kun rakenteen kuormitus on taivutusta ja arvoa 1,0, kun kuormitus on vetoa. Edellä olleelle kertoimelle k_1 , joka ilmaisi betonin vetolujuuden ja tartuntajännityksen suhdetta käytetään arvoa 0,8, kun kyseessä on hyvä tartunta eli käytännössä harjatanko, sekä arvoa 1,6 kun tangon pinta on tasainen. EC2-1:ssä on lisäksi maininta, että tartuntalujuutta pienennetään kertoimella 0,7, jos ei pystytä takaamaan hyviä tartuntaolosuhteita. Tällainen tilanne voi esiintyä esimerkiksi varhaisvaiheen lämpöhalkeilua rajoitettaessa. Kun lisäksi vielä huomioidaan, että suunnittelussa halkeamavälille käytetään maksimiarvoa eikä keskimääräistä arvoa, niin halkeamavälin pituus pitää vielä kertoa arvolla 1,7. Kuvasta 30 voidaan nähdä, että kaavalla 3.9 laskettu halkeamaväli vastaa kuvan kohtaa 1. Kertoimella 1,7 keskimääräinen halkeamaväli siirretään jakauman oikeaan reunaan kohtaan, jossa 95 % todellisista halkeamaväleistä on tätä arvoa pienempiä. Taulukosta 14 voidaan nähdä erään halkeamaleveyden jakauman muunnoskertoimet halutun fraktiilin mukaan. EC2-1:ssä käytetään 95 %:n fraktiilille kerrointa 1,7 esimerkkitaulukon 1,8 sijaan. Kuvassa 30 ja taulukossa 14 muunnoskerroin on sisällytetty halkeamaleveyden kaavaan, mutta Eurokoodissa muunnoskerroin on sisällytetty halkeamavälin laskenta-kaavaan. Molemmilla laskentatavoilla saadaan kuitenkin sama lopputulos. [26][34][37][41]



Kuva 30 Lasketun halkeamaleveyden jakauma. [41]

Taulukko 14 Erään halkeamaleveysjakauman muunnoskertoimia. [41]

percentage exceeding	factor
5	1,80
10	1,62
15	1,51
20	1,41
30	1,26
40	1,12
50	1,0

Kun lisätään vielä edellä olleet asiat halkeamavälin kaavaan, niin lopputulokseksi saadaan EC2-1:n mukainen halkeamavälin kaava:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.10)$$

Mikäli poikkileikkauksessa on eri kokoisia tankoja, niin tangon halkaisijalle käytetään ekvivalenttia halkaisijaa:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (3.11)$$

Epäkeskiselle vedolle tai paikallisesti voidaan kertoimelle k_2 käyttää väliarvoa, joka lasketaan poikkileikkauksessa vallitsevan suuremman venymän ε_1 ja pienemmän venymän ε_2 avulla halkeilleelle poikkileikkaukselle:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad (3.12)$$

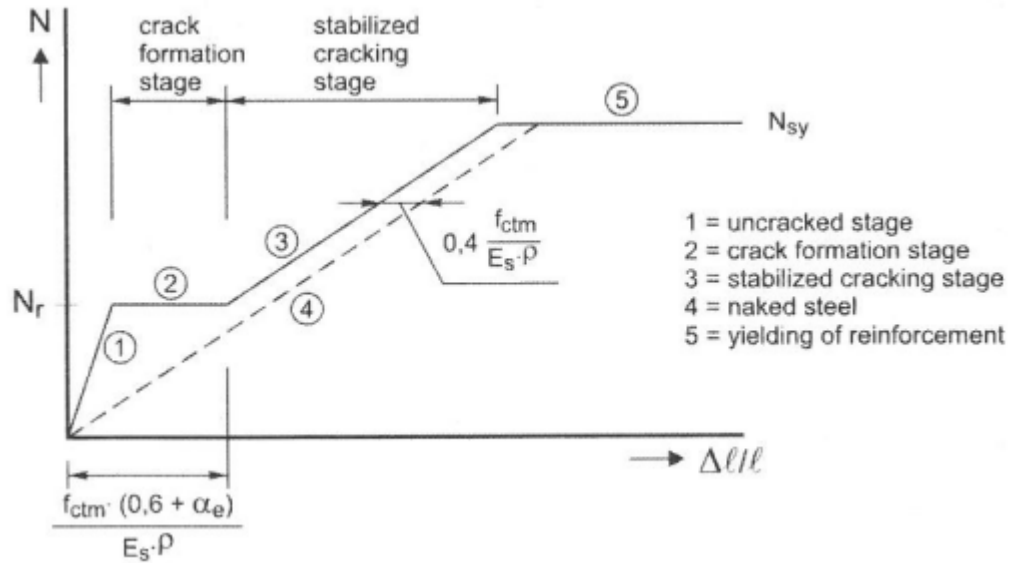
EC2-1:ssa annetaan lisäksi vetoalueen ankkuroitujen raudoitustankojen jakovälille maksimiarvo $5(c + \phi/2)$. Mikäli tankojen jakoväli on pienempi tai yhtäsuuri kuin edellä mainittu arvo, niin halkeamaväli voidaan laskea kaavasta 3.10. Mikäli tankojen jakoväli vetoalueella on suurempi, niin halkeamavälin yläraja voidaan laskea olettamalla suurimmaksi halkeamaväliksi:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (3.13)$$

Useassa kirjallisuuslähteessä on kuitenkin maininta, että kaavan 3.13 mukaista halkeamavälin arvoa ei tulisi käyttää, koska sen määrittämisperusteista ei ole tietoa. EC2-1:ssa on lisäksi maininta, että seinissä joissa esiintyy varhaista lämpökutistumista ja kun seinän vaakasuuntainen teräspinta-ala ei täytä standardin kohdan 7.3.2 mukaisia vaatimuksia ja kun seinän alaosan siirtymiä rajoittaa aikaisemmin valettu perustus, niin halkeamaväliksi voidaan olettaa 1,3 kertaa seinän korkeus.

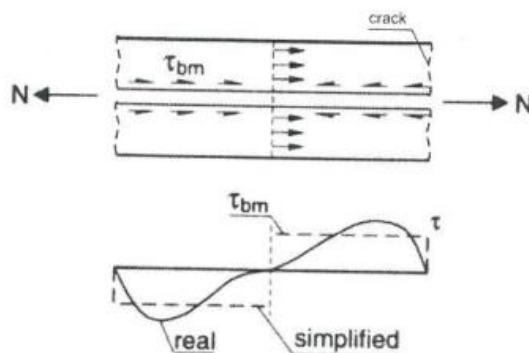
3.2 Keskimääräisten venymien erotus

Betonirakenteen halkeamaleveyden laskemista varten tarvitsee laskea vielä raudoituksen keskimääräisen venymän ja betonin keskimääräisen venymän erotus. Kuvassa 31 on esitetty vedetyn teräsbetonipoikkileikkauksen yksinkertaistettu kuormitus- muodonmuutos-kuvaaja. [54]



Kuva 31 Vedetyn teräsbetonipoikkileikkauksen yksinkertaistettu kuormitusmuodonmuutos -kuvaaja. [54]

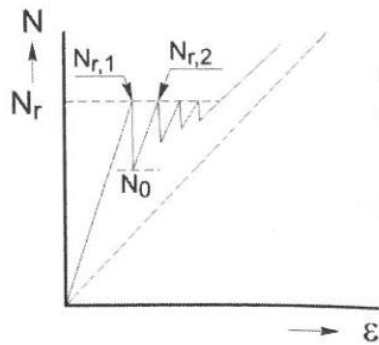
Vaiheessa 1 poikkileikkaus on vielä halkeilemattomassa tilassa, jolloin betonin vetolujuutta ei ole vielä ylitetty. Tässä vaiheessa betonin ja teräksen venymät ovat samansuuruisia. Kuormituksella N_r rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, jolloin voidaan puhua halkeamien muodostumistilasta 2, jolloin kuormituksen kasvaessa rakenteen muodonmuutokset kasvavat, kunnes vaiheessa 3 saavutetaan stabiloitunut halkeilutila, jolloin rakenteeseen ei muodostu enää uusia halkeamia. Vaiheessa 2 halkeamien välillä oleva ehjä betoni pystyy ottamaan vielä vastaan raudoitukselta siirtyvää voimaa tartunnan avulla, jonka vuoksi rakenteen jäykkyys on suurempi kuin täysin haljenneen poikkileikkauksen jäykkyys. Tätä ilmiötä kutsutaan betonin vetojäykistysvaikutukseksi, joka otetaan huomioon myös laskennassa. [54]



Kuva 32 Voiman siirtyminen raudoitukselta betonille kahden halkeaman välissä. [54]

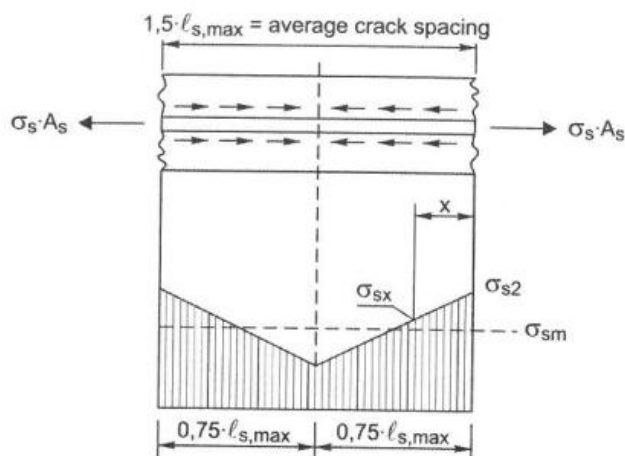
Kun poikkileikkauksen venymä kasvaa vaiheessa 2, niin vetovoima poikkileikkauksessa pienenee ensimmäisen halkeaman muodostuessa. Ilmiö voidaan selittää siten, että halkeaman syntyessä poikkileikkauksen kokonaisjäykkyys pienenee, jolloin myös poikkileikkauksen vetovoiman tulee pienentyä, koska rakenteen muodonmuutos pysyy vakio-

na. Tällöin halkeaman kohdalla olevan raudoituksen vetovoima pienenee arvosta N_r arvoon N_0 . Teräksen venymän edelleen kasvaessa, halkeaman kohdalla oleva rauditus ottaa vastaan lisää kuormaa, mutta raudituksen vetovoima ei voi halkeaman muodostumistilassa ylittää arvoa N_r , koska tätä ennen rakenteeseen on muodostunut jo uusi halkeama, jolloin raudituksen vastaanottama vetovoima jälleen pienenee poikkileikkauksen kokonaisjäykkyyden pienentyessä. Vasta kun rakenteeseen on muodostunut stabiloitunut halkeilutila, niin raudituksen jännitys kasvaa kuormituksen kasvaessa. [54]



Kuva 33 Poikkileikkauksen kuormitus-muodonmuutos –kuvaaja vaiheessa 2. [54]

Vaiheessa 3 vetovoiman kasvaessa rakenteen muodonmuutos kasvaa tasaisesti. Kuvan 31 katkoviiva 4 kuvaa tilannetta, jossa rakenteessa vetovoimaa ottaa vastaan pelkästään rakenteen rauditus. Halkeilleen poikkileikkauksen vaiheen 3 kulmakerroin on lähes sama kuin pelkän teräksen kulmakerroin. Kuten edellä ollaan jo todettu, niin halkeamaleveyden laskennassa otetaan huomioon betonin vetojäykistysvaikutus. Suorien 3 ja 4 välisellä etäisyydellä kuvataan betonin vetojäykistysvaikutusta. Vetojäykistysvaikutuksen suuruuden laskemiseksi oletetaan, että halkeamavälin arvo on keskimääräinen halkeamaväli $1,5 l_{s,max} = 1,5 s_0$. Kuvassa 34 on esitetty teräksen yksinkertaistettu jännityksen kehitys keskimääräisellä halkeamavälillä. [54]



Kuva 34 Teräksen jännityksen kehitys keskimääräisellä halkeamavälillä. [54]

Kuvan 34 perusteella voidaan esittää teräsännitykseksi etäisyydellä $x = 0,75s_0$ halkeamasta:

$$\sigma_{sx} = \sigma_s - \frac{0,75s_0\tau_b\pi\phi}{0,25\pi\phi^2} \quad (3.14)$$

jossa jälkimmäinen termi kuvaa betonin vetojäykistysvaikutusta, kun teräkseltä siirtyy betonille voimaa betonin ja teräksen välisen tartunnan avulla. Lisäämällä kaavaan 3.14 edellä laskettu halkeamavälin minimiarvo kaavasta 3.5, niin voidaan esittää:

$$\sigma_{sx} = \sigma_s - 0,75 \frac{f_{ctm}}{\rho} \quad (3.15)$$

Keskimääräiseksi teräksen jännitykseksi voidaan johtaa kaavasta 3.15:

$$\sigma_{sm} = \sigma_s - 0,375 \frac{f_{ctm}}{\rho} \quad (3.16)$$

Teräksen keskimääräinen venymä on kaavan 3.16 perusteella:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0,375f_{ctm}}{E_s\rho} \cong \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0,4f_{ctm}}{E_s\rho} \quad (3.17)$$

Vastaavalla tavalla voidaan kuvan 34 perusteella määrittää betonin jännitys etäisyydellä $x = 0,75s_0$ halkeamasta:

$$\sigma_{cx} = \frac{0,75s_0\tau_b\pi\phi}{A_c} = 0,75f_{ctm} \quad (3.18)$$

Betonin keskimääräinen jännitys voidaan esittää muodossa:

$$\sigma_{cm} = 0,375f_{ctm} \cong 0,4f_{ctm} \quad (3.19)$$

Betonin keskimääräinen venymä on kaavan 3.19 perusteella:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{0,375f_{ctm}}{E_{cm}} \cong \frac{0,4f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (3.20)$$

Kaavojen 3.17 ja 3.20 kerroin 0,4 on EC2-1:ssa korvattu kuorman vaikutusajasta riippuvalla kertoimella k_t . Esimerkiksi saksalaisessa DIN 1045-1 -standardissa on käytetty kaavojen 3.17 ja 3.20 mukaisia venymien arvoja.

Standardissa EC2-1 teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus on esitetty seuraavalla tavalla:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.21)$$

jossa esiintyvät termit α_e ja $\rho_{p,eff}$ voidaan esittää jännittämättömälle rakenteelle:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (3.22)$$

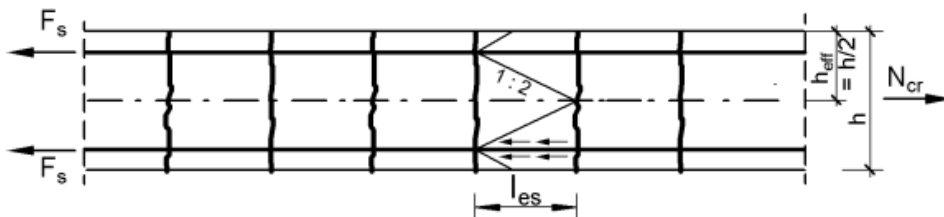
$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (3.23)$$

Lisäämällä kaavat 3.22 ja 3.23 kaavaan 3.21, voidaan venymien erotus esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} - \frac{k_t f_{ct,eff}}{E_{cm}} \quad (3.24)$$

Teräsjännitys lasketaan halkeilleen poikkileikkauksen mukaisesti. Kaavasta 3.24 voidaan huomata, että ensimmäinen termi kuvaa raudoituksen keskimääräistä venymää ja viimeinen termi betonin keskimääräistä venymää. Kuten jo edellä on tullut esille, niin EC2-1:n mukaisessa halkeamaleveyden laskennassa otetaan huomioon betonin vetojäykistysvaikutus. Kaavan keskimäinen termi kuvaa tätä vetojäykistysvaikutusta. Vakio k_t on kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin, jolle käytetään arvoa 0,6 lyhytaikaiselle kuormitukselle ja arvoa 0,4 pitkäaikaiselle kuormitukselle.

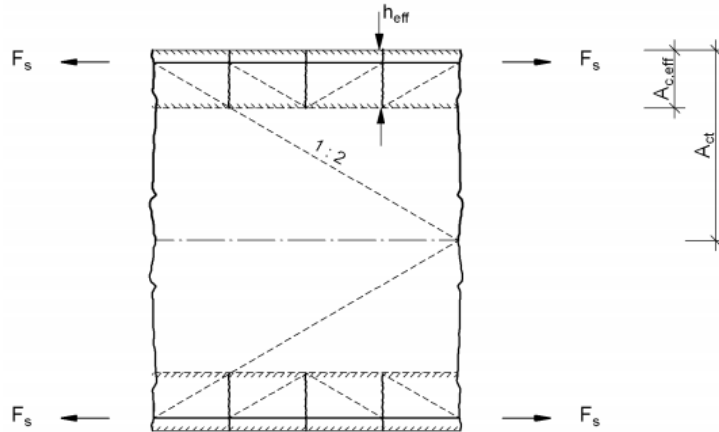
Kuvassa 35 on esitetty halkeamien muodostumista ohueen teräsbetonipoikkileikkaukseen, kun rakenteeseen vaikuttaa vetävä voima.



Kuva 35 Halkeamien muodostuminen ohuessa poikkileikkauksessa. [17]

Kuvasta voidaan huomata, että ohuessa poikkileikkauksessa raudoituksen vetojännitys siirtyy betonille teräksen ja betonin välisen tartunnan avulla matkalla $l_{es} = S_0$ samoin kuin edellä ollaan jo esitetty. Ohuessa poikkileikkauksessa raudoitustangot ovat niin lähellä toisiaan, että tartuntapituuden l_{es} päässä halkeamasta vetojännitys betonipoikkileikkauksessa on lähes tasan jakautunut, jolloin poikkileikkaukseen muodostuu uusi koko poikkileikkauksen korkuinen halkeama kuvan 35 mukaisesti. [17]

Paksuissa poikkileikkauksissa rauditustangot ovat puolestaan niin kaukana toisistaan, että oletusta tasan jakaantuneesta vetojännityskuviosta betonipoikkileikkauksessa tartuntapituuden päässä halkeamasta ei voida tehdä. Kuvassa 36 on esitetty paksun teräs-betonipoikkileikkauksen halkeilua vetotilanteessa. [17]



Kuva 36 Halkeilumekanismi paksuissa poikkileikkauksissa. [17]

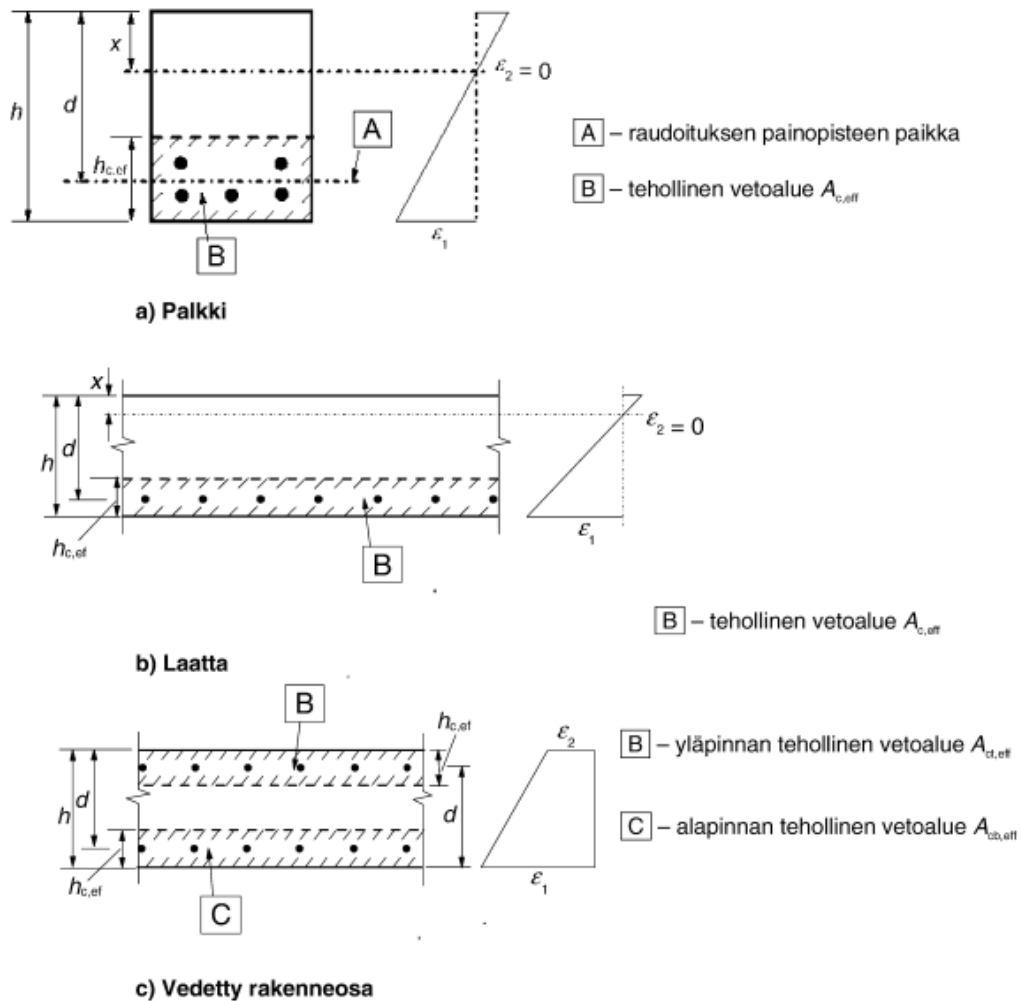
Kuvan 36 perusteella voidaan huomata, että rakenteeseen muodostuu koko poikkileikkauksen korkuinen primäärihalkeama, kun rauditusten vetovoimat kohtaavat poikkileikkauksen keskellä, jolloin poikkileikkauksessa vaikuttaa tasainen vetojännitystila koko poikkileikkauksen korkuisen halkeaman muodostumiseksi. Raudituksen vetovoiman on oletettu jakaantuvan poikkileikkauksessa suhteessa 1:2. Kuvasta 36 voidaan lisäksi huomata, että koko poikkileikkauksen korkuisten halkeamien välille muodostuu sekundäärihalkeamajakauma. Sekundäärihalkeamia muodostuu rakenteeseen betonin vetokapasiteetin ylittyessä samoin kuin edellään ollaan jo todettu. Sekundäärihalkeamien halkeamaväli noudattaa EC2-1:n mukaista halkeamavälin kaavaa. Rakenteen sekundäärihalkeamat eivät ulotu koko poikkileikkauksen korkeudelle, vaan rajoittuvat rakenteen pintaosaan. Sekundäärihalkeamajakauman arvioimiseksi tarvitsee tietää rakenteen pinnan tehollisen vetoalueen $A_{c,eff}$ korkeus $h_{c,ef}$. [17]

Kaavassa 3.24 esiintyvä betonipoikkileikkauksen vetojännityksen alainen tehollinen pinta-ala voidaan määrittää kuvan 37 perusteella, kun tehollisen alueen korkeutena käytetään kaavan 3.25 mukaista arvoa: [26]

$$h_{c,ef} = \min \left(2,5(h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2} \right) \quad (3.25)$$

Lopullinen laskennallinen halkeamaleveys voidaan laskea jo edellä esitettyllä kaavalla:

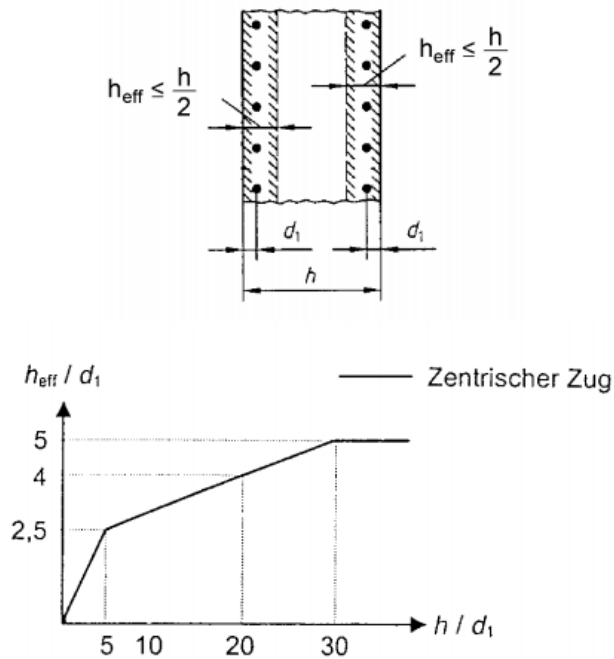
$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.26)$$



Kuva 37 Betonipoikkileikkauksen tehollinen vetoalue. [26]

Kaavassa 3.25 esiintyvä termi x tarkoittaa teräsbetonipoikkileikkauksen neutraaliakselin sijaintia poikkileikkauksessa laskettuna poikkileikkauksen puristetun osan reunasta. Neutraaliakselin sijainnin laskennassa käytetään halkeilleen poikkileikkauksen mukaista neutraaliakselin sijaintia. Neutraaliakselin sijainnin laskentaa käydään tarkemmin läpi poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden laskennan yhteydessä.

Lähteessä 17 on esitetty tarkempi arvio paksujen poikkileikkausten tehollisen vetoalueen korkeudelle. Kuvan 36 mukainen paksun poikkileikkauksen tehollisen vetoalueen korkeus voidaan määrittää kuvasta 38. Laskettaessa paksun poikkileikkauksen halkeamaleveyttä, kuvan 37 mukainen tehollinen vetoalue korvataan kuvan 38 mukaisella tehollisella vetoalueella. Kuvan 38 tehollinen vetoalue pätee, kun tarkastellaan vedettyä teräsbetonipoikkileikkausta.



Kuva 38 Tehollisen vetoalueen korkeus keskeisessä vedossa. [17]

3.3 Vähimmäisraudoitusala

Mikäli rakenteelta edellytetään halkeilun rajoittamista, niin betonipoikkileikkauksessa tulee olla riittävä määrä raudoitusta vedetyllä alueella, jotta rakenteen halkeilua pystytään hallitsemaan. Tätä vähimmäisraudoitusmäärää voidaan arvioida siten, että ajatellaan betonissa vaikuttavan täysi vetolujuus rakenteen vedetyllä alueella juuri ennen ensimmäisen halkeaman avautumista. Jos oletetaan, että koko vedetty poikkileikkaus saavuttaa vetolujuuden ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista, niin vedetyssä poikkileikkauksessa vaikuttavaksi kokonaisvoimaksi saadaan: [1]

$$F_c = A_{ct} f_{ct} \quad (3.27)$$

Jos lisäksi ajatellaan, että halkeaman avauduttua koko vedetyn betonialueen voima siirtyy betoniteräksille, niin voidaan esittää:

$$F_s = A_s f_{yk} = F_c = A_{ct} f_{ct} \quad (3.28)$$

Poikkileikkauksen vedetyn osan vähimmäisraudoitus voidaan esittää muodossa:

$$A_{s,\min} = \frac{A_{ct} f_{ct}}{f_{yk}} \quad (3.29)$$

Edellä esitetty kaava olettaa, että raudoituksen jännityksenä voidaan käyttää teräksen myötörajaa. Halkeilun hallinnan kannalta tämä on yleensä liian suuri teräsännitys vede-

tyn alueen suurimman tankokoon ja tankojaon mukaan, joten vähimmäisraudoitusala voidaan esittää teräsännityksen σ_s mukaan muodossa:

$$A_{s,\min} = \frac{A_{ct} f_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.30)$$

Standardissa EC2-1 suorakaidepoikkileikkauksen vähimmäisraudoitusmäärä halkeilun hallitsemiseksi, ellei tarkempi laskenta osoita pienemmän teräsmäärän olevan riittävä, on esitetty muodossa:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c k A_{ct} f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (3.31)$$

Betonin vetolujuutena voidaan käyttää betonin keskimääräistä vetolujuutta f_{ctm} tai $f_{ctm}(t)$. Kerroin k ottaa huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät. Kertoimelle käytetään arvoa 1 uumissa joiden $h < 300$ mm tai laipoissa joiden leveys on alle 300 mm. Kertoimelle käytetään arvoa 0,65 uumissa, joiden $h \geq 800$ mm tai laipoissa, joiden leveys on yli 800 mm. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Kerroin k_c ottaa puolestaan huomioon jännitysten jakauman poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momentti-varren muutoksen. Kun poikkileikkaukseen vaikuttaa vetävä normaalivoima, niin kertoimelle käytetään arvoa 1. Samanaikaisen taivutusmomentin ja normaalivoiman vaikutuksessa suorakaidepoikkileikkaukselle voidaan esittää:

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h^*}{h} f_{ct,eff}} \right) \leq 1 \quad (3.32)$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (3.33)$$

$$h^* = h \quad , \text{ kun } h < 1,0 \text{ m} \quad (3.34)$$

$$h^* = 1m \quad , \text{ kun } h \geq 1,0 \text{ m} \quad (3.35)$$

$$k_1 = 1,5 \quad , \text{ kun } N_{Ed} \text{ on puristava voima} \quad (3.36)$$

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h} \quad , \text{ kun } N_{Ed} \text{ on vetävä voima} \quad (3.37)$$

N_{Ed} on poikkileikkauksen tarkasteltavaan osaan vaikuttava käyttörajatilassa vallitseva normaalivoima (puristusvoima positiivisena). [26]

3.4 DIN 1045-1:n mukainen laskentatapa

Saksalaisen standardin DIN 1045-1 mukainen halkeamaleveyden laskenta vastaa lähes suoraan EC2-1:n mukaista halkeamaleveyden laskentaa, koska DIN 1045-1:n mukainen laskentatapa perustuu EC2-1:n esistandardin mukaiseen laskentatapaan. DIN 1045-1:n mukainen halkeamaleveyden laskentakaava on sama kuin EC2-1:ssä. Keskimääräisten venymien erotuksen laskennassa DIN 1045-1:ssä kerroin k_t on korvattu vakioarvolla 0,4, joka vastaa EC2-1:n mukaan pitkäaikaisen kuorman aiheuttamaa venymää. [49]

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.38)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.39)$$

venymien erotuksen laskentakaava voidaan jälleen esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0,4 f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} - \frac{0,4 f_{ct,eff}}{E_{cm}} \quad (3.40)$$

Teräsännitys σ_s lasketaan haljenneen poikkileikkauksen mukaan. Kun kyseessä on sisäisestä pakkovoimasta aiheutuva kuormitus, kuten esimerkiksi betonin varhaisvaiheen lämmön nousun aiheuttama pakkovoimatila, venymien erotuksen kaavassa teräsännityksenä σ_s käytetään haljenneen poikkileikkauksen mukaan laskettua teräsännitystä kuormitustapauksessa, joka aiheuttaa varhaisvaiheen halkeilua.

DIN 1045-1:n mukainen halkeamavälin laskenta ei perustu EC2-1:n mukaiseen tilastolliseen analyysiin halkeamavälijakaumasta, vaan halkeamavälin teoreettiseen maksimiarvoon, joka on esitelty edellä. Halkeamavälin maksimiarvo voidaan laskea kaavasta:

$$s_{r,\max} = 2s_0 = 2 \frac{0,25 \phi f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff} \tau_b} \quad (3.41)$$

DIN 1045-1:ssä oletetaan lisäksi, että teräksen ja betonin väliselle tartuntajännitykselle voidaan käyttää vakioarvoa $1,8 f_{ct,eff}$, jolloin halkeamavälin maksimiarvoksi saadaan:

$$s_{r,\max} = 2s_0 = \frac{0,5 \phi f_{ct,eff}}{1,8 f_{ct,eff} \rho_{p,eff}} = \frac{\phi}{3,6 \rho_{p,eff}} \quad (3.42)$$

Edellä esitetty kaava pätee, kun tarkastellaan stabiloitunutta halkeilutilaa. Tarkasteltaessa yksittäisen halkeaman muodostumista, voidaan olettaa, että koko betonin vetovoima siirtyy teräksille halkeaman avauduttua. Tällöin voidaan poikkileikkauksen raudoitussuhde esittää muodossa:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{F_s f_{ct,eff}}{F_c \sigma_s} = \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (3.43)$$

Kun raudoitussuhteen kaava sijoitetaan halkeamavälin kaavaan, niin yksittäisen halkeaman muodostumiselle voidaan esittää halkeamavälin lauseke:

$$s_{r,max} = 2s_0 = \frac{0,5\phi f_{ct,eff}}{1,8f_{ct,eff}\rho_{p,eff}} = \frac{\sigma_s \phi}{3,6f_{ct,eff}} \quad (3.44)$$

joka on samalla halkeamavälin teoreettinen maksimiarvo. Halkeamavälin lauseke on esitetty standardissa DIN 1045-1 muodossa:

$$s_{r,max} = \frac{\phi}{3,6\rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \phi}{3,6f_{ct,eff}} \quad (3.45)$$

Kaavassa 3.39 oleva keskimääräisten venymien erotuksen minimiarvo tarkoittaa sitä, että rakenteen halkeamakuvion oletetaan olevan laskennassa stabiloitunut. Kuvan 31 perusteella venymien erotuksen minimiarvo tarkoittaa kohtaa suorien 2 ja 3 leikkauspisteessä. Juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista rakenteeseen suorien 1 ja 2 leikkauspisteessä, keskimääräisten venymien erotus on nolla. Suoralla 2 rakenteeseen muodostuu halkeamia, kunnes suorien 2 ja 3 leikkauspisteessä halkeamakuvio on stabiloitunut, eikä uusia halkeamia pysty enää syntymään. Suorien 2 ja 3 leikkauspisteessä terästen suurin voima halkeaman kohdalla on saman suuruinen kuin betoniosan vetokapasiteetti. Ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutus, voidaan keskimääräiseksi venymien erotukseksi esittää:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0,4f_{ct,eff}}{E_s \rho} - \frac{0,4f_{ct,eff}}{E_{cm}} = \frac{f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} - \frac{0,4f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} - \frac{0,4f_{ct,eff}}{E_{cm}} \\ &= \frac{0,6f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} - \frac{0,4f_{ct,eff}}{E_{cm}} \end{aligned} \quad (3.46)$$

Keskimääräisten venymien erotus voidaan edelleen esittää muodossa:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{0,6f_{ct,eff}}{E_s \rho} - \frac{0,4f_{ct,eff}}{E_{cm}} = \frac{0,6f_{ct,eff}}{E_s \rho} - \frac{0,4\alpha_e \rho f_{ct,eff}}{E_s \rho} = \frac{f_{ct,eff} (0,6 - 0,4\alpha_e \rho)}{E_s \rho} \\ &\cong \frac{0,6f_{ct,eff}}{E_s \rho} = \frac{0,6f_{ct,eff} A_{c,eff}}{E_s A_s} = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{aligned} \quad (3.47)$$

joka vastaa samalla keskimääräisten venymien erotuksen minimiarvoa. Huomioitavaa on, että myös standardissa EC2-1 on käytetty samaa venymien erotuksen minimiarvoa,

vaikka EC2-1:n laskennassa vakiotermin 0,4 on korvattu kertoimella k_t . Kertoimen arvo on kuitenkin pitkäaikaiskuormituksessa sama 0,4 kuin DIN 1045-1 mukaisessa laskennassa, jolloin venymien erotuksen minimiarvo on sama. Keskimääräisten venymien erotus on esitetty standardissa DIN 1045-1 muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.48)$$

Tarkasteltaessa yksittäisen halkeaman muodostumista, halkeamaleveyden laskentavoksi saadaan:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s \phi}{3,6 f_{ct,eff}} 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{0,6 \sigma_s^2 \phi}{3,6 f_{ct,eff} E_s} \quad (3.49)$$

Kun tarkastellaan rakenteen stabiloitunutta halkeilutilaa, niin halkeamaleveyden kaava voidaan johtaa muotoon:

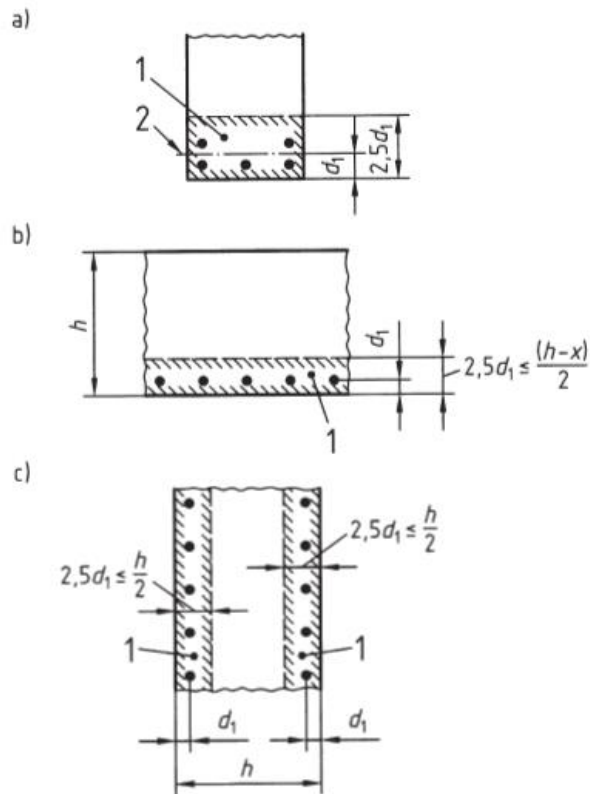
$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\phi}{3,6 \rho_{p,eff}} \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (3.50)$$

Betonin vetolujuuden kehitykselle ei ole standardissa DIN 1045-1 annettu erikseen laskentatapaa, mutta lähteessä 51 on esitetty seuraavat betonin vetolujuuden laskentaluudet sovellettavaksi DIN 1045-1:n mukaiseen laskentaan: [50]

$$f_{ct,eff} = \max \left(\begin{array}{l} f_{ctm} \\ 3,0 MPa \end{array} \right) \quad \text{täysin kovettuneelle betonille} \quad (3.51)$$

$$f_{ct,eff} = \max \left(\begin{array}{l} 0,5 f_{ctm} \\ 1,5 MPa \end{array} \right) \quad \text{nuorelle betonille} \quad (3.52)$$

Betonin vetovyöhykkeen korkeus voidaan määrittää kuvasta 39. Tapaus a pätee palkkirakenteille, tapaus b laattarakenteille ja tapaus c vedetylle poikkileikkaukselle.



Kuva 39 Tehollisen vetovyöhykkeen korkeus standardin DIN 1045-1 mukaan. [49]

3.5 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Standardissa EC2-1 on esitetty tapoja rajoittaa betonirakenteen halkeilua ilman suoraa laskentaa. Esimerkiksi laatoissa, joihin ei vaikuta merkittävää normaalivoimaa, ei tarvita erityisiä halkeamaleveyden rajoittamistoimia, kun laattarakenteen kokonaispaksuus on enintään 200 mm. Halkeamaleveyden laskentatulokset on myös esitetty yksinkertaistettuna taulukkomitoituksena, kun tangon halkaisijaa tai tankojakoa on rajoitettu. Taulukkomitoitus on esitetty taulukoissa 15 ja 16. [26]

Taulukko 15 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat ϕ_s^* (ks. Huom. 1). [26]

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

HUOM. 1 Taulukon arvot perustuvat seuraaviin oletuksiin:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}; h_{cr} = 0,5 h; (h - d) = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_1 = 0,4 \text{ [AC]} \text{ ja } k_4 = 1,0 \text{ <AC>}$$

HUOM. 2 Asianomaisen kuormayhdistelmän vallitessa

Taulukko 16 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo (ks. Huom. 1). [26]

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Tankojen enimmäishalkaisijaa muunnetaan seuraavasti. Kun kyseessä on taivutusrasitus:

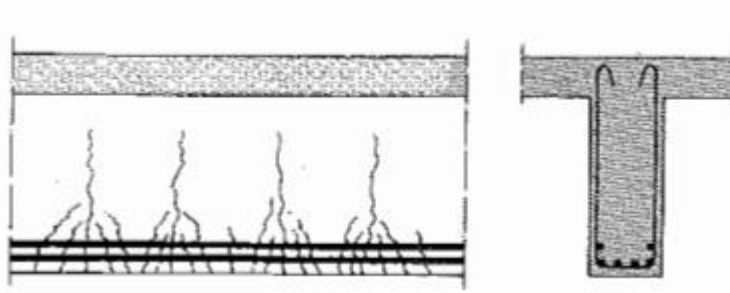
$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (3.53)$$

Kun kyseessä on tasainen veto:

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (3.54)$$

Kaavassa esiintyvä termi h_{cr} on vetoalueen korkeus ennen halkeilua. Tehollinen korkeus d tarkoittaa tässä tapauksessa tehollista korkeutta uloimman raudituskerroksen keskipisteeseen. Taulukko 15 soveltuu parhaiten palkkirakenteille ja taulukko 16 laattarakenteille. Kun halkeilu johtuu pääasiassa pakkovoimista, niin tankokoot rajoitetaan taulukon 15 mukaisiksi, jolloin teräsännitys tarkoittaa välittömästi halkeamisen jälkeen syntynyttä arvoa. Halkeilun johtuessa ulkoisesta kuormituksesta, niin voidaan noudattaa kumpaa tahansa taulukoista 15 tai 16. Teräsännitys lasketaan haljenneen poikkileikkauksen perusteella. Vaikka tietyissä tapauksissa halkeamaleveys voidaan todeta ilman suoraa laskentaa taulukkomitoituksen avulla, niin lähde BY60 suosittelee kuitenkin laskemaan aina erikseen halkeamaleveyden, koska taulukot 15 ja 16 ovat suuresti varmallalla puolella ja saattavat ohjata käyttämään liian pieniä tankokokoja. [26][29]

EC2-1 antaa lisäksi halkeiluun liittyvän minimirauditusehdon palkkirakenteille, joiden kokonaiskorkeus on vähintään 1000 mm ja joiden rauditus on keskittynyt pienelle osalle poikkileikkauksen korkeutta. Tällaiseen palkkiin lisätään palkin sivupinnoille pintarauditus halkeamaleveyden rajoittamiseksi. Tämän rauditusvaatimus johtuu siitä, että pääraudoituksen halkeamia rajoittava vaikutus ulottuu vain pienelle alueelle ja poikkileikkauksen vetovyöhyke on huomattavasti suurempi. Tällaisessa tapauksessa poikkileikkauksen vedetyssä reunassa tiheässä sijaitsevat hiushalkeamat kasaantuvat vetoraudituksen yläpuolelle harvassa sijaitseviksi isommiksi halkeamiksi kuvan 40 mukaan. [10][26][37]



Kuva 40 Korkean palkin uumassa esiintyvät halkeamat. [10]

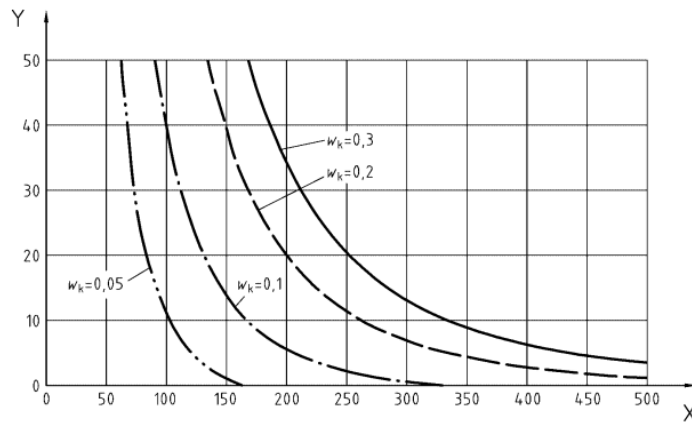
Raudoitus jaetaan tasan vetoteräksen tason ja poikkileikkauksen neutraaliakselin välille ja sidotaan hakojen sisäpuolelle. Pintaraudoituksen minimiarvo saadaan sijoittamalla kaavaan 3.31 arvo $k = 0,5$ ja teräksen jännitykselle arvo f_{yk} . Tankojako ja -koko kuten halkeamaleveyden laskennassa. Yksinkertaistuksena voidaan olettaa koko poikkileikkauksen vedetyksi ja teräsännitykseksi puolet pääraudoituksen arvosta. [26]

EC2-1 antaa myös muutamia ohjeita jännitysten rajoittamiseksi ulkonäöllisistä syistä. Rakenteen ulkonäön kannalta haitallinen halkeilu katsotaan vältetyksi, jos raudoituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa on enintään $0,6f_{yk}$. Jos teräsännitys aiheutuu pakkomuodonmuutoksista tai pakkosiirtymistä, niin teräksen vetojännityksen arvo saa olla korkeintaan $0,8f_{yk}$. Pelkästään teräsännityksiä rajoittamalla ei kuitenkaan aina voida taata rakenteen riittävää esteettistä laatua, koska betonirakenteen halkeilu riippuu myös betoniterästen paksuudesta ja jaosta, tartuntaominaisuuksista ja tarkasteluetaisyysdestä. [26]

Standardissa SFS-EN 1992-3 (EC2-3) on menetelmä rajoittaa vesitiiveiden rakenteiden halkeilua ilman suoraa laskentaa. Kuvissa 41 ja 42 on esitetty standardin EC2-3 mukaiset kuvaajat, kun halutaan hallita rakenteen halkeamaleveyttä. Kun käytetään kohdan 3.3 mukaista vähimmäisraudoitusta, niin kuvista 41 ja 42 saadaan tangon enimmäishalkaisijat ja tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyden eri mitoitusarvoilla poikkileikkauksen ollessa kokonaan vedettynä. Kuvan 41 mukaista tangon enimmäishalkaisijaa muunnetaan käyttäen kaavaa: [27]

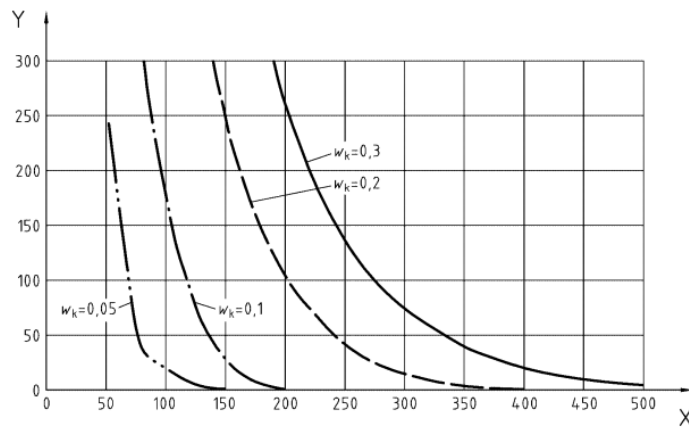
$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10(h-d)} \quad (3.55)$$

jossa d on korkeus betonin pinnasta (itseisarvoltaan pienemmän vetojännitysresultantin puolelta) betonin vastakkaisen pinnan raudoituksen painopisteeseen. Kun halkeaminen johtuu pääasiassa pakkovoimista, niin kuvan 41 mukaisia tankokokoja ei tule ylittää. Teräsännitys tarkoittaa välittömästi halkeamisen jälkeen syntynyttä arvoa. Kun halkeaminen johtuu pääasiassa kuormituksesta, voidaan käyttää joko kuvaa 41 tai 42. Teräsännitys lasketaan haljenneen poikkileikkauksen perusteella. Käyrien välillä halkeamaleveyden arvot voidaan interpoloida. [27]

**Selite**X raudoituksen jännitys, σ_s (N/mm²)

Y tangon enimmäishalkaisija (mm)

Kuva 41 Vedettyjen rakenneosien tankojen enimmäishalkaisija halkeamaleveyttä rajoitettaessa. [27]

**Selite**X raudoituksen jännitys, σ_s (N/mm²)

Y tankojaon enimmäisarvo (mm)

Kuva 42 Vedettyjen rakenneosien tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyttä rajoitettaessa. [27]

4. PAKKOVOIMISTA JOHTUVA HALKEILU

4.1 Ulkoinen pakkovoima

4.1.1 Ulkoinen pakkovoima Eurokoodin mukaan

Standardissa EC2-3 on esitetty muutaman tyypillisen tilanteen laskentaa, joissa pakkovoimia pääsee syntymään. Tällaisia tyypillisiä tapauksia betonirakentamisessa, joihin pakkovoimia pääsee syntymään ovat esimerkiksi kiinteälle alustalle valettu seinä, kiinteiden seinien väliin valettu laatta ja peräkkäin valettavat seinät. Standardissa annetaan laskentakaavat poikkileikkauksen mielivaltaisella korkeudella z vallitsevan muodonmuutoksen laskemiseksi seuraavasti:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax}) \varepsilon_{iav} + (1 - R_m) \frac{1}{r} (z - \underline{z}) \quad (4.1)$$

Betonin jännityksen laskemiseksi vastaavalla korkeudella poikkileikkauksessa on annettu kaava:

$$\sigma_z = E_{c,eff} (\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}) \quad (4.2)$$

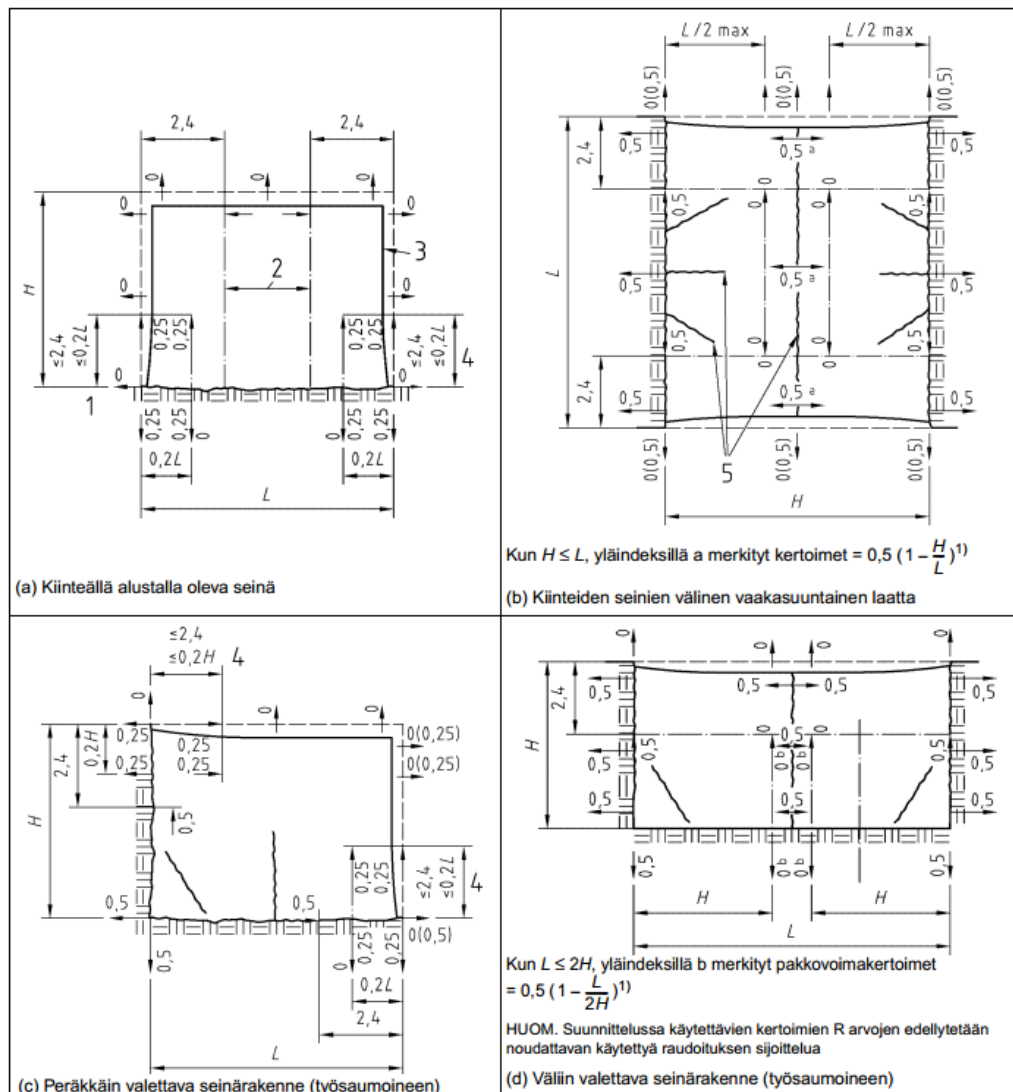
Kaavassa 4.1 esiintyvät kertoimet R_{ax} ja R_m ovat pakkovoimakertoimia. Pakkovoimakerroimet voidaan määrittää rakenteen estetyn muodonmuutoksen ja täysin vapaan muodonmuutoksen suhteena seuraavasti:

$$R = \frac{\varepsilon_{free} - \varepsilon_m}{\varepsilon_{free}} \quad (4.3)$$

jossa ε_{free} on rakenteen vapaa muodonmuutos ja ε_m on rakenteen todellinen muodonmuutos. Pakkovoimakerroin R_{ax} määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakennesien aiheuttaman ulkoisen aksiaalisen pakkovoiman asteen. Pakkovoimakerroin R_m puolestaan määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakennesien aiheuttaman kiinnitysmomenttiasteen. Useimmissa tapauksissa rakenteessa ei pääse muodostumaan merkittävää käyritysmää, joten pakkovoimakerroimelle R_m voidaan käyttää arvoa 1, jolloin kaavan 4.1 jälkimmäinen termi saa arvon nolla. Jos rakenteen käyritysmää halutaan laskea tarkemmin, niin se voidaan laskea taivutusmomentin ja taivutusjäykkyyden mukaan seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (4.4)$$

Kaava 4.1 olettaa rakenteen olevan halkeilemattomassa tilassa, jolloin rakenteen taivutusjäykkyys lasketaan halkeilemattoman poikkileikkauksen mukaan. Kaavassa 4.1 oleva muodonmuutostermi ε_{iav} tarkoittaa pakkovoiman aiheuttamaa muodonmuutosta rakenneosassa, eli muodonmuutosta joka tapahtuisi, jos rakenneosa pääsisi esteettä liikkumaan. ε_{iz} tarkoittaa pakkovoiman aiheuttamaa muodonmuutosta korkeustasolla z ja ε_{az} todellista muodonmuutosta korkeustasolla z . Termi \underline{z} tarkoittaa korkeutta poikkileikkauksen painopisteeseen. Tavanomaisten tapausten normaalivoimaan liittyvät pakkovoimakertoimet R_{ax} voidaan määrittää kuvasta 43 ja taulukosta 17.



Selitte

- 1 Pystysuuntaiset pakkovoimakertoimet
- 2 Vaakasuuuntainen pakkovoimakerroin (taulukosta L.1 tässä keskivöhykkeessä)
- 3 Liikuntasaumot tai vapaat reunat
- 4 (suurempi arvo valitaan)
- 5 Mahdollisia ensisijaisia halkeamia

Kuva 43 Tyypillisten tapausten pakkovoimakertoimia. [27]

Taulukko 17 Kuvassa 43 näkyvien seinien keskivyöhykkeiden pakkovoimakertoimia. [27]

Suhde L/H (ks. kuvaa L.1)	Pakkovoimakerroin alareunassa	Pakkovoimakerroin yläreunassa
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

Vertailun vuoksi taulukossa 18 on esitetty erilaisten suunnitteluohjeiden mukaisia pakkovoimakertoimia. Taulukoiden erot johtuvat pääasiassa siitä, että esimerkiksi EC2-3:ssa on otettu viruman vaikutus huomioon pitkäaikaiskuormituksella. [27]

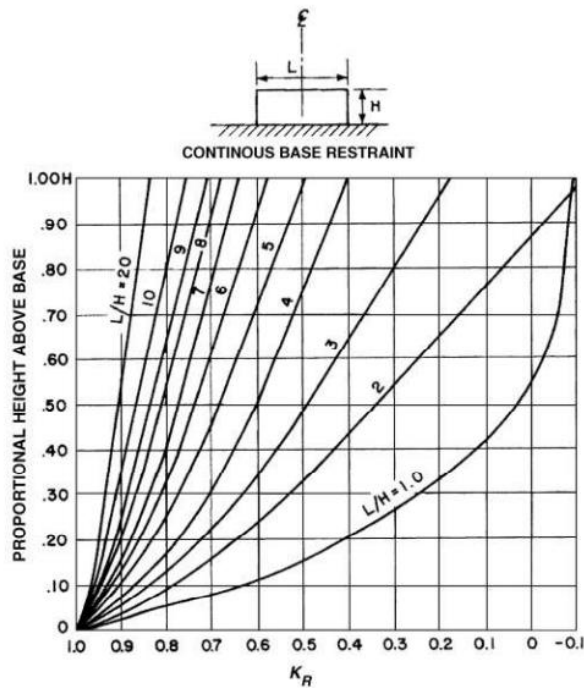
Taulukko 18 Eri suunnitteluohjeiden mukaisia pakkovoimakertoimia. [42]

Restraint condition		BS 8110 Part 2	HA BD 28/87	CIRIA 91 1992 [1]	BS 8007 [2]	EN 1992-3 [2]
A	Base of a wall cast on to a massive base	0.6 to 0.8	0.6	1.0	0.5	0.5
B	Top of a wall cast on to a massive base	0.1 to 0.2		0 to 1.0	0 to 0.5	0 to 0.5
C	Edge restraint in box type deck cast in stages		0.5			
D	Edge element cast onto a slab		0.8			
E	Massive pour cast onto blinding	0.1 to 0.2	0.2			
F	Base of massive pour cast onto existing mass concrete	0.3 to 0.4				
G	Suspended slabs	0.2 to 0.4				
H	Infill bays, eg rigid restraint	0.8 to 1.0	1.0	1.0	0.5	0.5

4.1.2 Ulkoinen pakkovoima ACI:n mukaan

ACI:n ohjeissa käsitellään tapausta, jossa rakenne on yhdeltä sivultaan kiinnitetty samoin kuin kuvan 43 tapauksessa a. Rakenteen pakkovoimakertoimeen vaikuttaa tällaisessa tapauksessa pääasiassa rakenteiden geometria, lujuus ja kimmokerroin. Kuten Eurokoodinkin tapauksessa, rakenteen estetyt muodonmuutoksen aste vaihtelee rakenteen eri osissa. ACI:n ohjeissa rakenteelle määritellään kaksi erilaista pakkovoimakerrointa K_R ja K_f . Kerroin K_R ottaa huomioon tarkasteltavan rakenteen muodon ja kerroin K_f ottaa huomioon liittyvän rakenteen kiinnitysasteen. [28]

Kertoimen K_R arvo riippuu suuresti rakenteen pituuden ja korkeuden suhteesta L/H . Kuvasssa 44 on esitetty kertoimen K_R riippuvuus rakenteen mitoista. Kuva 44 perustuu koe-tuloksiin ja sen ensimmäinen versio julkaistiin jo vuonna 1937.



Kuva 44 Kertoimen K_R arvo rakenteen poikkileikkauksen keskellä. [28]

Kertoimen K_r arvo voidaan myös laskea halutulla korkeudella h seuraavasti:

$$K_r = \left(\frac{\frac{L}{H} - 2}{\frac{L}{H} + 1} \right)^{h/H}, \quad \text{kun } L/H \geq 2,5 \quad (4.5)$$

$$K_r = \left(\frac{\frac{L}{H} - 1}{\frac{L}{H} + 10} \right)^{h/H}, \quad \text{kun } L/H < 2,5 \quad (4.6)$$

Kerroin K_f puolestaan voidaan laskea kaavasta 4.7. Kaavasta voidaan huomata, että siinä otetaan huomioon sekä tarkasteltavan että liittyvän rakenteen jäykkyydet. Kun liittyvän rakenteen jäykkyys pienenee, niin vastaavasti pienenee myös rakenteiden välinen pakkovoima-aste.

$$K_f = \frac{A_F E_F}{A_g E_c + A_F E_F} = \frac{1}{1 + \frac{A_g E_c}{A_F E_F}} \quad (4.7)$$

jossa A_g tarkoittaa tarkasteltavan rakenteen poikkileikkauksen pinta-alaa ja A_F liittyvän rakenteen pinta-alaa, joka estää muodonmuutosta. Pinta-aloja A_g ja A_F voi olla usein hankala selkeästi määrittää, mutta seuraavia yksinkertaistuksia voidaan käyttää, kun oletetaan rakenneosien paksuuksien h_g ja h_F olevan suhteessa pinta-aloihin: [28][42]

- Laatan reunalle valettu seinä: $\frac{A_g}{A_F} = \frac{h_g}{h_F}$
- Laatan päälle valettu seinä: $\frac{A_g}{A_F} = \frac{h_g}{2h_F}$
- Laatan valu aikaisemman laatan päälle: $\frac{A_g}{A_F} = \frac{h_g}{h_F}$

CIRIA:n ohjeiden mukaan kimmokertoimien suhteelle tulisi käyttää arvoa, joka on välillä 0,7 - 0,8. Alempaa arvoa tulisi käyttää olosuhteissa, joissa jäähtyminen on nopeinta. [42]

Kun tarkastellaan rakennetta, joka on valettu kallion päälle, niin pinta-alalle A_F voidaan käyttää arvoa $2,5A_g$. Tällaisessa tapauksessa kertoimen K_f arvot saadaan taulukosta 19. [28]

Taulukko 19 Perustuksen pakkovoimakertoimen riippuen perustuksen jäykkyydestä. [28]

E_F/E_c	K_f
∞	1.0
2	0.83
1	0.71
0.5	0.56
0.2	0.33
0.1	0.20

Betonin vetojännitys mielivaltaisella korkeudella poikkileikkauksen keskellä voidaan laskea pakkovoimakertoimien avulla seuraavasti:

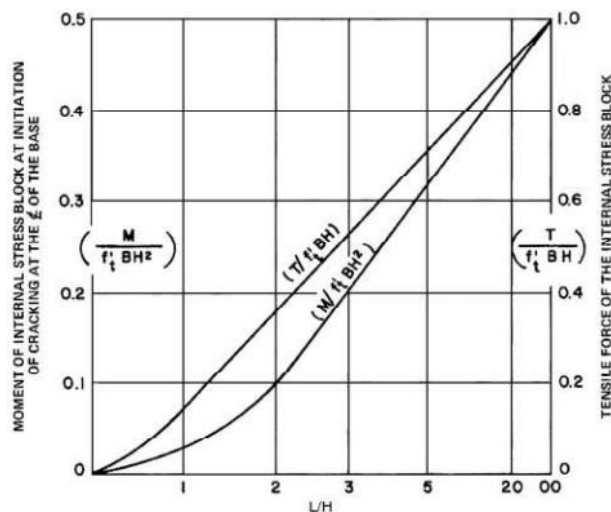
$$f_t = K_R K_f \Delta_c E_c \quad (4.8)$$

jossa Δ_c tarkoittaa muodonmuutosta, joka pääsisi tapahtumaan vapaasti.

Kun betonin jännitys estetystä muodonmuutoksesta johtuen ylittää betonin vetolujuuden, niin rakenteeseen syntyy halkeama. Kun muodonmuutos on poikkileikkauksen suhteen tasainen ja rakenteen muodonmuutoksia estää yhden sivun kiinnitys, niin rakenteen halkeilu alkaa kiinnitetystä reunasta ja halkeaman kasvu jatkuu kiinnitetystä reunasta niin pitkälle, kunnes rakenteen jännitykset eivät ole enää niin suuria, että betoni

halkeaa. Kun betoniin syntyy ensimmäinen halkeama, niin rakenteen estetystä muodonmuutoksesta johtuva vetojännitys haljenneella alueella siirtyy halkeaman suunnassa eteenpäin alueelle, jossa rakenne ei ole vielä haljennut, minkä johdosta rakenteen jännitykset kasvavat halkeaman suunnassa ehjällä osassa rakennetta. Kuvasta 44 voidaan nähdä, että kun rakenteen mittasuhteet L/H on korkeintaan 2, niin pakkovoimakertoimen K_R arvo muuttuu poikkileikkauksen yläosassa negatiiviseksi, joka tarkoittaa, että rakenteen yläosassa on puristusjäännitystilä, jonka vuoksi halkeama ei voi jatkua koko poikkileikkauksen korkeudelle. Kun rakenteen mittasuhteet L/H ovat suurempia kuin 2,5, niin rakenteeseen on mahdollista muodostua koko rakenteen korkuinen halkeama. Monissa kokeissa on todettu, että halkeaman kasvun jatkuminen vaatii pienemmän vetojännityksen rakenteeseen kuin alkuperäisen halkeaman muodostuminen. [28]

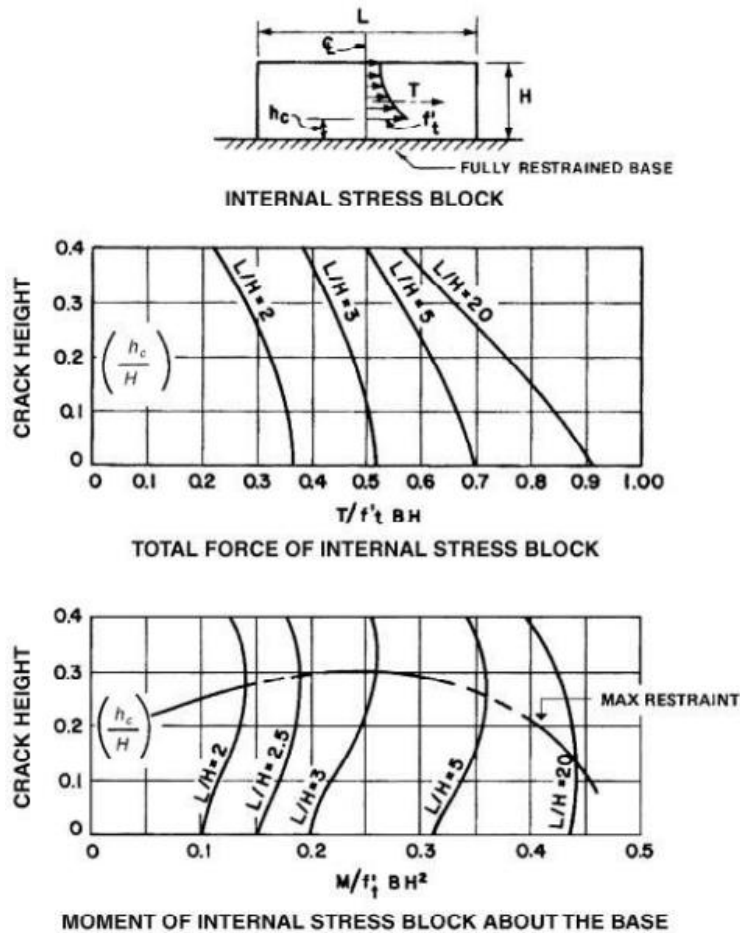
Raudoittamattomissa seinä- ja laattarakenteissa, jotka on kiinnitetty yhdeltä sivultaan ja joihin vaikuttaa estetty muodonmuutos, koko poikkileikkauksen korkuinen pystyhalkeama muodostuu noin $H - 2H$ välein tarkasteltavaan rakenteeseen. Kun rakenteeseen muodostuu koko poikkileikkauksen korkuinen halkeama, niin rakenteen kiinnitetyn sivun kiinnitysaste jakautuu uudelleen, jolloin rakenteen ehjät osat alkavat toimimaan itsenäisinä osina halkeamien välillä. Rakenteen sisäisen voimajakauman määrittämiseksi voidaan kuvasta 45 määrittää halkeilua aiheuttava rakenteen sisäinen pakkovoima T ja halkeilun syntymiseen vaadittava momentti M suhteen L/H eri arvoilla. Koska halkeamat eivät jatku heti koko poikkileikkauksen korkuiseksi, niin rakenteessa tulee olla jatkuva muodonmuutostila, jotta halkeamat muodostuisivat koko rakenteen korkuiseksi. [28]



Kuva 45 Rakenteen sisäiset voimat halkeaman syntymiseksi. [28]

Jatkuva halkeama kasvattaa betonin vetojännityksiä halkeaman suunnassa rakenteen ehjällä osalla. Kun halkeama syntyy, niin rakenteen vetojännityksen pitää kasvaa, jotta halkeama pystyy jatkumaan alueelle, jossa vetojännitys on pienempi kuin betonin vetolujuus. Halkeaman piteuteen vaikuttaa esimerkiksi halkeaman muoto. Kuvasta 46 voi-

daan määrittää rakenteen suurin sisäinen pakkovoima T rakenteen eri korkeuksilla. Rakenteen pakkovoimasta johtuva suurin momentti M voidaan myös määrittää kuvasta 46. Kuvasta 46 voidaan havaita, että suurin halkeilua aiheuttava momentti esiintyy silloin, kun halkeaman korkeus on noin $0,2H - 0,3H$.



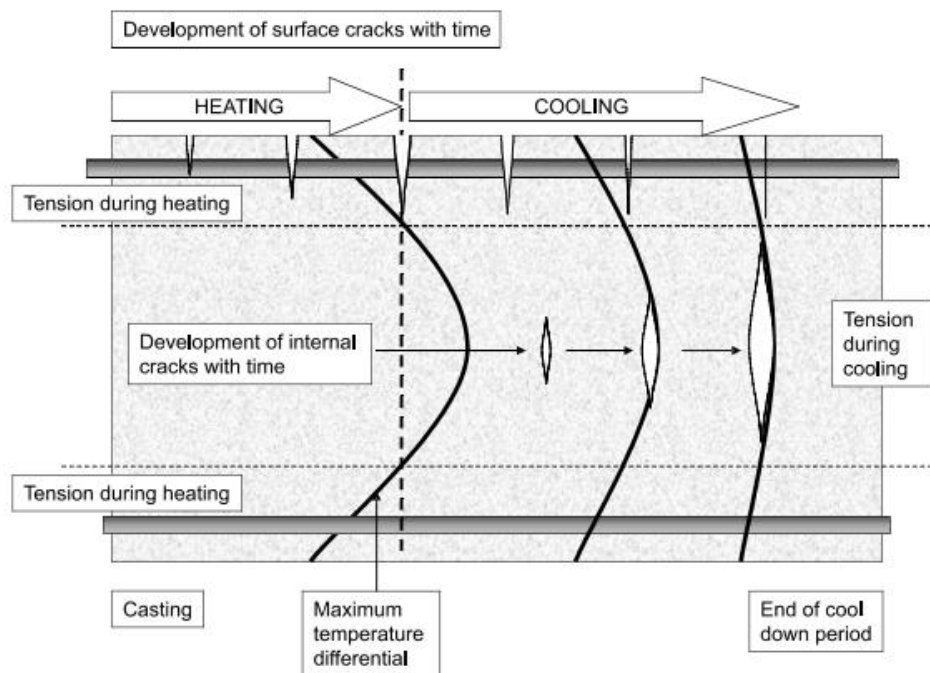
Kuva 46 Halkeilun vaikutus rakenteen sisäiseen voimajakaumaan. [28]

Kun halkeamamomentti on saavuttanut suurimman arvonsa, niin halkeama pystyy leviämään koko poikkileikkauksen korkeudelle ilman sisäisen muodonmuutoksen kasvua. Kuvasta 46 voidaan huomata, että suhteen L/H kasvaessa, myös koko poikkileikkauksen korkuisen halkeaman muodostumiseen tarvittava voima kasvaa. Kuten jo edellä todettiin, niin vasta suhteella $L/H=2,5$ rakenteeseen voi muodostua koko poikkileikkauksen korkuinen halkeama. Raudoittamattoman poikkileikkauksen halkeamaväli onkin noin $1,25 H$. Tämä arvo vastaa likipitäen EC2-1:n mukaista halkeamavälin arvoa vastaavalle rakenteelle, kun seinässä on vähemmän vaakaraudoitusta kuin minimiraudoituksen vaatima määrä. EC2-1:ssa halkeamavälinä voidaan käyttää arvoa $1,3 H$. [26][28]

4.2 Sisäinen pakkovoima

Rakenteessa esiintyy sisäisiä pakkovoimia, kun rakenteen poikkileikkauksessa vaikuttaa jännitystila, joka ei ole tasainen poikkileikkauksen koko leveydellä. Tällainen jännitysti-

la voi muodostua esimerkiksi silloin, kun rakenteen sisäosa lämpenee nopeammin kuin rakenteen pintaosat, esimerkiksi betonin hydrataatiolämmön tuoton vuoksi. Poikkileikkaukseen voi muodostua tällainen jännitystila myös rakenteen sisä- ja ulkopintojen eri suuruisista kuivumiskutistumista. Sisäinen jännitystila voi aiheuttaa rakenteen pinnassa halkeilua tai vaihtoehtoisesti rakenteen sisäosassa halkeilua, jota ei voida silmin havaita. Kun poikkileikkauksen sisäosa lämpenee, niin sisäosa myös laajenee enemmän kuin rakenteen pintaosa, jolloin rakenteen pintaosiin muodostuu vetojännityksiä ja rakenteen sisäosaan puristusjännitystila. Betonin kovettumisen varhaisvaiheessa, kun lämpötilan muutos on kasvavaa, betonin viruma on suurta, jonka vuoksi osa jännityksistä pääsee viruman johdosta vapautumaan. Kun rakenne alkaa jäähtymään, niin jännitystila muuttuu päinvastaiseksi, jolloin rakenteen pinnan halkeamaleveydet pienenevät. Saman aikaisesti rakenteen sisäosaan muodostuu vetojännityksiä, kun sisäosan lämpötila laskee enemmän kuin rakenteen pintaosien, minkä vuoksi rakenteen sisäosissa saattaa esiintyä sisäistä lämpöhalkeilua. Kuvassa 47 on esitetty periaatepiirros halkeamien muodostumisesta, kun rakenteen pinta- ja sisäosien lämpötilat eroavat toisistaan. [37][39][42]



Kuva 47 Rakenteen eri osien välisestä lämpötilaerosta johtuvan halkeilun periaate. [42]

4.2.1 Halkeilu sisäisestä pakkovoimasta

Kun rakenteen raudoitusta suunnitellaan rakenteen poikkileikkauksen yli vaikuttavan lämpötilagradientin aiheuttamalle halkeilulle, niin kaavan 2.16 lämpötilaero T_l korvataan rakenteen sisäosan ja pinnan välisellä lämpötilaerolla ΔT . Rakenteen sisäinen kutistuma voidaan jättää huomioimatta laskennassa, koska se vaikuttaa tasaisesti koko poikkileikkauksessa, eikä siten vaikuta venymäeroihin pinnan ja sisäosan välillä. Pitkäaikai-

set muodonmuutokset voidaan myös jättää huomioimatta, koska jännitystila on lyhytaikainen eikä vaikuta enää varhaisvaiheen lämpötilaerojen tasaannuttua. Tällaisessa tapauksessa estetystä muodonmuutoksesta aiheutuva venymä voidaan laskea kaavasta: [42]

$$\varepsilon_r = K_1 \Delta T \alpha_c R \quad (4.9)$$

Kaavan 4.9 mukaan voidaan laskea rakenteen suurimmalle varhaisvaiheen lämpötilaerolle arvo, kun halkeilua ei vielä synny:

$$\Delta T_{\max} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{K_1 \alpha_c R} \quad (4.10)$$

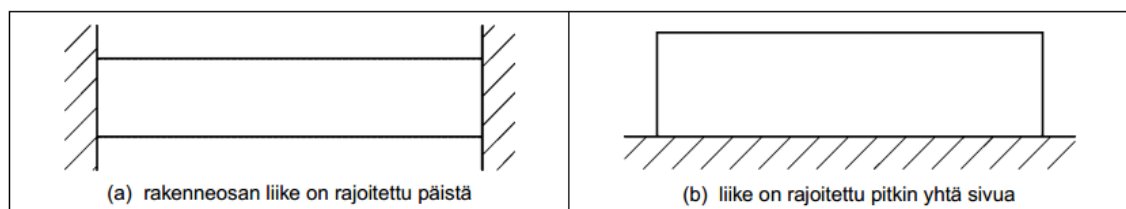
Sisäisen pakkovoiman tapauksessa pakkovoimakertoimelle R voidaan käyttää arvoa 0,42. Pakkovoimakertoimen arvo perustuu mittaustuloksiin, joiden perusteella laskennallinen lämpötilaero on saatu vastaamaan koekappaleen todellista lämpötilaeroa. [42]

Halkeilua aiheuttava venymä voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{cr} = K_1 \Delta T \alpha_c R - 0,5 \varepsilon_{ctu} \quad (4.11)$$

4.3 Ulkoisten pakkovoimien aiheuttamien halkeamaleveyksien laskenta

Standardissa EC2-3 on esitetty myös pakkovoimista aiheutuvien halkeamaleveyksien laskentaa. Standardin ohjeistus koskee pakkomuodonmuutos- tai pakkosiirtymätiloja, jotka johtuvat rakenteen kutistumasta tai rakenneosien jäähtymisestä johtuvasta lämpöliikkeestä valun jälkeisinä päivinä. Standardissa on esitetty kaksi tapausta, joista toisessa rakenneosan liike on estetty päistä ja toisessa liike on rajoitettu pitkin yhtä sivua. Tapaukset on esitetty kuvassa 48. [27]



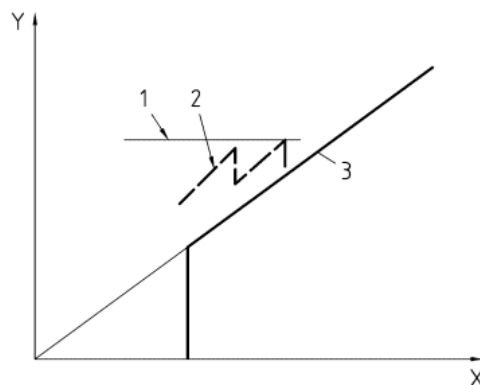
Kuva 48 Rakenneosien liikerajoitteita. [27]

Kuvan 48 mukaisten kahden erilaisen tapauksen suurin eroavaisuus on se, että päistään liikerajoitetun rakenneosan tapauksessa halkeilu on verrannollinen betonin vetolujuuteen ja rakenneosan raudoitussuhteeseen. Päistään liikerajoitetun rakenneosan laskennassa oletetaan jokaisen halkeaman kasvavan täyteen halkeamaleveyteen asti, ennen kuin uusia halkeamia pystyy syntymään. Tällaisessa tapauksessa estetty muodonmuutos

liittyy lähinnä siihen, että syntyykö rakenteeseen halkeama vai ei ja jos syntyy niin kuinka monta. Estetty muodonmuutos ei vaikuta halkeamaleveyteen päistään kiinnityksessä tapauksessa. Halkeamat ovatkin tyypillisesti suurempia päistään liikerajoitetussa tapauksessa kuin yhdeltä sivultaan kiinnitettyssä tapauksessa. [27][42]

Yhdeltä sivultaan kiinnitetyn rakenneosan halkeamaleveys on puolestaan standardin EC2-3 mukaan suoraan verrannollinen estetyn muodonmuutoksen suuruuteen. Yhdeltä sivultaan kiinnitetyn rakenneosan halkeilun laskennassa on oletettu, että rakenteen halkeamakuvio on kokonaan muodostunut, jolloin laskennassa tarkastellaan laskennallisen suurimman halkeamavälin mukaista halkeamaleveyttä. Tällaisessa tapauksessa on kuitenkin yleensä harvinaista, että rakenteeseen muodostuisi laskennallisen halkeamavälin mukainen halkeamakuvio, kuten standardissa on oletettu. Vaikka rakenteeseen olisi muodostunut tasainen halkeamakuvio, niin usein halkeamavälit ovat suurempia kuin laskennallinen halkeamaväli. [27][56]

On suunnittelijan tehtävä arvioida todellisessa kohteessa esiintyvä kiinnitystapa, koska tällä on hyvin suuri vaikutus rakenteen halkeilun hallintaan. Tapauksien a ja b eroavaisuuksia on esitetty kuvassa 49, jossa kaavoilla viitataan standardiin EC2-3. [27]



Selite

- X Pakkomuodonmuutos
- Y Halkeamaleveys
- 1 Lauseke M.1
- 2 Halkeilu, kun liike on rajoitettu päistä
- 3 Halkeilu, kun liike on rajoitettu sivulta (kaava [M.3])

Kuva 49 Halkeamaleveyden ja pakkomuodonmuutoksen yhteys eri tapauksissa. [27]

4.4 EN 1992-3 mukainen laskentatapa

4.4.1 Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu päistä

Päistään liikerajoitetun rakenneosan halkeilua aiheuttavan venymän laskemiseksi rakenneosa oletetaan aksiaalisesti kuormitetuksi. Rakenneosassa vaikuttavaksi vetovoivoi-

maksi pakkovoimista johtuen voidaan betonin ja teräksen estettyjen venymien avulla esittää:

$$T = \varepsilon_{cb} E_c k k_c A_c + \varepsilon_{sb} E_s A_s \quad (4.12)$$

jossa kertoimet k ja k_c ovat standardin EC2-1 mukaisia kertoimia. Kun oletetaan, että teräksen ja betonin venymät ennen ensimmäisen halkeaman avautumista ovat yhtäsuuret ja että betoniin muodostuu halkeama vasta betonin venymäkapasiteetin ylityttyä, niin voidaan esittää:

$$\varepsilon_{cb} = \varepsilon_{sb} = \varepsilon_{ctu} \quad (4.13)$$

$$T = \varepsilon_{cb} (E_c k k_c A_c + E_s A_s) = \varepsilon_{ctu} (E_c k k_c A_c + E_s A_s) \quad (4.14)$$

Kun rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, niin koko voima T siirtyy teräkselle, jolloin:

$$T = \varepsilon_{s,max} E_s A_s \quad (4.15)$$

jossa $\varepsilon_{s,max}$ on teräksen suurin venymä halkeaman muodostuttua. Yhdistämällä kaavat 4.14 ja 4.15, sekä merkitsemällä kimmokerroinsuhdetta termillä α_e ja raudoitussuhdetta termillä ρ voidaan esittää:

$$\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{ctu} \left(\frac{E_c k k_c A_c}{E_s A_s} + 1 \right) = \varepsilon_{ctu} \left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) \quad (4.16)$$

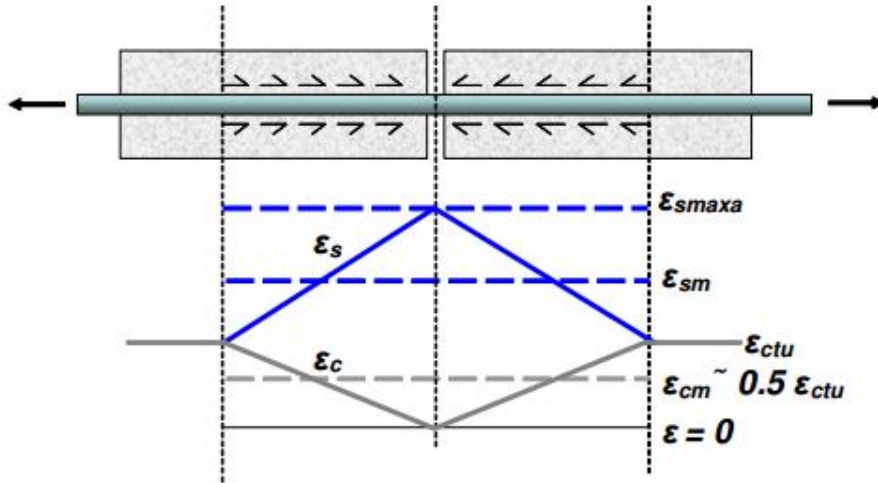
Betonin venymäkapasiteetin varmalla puolella olevaksi arvioksi voidaan kirjoittaa:

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{f_{ct,eff}}{E_c} = \frac{\alpha_e f_{ct,eff}}{E_s} \quad (4.17)$$

jolloin kaava 4.16 voidaan johtaa muotoon:

$$\varepsilon_{s,max} = \frac{\alpha_e f_{ct,eff}}{E_s} \left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) \quad (4.18)$$

Halkeilua aiheuttava venymä on standardin EC2-3 mukaan $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$. Kuvassa 50 on esitetty betonin ja teräksen venymäkuvaajat välittömästi halkeaman muodostuttua.



Kuva 50 Betonin ja teräksen venymät välittömästi halkeaman muodostuttua. [52]

Kuvan 50 perusteella voidaan teräksen ja betonin keskimääräisille venymille ja keskimääräisten venymien erotukselle esittää:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\varepsilon_{s,max} - \varepsilon_{ctu}}{2} + \varepsilon_{ctu} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{2} \quad (4.20)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{s,max} - \varepsilon_{ctu}}{2} + \varepsilon_{ctu} - \frac{\varepsilon_{ctu}}{2} = \frac{\varepsilon_{s,max}}{2} = \frac{0,5\alpha_e f_{ct,eff} \left(1 + \frac{k k_c}{\alpha_e \rho}\right)}{E_s} \quad (4.21)$$

Halkeamaleveyden arvo voidaan laskea standardin EC2-3 mukaan käyttäen venymien erotukselle kaavaa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,5\alpha_e k_c k f_{ct,eff} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho}\right)}{E_s} \quad (4.22)$$

Edellä johdetussa kaavassa ja standardissa esitetystä kaavasta on pieni eroavaisuus kertoimien k ja k_c sijainnissa, joka johtunee kirjoitusvirheestä. Laskennassa ei ole suurtaakaan eroa tuloksessa riippuen käytettävästä laskentakaavasta. [52]

Jos rakenteen halkeilua halutaan rajoittaa ilman suoraa laskentaa, niin teräsännitys voidaan laskea kaavasta 4.23 ja rauditusjärjestely määrittää kuvista 41 ja 42:

$$\sigma_s = \frac{k_c k f_{ct,eff}}{\rho} \quad (4.23)$$

4.4.2 Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu pitkin yhtä sivua

Tapauksessa b, jossa on pitkä seinä, jonka liike on rajoitettu yhdeltä sivulta, keskimääräinen venymien erotus voidaan laskea pakkovoimakertoimen R_{ax} avulla. Kuten jo edellä on esitetty, niin pakkovoimakerroin voidaan esittää seuraavasti estetyn muodonmuutoksen ja vapaan muodonmuutoksen välisenä suhteena:

$$R_{ax} = \frac{\varepsilon_{free} - \varepsilon_m}{\varepsilon_{free}} \quad (4.24)$$

Halkeilua aiheuttava venymä $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ on tässä tapauksessa yhtäsuuri kuin rakenteen esitetty muodonmuutos, jolloin voidaan esittää:

$$R_{ax} = \frac{\varepsilon_{free} - \varepsilon_m}{\varepsilon_{free}} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{free}} \quad (4.25)$$

Halkeilun laskennassa tarvittava teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R_{ax} \varepsilon_{free} \quad (4.26)$$

jossa ε_{free} on muodonmuutos, joka syntyisi, jos rakenneosan liikettä ei olisi rajoitettu. Päistään liikerajoitetun rakenteen tilanteesta poiketen halkeaman muodostuminen vaikuttaa tässä tapauksessa vain jännitysten paikalliseen jakautumiseen ja halkeamaleveys on pakkomuodonmuutoksen funktio eikä betonin vetomuodonmuutoskyvyn funktio. [27]

Arvion rakenteen todellisesta toiminnasta saa, kun raudoituksen suunnittelussa otetaan huomioon pitkäaikaiset lämpötila- ja kutistumismuodonmuutokset. Kun eri halkeilua aiheuttavat komponentit otetaan erikseen huomioon, niin standardin EC2-1 mukainen venymälauseke voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_r = K_1 \left[(\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca}) R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3 \right] \quad (4.27)$$

Jotta rakenteessa pystyy tapahtumaan halkeilua, niin keskimääräisen venymän tulee olla suurempi kuin betonin venymäkapasiteetti ε_{ctu} . Yllä olevaa lauseketta voidaan käyttää, kun halutaan arvioida ulkoisen pakkovoiman aiheuttamaa halkeiluriskiä rakenteessa. Laskentatapa vaihtelee riippuen siitä, millainen rakenteen ulkopuolinen kiinnitys on. Kuten jo aiemmin todettiin, niin rakenteen halkeilua tulisi arvioida sekä varhaisvaiheessa, että pitkän ajan aikana. Varhaisvaiheen halkeilun laskennassa kaavassa 4.27 otetaan huomioon vain varhaisvaiheen lämpöhalkeilu ja kolmen päivän ikäinen sisäinen kutistuma. Kun halutaan arvioida rakenteen pitkäaikaista halkeilua, niin kaavassa 4.27 otetaan huomioon kaikki termit. Pitkäaikaishalkeilua arvioitaessa käytetään 28:n vuoro-

kauden ikäistä sisäisen kutistuman arvoa, koska tämän ajan jälkeen tapahtuva sisäinen kutistuma oletetaan otetuksi huomioon kuivumiskutistuman laskennassa. Rakenteen rauditus tulee suunnitella niin, että se vastaa vähintään rakenteen minimiraudituksen määrää koko sen ajan, kun rakenteessa voidaan olettaa tapahtuvan halkeilua. [42]

Kaavan 4.27 mukaan voidaan laskea rakenteen suurimmalle varhaisvaiheen lämpötilaerolle arvo, kun halkeilua ei vielä synny:

$$T_{1,\max} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{K_1 \alpha_c R} - \frac{\varepsilon_{ca}}{\alpha_c} \quad (4.28)$$

Kun rakenteeseen muodostuu halkeama, niin koko estetyn muodonmuutoksen aiheuttama jännitys ei vapaudu kerralla, vaan halkeilua aiheuttava venymä on pakkovoiman aiheuttama venymä vähennettynä betoniin jääneellä jäännösjännityksellä halkeaman avauduttua. EC2-3:ssa ei oteta tätä huomioon tapauksessa, jossa rakenne on kiinnitetty yhdeltä sivultaan, minkä johdosta lasketut halkeamaleveydet ovat hieman suurempia kuin todellisuudessa. Laskennassa voidaan CIRIA:n ohjeiden mukaan olettaa, että betonin jäännösjännityksestä aiheutuva venymä halkeaman avauduttua on puolet betonin venymäkapasiteetista. Betonin halkeaman aiheuttava keskimääräinen venymä voidaan lausekkeen 4.27 mukaan esittää: [42]

$$\varepsilon_{cr} = K_1 \left[(\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca}) R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3 \right] - 0,5 \varepsilon_{ctu} \quad (4.29)$$

Kohdassa 4.1.1 on esitetty tyypillisten tapausten pakkovoimakertoimia. Eurokoodin mukainen laskentatapa olettaa, että suurin mahdollinen pakkovoimakerroin aiheuttaa halkeilun kannalta pahimman mahdollisen tilanteen. Eurokoodi olettaa pahimmaksi pakkovoimakertoimen arvoksi 0,5. Eurokoodin taulukoiduissa pakkovoimakertoimissa on otettu valmiiksi huomioon viruman vaikutukset, jolloin todellinen pakkovoimakerroin, jossa ei ole huomioitu viruman vaikutuksia, on noin 0,77. Lisäksi Eurokoodin mukainen laskentatapa olettaa, että halkeiluun vaikuttaa ainoastaan paikalliset jännitykset ja että halkeaman muodostuminen on toisista halkeamista riippumatonta. [56]

Mikäli pakkovoimakerroin R halutaan laskea tarkemmin, niin se voidaan laskea aikaisemmin valetun rakenneosan ja uudemman rakenneosan jäykkyyksien avulla. Kun aikaisemmin valetun anturan päälle valetaan seinä, niin seinän kutistuma- ja muut pakkomuodonmuutokset aiheuttavat seinään vetojännityksiä ja vastaavasti anturaan puristusjännityksiä. Koska rakenteen sisäisen voimajakauman tulee olla tasapainossa, niin seinän muodonmuutokset aiheuttavat seinälle vetovoiman F_t ja vastaavasti anturalle vastaavan suuruisen puristavan voiman $-F_t$. [36]

Koska sisäisten voimien aiheuttamien venymien tulee olla keskenään tasapainossa, niin molempien rakenneosien taivutuksesta aiheutuville jännityksille voidaan esittää:

$$\sigma_1 = \frac{M}{I_1} y_1 \quad \text{ja} \quad \sigma_2 = \frac{M}{I_2} y_2 \quad (4.30)$$

ja edelleen venymien avulla esitettyinä:

$$E_1 \varepsilon_1 = \frac{M}{I_1} y_1 \quad \text{ja} \quad E_2 \varepsilon_2 = \frac{M}{I_2} y_2 \quad (4.31)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{M}{E_1 I_1} y_1 \quad \text{ja} \quad \varepsilon_2 = \frac{M}{E_2 I_2} y_2 \quad (4.32)$$

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = 0 \quad (4.33)$$

Sisäiset voimat F_t ja $-F_t$ vaikuttavat etäisyydellä y seinän ja anturan liitoksesta. Etäisyys voidaan ratkaista venymien avulla seuraavasti, kun merkitään molempien rakenteiden keskipisteiden etäisyyksiä y_1 ja y_2 :

$$y_1 = y + 0,5h_1 \quad \text{ja} \quad y_2 = 0,5h_2 - y \quad (4.34)$$

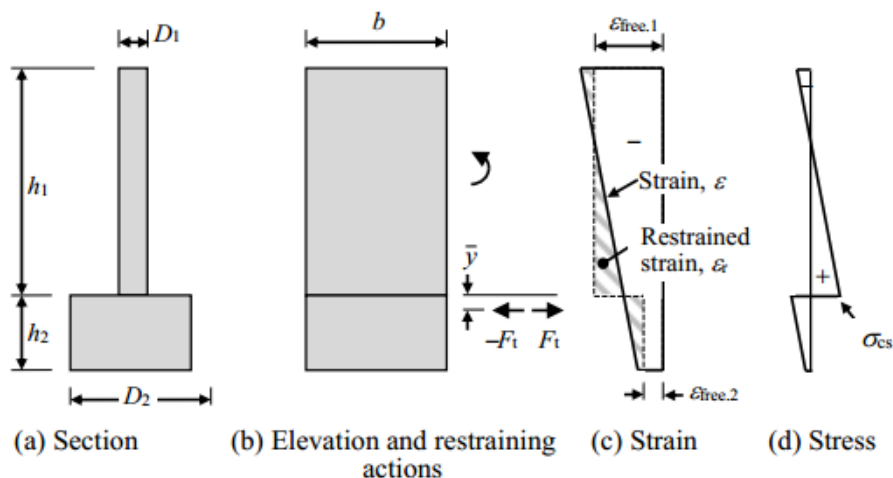
$$\varepsilon_1 = \frac{M}{E_1 I_1} y_1 = \varepsilon_2 = \frac{M}{E_2 I_2} y_2 \quad (4.35)$$

ja edelleen:

$$y_1 E_2 I_2 = y_2 E_1 I_1 \quad (4.36)$$

joka voidaan edelleen johtaa muotoon:

$$y = \frac{0,5(h_2 E_1 I_1 - h_1 E_2 I_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \quad (4.37)$$



Kuva 51 Pakkovoimasta aiheutuvat sisäiset voimat, venymät ja jännitykset. [36]

Estetyn muodonmuutoksen aiheuttama sisäinen voima F_t riippuu rakenteiden iästä riippuvista veto- ja taivutusjäykkyyksistä, sekä rakenneosien vapaiden muodonmuutosten erotuksesta:

$$\Delta \varepsilon_{free} = \varepsilon_{free1} - \varepsilon_{free2} \quad (4.38)$$

Sisäisestä voimajakaumasta aiheutuvat jännitykset rakenneosille voidaan esittää seuraavasti:

$$\sigma_1 = \frac{F_t}{A_1} + \frac{F_t y_1}{W_1} \quad \text{ja} \quad \sigma_2 = \frac{F_t}{A_2} + \frac{F_t y_2}{W_2} \quad (4.39)$$

ja venymien avulla seuraavasti:

$$\varepsilon_1 = \frac{F_t}{E_1 A_1} + \frac{F_t y_1}{E_1 W_1} + \varepsilon_{free1} \quad \text{ja} \quad \varepsilon_2 = \frac{F_t}{E_2 A_2} + \frac{F_t y_2}{E_2 W_2} + \varepsilon_{free2} \quad (4.40)$$

Venymien yhteensuuruusehdosta saadaan kuvan 51 perusteella:

$$\varepsilon_1 = \frac{F_t}{E_1 A_1} + \frac{F_t y_1}{E_1 W_1} + \varepsilon_{free1} = \varepsilon_2 = \frac{-F_t}{E_2 A_2} + \frac{-F_t y_2}{E_2 W_2} + \varepsilon_{free2} \quad (4.41)$$

ja edelleen:

$$F_t = \frac{\varepsilon_{free2} - \varepsilon_{free1}}{\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{y_1}{E_1 W_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{y_2}{E_2 W_2}} = - \frac{\Delta \varepsilon_{free}}{\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{y_1}{E_1 W_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{y_2}{E_2 W_2}} \quad (4.42)$$

Sisäisestä voimasta F_t aiheutuva vetojännitys anturan ja seinän liitoksessa voidaan laskea seuraavasti:

$$\sigma_{cs} = \frac{F_t}{A_1} + \frac{F_t (y + 0,5h_1)}{W_1} \quad (4.43)$$

Sisäisen voiman aiheuttama estetty muodonmuutos voidaan esittää seuraavasti:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_{cs}}{E_1} \quad (4.44)$$

Rakenteen pakkovoimakerroin voidaan esittää estetyn muodonmuutoksen ja vapaan muodonmuutoksen mukaan seuraavasti:

$$R = \frac{\varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_{free}} \quad (4.45)$$

Eroavaisuutena pakkovoimakertoimen tarkemmassa laskennassa verrattuna ACI:n ohjeiden mukaiseen laskentaan on se, että tarkemmassa laskentatavassa otetaan huomioon myös rakenteen taivutusjäykkyys. Mikäli pakkovoimakertoimen tarkemmassa laskennassa jätetään huomioimatta pakkovoiman aiheuttama taivutus ja siten myös rakenteen taivutusjäykkyys, niin laskennasta saadaan sama tulos kuin ACI:n mukaisesta pakkovoimakertoimen laskennasta. [36]

4.5 ICE:n mukainen laskentatapa

Lähteen 52 mukaisessa ICE:n laskentatavassa standardin EC2-3:n mukaista laskentatapaa on tarkennettu niin, että se vastaa tarkemmin rakenteen todellista toimintatapaa. Halkeamaleveyden laskenta on jaettu kahteen osaan. Ensimmäisessä osassa halkeaman oletetaan avautuvan heti halkeaman muodostuessa arvoon w_{k1} , kun kuormitus siirtyy betonilta teräksille. Toisessa vaiheessa halkeamaleveys kasvaa edelleen arvolla w_{k2} , kun betonin oletetaan kutistuvan suhteessa teräksiin. Rakenteen lopullinen halkeamaleveys voidaan laskea kaavasta:

$$w_k = w_{k1} + w_{k2} \quad (4.46)$$

Vaiheessa 1 halkeamaleveyden laskenta on johdettu EC2-3:n mukaisesta päistään kiinnitetyn rakenteen laskentakaavasta. Yhdeltä reunastaan kiinnitetyssä tapauksessa halkeamaleveyden laskennassa on otettu huomioon reunan kiinnitysaste. Laskennassa on lisäksi otettu huomioon erikseen rakenteen halkeilleen osan toiminta, sekä rakenteen halkeilematon osa, jossa tapahtuu jännityksen pienenemistä heti halkeaman muodostuttua. [52]

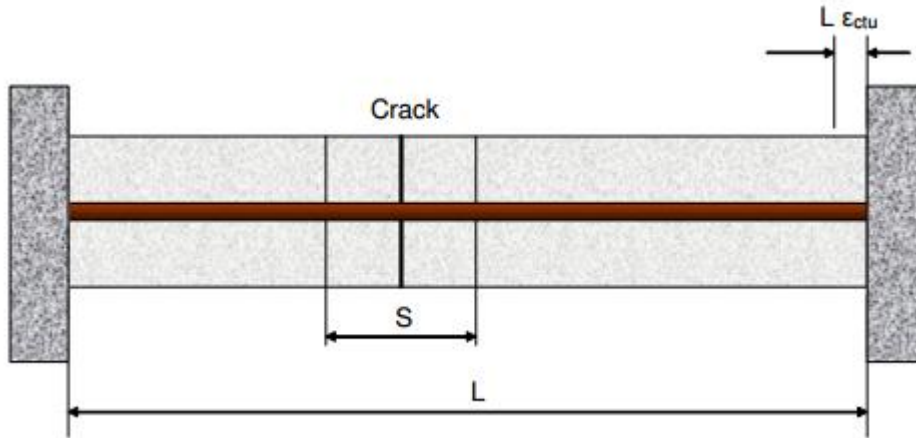
Vaiheessa 2 tarkastellaan rakenteen toimintaa sen jälkeen, kun halkeama on muodostunut. Laskennassa otetaan huomioon jäljelle jääneen kutistuman vaikutus halkeamaleveyteen halkeamien muodostuttua. [52]

4.5.1 Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu päistä

Huomioitavaa on, että kaavan 4.22 mukainen laskentatapa ei ota millään tavoin huomioon rakenteen geometriaa. Tarkemman arvion rakenteen todellisesta toiminnasta saa, kun laskennassa otetaan huomioon myös rakenteen pituus L . Kun päistään liikerajoitettuun rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, niin seuraavien ehtojen tulee olla voimassa:

- Rakenteen halkeilleen osan ja halkeilemattoman osan sisäisten voimien tulee olla tasapainossa keskenään.
- Rakenteen halkeilleen osan ja halkeilemattoman osan venymien summan tulee olla yhtäsuuri kuin pakkovoiman aiheuttama vapaa venymä.

Rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, kun betonin venymäkapasiteetti ε_{ctu} ylitetään. Mikäli rakenteen liikettä ei olisi estetty, niin rakenteen vapaa venymä olisi kuvan 52 mukaisesti $L\varepsilon_{ctu}$. [52]



Kuva 52 Päistään liikerajoitettu rakenne. [52]

Kun rakenteeseen muodostuu halkeama, niin halkeaman ympäristöön pituudelle S muodostuu alue, jossa voima siirtyy teräkseltä betonille tartuntajännityksen avulla. Teräksen keskimääräinen venymä häiriöalueella S on ε_{smr} . Kun rakenteeseen muodostuu halkeama, niin rakenteen halkeilemattomassa osassa betonin venymä pienenee halkeaman muodostumisen johdosta. Halkeilemattomassa osassa vaikuttaa halkeaman muodostumisen jälkeen betonin jäännösvenymä ε_{ctr} . Venymien tasapaino voidaan esittää muodossa:

$$L\varepsilon_{ctu} = (L - S)\varepsilon_{ctr} + S\varepsilon_{smr} \quad (4.47)$$

Halkeilemattoman ja halkeilleen osan sisäisten voimien tasapaino voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{ctr} (E_c k k_c A_c + E_s A_s) = \varepsilon_{s \max r} E_s A_s \quad (4.48)$$

joka voidaan edelleen johtaa muotoon:

$$\varepsilon_{ctr} \left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) = \varepsilon_{s \max r} \quad (4.49)$$

$$\left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) = B \quad (4.50)$$

$$\varepsilon_{ctr} B = \varepsilon_{s \max r} \quad (4.51)$$

Olettamalla, että tartuntajännitys muodostuu lineaarisesti häiriöalueella, teräksen keskimääräinen venymä häiriöalueella voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{\varepsilon_{smaxr} + \varepsilon_{ctr}}{2} = \frac{\varepsilon_{ctr}B + \varepsilon_{ctr}}{2} = 0,5\varepsilon_{ctr}(B+1) \quad (4.52)$$

Sijoittamalla kaava 4.52 kaavaan 4.47:

$$L\varepsilon_{ctu} = \varepsilon_{ctr}(L-S) + 0,5S\varepsilon_{ctr}(B+1) \quad (4.53)$$

Betonin jäännösvenymä voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{ctr} = \frac{L\varepsilon_{ctu}}{L-S + 0,5S(B+1)} = \frac{L\varepsilon_{ctu}}{L + 0,5S(B-1)} \quad (4.54)$$

Teräksen keskimääräinen venymä häiriöalueella voidaan esittää sijoittamalla kaava 4.54 kaavaan 4.52:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{0,5L\varepsilon_{ctu}(B+1)}{L + 0,5S(B-1)} \quad (4.55)$$

Kaavan 4.55 mukainen teräksen keskimääräinen venymä kuvaa tilannetta, jossa rakenteen halkeilemattoman osan betonin venymä on pienentynyt halkeaman muodostumisen johdosta. Välittömästi halkeaman avauduttua teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{smr} - 0,5\varepsilon_{ctr} = \frac{0,5L\varepsilon_{ctu}(B+1)}{L + 0,5S(B-1)} - \frac{0,5L\varepsilon_{ctu}}{L + 0,5S(B-1)} = \frac{0,5L\varepsilon_{ctu}B}{L + 0,5S(B-1)} \quad (4.56)$$

Kaavan 4.21 mukaan teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus on:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,5\varepsilon_{ctu}B \quad (4.57)$$

Sijoittamalla kaava 4.57 kaavaan 4.56, voidaan teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus esittää muodossa:

$$\varepsilon_{smr} - 0,5\varepsilon_{ctr} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}}{1 + 0,5\frac{S}{L}(B-1)} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}}{1 + 0,5\frac{S}{L}\left(\frac{kk_c}{\alpha_c\rho}\right)} \quad (4.58)$$

Kaavan 4.58 perusteella voidaan huomata, että keskimääräisten venymien erotus lähestyy standardin EC2-3 mukaista arvoa, kun rakenteen pituus L on äärettömän pitkä. Standardin EC2-3 mukainen halkeamaleveyden laskenta antaa siis halkeamaleveydelle

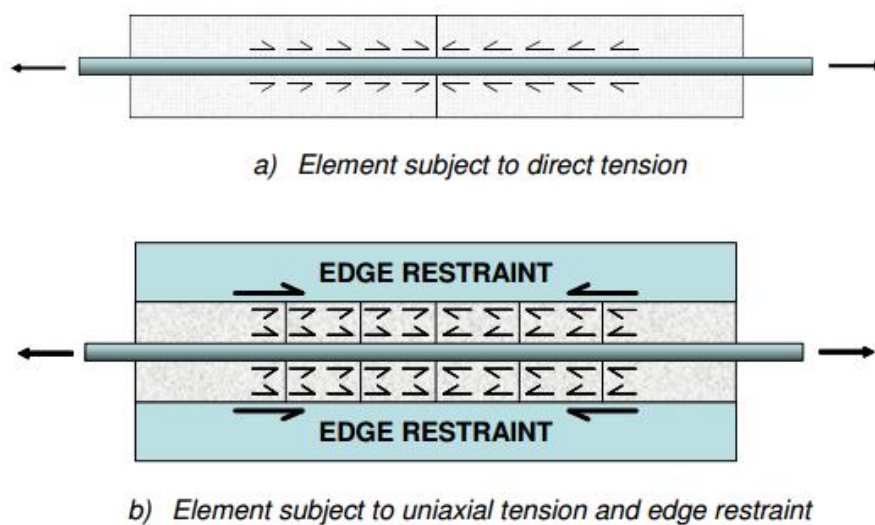
yläraja-arvon, joka useimmissa tapauksissa voi johtaa tarpeettoman suuriin raudoitusmääriin. [52]

4.5.2 Rakenneosa, jonka liike on rajoitettu pitkin yhtä sivua

ICE:n mukainen laskentatapa yhdeltä sivultaan kiinnitettyyn rakenteeseen perustuu samankaltaiseen periaatteeseen kuin päistään kiinnitetyn rakenneosan tapauksessa. Yhdeltä sivultaan kiinnitetyn ja päistään kiinnitetyn rakenteen laskentatavoissa on kolme eroavaisuutta:

- Yhdeltä sivulta kiinnitetyn rakenteen tapauksessa oletetaan, että osa rakenteen kuormasta siirtyy liikettä estävälle rakenteelle, jolloin teräsännitys pienenee
- Reunan kiinnitys rajoittaa rakenteen halkeaman leveyttä. Mitä suurempi kiinnitysaste on, niin sitä pienempi on vapautuva muodonmuutos ja vastaava halkeamaleveys.
- Uuteen halkeamaan voivat vaikuttaa jo olemassa olevat halkeamat, jolloin tämä vaikuttaa myös jännitysten pienemiseen halkeamien välillä.

Kuvan 53 perusteella voidaan todeta, että kohdan a tapauksessa, jossa rakenne ei ole reunaltaan kiinnitetty, niin rakenteeseen muodostuu yksi halkeama, kun elementin pituudeksi oletetaan halkeamavälin laskenta-arvo. Kohdan b tapauksessa on puolestaan sama elementti, mutta tässä tapauksessa se on kiinnitetty sivuiltaan. Tällaisessa tapauksessa voidaan olettaa, että yhden suuren halkeaman sijasta reunan kiinnitys aiheuttaa elementtiin suuremman määrän pienempiä halkeamia. Reunan kiinnitys vastaa toiminnaltaan periaatteessa rakenteen raudoitusta, joka ottaa vastaan osan kuormituksesta ja jakaa halkeamat suuremmalle alueelle. [52][56]



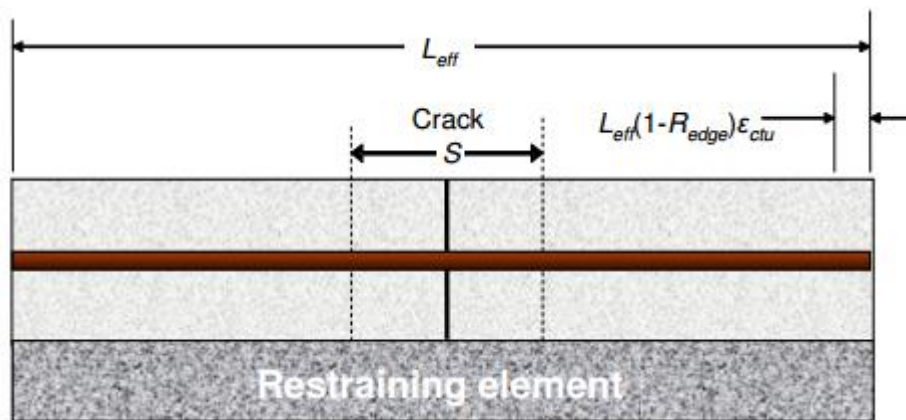
Kuva 53 Reunan kiinnityksen vaikutus halkeamien jakautumiseen ja halkeamaleveyteen. [52]

Eurokoodin tapauksessa, jossa suurempi kiinnitysaste aiheutti suuremman halkeamaleveyden, ICE:n laskentatavassa oletetaan, että suurempi kiinnitysaste estää halkeamaleveyden kasvamisen täyteen arvoonsa. Laskentatavassa oletetaan lisäksi, että suurempi kiinnitysaste kasvattaa rakenteen alttiutta halkeilulle ja kasvattaa yhteenlaskettua halkeamien leveyttä, mutta toisaalta yksittäisen halkeaman leveys jää pienemmäksi, kun kiinnitysaste kasvaa. [52]

Kun yhdeltä sivultaan liikerajoitettuun rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, niin seuraavien ehtojen tulee olla voimassa:

- Rakenteen halkeilleen osan ja halkeilemattoman osan sisäisten voimien tulee olla tasapainossa keskenään. Laskennassa tulee ottaa huomioon, että liikettä rajoittava rakenne ottaa vastaan osan kuormituksesta.
- Rakenteen halkeilleen osan ja halkeilemattoman osan venymien summan tulee olla yhtäsuuria kuin pakkovoiman aiheuttama vapaa muodonmuutos.

Rakenteeseen muodostuu ensimmäinen halkeama, kun betonin venymäkapasiteetti ϵ_{ctu} ylitetään. Mikäli rakenteen liikettä ei olisi estetty, niin rakenteen vapaa venymä olisi $L_{eff} \epsilon_{ctu}$. Koska rakenteen yksi reuna on kiinnitetty, niin rakenteen muodonmuutos on rajoitettu. Rakenteen estetty muodonmuutos on $L_{eff} R_{edge} \epsilon_{ctu}$ ja rakenteessa tapahtuva muodonmuutos vastaavasti $L_{eff} (1 - R_{edge}) \epsilon_{ctu}$ kuvan 54 mukaisesti. [52]



Kuva 54 Rakenne, jonka liike on rajoitettu yhdeltä sivulta. [52]

Kun rakenteeseen muodostuu halkeama, niin halkeaman ympäristöön pituudelle S muodostuu alue, jossa voima siirtyy teräkseltä betonille tartuntajännityksen avulla. Teräksen keskimääräinen venymä häiriöalueella S on ϵ_{smr} . Kun rakenteeseen muodostuu halkeama, niin rakenteen halkeilemattomassa osassa betonin venymä pienenee halkeaman muodostumisen johdosta. Halkeilemattomassa osassa vaikuttaa halkeaman muodostumisen jälkeen betonin jäännösvenymä ϵ_{ctr} . Venymien tasapaino voidaan esittää muodossa:

$$L_{eff} (1 - R_{edge}) \epsilon_{ctu} = (L_{eff} - S) (1 - R_{edge}) \epsilon_{ctr} + S \epsilon_{smr} \quad (4.59)$$

Rakenteen sisäisten voimien tulee olla tasapainossa halkeilleessa ja halkeilemattomassa tilassa. Yhdeltä sivultaan liikerajoitetussa rakenteessa osa halkeilemattoman tilan sisäisestä voimasta siirtyy liikettä rajoittavalle rakenteelle, kun rakenteeseen syntyy halkeama. Liikettä rajoittavalle rakenteelle siirtyvä voima voidaan olettaa olevan verrannollinen rakenteessa tapahtuvaan muodonmuutoksen eli arvoon $(1-R_{edge})$. Sisäisten voimien tasapaino ennen ja jälkeen halkeaman muodostumista voidaan esittää muodossa:

$$(1-R_{edge})\varepsilon_{ctr}(E_c k k_c A_c + E_s A_s) = \varepsilon_{smaxr} E_s A_s \quad (4.60)$$

joka voidaan edelleen johtaa muotoon:

$$(1-R_{edge})\varepsilon_{ctr} \left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) = \varepsilon_{smaxr} \quad (4.61)$$

$$\left(\frac{k k_c}{\alpha_e \rho} + 1 \right) = B \quad (4.62)$$

$$(1-R_{edge})\varepsilon_{ctr} B = \varepsilon_{smaxr} \quad (4.63)$$

Olettamalla, että tartuntajännitys muodostuu lineaarisesti häiriöalueella, teräksen keskimääräinen venymä häiriöalueella voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{\varepsilon_{smaxr} + \varepsilon_{ctr}}{2} = \frac{(1-R_{edge})\varepsilon_{ctr} B + \varepsilon_{ctr}}{2} = 0,5\varepsilon_{ctr} [(1-R_{edge})B + 1] \quad (4.64)$$

Sijoittamalla kaava 4.64 kaavaan 4.59:

$$(1-R_{edge})L_{eff}\varepsilon_{ctu} = \varepsilon_{ctr}(L_{eff} - S)(1-R_{edge}) + 0,5S\varepsilon_{ctr} [(1-R_{edge})B + 1] \quad (4.65)$$

Betonin jäännösvenymä voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{ctr} = \frac{(1-R_{edge})L_{eff}\varepsilon_{ctu}}{(L_{eff} - S)(1-R_{edge}) + 0,5S[(1-R_{edge})B + 1]} = \frac{L_{eff}\varepsilon_{ctu}}{L_{eff} - S \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1-R_{edge}} \right) \right]} \quad (4.66)$$

Kaavojen 4.64 ja 4.66 perusteella saadaan:

$$\frac{\varepsilon_{smr}}{0,5[(1-R_{edge})B + 1]} = \frac{L_{eff}\varepsilon_{ctu}}{L_{eff} - S \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1-R_{edge}} \right) \right]} \quad (4.67)$$

ja edelleen teräksen keskimääräinen venymä voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{0,5L_{eff}\varepsilon_{ctu} \left[(1-R_{edge})B+1 \right]}{L_{eff} - S \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1-R_{edge}} \right) \right]} \quad (4.68)$$

Kaavan 4.68 mukaan, kun kiinnitysaste on 0, niin kaava 4.68 palautuu takaisin päistään kiinnitetyn tapauksen mukaiseksi laskennaksi. Elementin teholliseen pituuteen L_{eff} vaikuttavat rakenteen luonnollinen halkeamaväli sekä kiinnitysasteen suuruus. Luonnollinen halkeamaväli on aiemmin mainitun mukaisesti noin 1-2 kertaa seinän korkeus. Eurokoodin suositusarvo on $1,3H$. Rakenteen tehollisen pituuden oletetaan olevan verrannollinen rakenteen korkeuteen ja rakenteen kiinnitysasteeseen seuraavasti:

$$L_{eff} = \frac{S_n}{R} = \frac{kH}{R} \quad , \text{ jossa } 1 < k < 2 \quad (4.69)$$

Teräksen keskimääräinen venymä voidaan nyt johtaa muotoon:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{0,5\varepsilon_{ctu} \left[(1-R_{edge})B+1 \right]}{1 - \frac{SR_{edge}}{kH} \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1-R_{edge}} \right) \right]} \quad (4.70)$$

Halkeaman synnyttyä teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{smr} - 0,5\varepsilon_{ctr} \quad (4.71)$$

sijoittamalla 4.64 kaavaan 4.71:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{smr} - 0,5 \frac{\varepsilon_{smr}}{0,5 \left[(1-R_{edge})B+1 \right]} = \varepsilon_{smr} \left[\frac{(1-R_{edge})B}{(1-R_{edge})B+1} \right] \quad (4.72)$$

Yhdistämällä kaavat 4.70 ja 4.72:

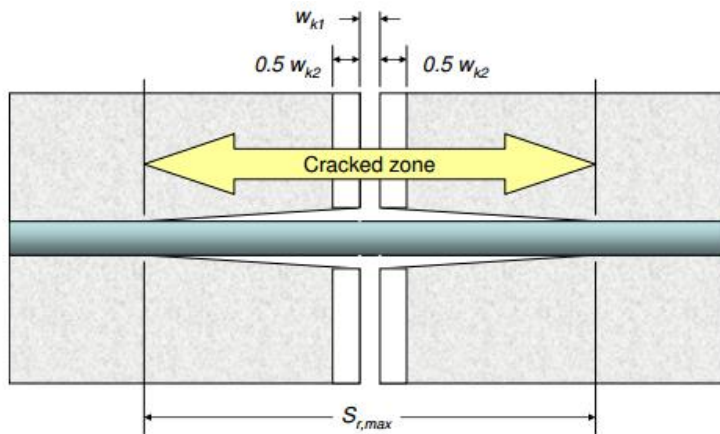
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,5\varepsilon_{ctu} \left[(1-R_{edge})B+1 \right]}{1 - \frac{SR_{edge}}{kH} \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1-R_{edge}} \right) \right]} \left[\frac{(1-R_{edge})B}{(1-R_{edge})B+1} \right] \quad (4.73)$$

ja edelleen:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{0,5\varepsilon_{ctu} (1 - R_{edge}) B}{1 - \frac{SR_{edge}}{kH} \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} \quad (4.74)$$

4.5.3 Vaiheen 2 halkeilu

Kun rakenteeseen on muodostunut halkeama vaiheen 1 mukaisesti, joka esitettiin edellä, niin halkeamaleveys jatkaa kasvamistaan vielä tämän jälkeen, koska betoni jatkaa kutistumistaan. Rakenteen haljenneella alueella teräsjännitys jatkaa kasvamistaan betonin kutistumisen johdosta. Laskennassa oletetaan, että kutistumamuodonmuutos keskittyy halkeaman alueella siten, että rakenteeseen ei synny muodonmuutoksia halkeamien välillä. Vaiheen 1 halkeamaleveyden oletetaan jatkavan kasvamistaan, koska betoni oletetaan kutistuvan rakenteen haljenneella alueella suhteessa teräksiin kuvan 55 mukaisesti. [52]



Kuva 55 Vaiheen 2 halkeilu. [52]

Ensimmäisen vaiheen halkeilu johtui betonin venymäkapasiteetin ε_{ctu} ylittymisestä. Kun otetaan huomioon rakenteen reunan kiinnitysaste R_{edge} ja viruman jännityksiä pienentävä vaikutus kertoimella K_1 , joka on esitelty jo aiemmin tässä työssä, niin vaiheen 1 halkeilun aiheuttavan muodonmuutoksen suuruus voidaan esittää muodossa:

$$\frac{\varepsilon_{ctu}}{R_{edge} K_1} \quad (4.75)$$

Vaiheessa 2 halkeamaleveyden kasvun aiheuttava jäljelle jäänyt muodonmuutos voidaan esittää muodossa:

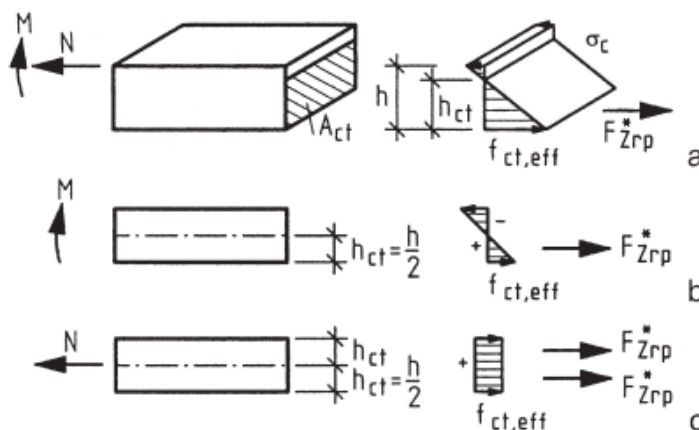
$$\varepsilon_{res} = \varepsilon_{free} - \frac{\varepsilon_{ctu}}{R_{edge} K_1} \quad (4.76)$$

Rakenteen halkeilleessa osassa muodonmuutos on osittain estetty rakenteen sivun kiinnityksen johdosta. Rakenteen kiinnitysastetta halkeilleella alueella voidaan arvioida, jos oletetaan, että kiinnitysaste on nolla halkeaman kohdalla ja jatkaa kasvamistaan lineaarisesti täyteen arvoonsa lähestyessä rakenteen halkeilematonta osaa. Halkeilleen osan keskimääräinen kiinnitysaste on siten puolet vaiheen 1 kiinnitysasteesta, eli $0,5R_{edge}$. Halkeilleen osan halkeamaleveyden kasvu w_{k2} on siten verrannollinen arvoon $1-0,5R_{edge}$. Vaiheen 2 halkeamaleveyden kasvu voidaan esittää muodossa:

$$w_{k2} = S_{r,max} (1 - 0,5R_{edge}) K_1 \left(\varepsilon_{free} - \frac{\varepsilon_{ctu}}{R_{edge} K_1} \right) \quad (4.77)$$

4.6 Yksinkertaistettu raudoitus pakkovoiman alaisille rakenteille

Kun rakenteen halkeamaleveyttä halutaan hallita liittyen pakkovoimien aiheuttamiin rasituksiin, niin rakenteen raudoitusmäärä voidaan määrittää esimerkiksi siten, että halkeamaleveyden laskemisen sijasta halkeamaleveyden laskentakaava käännetään muotoon, josta saadaan vaadittu raudoitusmäärä tietylle halkeamaleveyden arvolle. Edellä laskettu raudoitusmäärä vastaa tällöin rakenteen raudoitusmäärän yläraja-arvoa, koska rakenne on tällöin raudoitettu betonin maksimivetokapasiteetille. Huomioitavaa on, että laskennan yksinkertaisuudesta huolimatta, rakenteen raudoitusmäärä saattaa tällaisessa tapauksessa olla usein tarpeettoman suuri. Lähteessä 50 on esitetty Gebhardin laskentatapa, jossa aiemmin esitelty DIN 1045-1:n mukainen halkeamaleveyden laskentatapa on muutettu vastaamaan tätä raudoitusmäärän yläraja-arvoa. Kuvassa 56 on esitetty pakkovoiman alaisen rakenteen primäärihalkeamia aiheuttavat voimat ja jännitys jakaumat. Kuvan kohta a tarkoittaa tapausta, jossa pakkovoima aiheuttaa rakenteelle sekä taivutus-, että vetorasituksia. Kuvan kohta b tarkoittaa tapausta, jossa pakkovoima aiheuttaa rakenteeseen pelkkää taivutusta ja kohta c tapausta, jossa pakkovoima aiheuttaa rakenteeseen pelkkää vetorasitusta.



Kuva 56 Primäärihalkeamia aiheuttavat voimat ja poikkileikkauksen vedetty alue. [50]

Gebhardin laskentatapa olettaa, että rakenteeseen muodostuu pakkovoimien johdosta primäärihalkeamia, jolloin betonin tehollisena vetopinta-alana käytetään koko poikkileikkauksen vedettyä osaa. Primäärihalkeamien muodostuessa rakenteessa tulee olla riittävä määrä raudoitusta rakenteen vedetyllä alueella, jotta halkeaman muodostuessa koko betonin vetoalueen vetovoima voi siirtyä betoniteräksille. Poikkileikkauksen raudoitusmäärää voidaan arvioida samalla tavoin kuin EC2-1:n mukaisessa minimiraudoituksen laskennassa, joka on esitetty tämän työn kappaleessa 3.3. Pakkovoiman aiheuttama vetovoima betonin vedetyssä osassa voidaan esittää muodossa:

$$F_{Zrp} = k_c k A_{ct} f_{ct,eff} \quad (4.78)$$

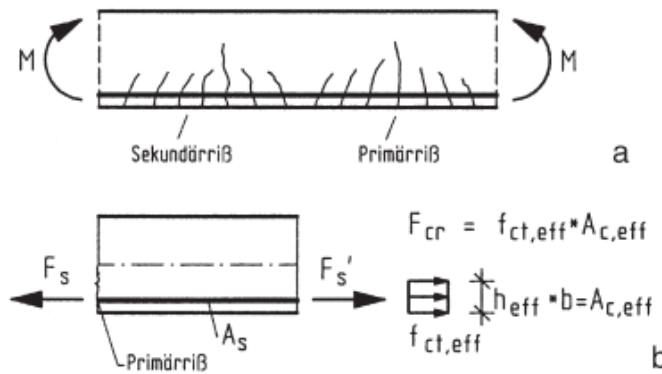
Kertoimen k_c avulla otetaan huomioon poikkileikkauksen jännitys jakauma samantyyppisesti kuin EC2-1:n mukaisessa laskennassa. Kun pakkovoima aiheuttaa rakenteeseen taivutusta, niin kertoimelle k_c käytetään arvoa 0,4 ja kun pakkovoima aiheuttaa poikkileikkaukseen tasaisen jännitystilän, niin kertoimelle käytetään arvoa 1,0. [50]

Kerroin k ottaa huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutuksen, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät. Kertoimelle käytetään arvoa 0,8 poikkileikkauksissa, joiden $h < 300$ mm. Kertoimelle käytetään arvoa 0,5 poikkileikkauksissa, joiden $h \geq 800$. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Kun rakenteeseen aiheutuu vetojännityksiä estetystä muodonmuutoksesta, niin kertoimelle voidaan käyttää yksinkertaistuksena arvoa 1,0.

Halkeaman avauduttua koko vedetyn betoniosan voima siirtyy betoniteräksille, jolloin teräksissä vaikuttavaksi voimaksi voidaan esittää:

$$F_s = F_{Zrp} \quad (4.79)$$

Pakkovoimien aiheuttamien primäärihalkeamien välille pystyy muodostumaan sekundäärihalkeamajakauma, mikäli primäärihalkeamien halkeamaväli on suurempi kuin stabiloituneen halkeamakuvion mukainen halkeamaväli. Sekundäärihalkeamien muodostumisen periaate on samankaltainen kuin tämän työn kappaleessa 3.2 esitetty paksun poikkileikkauksen mukainen halkeilutapa. Kun rakenteen pakkovoimat ovat aiheuttaneet rakenteeseen primäärihalkeamajakauman, niin ulkoinen kuorma voi aiheuttaa rakenteen primäärihalkeamien välille sekundäärihalkeamajakauman kuvan 57 mukaisesti. Kuvan 57 kohdassa a on esitetty poikkileikkauksen stabiloituneen halkeamakuvion periaate, kun pakkovoimien aiheuttamien primäärihalkeamien välille on muodostunut sekundäärihalkeamajakauma. Sekundäärihalkeamien muodostumiseksi rakenteen pinnan tehollisessa vetoalueessa tulee vaikuttaa voima, jonka suuruus on betonin tehollisen vetoalueen vetokapasiteetin suuruinen. Rakenteen pinnan tehollisen vetoalueen korkeus voidaan määrittää samalla tavoin kuin EC2-1:n mukaisessa laskennassa.



Kuva 57 Rakenteen halkeamakuvio ja sekundärihalkeamia aiheuttavat voimat. [50]

Sekundärihalkeaman muodostumiseksi betonin tehollisen vetoalueen voimaksi voidaan määrittää:

$$F_{cr} = f_{ct,eff} A_{c,eff} \quad (4.80)$$

Gebhardin laskentatavassa erotetaan toisistaan kaksi erilaista tapausta. Toisessa tapauksessa halkeamakuvio on stabiloitunut, jolloin rakenteeseen ei voi muodostua enää uusia halkeamia. Toisessa tapauksessa halkeamakuvio on vielä halkeamien muodostumistilassa, jolloin primärihalkeamien välille voi muodostua sekundärihalkeamia. Jos pakkovoimien aiheuttama raudoituksen voima $F_s = F_{Zrp}$ on suurempi tai yhtäsuuri kuin rakenteen tehollisen vetoalueen voima F_{cr} , niin rakenteen halkeamakuvio on stabiloitunut. Jos tehollisen vetoalueen vetokapasiteetti F_{cr} puolestaan on suurempi kuin raudoituksen voima F_s , niin rakenteeseen voi vielä muodostua uusia halkeamia. Standardissa DIN 1045-1 halkeamavälin lauseke on esitetty muodossa:

$$s_{r,max} = \frac{\phi}{3,6\rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s\phi}{3,6f_{ct,eff}} \quad (4.81)$$

Kaavan 4.81 vasen puoli tarkoittaa stabiloituneen halkeamakuvion mukaista halkeamaväliä ja oikea puoli tilannetta yksittäisen halkeaman muodostumisen hetkellä. Keskimääräisten venymien erotus on puolestaan esitetty standardissa DIN 1045-1 muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.82)$$

Kaavan 4.82 vasen puoli tarkoittaa tilannetta, jossa halkeamakuvio on stabiloitunut ja oikea puoli tilannetta yksittäisen halkeaman muodostumisen hetkellä.

Sijoittamalla kaavojen 4.81 ja 4.82 vasemmalle puolelle lausekkeet:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (4.83)$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (4.84)$$

voidaan keskimääräisten venymien erotuksen kaava johtaa muotoon:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{F_s - 0,4F_{cr}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s A_s} \quad (4.85)$$

ja halkeamavälin kaava muotoon:

$$s_{r,max} = \frac{\phi}{3,6\rho_{p,eff}} = \frac{\phi A_{c,eff}}{3,6A_s} \quad (4.86)$$

Halkeamaleveyden kaava voidaan nyt johtaa muotoon:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\phi A_{c,eff}}{3,6A_s} \frac{F_s - 0,4F_{cr}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s A_s} \quad (4.87)$$

Olettamalla lisäksi, että:

$$F_s = F_{Zrp} \quad (4.88)$$

$$(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) = 1 \quad (4.89)$$

Voidaan rakenteen vaadittu rauditusmäärä stabiloituneelle halkeamakuviolle esittää muodossa:

$$A_s = \sqrt{\frac{\phi A_{c,eff}}{3,6w_k E_s} (F_{Zrp} - 0,4F_{cr})} \quad , \text{ kun } F_{Zrp} \geq F_{cr} \quad (4.90)$$

Jos halutaan tarkastella tilannetta yksittäisen halkeaman muodostumishetkellä, niin keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{F_s}{E_s A_s} \quad (4.91)$$

ja halkeamavälin kaava muodossa:

$$s_{r,max} = \frac{\sigma_s \phi}{3,6f_{ct,eff}} = \frac{F_s \phi}{3,6f_{ct,eff} A_s} \quad (4.92)$$

Halkeamaleveyden kaava voidaan nyt johtaa muotoon:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{F_s \phi}{3,6 f_{ct,eff} A_s} 0,6 \frac{F_s}{E_s A_s} \quad (4.93)$$

Rakenteen vaadittu raudoitusmäärä halkeamien muodostumistilassa voidaan nyt esittää muodossa:

$$A_s = \sqrt{\frac{0,6 \phi F_{Zrp}^2}{3,6 w_k E_s f_{ct,eff}}} \quad , \text{ kun } F_{cr} > F_{Zrp} \quad (4.94)$$

Kaavoista 4.90 ja 4.94 voidaan huomata, että ne vastaavat suoraan standardin DIN 1045-1 mukaisia halkeamaleveyden kaavoja, jotka on vain käännetty siten, että niiden avulla on esitetty rakenteen raudoitusmäärä.

Raudoituksen jännitys voidaan tällaisessa tapauksessa laskea suoraan kaavasta:

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (4.95)$$

Laskentatavassa on erityisesti huomioitava, että standardin DIN 1045-1 mukainen halkeamaleveys tarkoittaa halkeamaleveyttä raudoituksen pinnassa toisin kuin EC2-1:n mukainen laskentatapa, jossa halkeamaleveydellä tarkoitetaan halkeamaleveyttä rakenteen pinnassa. Laskennassa eroavaisuus ilmenee halkeamavälin laskennassa. Kaavoissa 4.90 ja 4.94 DIN 1045-1:n mukainen halkeamaväli on sisällytetty laskentakaavoihin, joten niitä ei voi suoraan soveltaa Eurokoodin mukaiseen laskentaan. Kun tarkastellaan vetotilannetta ja oletetaan tartuntaolosuhteet hyväiksi, niin standardien mukaiset halkeamavälit stabiloituneelle halkeamakuviolle voidaan esittää seuraavasti:

$$s_{r,\max,DIN1045} = \frac{\phi}{3,6 \rho_{p,eff}} = 0,28 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (4.96)$$

$$s_{r,\max,EC2-1} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4c + 0,425 * \frac{0,8*1*\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4c + 0,34 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (4.97)$$

Pelkästään EC2-1:n mukaisen laskentakaavan viimeinen termi on noin 20 %:a suurempi kuin DIN 1045-1:n mukainen halkeamavälin arvo. Kun EC2-1:n mukaiseen halkeamavälin laskentakaavaan sijoitetaan tavallinen betonipeitteen arvo 20-50 mm:ä, niin laskennallinen halkeamaväli on noin 1,5-kertainen verrattuna DIN 1045-1:n mukaiseen laskentaan.

Mikäli rakenteen halkeamaleveys halutaan laskea kahdessa vaiheessa siten, että ensin lasketaan rakenteen raudoitusmäärä varhaisvaiheen pakkovoimille ja tämän jälkeen ra-

kenteen halkeamaleveys myöhäisemmässä vaiheessa esimerkiksi ulkoisen kuormituksen johdosta, niin tulee huomioida, että myös jälkimmäisen vaiheen halkeamaleveys tulee laskea käyttäen DIN 1045-1:n mukaista halkeamaleveyden laskentakaavaa, koska standardien DIN 1045-1 ja EC2-1 mukaiset laskentatavat eroavat toisistaan, eikä niitä tule käyttää ristiin.

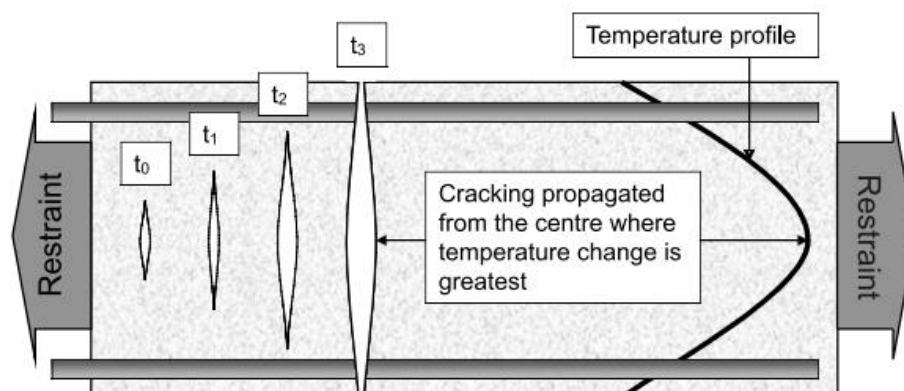
4.6.1 Eurokoodin mukainen laskentatapa

CIRIA:n ohjeistuksessa on esitetty minimirauδοitus poikkileikkaukselle, jonka pääasiallinen kuormitus johtuu pakkovoimista. Pakkovoimat huomioidaan muuttamalla EC2-1:n mukaista minimirauδοitusala kertomien k ja k_c avulla taulukon 20 mukaisesti riippuen siitä, että onko kyseessä sisäinen vai ulkoinen pakkovoima. [42]

Taulukko 20 Minimirauδοituksen kertoimet pakkovoimista johtuvalle kuormitukselle. [42]

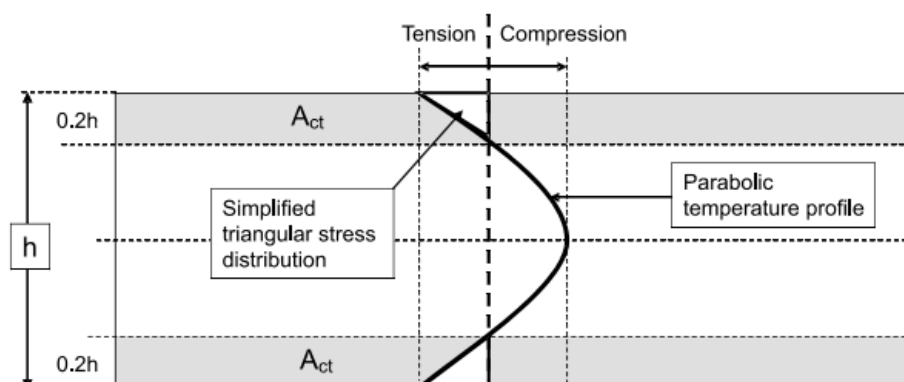
Parameter		External restraint dominant	Internal restraint dominant
Coefficient	k_c	1.0 for direct tension	0.5
Coefficient	k	= 1.0 for $h < 300\text{mm}$ = 0.75 for $h > 800\text{mm}$ intermediate values are interpolated	1.0
Surface zone representing the area of concrete in tension (section thickness = h).		Full section thickness ($0.5h$)	20% of section thickness ($0.2h$)

Kertoimelle k käytetään suurempaa arvoa kuin EC2-1 mukainen suositusarvo, koska testitulosten perusteella on todettu, että Eurokoodin oletus halkeamien syntymiselle rakenteen pintaosiin ei päde paksuille poikkileikkauksille, joiden muodonmuutos on estetty ulkoisesti. Tällaisissa tapauksissa on todettu halkeilun alkavan rakenteen sisältä, jossa lämpötilan nousu ja lasku on suurinta kuvan 58 mukaisesti.



Kuva 58 Halkeaman muodostuminen paksuun poikkileikkaukseen jäähtymisen aikana, kun rakenteen muodonmuutos on estetty. [42]

Kun sisäisestä lämpötilagradientista johtuva estetty muodonmuutos on määräävä, niin poikkileikkauksen jännitys jakauman voidaan olettaa olevan samanmuotoinen kuin poikkileikkauksen lämpötilaprofiili kuvan 59 mukaisesti.



Kuva 59 Lämpötilaprofiilin mukainen yksinkertaistettu poikkileikkauksen jännitysja-kauma. [42]

Kuvan 59 mukaisessa tilanteessa oletetaan, että koko rakenteen vetovoima siirtyy betoniraudoitukselle rakenteen haljettua. Jännitysja-kauma rakenteen pinnalla on lähes kolmion muotoinen, jonka vuoksi kertoimelle k_c , joka otti huomioon rakenteen jännitysja-kauman, voidaan käyttää arvoa 0,5. Kertoimelle k voidaan käyttää varmalla puolella olevaa arvoa 1, koska tässä tapauksessa kertoimella k_c otetaan jo huomioon toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus. Rakenteen vedettyjen pintojen korkeudeksi voidaan olettaa varovaisella puolella olevaksi arvioksi $0,2h$. Edellä esitetystä tavasta saadaan minimirauditusmäärä pakkovoiman alaisille rakenteille EC2-1:n mukaisesti. [42]

Standardissa EC2-1 on lisäksi annettu erikseen minimirauditusvaatimus seinien vaaka-raudoitukselle. Seinän kummassakin pinnassa käytetään vaakaraudoitusta, jonka määräksi valitaan $A_{s,min}$. Minimiraudituksen suositusarvo on 25 %:a seinän pystyraudoituksesta tai $0,001A_c$ sen mukaan kumpi arvo on suurempi.

Jos rakenne halutaan raudittaa siten, että se on raudoitettu koko rakenteen vetokapasiteetille, niin laskenta voidaan tehdä samoilla periaatteilla kuin edellä esitetty DIN-1045-1:n mukainen laskenta, käyttäen EC2-1:n halkeamaleveyden kaavoja. Yksittäisen halkeaman muodostumishetkellä keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää samoin kuin DIN 1045-1:n mukaisessa laskennassa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{F_s}{E_s A_s} \quad (4.98)$$

Halkeamavälille on annettu standardissa EC2-1 laskentakaava pelkästään stabiloituneelle halkeamakuviolle. Yksittäisen halkeaman muodostumisen hetkellä EC2-1:n mukaista halkeamavälin kaavaa voidaan muokata muotoon:

$$s_{r,\max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi\sigma_s}{f_{ct,\text{eff}}} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi F_s}{f_{ct,\text{eff}} A_s} \quad (4.99)$$

Halkeamavälin laskennassa on tehty sama oletus kuin DIN 1045-1:n mukaisessa laskentatavassa:

$$\rho_{p,\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = \frac{F_s f_{ct,\text{eff}}}{F_c \sigma_s} = \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\sigma_s} \quad (4.100)$$

Rakenteen halkeamaleveys yksittäisen halkeaman muodostumisen hetkellä voidaan nyt esittää muodossa:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \left(3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi F_s}{f_{ct,\text{eff}} A_s} \right) 0,6 \frac{F_s}{E_s A_s} \quad (4.101)$$

Merkitsemällä $F_s = F_{Zrp}$ voidaan kaava 4.101 johtaa muotoon:

$$E_s w_k A_s^2 - 2,04 F_{Zrp} c A_s - \frac{0,255 k_1 k_2 \phi F_{Zrp}^2}{f_{ct,\text{eff}}} = 0 \quad (4.102)$$

$$a_1 = E_s w_k \quad (4.103)$$

$$b_1 = -2,04 F_{Zrp} c \quad (4.104)$$

$$c_1 = -\frac{0,255 k_1 k_2 \phi F_{Zrp}^2}{f_{ct,\text{eff}}} \quad (4.105)$$

Rakenteen vaadittu rauditusmäärä yksittäisen halkeaman muodostumishetkellä voidaan esittää seuraavasti:

$$A_s = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4a_1c_1}}{2a_1} \quad , \text{ kun } F_{cr} > F_{Zrp} \quad (4.106)$$

Kun tarkastellaan stabiloitunutta halkeamakuvia, niin keskimääräisten venymien erotus voidaan esittää muodossa:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \quad (4.107)$$

ja halkeamaväli muodossa:

$$s_{r,\max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (4.108)$$

Kun jälleen merkitään:

$$\rho_{p,\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} \quad (4.109)$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (4.110)$$

Voidaan halkeamaleveyden kaava johtaa muotoon:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \left(3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi A_{c,\text{eff}}}{A_s} \right) \frac{F_s - k_t F_{cr} (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})}{E_s A_s} \quad (4.111)$$

Olettamalla jälleen, että:

$$F_s = F_{Zrp} \quad (4.112)$$

$$(1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}}) = 1 \quad (4.113)$$

Voidaan rakenteen halkeamaleveys stabiloituneelle halkeamakuviolle esittää muodossa:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \left(3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\phi A_{c,\text{eff}}}{A_s} \right) \frac{F_{Zrp} - k_t F_{cr}}{E_s A_s} \quad (4.114)$$

Rakenteen vaadittu rauditusmäärä stabiloituneelle halkeamakuviolle voidaan johtaa kaavasta 4.114 seuraavasti:

$$E_s w_k A_s^2 - 3,4c (F_{Zrp} - k_t F_{cr}) A_s - 0,425k_1k_2 \phi A_{c,\text{eff}} (F_{Zrp} - k_t F_{cr}) = 0 \quad (4.115)$$

$$a_2 = E_s w_k \quad (4.116)$$

$$b_2 = -3,4c (F_{Zrp} - k_t F_{cr}) \quad (4.117)$$

$$c_2 = -0,425k_1k_2 \phi A_{c,\text{eff}} (F_{Zrp} - k_t F_{cr}) \quad (4.118)$$

$$A_s = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4a_2c_2}}{2a_2} \quad , \text{ kun } F_{Zrp} \geq F_{cr} \quad (4.119)$$

Edellä esitetyissä laskentakaavoissa on käytetty samoja termejä ja oletuksia kuin aikaisemmin esitetyssä DIN 1045-1:sta johdetussa laskentatavassa siten, että käytetään standardin EC2-1 mukaisia arvoja. Termit k , k_c ja termin F_{Zrp} laskennassa käytettävä veto-
vyöhykkeen korkeus saadaan pakkovoiman alaisille rakenteille taulukosta 20.

Edellä esitettyä laskentatapaa voidaan hyödyntää rakenteille, joissa rakenne on päistään kiinnitetty. Tapauksessa, jossa rakenne on yhdeltä reunaltaan kiinnitetty, rakenteen raudoitumäärän laskennassa voidaan hyödyntää reunan kiinnityksestä johtuvan pakkovoimakertoimen raudoitumäärää pienentävää vaikutusta. Standardin EC2-3 mukaisen laskentatavan mukainen raudoitusmäärä voidaan esittää seuraavasti:

$$A_{s,vaadittu} = R_{ax} A_s \quad (4.120)$$

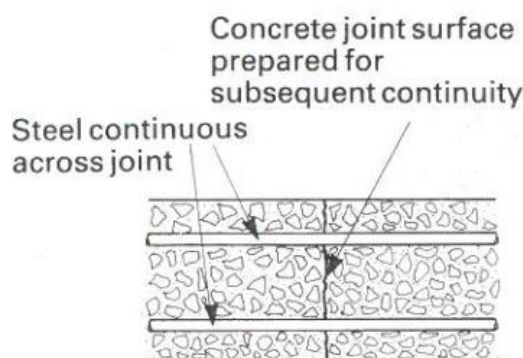
EC2-3:n mukaisesta laskentatavasta johdetun ICE:n mukaisen laskentatavan mukainen raudoitusmäärä voidaan puolestaan esittää muodossa:

$$A_{s,vaadittu} = (1 - R_{edge}) A_s \quad (4.121)$$

5. BETONIRAKENTEEN YKSITYISKOHTIA

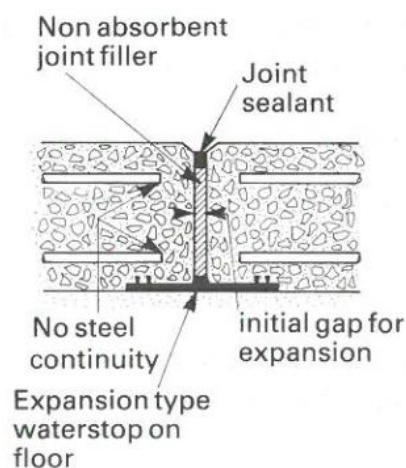
5.1 Betonirakenteiden saumat

Betonirakenteiden saumat voidaan yleisesti jakaa joko työsaumoihin tai liikuntasaumoihin. Työsaumojen ja liikuntasaumojen lisäksi rakenteissa käytetään yleisesti myös niin kutsuttuja kutistumissaumojia. Työsaumat ovat betonirakenteen epäjatkuvuuskohtia, joiden kohdalla rakenteen valu keskeytetään ja jota jatketaan myöhemmin. Työsaumojen kohdalla betonirakenteessa ei sallita eriaikaan valettujen rakenteiden liikettä ja työsaumojen kohdalla tulisikin varmistua, että uuden ja vanhan betonin välinen sauma vastaisi ominaisuuksiltaan riittävän hyvin yhtenäistä jatkuvaa betonivalua. Työsaumoissa rauditus pyritään usein jatkamaan rakenteen eri osien yli kokonaan tai osittain. [2][48]



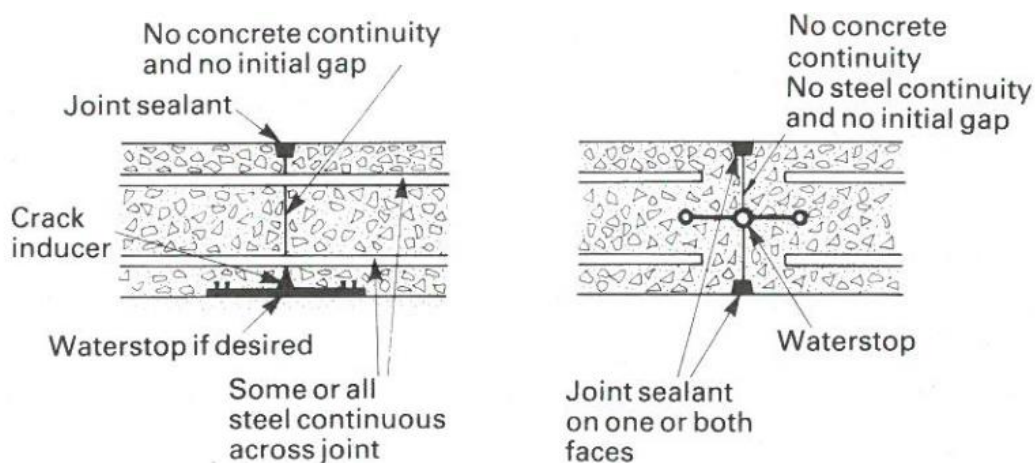
Kuva 60 Betonirakenteen työsauma. [28]

Liikuntasaumot ovat rakenteeseen tarkoituksella suunniteltuja saumojia, joiden kohdalla eri aikaan valettujen betoniosien välillä voi tapahtua liikettä. Erityisesti vesitiiveissä rakenteissa tulee huolehtia siitä, että rakenteen liikuntasaumot ja niiden sallitut liikevarat ovat sellaisia, että rakenteelta vaadittu vesitiiveys säilyy. Betonirakenteen liikuntasaumot voidaan jakaa kokonaan liikkeen salliviin liikuntasaumoihin ja kutistumissaumoihin. Kuvassa 61 on esitetty periaate kokonaan liikkeen sallivasta liikuntasaumasta, jossa betonivalu ja rauditus on katkaistu sauman kohdalla kokonaan ja lisäksi rakenteiden laajeneminen on mahdollista, kun rakenteiden välissä on riittävän kokoinen rako. [2][48]



Kuva 61 Laajenemisen salliva liikuntasauva. [48]

Kuvassa 62 on esitetty periaatteet betonirakenteen kutistumissaumalle. Kutistumissauman kohdalla eri aikaan valettujen rakenteiden välillä ei ole erillistä rakoja, mutta betonin jatkuvuus on katkaistu, jonka johdosta saumassa pääsee tapahtumaan kutistumismuodonmuutoksia. Kun eri puolilla olevat betonivalut kutistuvat, niin rakenteiden väliin voi muodostua rako, joka sallii joissain määrin myös betoniosien myöhemmän laajenemisen. Kutistumissaumat voidaan jakaa osittaisiin ja täydellisiin kutistumissaumoihin. Kuvan 62 vasemman puoleinen saumatyyppi on osittainen kutistumissauma, jonka kohdalla betonin rauditus jatkuu sauman yli joko kokonaan tai osittain. Kuvan 62 oikean puoleinen saumatyyppi esittää täydellistä kutistumissaumaa, jossa myös rauditus on katkaistu sauman kohdalla kokonaan. Kun sauman yli menee enemmän kuin puolet seinän raudoituksesta, niin saumaa tulisi kutsua työsaumaksi kutistumissauman sijaan. [48]



Kuva 62 Osittainen ja täydellinen kutistumissauma. [48]

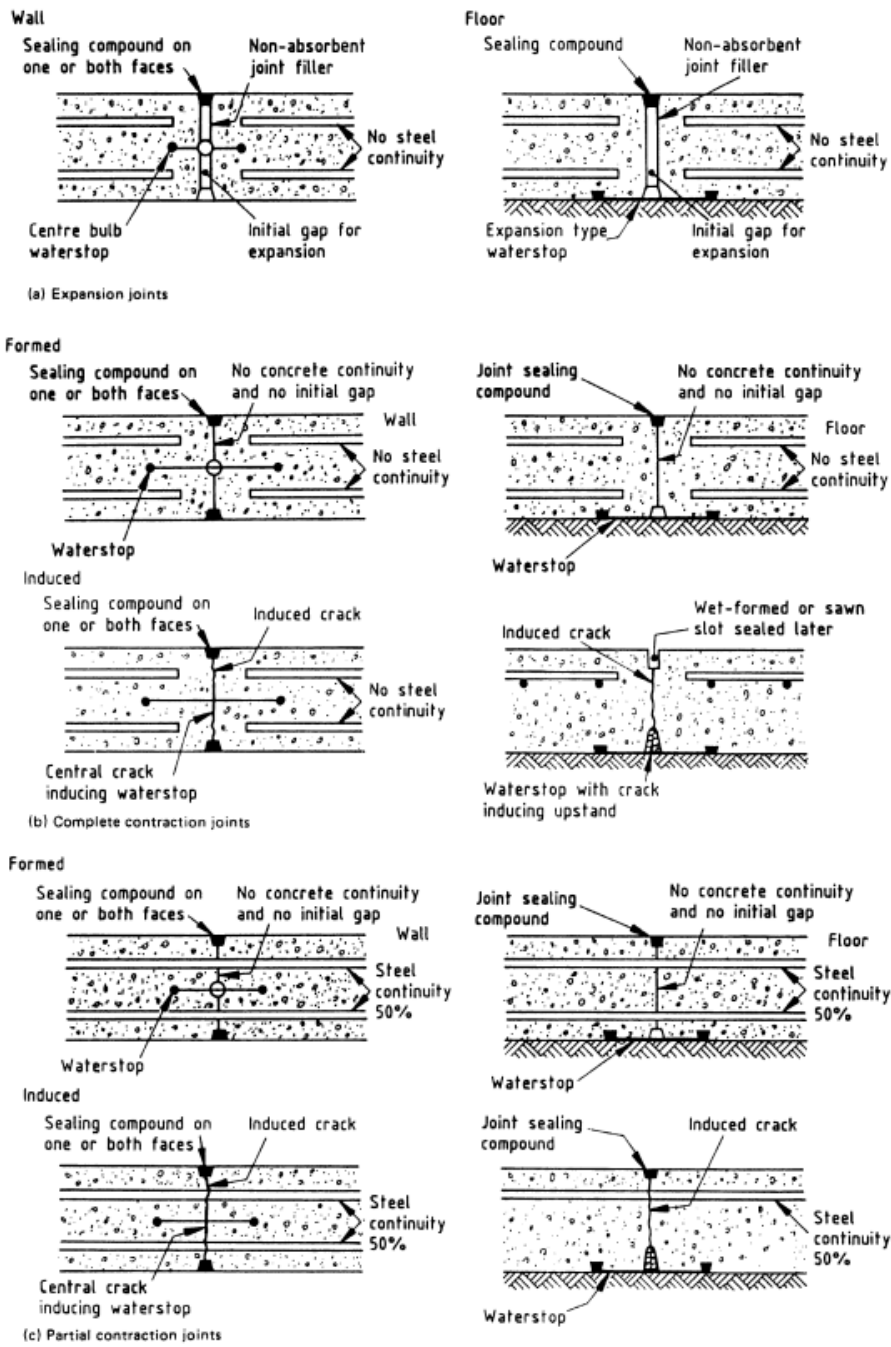
Kutistumissauma voidaan tehdä myös siten, että betonivalu jatkuu kokonaisuena sauman yli ja rauditus joko kokonaan tai osittain. Sauman kohdalla betonirakenteen poikkeileikkaus on muuta rakennetta ohuempi, jolloin rakenteeseen muodostuva halkeama pyritään ohjaamaan tähän kohtaan rakennetta. [48]

Liikuntasauma voi olla sellainen, että se sallii sauman tason suuntaisen liikkeen. Tällaisessa saumatyypissä sauman yli ei mene mitään raudoitusta. Liikuntasauma voi lisäksi olla esimerkiksi sellainen, että se sallii rakenteen liukumisen suurella pinta-alalla. Tällaista liukumisen sallivaa saumaa käytetään esimerkiksi maanvaraisen laatan ja alapuolisen tasauserroksen välillä. [48]

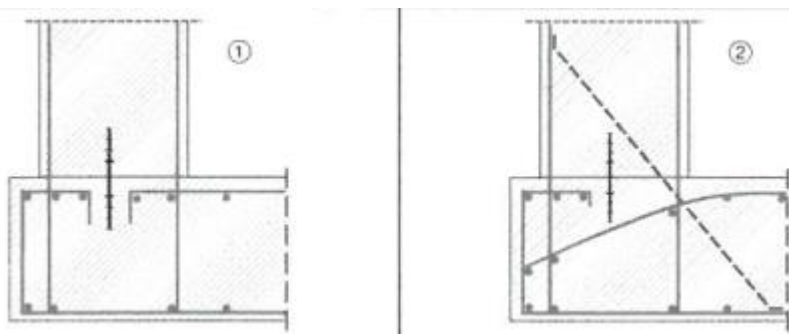
Kuvassa 63 on esitetty erilaisia vesitiiveiden rakenteiden liikunta- ja kutistumissaumojen periaatteita seinä- ja laattarakenteille. Kuvan 63 vasemman sarakkeen kuvat koskevat seinärakenteita ja oikean sarakkeen kuvat laattarakenteita. Kuvista voidaan huomata, että rakenteiden kutistumissaumat voidaan tehdä siten, että betonivalu on katkaistu tarkoituksella jo rakennusvaiheessa, jolloin kutistumismuodonmuutokset pyritään keskittämään sauman kohdalle. Kutistumissauma voidaan suunnitella myös niin, että seinä- tai laattarakenteen poikkileikkauksen paksuutta pienennetään tarkoituksella siten, että yhtenäisen betonivalun kutistumisesta aiheutuva muodonmuutos keskittyy pienennetyn poikkileikkauksen kohdalle, jolloin kutistumisesta aiheutuva halkeama ohjataan tähän kohtaan. Vesitiiveiden rakenteiden työ-, liikunta- ja kutistumissaumoissa tulee lisäksi käyttää saumatiivistettä, jotta saumasta saadaan vesitiivis. Saumatiivisteinä voidaan käyttää erilaisia muovi- tai kuminauhoja, sekä metallilevyjä. Liikuntasaumoissa käytetään lisäksi saumaraon täytteenä materiaalina, joka sallii sauman puristumisen kasaan ilman, että sauman yli siirtyy merkittävää kuormitusta. Täyteaineen tulee lisäksi olla niin elastista, että sauman avautuessa kutistumisen seurauksena, sauma pysyy tiiviinä. [3][48]

Liikunta- ja kutistumissaumoissa käytetään lisäksi saumamassaa, joka estää kosteuden pääsyn saumaan. Saumamassan tulee olla tarpeeksi elastista, jotta sauma pysyy tiiviinä, kun saumassa tapahtuu liikettä. [3][48]

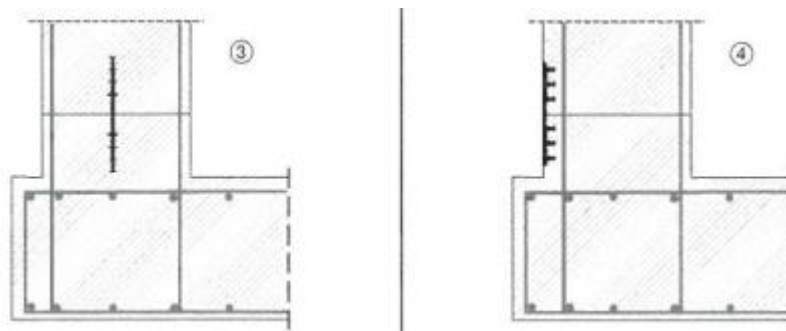
Kuvissa 64-67 on esitetty erilaisia työsauman tiivistystapoja, kun esimerkiksi seinän ja nauha-anturan tai pohjalaatan välinen työsauma halutaan vesitiiviiksi. Työsauman tiivistysvaihtoehtoja ovat työsaumanauha, työsaumapelti tai erillinen injektointiletku. Työsaumanauhat voidaan sijoittaa rakenteen sisään tai rakenteen ulkopuolelle. Erityisesti tapauksessa, jossa työsaumanauha sijoitetaan rakenteen pintaan, työsaumanauhan paikallaan pysyvyys tulee varmistaa myös valun jälkeisessä tilanteessa. Ulkopuolinen työsaumanauha tulee sijoittaa vesitiiviissä rakenteessa sille puolelle rakennetta, johon vedenpaine vaikuttaa, jolloin saumanauha painautuu tiukasti kiinni rakenteeseen, eikä vesi pääse tunkeutumaan betonirakenteen sisään. Sauman vesitiiveys voidaan toteuttaa myös kuvan 67 mukaisella paisuvalla työsaumanauhalla tai vaihtoehtoisesti ulkopuolisella vedeneristyksellä. Työsauma voidaan sijoittaa joko suoraan anturan tai laatan yläpintaan tai vaihtoehtoisesti anturan tai laatan päälle voidaan tehdä erillinen pykällys, johon työsaumanauha sijoitetaan. Erillisen pykällyksen etuna on se, että anturan tai laatan raudoitusta ei tarvitse katkaista työsauman kohdalla, mutta toisaalta rakenne on työlämpi toteuttaa. Erilaisia työsaumojen tiivistysratkaisuja eri tarkoituksiin liittyen on niiden valmistajilla lukuisia erilaisia. [3][57]



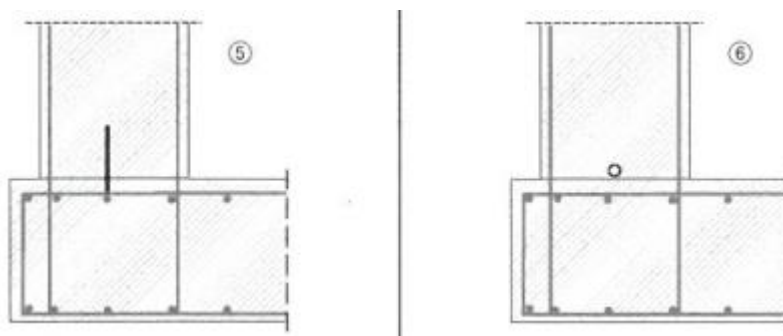
Kuva 63 Vesitiiveiden rakenteiden liikunta- ja kutistumissaumoja. [48]



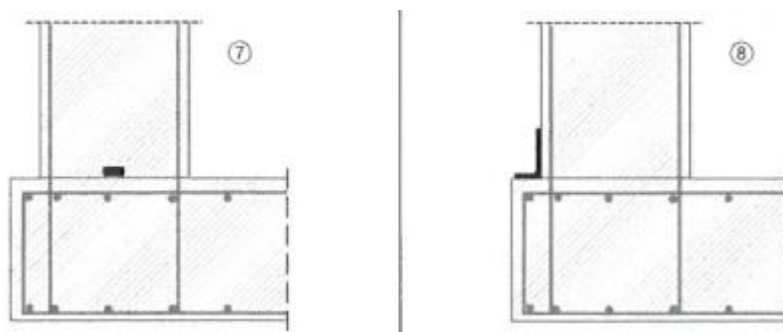
Kuva 64 Sisäpuolinen työsaumanauha tai työsaumapelti. [57]



Kuva 65 Sisä- tai ulkopuolinen työsaumanauha tai -pelti. [57]



Kuva 66 Työsaumanauha tai injektointiletku. [57]



Kuva 67 Paisuva työsaumanauha tai ulkopuolinen vedeneristys. [57]

5.1.1 Liikuntasauvojen sijoittelu seinissä

Standardissa EC2-3 on esitetty muutamia liikuntasauvoja koskevia sääntöjä. Standardi käsittelee kahta eri tapausta, joista toisessa rakenteen liike on kokonaan estetty ja toisessa rakenteen liike on mahdollinen. Tapauksessa, jossa rakenteen liike on estetty, ei käytetä liikuntasauvoja. Rakenteen halkeamaleveys ja -jako voidaan laskea standardin EC2-1 mukaan. Toisessa tapauksessa, jossa liike on mahdollista, rakenteen halkeilua hallitaan liikuntasauvojen sijoittelulla. Rakenne raudoitetaan siten, että raudoituksen määrä on riittävä siirtämään liikkeitä viereiseen saumaan. Liikuntasauvojen välillä ei esiinny merkittävää halkeilua. Jos tarkasteltavan rakenteen alapuolella oleva betonirakenne rajoittaa tarkasteltavan rakenneosan liikettä, niin syntyvä pakkovoima voidaan

estää tai sitä voidaan pienentää käyttämällä liukumisen sallivaa saumaa. Taulukossa 21 on esitetty liikuntasauvoja koskevia suosituksia. [27]

Taulukko 21 Liikuntasauvoja koskevia suosituksia SFS-EN 1992-3 mukaan.

Vaihtoehto	Tarkistusmenetelmä	Liikuntasauvojen väli	Rauditus
(a)	jatkuva – liike estetty	Yleensä ei saumoja, vaikka muutama toisistaan etäälle sijoitettu sauma saattaa olla suotava, kun merkittävä pakkomuodonmuutos (lämpötilan tai kutistumisen aiheuttama) on odotettavissa.	Rauditus luvun 6 ja kohdan 7.3 mukaisesti
(b)	Tiheässä olevat liikuntasauumat – liikettä estetty mahdollisimman vähän	Saumaväli suurempi arvoista, 5 m tai seinän korkeus x 1,5	Rauditus luvun 6 mukaisesti, mutta vähintään kohtien 9.6.2...9.6.4 mukainen vähimmäismäärä.

Taulukon 21 raudoitusta koskevassa ohjeistuksessa viitataan standardin EC2-1 mukaisiin kohtiin.

Standardissa EC2-1 on lisäksi maininta, että talorakenteissa lämpötilan ja kutistumisen vaikutukset voidaan jättää huomiotta, mikäli rakenne varustetaan siirtymisen sallivilla liikuntasauvoilla. Standardin suositusarvo liikuntasaumavälille on 30 metriä, mutta Suomen kansallisessa liitteessä on maininta, että liikuntasaumaväli on aina suunniteltava erikseen, erityisesti perustamistapa huomioon ottaen. [26]

ACI:n ohjeissa liikuntasaumaväliksi seinissä esitetään 60-100 metriä. Seinässä tulee lisäksi olla liikuntasauva aina kohdassa, jossa seinän suunta muuttuu tai kun kaksi tai useampia seiniä risteää eri suunnista. Liikuntasauvan leveydeksi suositellaan 20-25 mm. Liikuntasauvojen sijoittelussa tulee lisäksi aina ottaa huomioon ympäristöolosuhteet. Kun rakenteeseen kohdistuu suuria lämpötilaeroja, niin liikuntasaumavälin tulee olla tiheämpi kuin suositusarvot. [51]

Kutistumissauvojen väliksi ACI:n ohjeissa suositellaan korkeille seinille seinän korkeutta ja matalille seinille seinän korkeutta kolmin kertaisena. Korkeilla seinillä tarkoitetaan seiniä, joiden korkeus on suurempi kuin 3,6 metriä ja matalilla seinillä tarkoitetaan seiniä, joiden korkeus on alle 2,4 metriä. Seinissä, joissa ei ole aukkoja, voidaan kutistumissaumoja sijoittaa suuremmalla jaolla, mutta saumavälin ei tulisi ylittää 7,6 metriä. Sauvojen jakoväliä suunniteltaessa tulee kuitenkin aina ottaa huomioon seinän tyyppi, seinän käyttötarkoitus ja ympäristön olosuhteet. Kutistumissaumat tulee lisäksi sijoittaa niin, että ne sijaitsevat 3-4,5 metrin päässä seinän kulmista. Kutistumissauvojen kohdalla olisi hyvä, jos rauditus ei jatku sauman yli, jolloin sauma sallii liikettä paremmin. Erityisesti vesitiiveissä rakenteissa on kuitenkin tarkoituksen mukaista käyttää osittaisia kutistumissaumoja, jotta sauman tiiveys on parempi. Kutistumissauman yli jatketaan koko seinän rauditus yleensä vain siinä tapauksessa, kun se on rakenteen toiminnan kannalta tarpeellista. [51]

Vesitiiveissä rakenteissa suositellaan ACI:n ohjeissa kutistumissaumojen jaoksiksi 5-6,5 metriä 3-4 metrin korkuisille seinille, joissa on aukkoja. Seinissä, joissa ei ole aukkoja tai jotka ovat korkeampia, voidaan käyttää suurempaa saumajakoa, kuitenkin niin, ettei saumajako ylitä 8,3 metriä. Matalammilla seinillä käytetään pienempää saumajakoa. Saumat tulee lisäksi sijoittaa niin, että seinään tulee kutistumissauma 3-5 metrin päähän seinän kulmasta, jotta saumaan ei muodostu liian suuria muodonmuutoksia. Rakentamiseen tulee lisäksi sijoittaa kutistumissaumat kohtiin, joissa on selvää, että pystysuuntaista halkeilua voi esiintyä, kuten aukkojen reunoilla ja kohdissa, joissa seinän paksuus muuttuu. [51]

Vanhassa brittiläisessä BS 8007 –standardissa on annettu taulukon 22 mukaiset ohjeet liikuntasaumojen sijoittelulle. Taulukon arvot ovat hyvin samankaltaisia kuin Eurokoodin mukaiset suositusarvot taulukossa 21. Erona voidaan kuitenkin huomata, että Eurokoodi ei tunne osittaista kutistumissaumaa. Taulukon 22 laskentakaavoissa olevilla termeillä viitataan standardin BS 8007 mukaiseen minimirauhoituksen laskentaan rakenteille, joihin kohdistuu pakkovoimia lämpötilaeroista ja kutistumasta. [48]

Taulukko 22 Liikuntasaumojen sijoittelua koskevia ohjeistuksia BS 8007 mukaan.

Option	Type of construction and method of control	Movement joint spacing	Steel ratio (see note 2)	Comments
1	Continuous: for full restraint	No joints, but expansion joints at wide spacings may be desirable in walls and roofs that are not protected from solar heat gain or where the contained liquid is subjected to a substantial temperature range	Minimum of ρ_{crit}	Use small size bars at close spacing to avoid high steel ratios well in excess of ρ_{crit}
2	Semicontinuous: for partial restraint	a) Complete joints, ≤ 15 m b) Alternate partial and complete joints (by interpolation), ≤ 11.25 m c) Partial joints, ≤ 7.5 m	Minimum of ρ_{crit}	Use small size bars but less steel than in option 1
3	Close movement joint spacing: for freedom of movement	a) Complete joints, in metres $\leq 4.8 + \frac{w}{\epsilon}$ b) Alternate partial and complete joints, in metres $\leq 0.5s_{max} + 2.4 + \frac{w}{\epsilon}$ c) Partial joints $\leq s_{max} + \frac{w}{\epsilon}$	$\frac{2}{3} \rho_{crit}$	Restrict the joint spacing for options 3 b) and 3 c)

5.1.2 Työsaumojen sijoittelu seinissä

ACI:n ohjeissa suositellaan seinien työsaumojen jaoksiksi 4,5-7,5 metriä. Työsaumat tulee suunnitella niin, että ne eivät ole lähempänä kuin 4,5 metriä seinän kulmasta. Työsaumojen lisäksi sijoittaa seinässä kohtiin, joissa seinän paksuus muuttuu. Seinissä, joissa on useita aukkoja, tulee työsaumojen jakoa rajoittaa 6 metriin. Vesitiiveissä rakenteissa seinien työsaumat tulee sijoittaa seinän liikunta- tai kutistumissaumojen kohdille. Mikäli työsaumojen joudutaan sijoittamaan muualle kuin liikunta- tai kutistumis-

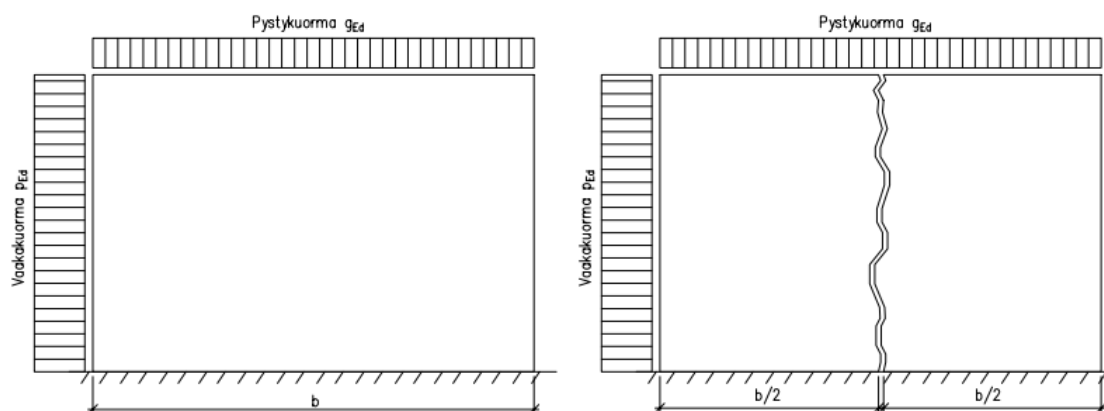
saumojen kohdille, niin työsauma tulee tiivistää samalla tavalla kuin rakenteen kutistumissauma, jotta seinän vesitiiveys pystytään takaamaan. Mikäli seinä on esijännitetty, niin työsauman kohdalla ei välttämättä tarvita erillistä tiivistystä. [51]

5.2 Halkeilun vaikutus rakennuksen jäykkyyteen

Tarkastellaan seuraavaksi pakkovoimien aiheuttaman halkeilun vaikutusta koko rakennuksen toimintaan. Tarkasteltavina rakenteina ovat tavallisen rakennuskohteen jäykistävät betoniseinät. Tarkastelun lähtökohtana on seinän pystysuuntaisen halkeilun vaikutus rakenneosan toimintaan ja erityisesti rakenteen jäykkyyteen. Tarkasteltavina rakenteina ovat tavallinen jäykistävä betoniseinä, sekä betoninen hissikuilurakenne.

5.2.1 Jäykistävä seinä

Tarkastellaan kuvan 68 vasemman puolen mukaista jäykistävää seinää. Seinä on valettu ilman työsaumojä yhtenäiseksi rakenteeksi, jossa on riittävä määrä raudoitusta, jotta seinään ei pääse muodostumaan rakenteen toiminnan kannalta haitallista varhaisvaiheen halkeilua. Seinän oletetaan toimivan myös lopputilanteessa yhtenäisenä seinänä. Seinän taivutusjäykkyyden laskennassa otetaan tässä tapauksessa huomioon pelkästään betoni-osa.



Kuva 68 Betoniseinä halkeamattomana ja haljenneena.

Taivutusjäykkyys voidaan esittää betonin kimmokertoimen ja neliömomentin tulona seuraavasti, kun seinän paksuus on t :

$$EI_1 = E \frac{tb^3}{12} \quad (5.1)$$

Tarkastellaan seuraavaksi samaa seinää, mutta oletetaan tässä tapauksessa seinän rauditus sellaiseksi, että seinän keskelle pääsee syntymään koko seinän korkuinen halkeama johtuen varhaisvaiheen halkeilusta. Halkeaman vuoksi alkuperäinen seinä jakaantuu kahteen yhtä suureen lyhyempään seinään. Kuvan 68 oikean puoleisessa ta-

pauksessa molempien seinän osien yhteenlaskettu taivutusjäykkyys voidaan esittää seuraavasti:

$$EI_2 = E2 \frac{t \left(\frac{b}{2}\right)^3}{12} = E \frac{tb^3}{48} \quad (5.2)$$

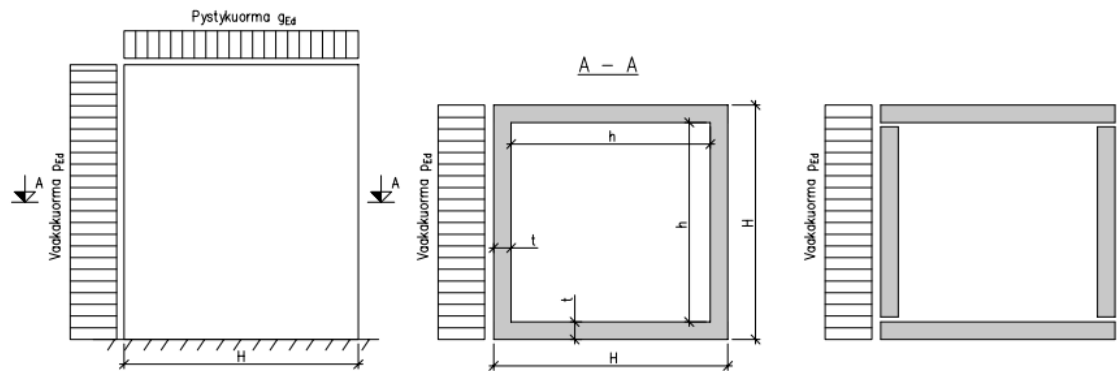
Halkeamattoman ja halkeilleen seinän suhteeksi saadaan:

$$\frac{EI_1}{EI_2} = 4 \quad (5.3)$$

Halkeaman johdosta rakenteen taivutusjäykkyys putoaa neljäsosaan. Vastaavasti esimerkiksi rakenteen taipuma kasvaa tässä tapauksessa nelinkertaiseksi.

5.2.2 Jäykistävä kuilu

Tarkastellaan seuraavaksi kuvan 69 keskimmäisen tapauksen mukaista kuilurakennetta. Kuilu on valettu ilman työsaumoja ja siinä on riittävä rauditus, jotta kuiluun ei pääse muodostumaan seinän pystysuuntaista halkeilua. Kuilun oletetaan toimivan lopputilanteessa yhtenäisenä kotelorakenteena. Jäykkyyden laskennassa oletetaan tässä tapauksessa pelkästään betoni toimivaksi.



Kuva 69 Yhtenäinen ja epäyhtenäinen kuilurakenne.

Neliömäisen kuilun neliömomentti voidaan esittää seuraavasti:

$$I_1 = \frac{1}{12} (H^4 - h^4) \quad (5.4)$$

Oletetaan seuraavaksi, että kuilussa ei ole riittävästi raudoitusta varhaisvaiheen halkeilua vastaan. Oletetaan kuvan 69 oikean puoleisen tapauksen mukaisesti, että halkeamat keskittyvät kuilun kulmiin ja että jokainen kuilun seinä toimii halkeilun jälkeen itsenäisenä rakenteena. Kuilussa toimii yhden suunnan taivutusta vastaan tällaisessa tapauksessa vain kaksi seinää. Rakenteen taivutusjäykkyys voidaan nyt esittää muodossa:

$$EI_2 = E2 \frac{tH^3}{12} = E \frac{tH^3}{6} \quad (5.5)$$

Jos oletetaan seinän paksuudeksi 0,2 m ja kuilun ulkomitoiksi 4 m x 4 m, niin yhtenäisen kuilun ja haljenneen kuilun taivutusjäykkyyksiksi saadaan:

$$EI_1 = E \frac{1}{12} (H^4 - h^4) = E \frac{1}{12} (4^4 - 3,6^4) m^4 = 7,34 m^4 E \quad (5.6)$$

$$EI_2 = E \frac{tH^3}{6} = E \frac{0,2 \cdot 4^3}{6} m^4 = 2,13 m^4 E \quad (5.7)$$

Taivutusjäykkyyksien suhteeksi saadaan tässä tapauksessa:

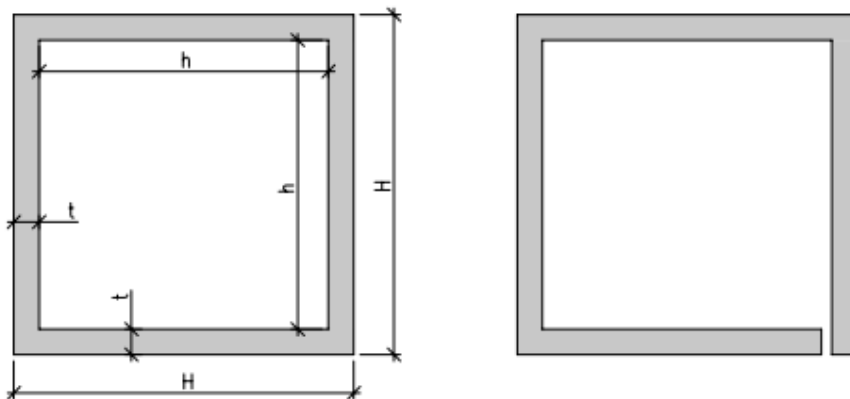
$$\frac{EI_1}{EI_2} = \frac{7,34}{2,13} = 3,45 \quad (5.8)$$

Myös tässä tapauksessa seinän pystysuuntaisella halkeilulla on suuri vaikutus koko rakenteen taivutusjäykkyyteen.

Vielä suurempi vaikutus kuilurakenteen halkeilulla on kuilun vääntöjäykkyyteen. Mikäli koko rakennuksen jäykistävät rakenteet on valittu siten, että esimerkiksi rakennuksen hissikuilulla otetaan vastaan suuria vääntökuormia, niin kuilun vääntöjäykkyydellä on suuri vaikutus koko rakennuksen toimintaan. Kuvan 70 vasemman puoleinen kotelo-poikkileikkaus on väännön kannalta hyvä rakenne ja sen vääntöneliömomentti voidaan esittää seuraavasti:

$$I_{v1} = \frac{4A^2t}{s} \quad (5.9)$$

jossa pinta-alalla A tarkoitetaan seinän keskilinjan rajaamaa pinta-alaa ja pituudella s seinän keskilinjan piiriä.



Kuva 70 Ehjä ja yhdestä kulmastaan avoin kotelo-poikkileikkaus.

Oletetaan seuraavaksi, että kuilu on päässyt halkeamaan koko seinän korkeudelta vain yhdestä kulmastaan kuvan 70 oikean puolen mukaisesti. Koko kuilun vääntöneliömomentti voidaan tässä tapauksessa esittää karkealla tasolla seuraavasti:

$$I_{v2} = 4 \frac{(H-t)t^3}{3} \quad (5.10)$$

Jos jälleen oletetaan seinän paksuudeksi 0,2 m ja kuilun ulkomitoiksi 4 m x 4 m, niin koko kuilun vääntöneliömomentiksi saadaan halkeilemattomassa ja halkeilleessa tilassa:

$$I_{v1} = \frac{4A^2t}{s} = \frac{4 * [(4-0,2)^2]^2 * 0,2}{4 * (4-0,2)} = 11,0m^4 \quad (5.11)$$

$$I_{v2} = 4 \frac{(4-0,2) * 0,2^3}{3} m^4 = 0,04m^4 \quad (5.12)$$

Vääntöjäykkyyksien suhteeksi saadaan:

$$\frac{GI_{v1}}{GI_{v2}} = \frac{11,0}{0,04} = 275 \quad (5.13)$$

Tuloksesta voidaan huomata, että haljenneessa tilassa kuilurakenteen vääntöjäykkyys putoaa pieneen murto-osaan verrattuna halkeamattomaan tilaan. Kotelopoikkileikkauksen kohdalla halkeilulla on huomattavasti suurempi vaikutus rakenteen vääntömuodonmuutoksiin kuin taivutusmuodonmuutoksiin, vaikka myös rakenteen taivutusjäykkyys putoaa murto-osaan, kun rakenne pääsee halkeamaan.

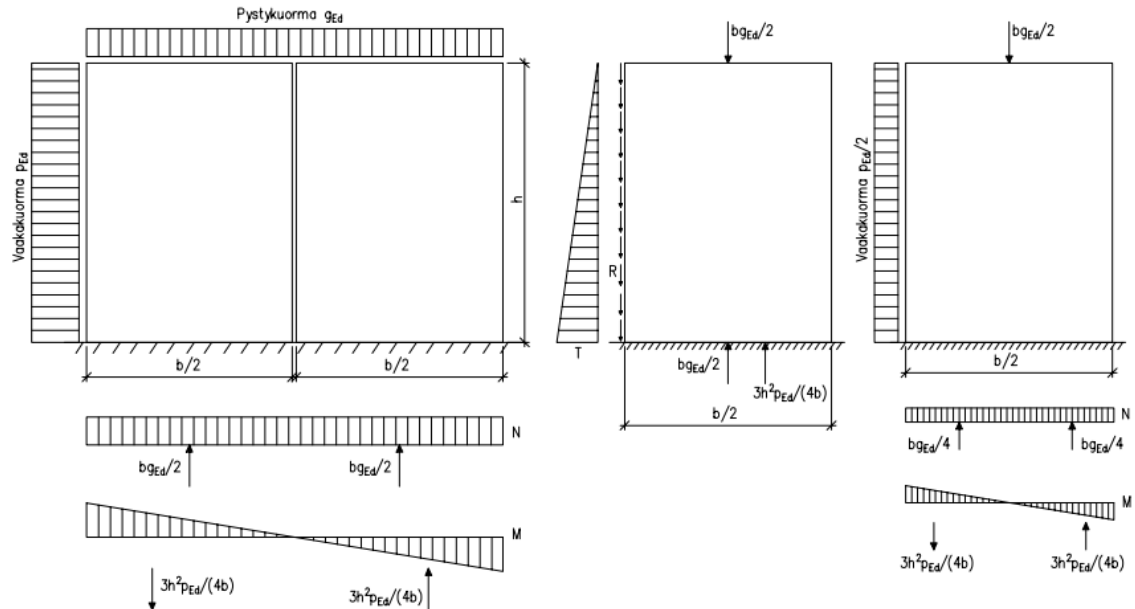
5.2.3 Leikkausvoima halkeaman kohdalla

Tarkastellaan kohdan 5.2.1 mukaista haljennutta seinää. Kohdassa 5.2.1 laskettiin rakenteen taivutusjäykkyys, kun oletettiin, että halkeilun jälkeen rakenteen eri osat toimivat erillisinä rakenteina. Jos haljenneen seinän halutaan toimivan yhtenäisenä rakenteena myös halkeaman syntymisen jälkeen, niin rakenteen halkeaman kohdalla vaikuttava leikkausvoima on vastaanotettava rakenteen halkeaman läpi kulkevalla raudoituksella. Kuvan 71 vasemmassa kohdassa on esitetty b :n pituinen seinä, joka on haljennut keskeltä. Mikäli seinän eri osien halutaan toimivan yhdessä, niin halkeaman kohdalle syntyvä leikkausvoima on vastaanotettava raudoituksella. Leikkausvoima R on kuvan 71 keskimmäisen kohdan mukaisesti yhtä suuri kuin rakenteen vaakakuormien aiheuttaman taivutusmomentin voimaresultantti. Leikkausrasitus halkeaman kohdalla voidaan laskea kaavasta:

$$\frac{1}{2}Th = R \quad (5.14)$$

$$T = \frac{2R}{h} \quad (5.15)$$

Mikäli halkeaman kohdalla ei ole riittävää poikittaisraudoitusta, niin molemmat seinän osat toimivat halkeaman muodostumisen jälkeen itsenäisinä rakenteina kuvan 71 oikean puoleisen kohdan mukaisesti.



Kuva 71 Haljenneen seinän toiminta yhtenä seinänä ja kahtena erillisenä seinänä.

Halkeaman läpi kulkevan raudoituksen määrää voidaan arvioida työsauman leikkauskestävyyden perusteella samoin kuin esimerkiksi betonielementtien yhteistoiminnassa. Mikäli halkeaman yli menevä rauditus pystyy ottamaan vastaan kaiken leikkausrasituksen halkeaman kohdalla, niin rakenteen eri osien voidaan olettaa toimivan yhdessä, jolloin seinän jäykkyys voidaan laskea kokonaisen seinän jäykkyyden perusteella. Eurokoodin mukaan työsauman leikkauskestävyys voidaan laskea kaavasta:

$$v_{Rdi} = c f_{cd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (5.16)$$

Kun oletetaan, että halkeaman kohdalla ei vaikuta poikittaista puristavaa normaalivoimaa, rauditus on kohtisuorassa halkeamaa vastaan ja että halkeaman kohdalla betoni ei pysty siirtämään leikkausjännityksiä, niin kaava supistuu muotoon:

$$v_{Rdi} = \rho f_{yd} \mu \leq 0,5 v f_{cd} \quad (5.17)$$

jossa ρ on poikkileikkauksen raudoitussuhde ja μ rajapinnan karheudesta riippuva kerroin, jolle voidaan käyttää arvoa 0,6 sileille pinnoille ja 0,7 karheille pinnoille. Halkeaman kohdalla rajapinnan karheus on jotain näiden kahden tapauksen väliltä, joten varmallalla puolella olevaksi oletukseksi voidaan valita arvo 0,6. Lujuuden pienennyskerroin v voidaan laskea kaavasta:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (5.18)$$

5.3 Betonimassan jäähdytys

Kuten aiemmin tässä työssä ollaan jo todettu, niin betonimassan varhaisvaiheen lämpötilan nousulla on suuri vaikutus rakenteen halkeiluun. Suuri vaikutus varhaisvaiheen halkeilun kannalta on betonimassan lämpötilalla valuvaiheessa. Betonimassan lämpötilaa voidaan alentaa monin eri tavoin, esimerkiksi jäähdyttämällä betonimassan eri osaineita ennen massan valmistusta, korvaamalla osa betonimassassa käytetystä vedestä jäällä tai jäähdyttämällä valmis betonimassa juuri ennen valua. Betonimassan varhaisvaiheen lämpötilan nousua voidaan myös hallita käyttämällä hitaasti kovettuvaa sementtiä, jolloin varhaisvaiheen lämpötilan nousu on pienempää. Myös työmaalla voidaan vaikuttaa betonimassan lämpötilaan esimerkiksi jäähdyttämällä muotti ennen valua tai suunnittelemalla betonivalut niin, ettei valuja tehdä vuorokauden lämpimimpään aikaan. [30][32][42][58]

Betonimassan eri osa-aineiden jäähdytys on yleisin tapa hallita betonimassan lämpötilan nousua. Eräitä edullisia ja helppoja tapoja laskea betonimassan lämpötilaa ovat esimerkiksi:

- Kiviaineksen sijoitus betoniasemalla, niin ettei se ole suorassa auringon paisteessa. Tämä voidaan toteuttaa esimerkiksi erilaisten katosten avulla.
- Kiviaineskasojen jäähdytys vesisuihkulla.
- Kiviaineskasojen jäähdytys vesiputkiston avulla.
- Kaikkien massan valmistuksessa ja kuljetuksessa käytettävien laitteiden maalaus valkoiseksi, jolloin niiden keräämä lämpö on pienintä.
- Betonimassassa käytettävän veden jäähdytys esimerkiksi jään avulla.

Koska betonimassassa on suurin osa kiviainesta, niin kiviaineksen jäähdyttämällä on suurin vaikutus valmiin betonimassan lämpötilaan. Toisaalta betonimassassa käytettävällä vedellä on käytettävistä osa-aineista suurin ominaislämpökapasiteetti, joten veden jäähdyttämällä on myös keskeinen vaikutus massan lämpötilaan. Lisäksi veden jäähdytys on huomattavasti helpompaa kuin muiden osa-aineiden jäähdytys. Osa vedestä voidaan myös korvata jäähileellä, jolloin massan lämpötilaa saadaan laskettua vielä tehokkaammin kuin veden jäähdyttämällä. Seuraavia vaihtoehtoisia ”nyrkkisääntöjä” voidaan käyttää, kun betonimassan lämpötilaa halutaan laskea yhdellä asteella betonin osa-aineita jäähdyttämällä:

- Käytettävän kiviaineksen lämpötilaa lasketaan 3 °C
- Käytettävän veden lämpötilaa lasketaan 7 °C
- Seitsemän kiloa käytettävästä vedestä korvataan jäähileellä

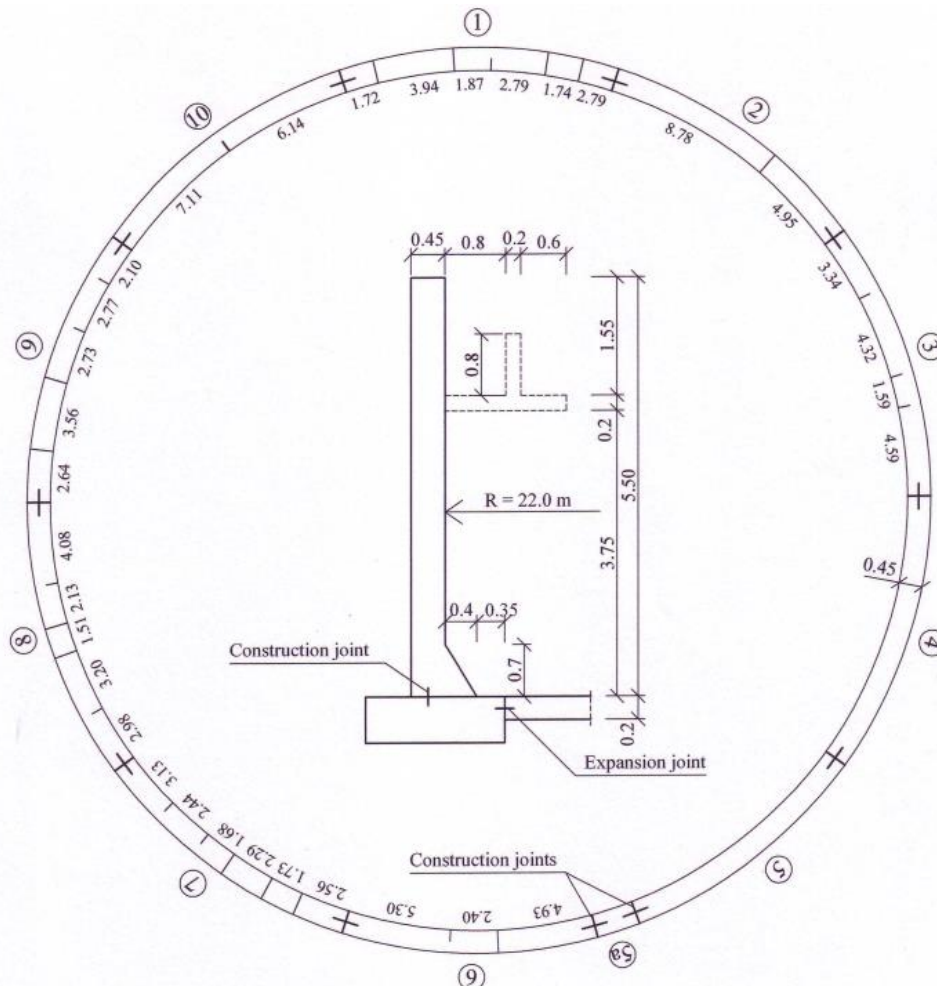
Betonimassan jäädytyksessä tulee erityisesti huomioida, että nimenomaan betonin valulämpötilalla on merkitystä varhaisvaiheen lämpötilan nousulle, eikä betonimassan valmistuslämpötilalla. Jos esimerkiksi betoniasema sijaitsee kaukana työmaalta tai massaa ei voida heti kaataa muottiin, niin massa ehtii lämpenemään, joka tulisi ottaa huomioon varhaisvaiheen lämpötilan nousussa. Betonimassa voidaan myös jäädyttää vasta työmaalla juuri ennen muottiin kaatamista esimerkiksi nestemäisen typen avulla, mutta tällaiset toimenpiteet ovat usein hyvin kalliita ja sopivat vain erikoiskohteisiin. [30][32][42][58]

Betonimassan jäädytys voidaan suunnitella myös toteutettavaksi työmaalla, jolloin voidaan käyttää esimerkiksi erillistä valussa olevaa jäädytysputkistoa tai vaihtoehtoisesti jäädyttämällä betonirakenteen pintaa veden avulla. Jäädytysputkisto betonivalun sisässä on hyvin tehokas keino hallita rakenteen lämpötilan nousua, mutta toisaalta myös hyvin kallis ratkaisu, joten sitä käytetään yleensä vain erikoiskohteissa. Putkisto suunnitellaan siten, että rakenteen pinnan ja sisäosan välinen lämpötilaero on mahdollisimman pieni, jolloin myös sisäiset jännitykset jäävät pieniksi. Jäädytysputkiston käyttö voi tulla kyseeseen esimerkiksi silloin, kun rakennetaan vaativia ja erityistä vesitiiveyttä vaativia rakenteita. Jäädytysputkiston avulla betonin lämpötilan nousua pystytään hallitsemaan siten, että massiivisetkin rakenteet pystytään toteuttamaan ilman saumoja, jolloin valmiin rakenteen vesitiiveys paranee. [30][32][42][58]

Betonirakenteen pinnan jäädytyksellä voidaan puolestaan hallita jossakin määrin betonimassan lämpötilan nousua. Jäädytys voidaan suorittaa esimerkiksi vesisuihkutuksen avulla. Mikäli rakennetta jäädytetään sen pinnan lämpötilaa laskemalla, niin suunnittelussa tulee erityisesti huomioida muottimateriaalin vaikutus, rakenneosan paksuus ja rakenneosan pakkomuodonmuutokset. Vesijäädytys tulee kyseeseen vain sellaisella muottimateriaalilla, jolla on suuri lämmönjohtavuus, koska muuten itse muotti eristää betonirakennetta niin paljon, ettei jäädytyksellä ole juurikaan merkitystä. Erityisesti tulee huomioida rakenneosan paksuus. Jos rakenneosa on ohut, niin pintajäädytyksellä voidaan hallita koko rakenteen lämpötilan nousua. Jos taas toisaalta rakenneosa on hyvin paksu (>500 mm), niin pintajäädytyksellä ei ole vaikutusta rakenteen sisäosan lämpötilaan ja jäädytyksellä on päinvastoin haitallisia vaikutuksia, koska rakenteen pinnan ja sisäosan välinen lämpötilaero nousee suureksi. Paksun betonirakenteen valussa rakenteen muotti tulisikin päinvastoin olla ainakin jossain määrin lämpöä eristävä, jolloin rakenteen pintaosan ja sisäosan välinen lämpötilaero on pienempi, vaikka toisaalta koko rakenteen keskilämpötila nouseekin. Suunnittelijan olisikin useissa tapauksissa hyvä olla yhteydessä betonin toimittajaan ja urakoitsijaan jo suunnittelun alkuvaiheessa, jolloin voidaan yhdessä päättää, miten vaativat betonivalut suoritetaan. [30][32][42][58]

6. ESIMERKKIKOHTTEEN TARKASTELU

Tarkastellaan esimerkkirakenteena Puolan Krakovaan vuonna 2004 rakennettua paikallavalettua teräsbetonista säiliörakennetta. Säiliö on kuvan 72 mukainen ja sen valu on jaettu kymmeneen eri valulohkoon, jotka on erotettu toisistaan työsaumoin. Seinän alla oleva nauha-antura on erotettu säiliörakenteen pohjalaatasta liikuntasaumoin. Säiliön seinän valu on toteutettu siten, että ensin on valettu joka toinen seinälohko ja tämän jälkeen aiemmin valettujen seinälohkojen väliin on valettu loput seinälohkot. Huolimatta hyvästä esisuunnittelusta, jokaisessa seinälohkossa havaittiin seinän pystysuuntaista halkeilua, jonka epäillään johtuvan varhaisvaiheen lämpö- ja kutistumamuodonmuutoksista.



Kuva 72 Sylinterin muotoinen, teräsbetoninen säiliörakenne. [59]

Kuvassa 73 on esitetty valokuva valmiista säiliörakenteesta, kun kaikki valulohkot on valettu. Kuvassa 74 puolestaan on esitetty säiliörakenteen yksittäisiä valulohkoja. Ku-

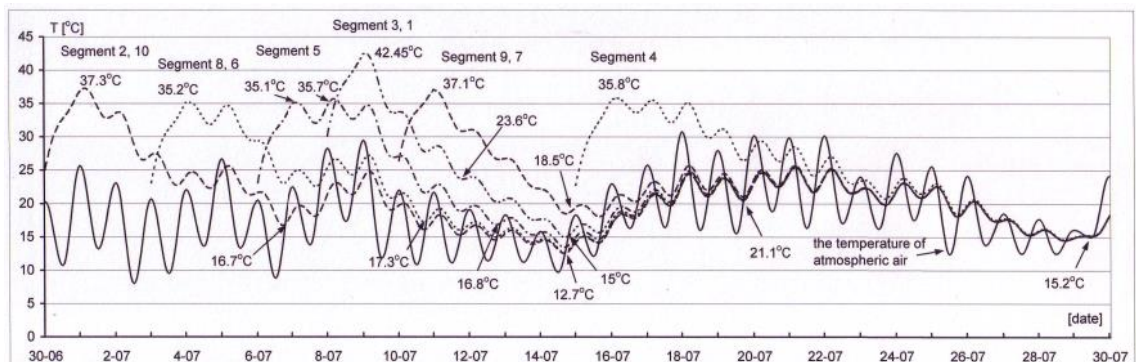
van 74 vasemmalla puolella on esitetty ensimmäisessä vaiheessa valettu valulohko ja kuvan 74 oikealla puolella aiemmin valettujen valulohkojen väliin valettavan lohkon raudoitusta. Kuvassa 75 puolestaan on esitetty eri valulohkojen ja ulkoilman lämpötilavaihtelua kuukauden aikana.



Kuva 73 Sylinterin muotoinen, teräsbetoninen säiliörakenne.



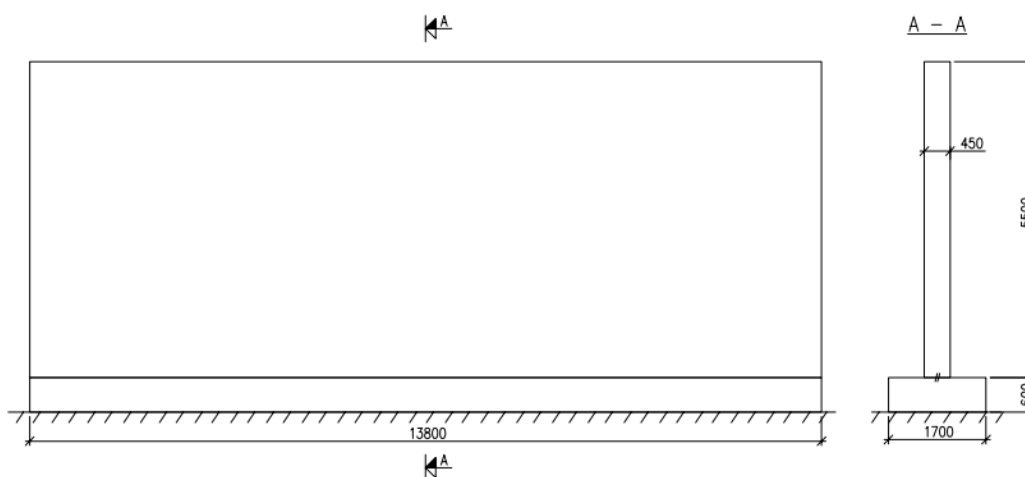
Kuva 74 Säiliörakenteen seinälohkoja



Kuva 75 Eri valulohkojen ja ulkoilman lämpötilavaihtelut kuukauden aikana. [59]

Esimerkkikohteena olevan säiliörakenteen kohdalla oli sovittu jo ennen rakentamista, että seinärakenteen halkeilua mitataan ja dokumentoidaan, joten esimerkkikohteesta on käytettävissä poikkeuksellisen hyvät lähtötiedot. Rakenteen varhaisvaiheen aikana on dokumentoitu sekä ulkoilman lämpötilan vaihteluja, että itse betonin lämpötilan vaihteluja. Lisäksi seinälohkojen halkeamien muodostumista ja halkeamaleveyksiä on dokumentoitu tarkasti. Halkeamaleveyksiä on mitattu heti muutaman päivän jälkeen valusta, että noin kahden kuukauden jälkeen seinien valusta.

Tarkastellaan tässä työssä valulohkoa 8. Valulohko 8 on valettu ensimmäisessä erässä, jossa valettiin vain joka toinen lohko. Lohkon 8 tapauksessa seinän kiinnitystä voidaan tarkastella tapauksena, jossa seinä on kiinnitetty vain alareunastaan. Kukin yksittäinen seinälohko on mitoiltaan lähes samanlainen. Valulohkojen geometria on esitetty kuvassa 76. Seinälohkojen ja nauha-anturan betonin ja terästen ominaisuudet on puolestaan esitetty taulukossa 23, jossa on myös esitetty rakenteen halkeilun laskennassa käytettävät lämpötilatiedot, jotka on määritetty mittaustulosten ja kuvan 75 perusteella.



Kuva 76 Nauha-anturan päälle valettu seinä, seinälohko 8.

Taulukko 23 Seinälohkojen halkeilun laskennassa käytettävät lähtötiedot.

Betonin lujuusluokka	C25/30
Sementtityyppi	CEM II/B-S-32,5R
Betonipeite	50 mm
Teräksen myötöraja	500 MPa
Seinän sisäpinnan raudoitus	T16 k125
Seinän ulkopinnan raudoitus	T20 k100
Lohkon 8 valupäivä	3.7.2004
Ulkoilman lämpötilan vaihteluväli	8,0 °C - 30,8 °C
Ulkoilman laskettu keskilämpötila	19,4 °C
Betonimassan suurin lämpötila lohkolla 8	35,2 °C
Ulkoilman lämpötila lohkon 8 valuhetkellä	20,5 °C
Betonin varhaisvaiheen lämpötilan lasku T ₁ , lohko 8	15,8 °C
Betonin pitkäaikainen lämpötilan lasku T ₂ , lohko 8	11,4 °C

Seinän halkeilua lasketaan tässä työssä esitetyillä yksinkertaisilla käsinlaskentamenetelmillä ja verrataan tuloksia rakenteesta mitattuihin todellisiin halkeamaleveyksiin. Seinän halkeilua arvioidaan myös Sofistik-ohjelmalla, jolla seinää voidaan tutkia epälineaarisen elementtimenetelmän avulla.

Käsinlaskentamenetelmistä käydään läpi standardin EN 1992-3 mukainen laskentatapa, CIRIA:n mukainen laskentatapa, sekä standardin EN 1992-3 mukaisesta laskennasta johdettu ICE:n mukainen laskentatapa. Seinälle lasketaan myös maksimihalkeamaleveys DIN 1045-1:n mukaisen halkeamaleveyslaskennan kaavasta johdetusta laskentavasta, joka on esitetty tässä työssä aiemmin.

Halkeamaleveyden laskennassa on tehty muutamia yksinkertaistuksia, jotta laskenta pysyy suhteellisen yksinkertaisena. Betonilohkojen halkeamaleveyksiä on mitattu työmaalla 15.7.2004 ja 15.9.2004. Lohko 8 on valettu 3.7.2004, jolloin tarkasteluikä 15.7.2004 on 13 päivää ja 15.9.2004 75 päivää. Laskennassa on käytetty varhaisvaiheen halkeilulle kolmen päivän ikäisen betonin materiaaliominaisuuksia.

6.1 Käsinlaskentamalli

Betonin halkeamaleveyden laskenta on jaettu tässä työssä varhaisvaiheen halkeiluun ja pitkäaikaiseen halkeiluun. Varhaisvaiheen halkeilu on laskettu kolmen vuorokauden ikäiselle betonille ja pitkäaikainen halkeilu ajankohdalle 15.9.2004. Varhaisvaiheen halkeilussa on otettu huomioon betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousu ja betonin sisäinen kutistuma. Kuivumiskutistuma on jätetty pois varhaisvaiheen halkeilulaskennasta, koska kuivumiskutistuman kehittyminen on hidasta, eikä sillä ole käytännön merkitystä varhaisvaiheen halkeiluun. Betonin pitkäaikaishalkeilu on laskettu ajankohdalle 15.9.2004. Pitkäaikaisessa halkeilussa on otettu huomioon betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousu, betonin sisäinen kutistuma, kuivumiskutistuma, sekä ympäristön lämpötilan vaihtelu. Laskennassa on otettu huomioon betonin viruman vaikutus kertoimella 0,65. Betonin venymäkapasiteetti on laskettu tässä työssä esitetyllä tavalla. Terästen tartuntaominaisuudet on oletettu varhaisvaiheessa huonoiksi, jolloin halkeamaleveyden laskennassa tämä on otettu huomioon kertoimella 0,7. Ympäristön suhteellisena kosteutena on käytetty arvoa 80 %. Rakenteen alaosan kiinnitystä on mallinnettu kahdella eri tavalla, joista toisessa otetaan huomioon pelkästään rakenteiden vetojäykkyydet ja toisessa otetaan huomioon veto- ja taivutusjäykkyydet. Seinän ja aikaisemmin valetun nauha-anturan kimmokertoimien suhteelle on käytetty yksinkertaistuksena vakioarvoa 0,7. Sekä seinät, että perustukset on valettu käyttäen samaa lujuusluokkaa, jolloin käytetty yksinkertaistus vastaa hyvin todellisuutta. ICE:n laskentatavassa on lisäksi kertoimet k ja k_c otettu taulukosta 20, joten ne eroavat hieman EC2-1:n mukaisista kertoimista. Teholliset vetoalueen korkeudet on määritetty kullekin tapaukselle EC2-1:n mukaisesti, jotta laskentatulokset ovat vertailukelpoisia keskenään. On kuitenkin huomioitava, että paksuille poikkileikkauksille tulisi käyttää tehollisen vetoalueen korkeutena kuvan

38 perusteella määritettyjä arvoja. Tämän esimerkkikohteen tarkastelussa tällä ei kuitenkaan ole käytännön merkitystä.

Vertailun vuoksi seinän halkeilua on laskettu myös 30:n vuoden ikäiselle rakenteelle, kun seinän kuivumiskutistumasta on tapahtunut suurin osa.

6.2 Seinän mallinnus Sofistik-ohjelmalla

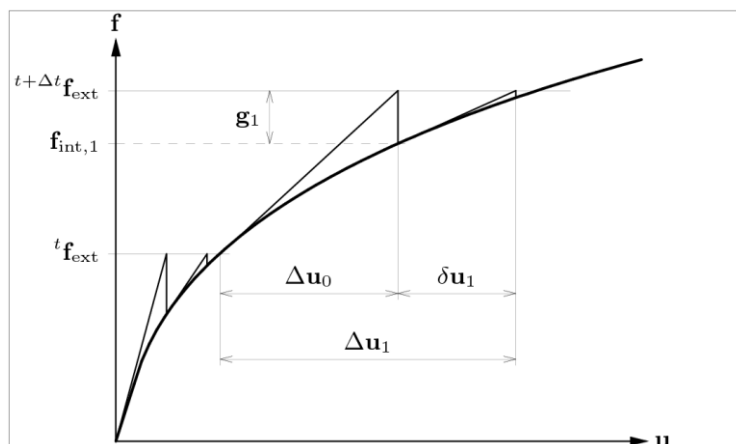
Seinälohkon 8 halkeilua lasketaan tässä työssä myös Sofistik-ohjelmalla. Sofistik on elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelmisto, jonka etuna tähän työhön liittyen on se, että Sofistikilla pystytään tekemään myös epälineaariseen elementtimenetelmään perustuvaa laskentaa. Elementtimenetelmän perusyhtälö voidaan yksinkertaistuksena esittää muodossa:

$$[\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\}=\{\mathbf{R}\} \quad (6.1)$$

jossa $[\mathbf{K}]$ on rakenteen jäykkyysmatriisi, $\{\mathbf{U}\}$ rakenteen siirtymävektori ja $\{\mathbf{R}\}$ rakenteen kuormitusvektori. Kuten aiemmin tässä työssä on jo ollut esillä, niin betoni käyttäytyy lineaarisesti kuvan 31 suoran 1 mukaisesti siihen asti, kunnes rakenteeseen muodostuu halkeamia. Halkeamien muodostumisen jälkeen rakenteen jäykkyys muuttuu olennaisesti kuvan 16 mukaisesti, jolloin myös rakenteen sisäinen voimajakauma muuttuu, koska rakenteen sisäiset voimat jakautuvat uudelleen rakenteen halkeilleen tilan mukaan. Jos rakennetta mallinnetaan lineaarisella elementtimenetelmällä myös halkeileessa tilassa, niin laskentaohjelmisto ei huomioi betonirakenteen sisäisten voimien uudelleen jakautumista rakenteessa, vaan jatkaa laskentaa myös halkeileessa tilassa käyttäen edelleen samaa rakenteen jäykkyyttä, kuin halkeilemattomassa tilanteessa, jolloin laskennasta saadaan rakenteen halkeileessa tilassa epärealistisia tuloksia. Linearisessa elementtimenetelmässä myös materiaalin käyttäytyminen joudutaan olettamaan lineaariseksi, joka on yksinkertaistus materiaalin todellisesta toimintatavasta.

Sofistik-ohjelman epälineaarinen laskenta perustuu iterointimenetelmään, kuten useissa muissakin epälineaariseen elementtimenetelmään perustuvissa laskentaohjelmistoissa. Rakenteen käyttäytymistä mallinnetaan Sofistik-ohjelmassa menetelmällä, joka perustuu Newtonin menetelmään. Newtonin menetelmää on esitetty kuvassa 77. Kuvassa 77 pystyakselilla on rakenteen kuormitus ja vaaka-akselilla rakenteen muodonmuutos. Laskenta voidaan suorittaa joko kuvan 77 mukaisesti niin, että ulkoista kuormitusta lisätään pykälittäin tai niin, että ulkoinen kuorma asetetaan vaikuttamaan kerralla. Iterointimenetelmässä rakenteen ulkoisen kuormituksen f_{ext} perusteella lasketaan rakenteen sisäinen voima f_{int} rakenteen jäykkyysmatriisin ja siirtymän perusteella. Rakenteen jäykkyyden ja materiaalimallin epälineaarisuuden vuoksi ulkoinen kuorma ja sisäinen voima eivät saavuta heti tasapainoa, vaan rakenteeseen jää jäännösvoima g . Jäännösvoiman perusteella lasketaan edellisen iteraatiokierroksen jäykkyysmatriisin perusteella rakenteelle muodonmuutos δu , joka otetaan huomioon seuraavalla iterointikierroksella.

Iterointikierroksia jatketaan, kunnes jäännösvoiman arvo on sallituissa rajoissa, jolloin laskenta voidaan lopettaa. Newtonin menetelmässä rakenteen jäykkyysmatriisia muokataan jokaisella iteraatiokierroksella halutun laskentatarkkuuden saavuttamiseksi, joka aiheuttaa sen, että laskenta on usein hyvin raskasta. [61]

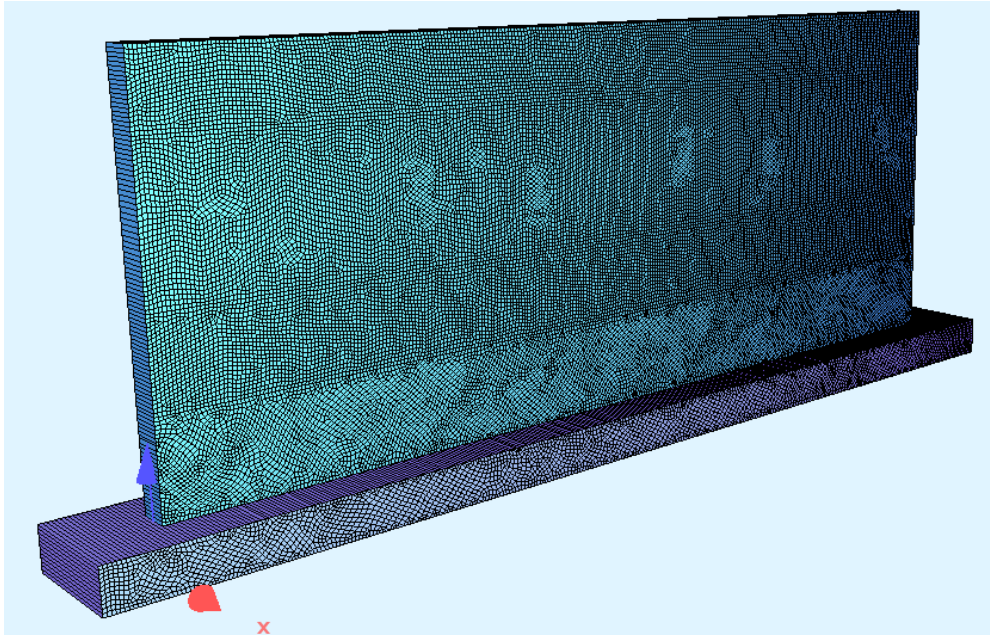


Kuva 77 Newtonin iteraatiomenetelmä. [61]

Sofistikissa rakenteen jäykkyysmatriisi on vakio koko laskennan ajan. Laskennassa joudutaan tekemään enemmän iteraatiokierroksia tasapainon saavuttamiseksi, mutta toisaalta laskenta on nopeampaa, kun jäykkyysmatriisia ei tarvitse laskea joka kerta uudelleen. Lisäksi Sofistikissa otetaan huomioon edellisen iterointikierroksen tulos erillisellä vektorilla, jonka ansiosta laskenta nopeutuu verrattuna tavalliseen Newtonin menetelmään. [47]

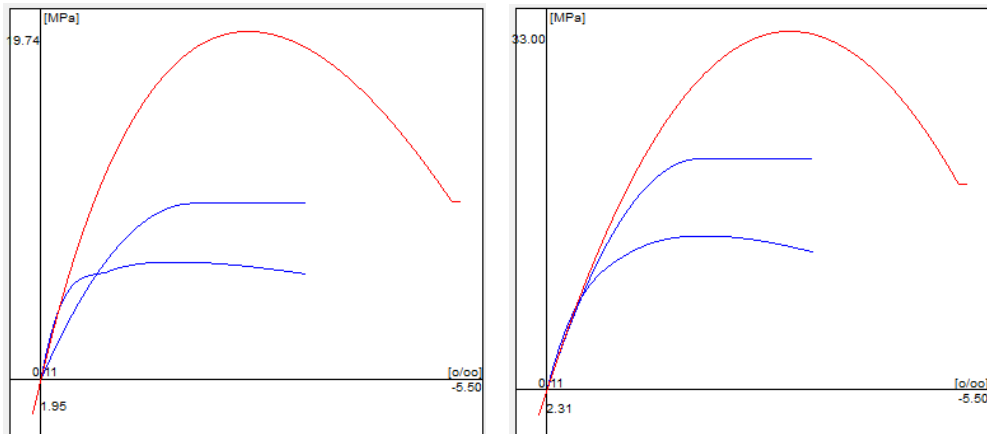
Tässä työssä seinälohkoa 8 on mallinnettu Sofistikilla käyttäen edellä esitettyä epälineaarisen elementtimenetelmän periaatetta. Laskentamallin epälineaarisuuden johdosta rakenteen halkeilua voidaan mallintaa todenmukaisemmin kuin lineaarisella elementtimenetelmällä. Lisäksi materiaalien epälineaarisuus pystytään ottamaan huomioon laskennassa.

Laskettavaa seinää on mallinnettu kuvan 78 mukaisesti Sofistikin vakio-oletuksena ehdottamalla kuorielementeillä. Seinän ja sen alapuolisen nauha-anturan mitat ovat kuvan 76 mukaiset. Rakenne on mallinnettu siten, että nauha-antura on päistään kiinnitetty ja alareunastaan vapaa liikkumaan vaakasuunnassa. Lisäksi seinän ja nauha-anturan välinen kiinnitys on laskentamallissa jäykkä. Seinää on mallinnettu sekä varhaisvaiheen halkeilulle, että pitkäaikaiselle halkeilulle 75:n päivän ikäisenä. Lisäksi seinän halkeilua on mallinnettu myös 30:n vuoden ikäiselle rakenteelle. Pitkäaikaisessa halkeilussa on käytetty materiaaliominaisuuksina Sofistikin oletusarvoja Eurokoodin mukaisesti, kuitenkin siten, että pituuden lämpötilakerrointa on kasvatettu 20%:lla.

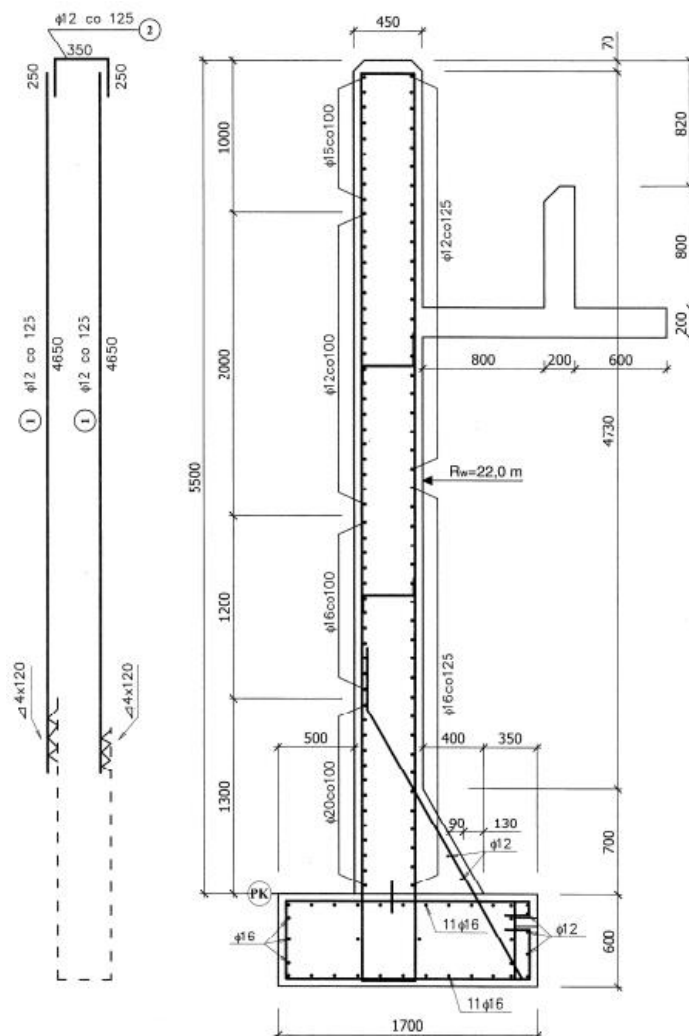


Kuva 78 Seinän laskentamalli.

Kuvassa 79 on esitetty punaisella käyrällä seinän laskennassa käytettyä betonin materiaalimallia. Kuvan 79 vasemmalla puolella on betonin varhaisvaiheen jännitys-muodonmuutoskuvaaja ja oikealla puolella pitkäaikaisessa tarkastelussa käytetty betonin jännitys-muodonmuutoskuvaaja. Kuvassa 80 on puolestaan esitetty seinän rauditusjärjestely, jota on käytetty oikeassa rakenteessa. Tämän työn laskentamalli on jaettu osiin siten, että eri rauditusmäärät eri korkeudella rakenteessa on otettu huomioon.



Kuva 79 Betonin jännitys-muodonmuutoskuvaaja varhaisvaiheessa ja pitkäaikaisessa tilanteessa.



Kuva 80 Tarkasteltavan seinän rauditusjärjestely.

Laskentamallissa on otettu betonin viruma huomioon virumaluvun kautta. Viruma on otettu huomioon laskentamallissa sekä varhaisvaiheessa, että pitkäaikaisessa tilanteessa samalla kertoimella 0,65 kuin käsinlaskennassa. Laskentamalliin on syötetty virumaluvun arvoksi $1/0,65=1,54$ sekä nauha-anturalle, että seinälle. Seinärakenteen kuormitus on varhaisvaiheessa mallinnettu siten, että seinälle on laskettu vapaa muodonmuutos varhaisvaiheen lämpötilan noususta ja varhaisvaiheen sisäisestä kutistumasta johtuen samoin kuin käsinlaskennassa. Tämä muodonmuutos on muutettu vastaamaan tasaista lämpötilan muutosta ΔT rakenteelle. Seinälle on laskettu pitkäaikainen muodonmuutos varhaisvaiheen lämpötilan noususta, 28:n päivän ikäisestä sisäisestä kutistumasta ja 75 päivän kuivumiskutistumasta johtuen, joka on jälleen muutettu vastaamaan tasaista lämpötilakuormitusta seinälle. Seinälle on lisäksi annettu lisäkuormitus johtuen pitkäaikaisesta lämpötilan vaihtelusta, joka on syötetty laskentamalliin tasaisena lämpötilan muutoksena. Nauha-anturalle ei ole laskentamallissa annettu kuormitusta, jolloin laskentamallin tulokset vastaavat paremmin käsinlaskentatuloksia.

30:n vuoden ikäisessä tarkastelussa seinälle on annettu lisäkuormituksen ylimääräinen lämpötilan lasku 10 °C, jolla kuvataan pitkäaikaista keskilämpötilan vaihtelua. Lämpötilan lasku on pelkästään arvio, joten lämpötilan muutos voi olla tätä arvoa suurempi. Kuivumiskutistuman arvo on määritetty seinälle 30:n vuoden laskenta-arvon perusteella.

Sofistikissa pystyy ottamaan huomioon hydrataatiolämmöstä johtuvan varhaisvaiheen lämpötilan nousun kolmella erilaisella laskentamallilla, mutta tässä työssä on käytetty tasaista lämpötilan muutosta, joka on määritetty mittaustulosten perusteella. Sofistikin hydrataatiolämmön laskentamallit ovat saman kaltaisia, kuin tässä työssä esitetyt hydrataatiolämmön laskentamallit, eli niihin pitää syöttää mittaustuloksista saatavia vakio-termejä, joita ei tässä työssä lähdetty arvailemaan.

Varhaisvaiheen betonin ominaisuudet on laskettu itse tässä työssä ja Eurokoodissa esitettyjen laskentakaavojen avulla ja ne on syötetty erikseen Sofistikiin. Betonin materiaaliominaisuuksina varhaisvaiheessa on käytetty kolmen päivän ikäisen betonin materiaaliominaisuuksia. Materiaaliarvot on esitetty kuvassa 81.

Property	Symbol	Value	Unit
Material safety factor		1.500	[-]
Nominal strength	f_{ck}	11.74	[MPa]
Effective strength	f_c	9.98	[MPa]
Tensile strength	f_{ctm}	1.56	[MPa]
Lower fractile value of tensile strength	$f_{ctk,0.5}$	1.09	[MPa]
Fatigue strength	$f_{cd,fat}$	3.23	[MPa]
Design bond strength	f_{bd}	0.92	[MPa]
Mean strength	f_{cm}	19.74	[MPa]
Modulus of elasticity for service	E	2.790e+04	[N/mm ²]
Design tensile strength	f_{td}	0.58	[MPa]
Tensile strength after cracking	f_{eqr}	0.0	[MPa]
Ultimate tensile strength	f_{eqt}	0.0	[MPa]
Friction in cracks		0.200	[-]

Kuva 81 Betonin materiaaliarvot varhaisvaiheessa kolmen päivän ikäisenä.

7. TULOKSET

Liitteessä 4 on esitetty seinälohkojen 1-3 ja 6-10 työmaalla mitatut todelliset halkeamaleveyden arvot. Mittaukset on suoritettu kuvien mukaisesti 15.7.2004 ja 15.9.2004. Kuvassa 82 on esitetty valokuva rakenteen halkeamista, jotka havaittiin säiliön vesitiiveyttä testattaessa.

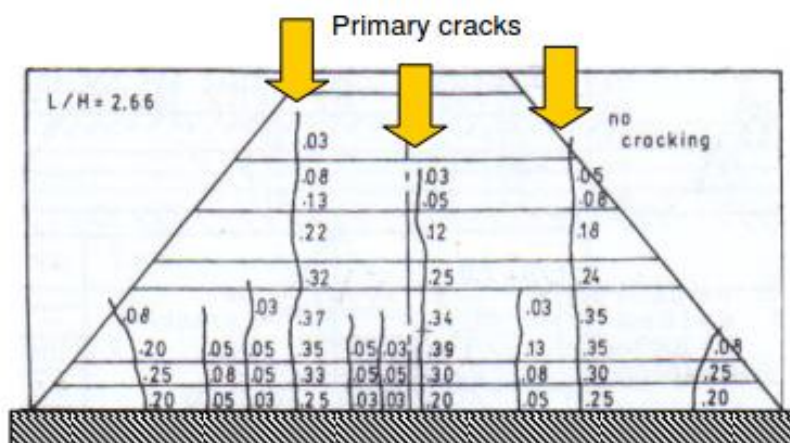


Kuva 82 Säiliörakenteessa havaittuja halkeamia säiliön tiiveyden testaamisen yhteydessä.

Seinälohkojen geometrian perusteella seinän pituuden ja korkeuden suhde on 2,5. Tämä tarkoittaa aiemmin tässä työssä esitetyn ACI:n ohjeiden mukaan sitä, että tällä pituuden ja korkeuden suhteella seinään pystyy muodostumaan koko seinän korkuinen halkeama, mikäli seinää ei ole raudoitettu riittävästi. ACI:n kuvista voidaan myös todeta, että seinän alapään kiinnitys aiheuttaa sen, että suurin rasitus seinälle kohdistuu noin $0,2H - 0,3H$ korkeudelle seinän ja anturan liitoksesta. Suurimman halkeamaleveyden voidaan olettaa syntyvän rakenteen rasitetuimpaan kohtaan, jossa rakenteen kiinnitysaste aiheuttaa suurimman rasituksen rakenteelle, joten ACI:n kuvan mukaan suurimmat halkeamaleveydet rakenteessa voidaan olettaa lohkon 8 tapauksessa syntyvän noin korkeudelle $0,3H = 1,65$ metriä seinän ja nauha-anturan liitoksen yläpuolelle. Lohkon 8 mitattujen halkeamaleveyksien perusteella tämä oletus näyttää pitävän paikkansa melko hyvin, koska suurimmat seinän halkeamaleveyden arvot löytyvät tältä korkeudelta. Huomioitavaa ACI:n ohjeiden perusteella on myös, että mikäli tälle korkeudelle rakenteeseen syntyy halkeama, niin halkeama pystyy jatkamaan kasvamistaan seinän korkeussuunnassa koko seinän korkeudelle. Tämä näyttää myös pitävän mitattujen halkeamaleveyksien perusteella paikkansa, koska halkeamat jatkuvat suurimman halkeamaleveyden muodostumisen jälkeen vielä ylöspäin, mutta niiden mitattu halkeamaleveys on pienempi.

ACI:n ohjeiden mukaisesti halkeaman pituuden kasvaminen tarvitsee pienemmän voiman jatkuakseen, kuin rakenteen suurimman halkeamaleveyden muodostuminen. Tässä kyseisessä tapauksessa siis voidaan olettaa, että rakenteen halkeamat jatkavat kasvamistaan seinän korkeussuunnassa ylöspäin, kun rakenteen kuivumiskutistuminen jatkuu. Seinän pituuden ja korkeuden suhteella 2,5 voidaan ACI:n käyrästä olettaa, että rakenteeseen pystyy syntymään koko seinän korkuinen halkeama.

Huomioitavaa on myös se, että yhdeltä reunaltaan kiinnitettyssä tapauksessa seinän halkeamat keskittyvät seinän keskialueelle, jossa myös kiinnitysaste on suurimmillaan. Tämä vastaa hyvin esimerkiksi Khederin tekemiä havaintoja rakenteen käyttäytymisestä, kun seinä on yhdeltä sivultaan kiinnitetty kuvan 83 mukaisesti. Parittomien valulohkojen tapauksessa puolestaan halkeamat ovat jakautuneet tasaisemmin seinän leveydelle, minkä voidaan olettaa johtuvan siitä, että tässä tapauksessa seinä on valettu aiemmin valettujen seinien väliin, jolloin seinä on kiinnitetty kolmelta sivultaan, mikä aiheuttaa sen, että päiden kiinnitys jakaa seinän halkeamia suuremmalle leveydelle.



Kuva 83 Alue, jolla voidaan olettaa tapahtuvan halkeilua seinässä. [52]

Taulukossa 24 on esitetty rakenteesta mitatut suurimmat halkeamaleveydet lohkoittain. Lohkoista 4 ja 5 ei ole käytettävissä mitattuja halkeamaleveyksiä. Lohkot on valettu siten, että lohkot 2 ja 10 on valettu 30.6.2004, lohkot 8 ja 6 3.7.2004, lohko 5 6.7.2004, lohkot 1 ja 3 8.7.2004, lohkot 7 ja 9 10.7.2004, lohko 5a 14.7.2004 ja lohko 4 15.7.2004

Taulukko 24 Rakenteen eri lohkojen mitatut suurimmat halkeamaleveydet. [mm]

	Lohkot 1 ja 3	Lohkot 2 ja 10	Lohko 6	Lohko 8	Lohkot 7 ja 9
Halkeamaleveys rakenteen sisäpinnassa 15.7	0,2	0,15	0,15	0,15	0,2
Halkeamaleveys rakenteen sisäpinnassa 15.9	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3
Halkeamaleveys rakenteen ulkopinnassa 15.9	0,2	0,15	0,1	0,15	0,13

7.1 Käsinlaskentatulokset

Seuraavissa taulukoissa on esitetty tarkasteltavan seinän käsinlaskettuja halkeamaleveyden arvoja seinän sisä- ja ulkopinnassa. Sisäpinnan halkeamaleveydet on laskettu sekä varhaisvaiheessa, että pitkäaikaisessa tilanteessa. Seinän ulkopinnan halkeamaleveydet on laskettu ainoastaan pitkäaikaisessa tilanteessa. Liitteessä 5 on laskettu seinän ja anturan välisiä pakkovoimakertoimen arvoja. Liitteessä 6 on laskettu seinän vapaa muodonmuutos sekä varhaisvaiheessa, että pitkäaikaisessa tilanteessa. Muodonmuutoksen laskenta perustuu CIRIA:n mukaiseen laskentatapaan, jossa on erikseen huomioitu eri muodonmuutoskomponentit, joiden perusteella on laskettu seinän halkeamaleveys erikseen varhaisvaiheessa ja pitkäaikaisessa tilanteessa. Liitteestä 7 löytyy eri laskentatavoin laskettuja seinän sisäpinnan halkeamaleveyksiä ja liitteestä 8 vastaavin tavoin lasketut seinän ulkopinnan halkeamaleveydet. Seinän todelliset, mitatut halkeamaleveyden arvot löytyvät liitteen 4 kuvista.

Taulukossa 25 on esitetty EC 1992-3:n mukaisesti laskettuja seinän sisäpinnan halkeamaleveyksiä.

Taulukko 25 Seinän sisäpinnan laskettuja halkeamaleveyksiä EC 1992-3:n mukaisesti.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
EC 1992-3	0,09	0,13	0,23

Taulukossa 26 on esitetty seinän sisäpinnan laskettuja halkeamaleveyksiä, kun pakkovoimakerroin seinän ja anturan liitoksessa on laskettu pelkkien vetojäykkyyksien perusteella.

Taulukko 26 Seinän sisäpinnan laskettuja halkeamaleveyksiä.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
CIRIA C660	0,02	0,03	0,08
EC 1992-3 ICE	0,26	0,37	0,47

Taulukossa 27 on esitetty seinän sisäpinnan laskettuja halkeamaleveyksiä, kun pakkovoimakerroin seinän ja anturan liitoksessa on laskettu veto- ja taivutusjäykkyyksien perusteella.

Taulukko 27 Seinän sisäpinnan laskettuja halkeamaleveyksiä.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
CIRIA C660	0,05	0,08	0,17
EC 1992-3 ICE	0,14	0,21	0,29

Taulukossa 28 on esitetty EC 1992-3:n mukaisesti laskettuja seinän ulkopinnan halkeamaleveyksiä.

Taulukko 28 Seinän ulkopinnan laskettuja halkeamaleveyksiä EC 1992-3:n mukaisesti.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
EC 1992-3	0,07	0,10	0,17

Taulukossa 29 on esitetty seinän ulkopinnan laskettuja halkeamaleveyksiä, kun pakko-voimakerroin seinän ja anturan liitoksessa on laskettu pelkkien vetojäykkyyksien perusteella.

Taulukko 29 Seinän ulkopinnan laskettuja halkeamaleveyksiä.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
CIRIA C660	0,01	0,02	0,06
EC 1992-3 ICE	0,13	0,19	0,27

Taulukossa 30 on esitetty seinän ulkopinnan laskettuja halkeamaleveyksiä, kun pakko-voimakerroin seinän ja anturan liitoksessa on laskettu veto- ja taivutusjäykkyyksien perusteella.

Taulukko 30 Seinän ulkopinnan laskettuja halkeamaleveyksiä.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	75 vrk:n halkeamaleveys [mm]:	30 vuoden halkeamaleveys [mm]
CIRIA C660	0,04	0,06	0,12
EC 1992-3 ICE	0,09	0,12	0,19

Taulukoissa 31 ja 32 on vielä esitetty lähteen 50 mukaisen Gebhardin laskentatavan mukaiset suurimmat halkeamaleveydet seinän sisä- ja ulkopinnassa. Laskentatapa perustuu vanhaan DIN 1045-1 normiin, joka on esitelty aiemmin tässä työssä.

Taulukko 31 DIN 1045-1:n / Gebhardin laskentatavan mukaiset suurimmat halkeamaleveydet seinän sisäpinnassa.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	Pitkäaikainen halkeamaleveys [mm]:
DIN 1045-1/Gebhard	0,20	0,39

Taulukko 32 DIN 1045-1:n / Gebhardin laskentatavan mukaiset suurimmat halkeamaleveydet seinän ulkopinnassa.

Laskentatapa:	Varhaisvaiheen halkeamaleveys [mm]:	Pitkäaikainen halkeamaleveys [mm]:
DIN 1045-1/Gebhard	0,07	0,13

Taulukoissa 33 ja 34 on vielä esitetty seinän tarvittavat raudoitusmäärät taulukon 24 mukaisten mitattujen suurimpien halkeamaleveyksien mukaan laskettuna. Laskennassa on käytetty kohdan 4.6.1 mukaista raudoitusmäärän laskentatapaa, joka on johdettu EC2-1:n mukaisesta halkeamaleveyden laskentakaavasta ja jossa on huomioitu seinän ja anturan välinen vetojäykkyyksien mukaan laskettu pakkovoimakerroin ICE:n laskentatavan mukaisesti.

Taulukko 33 EC2-1 / ICE:n laskentatavan mukaiset raudoitusmäärät seinän sisäpinnassa.

Laskentatapa:	Raudoitusmäärä varhaisvaiheen halkeamaleveydelle 0,2 mm [mm ²]:	Raudoitusmäärä pitkäaikaiselle halkeamaleveydelle 0,3 mm [mm ²]:
EC2-1/ICE	1989 (T16 k100)	1839 (T16 k110)

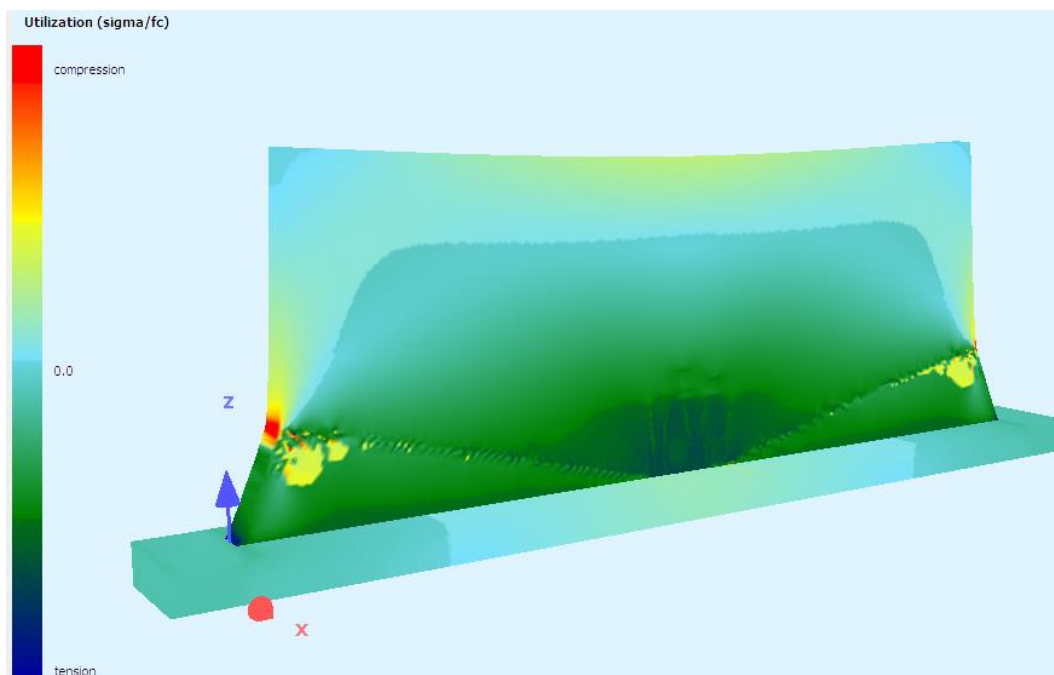
Taulukko 34 EC2-1 / ICE:n laskentatavan mukaiset raudoitusmäärät seinän ulkopinnassa.

Laskentatapa:	Raudoitusmäärä pitkäaikaiselle halkeamaleveydelle 0,2 mm [mm ²]:
EC2-1/ICE	2578 (T20 k120)

7.2 Sofistik-mallin laskentatulokset

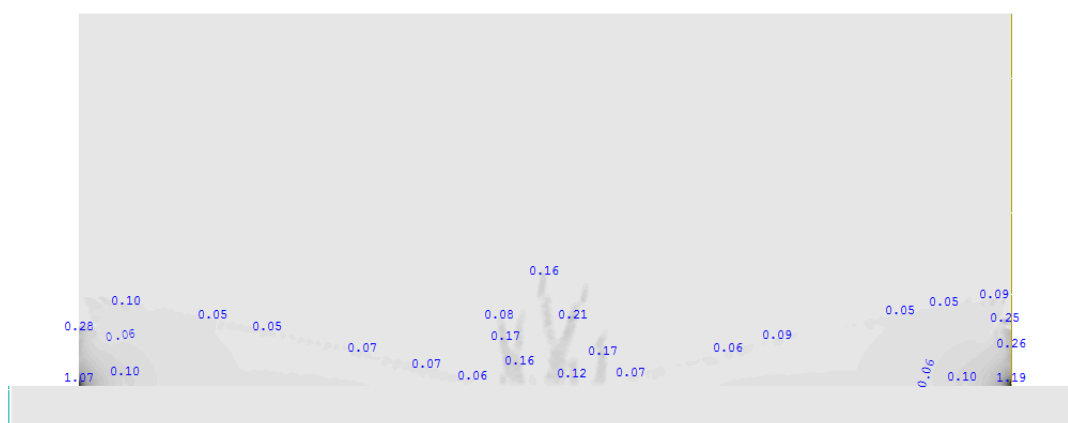
7.2.1 Varhaisvaiheen tarkastelu

Kuvassa 84 on esitetty seinän jännitys jakaumaa varhaisvaiheessa. Kuvasta voidaan huomata, että suurimmat vetojännitykset keskittyvät seinän alaosiin, kuten olettaa saattaa. Suurimmat vetojännityksen arvot löytyvät seinän keskeltä alareunasta. Kuvasta voidaan myös huomata, että aivan seinän yläosiin muodostuu puristusjännityksiä, vaikka esimerkiksi ACI:n kuvaajan perusteella seinän pitäisi olla vedetty koko korkeudeltaan. Lisäksi voidaan huomioida, että seinän jännityskuvio on saman kaltainen kuin kuvan 83 mukainen seinän vedetty alue.

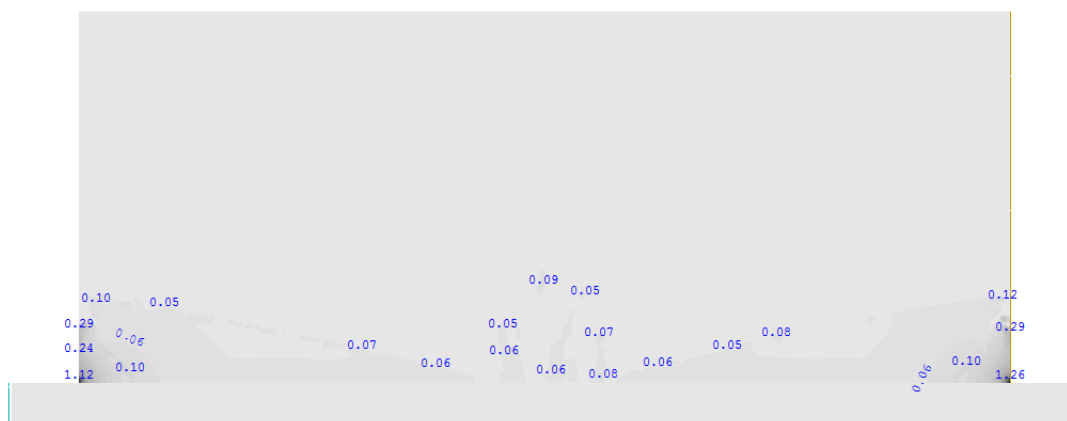


Kuva 84 Seinän jännitysjaakauma varhaisvaiheessa.

Kuvissa 85 ja 86 on esitetty laskentamallista saatua seinän halkeilua. Kuvassa 85 on esitetty seinän sisäpinnan halkeilua ja kuvassa 86 on esitetty seinän ulkopinnan halkeilua. Seinän ulkopinnalla tarkoitetaan tässä tapauksessa kuvan 80 seinän vasenta pintaa, jossa on suurempi rauditusmäärä kuin seinän oikeassa pinnassa. Kuvat on muokattu siten, että niissä on esitetty lukuarvot ainoastaan halkeamille, jotka ylittävät halkeamaleveyden arvon 0,05 mm. Halkeamat, joiden leveys on alle 0,05 mm, voidaan luokitella mikrohalkeamiksi, joilla ei ole suurta vaikutusta lopullisen rakenteen toimintaan. Lisäksi mikrohalkeamien voidaan olettaa ainakin osittain tiivistyvän itsestään.



Kuva 85 Seinän sisäpinnan halkeilu varhaisvaiheessa.

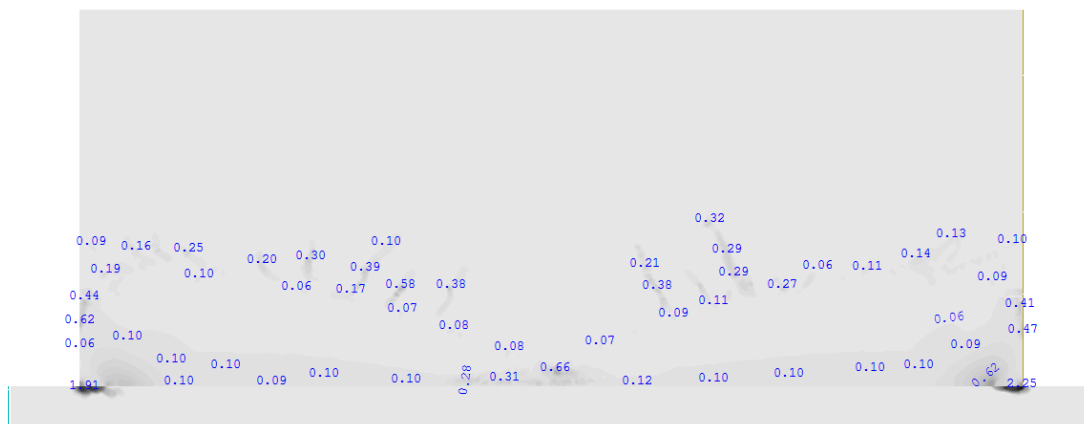


Kuva 86 Seinän ulkopinnan halkeilu varhaisvaiheessa.

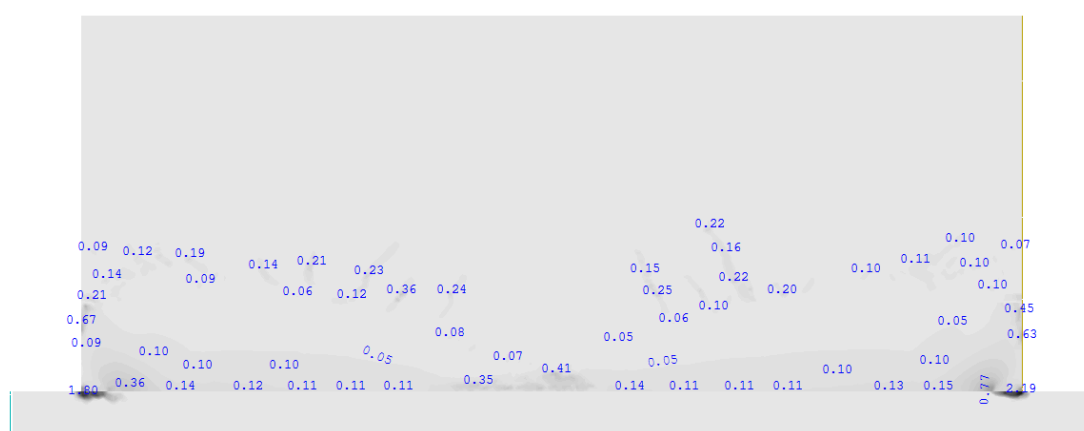
Seinän sisäpintaan muodostuu muutamia suurempia halkeamia seinän keskiosiin aivan kuten myös todellisessa rakenteessa. Halkeamia on mitattu seinän sisäpinnassa varhaisvaiheessa ja niiden leveys vastaa varsin hyvin kuvan 85 mukaisia halkeamaleveyksiä. Laskentamalliin muodostuu kuitenkin vähemmän halkeamia kuin todelliseen rakenteeseen. Lisäksi rakenteen todelliset halkeamat ulottuvat huomattavan paljon korkeammalle kuin laskentamallin halkeamat. Kuvista 85 ja 86 voidaan lisäksi huomata häiriöalueet seinän alanurkissa. Alanurkkiin muodostuu lähes vaakasuuntaisia halkeamia, jotka johtuvat siitä, että seinän alareuna on jäykästi kiinnitetty, eli pystysuuntaiset muodonmuutokset on estetty. Alanurkkiin muodostuu pystysuuntaisia vetojännityksiä, koska rakenne pääsee kutistumaan yläreunastaan, mutta alareunan kutistuma on estetty, jolloin rakenteeseen pyrkii muodostumaan myös tason suuntaista käyritystä. Esimerkiksi tämän työn kuvasta 43 voidaan huomata, että Eurokoodissa on otettu myös tämä seinän alanurkan häiriöalue huomioon, koska seinälle on annettu alanurkassaan pystysuuntaisen pakkovoimakerron. Häiriöalueen suuret halkeamaleveyden arvot johtuvat osittain siitä, että laskentamalliin ei ole mallinnettu seinän ja nauha-anturan välistä tartuntarauoitus. Pystysuuntaisen tartuntarauoitus osittain estää sen, että halkeamaleveyden arvot eivät muodostu niin suuriksi kuin tämän työn laskentamallissa.

7.2.2 Pitkäaikainen tarkastelu

Kuvissa 87 ja 88 on esitetty seinän halkeilua pitkäaikaisessa tilanteessa. Kuvassa 87 on esitetty seinän sisäpinnan halkeilua ja kuvassa 88 seinän ulkopinnan halkeilua. Kuvissa on jälleen esitetty lukuarvoina ainoastaan halkeamat, joiden leveys on 0,05 mm tai enemmän.



Kuva 87 Seinän sisäpinnan halkeilu pitkäaikaisessa tilanteessa.

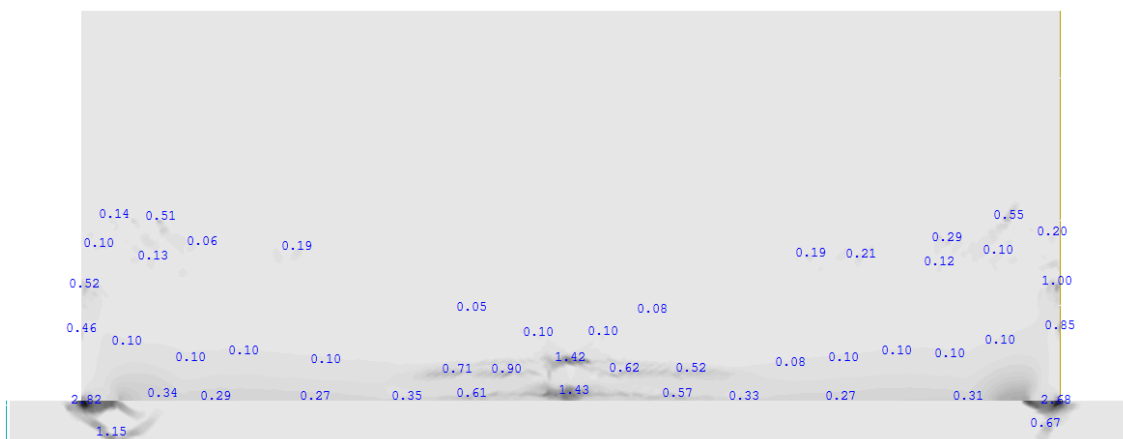


Kuva 88 Seinän ulkopinnan halkeilu pitkäaikaisessa tilanteessa.

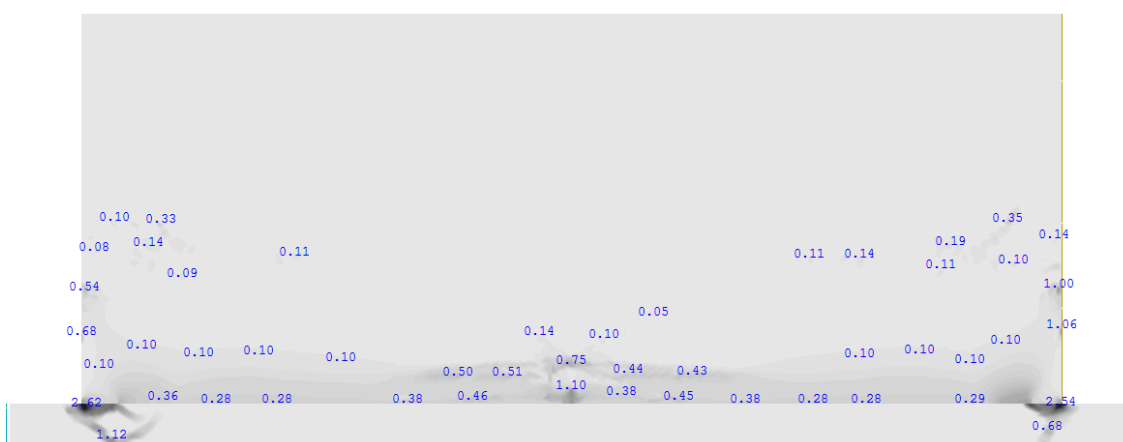
Laskentamallista saatujen halkeamaleveyksien arvot vastaavat myös pitkäaikaisessa tilanteessa hyvin rakenteen todellisia halkeamaleveyksiä. Rakenteeseen muodostuu suuri määrä pieniä halkeamia, joiden lisäksi muodostuu suurempia halkeamia, aivan kuten myös todellisessa kohteessa. Seinän alanurkkiin muodostuu lisäksi jälleen häiriöalueet, joissa halkeamat ovat lähes vaakasuuntaisia.

7.2.3 30:n vuoden tarkastelu

Kuvissa 89 ja 90 on esitetty seinän halkeilua sisä- ja ulkopinnassa 30 vuoden ikäisessä tilanteessa. Kuvista 89 ja 90 voidaan huomata, että rakenteen halkeamaleveydet ovat suurempia johtuen seinän kuivumiskutistumasta ja pitkäaikaisesta lämpötilan laskusta. Seinän keskiosan suuret halkeamaleveyden arvot johtuvat osittain siitä, että laskentamallissa seinän vaakasuuntainen raudoitus saavuttaa myötörajan seinän keskialueella.



Kuva 89 Seinän sisäpinnan halkeilu 30 vuoden ikäisessä tilanteessa.



Kuva 90 Seinän ulkopinnan halkeilu 30 vuoden ikäisessä tilanteessa.

7.3 Seinän suunnittelu eri halkeamaleveyksille

Suunnitellaan seuraavaksi vielä seinän rauditus käyttäen tämän työn kohdan 4.6.1 mukaista laskentaperiaatetta. Seinää tarkastellaan erikseen varhaisvaiheessa kolmen päivän ikäisenä, sekä pitkäaikaisessa tilanteessa 30:n vuoden ikäisenä. Seinälle on laskettu erikseen rauditusmäärät halkeamaleveyksille 0,1 mm, 0,2 mm ja 0,3 mm sekä varhaisvaiheessa, että pitkäaikaisessa tilanteessa. Lasketut rauditusmäärät on esitetty taulukossa 35. Lasketut rauditusmäärät tarkoittavat raudoitusta seinän yhdessä pinnassa, eli seinän kokonaisrauditusmäärä on kaksinkertainen verrattuna taulukon 35 arvoihin. Seinän kuormituksenä on käytetty samoja kuormituksen arvoja kuin edellisissä tarkasteluissa. Taulukon 35 laskettujen rauditusmäärien perässä on seinän valittu rauditusmäärä suluissa. Seinän rauditus on toteutettu siten, että laskettu rauditusmäärä on ulotettu korkeudelle $0,4 H$ anturan ja seinän liitoksesta. ACI:n kuvaajan perusteella seinän suurin halkeamaleveys esiintyy noin korkeudella $0,2 H - 0,3 H$ anturan ja seinän liitoksen yläpuolella. Seinän yläosassa on käytetty vaakasuuntaista vakioraudoitusta T12 k100 molemmissa pinnoissa.

Taulukko 35 Seinän laskettuja rauditusmääriä eri halkeamaleveyden arvoille.

	Halkeamaleveys 0,1 mm [mm ²):	Halkeamaleveys 0,2 mm [mm ²):	Halkeamaleveys 0,3 mm [mm ²):
Varhaisvaihe (3 vrk)	3622 (T25 k130)	2191 (T20 k140)	1572 (T16 k120)
Pitkäaikainen (30 vuotta)	4345 (T25 k110)	2578 (T20 k120)	1839 (T16 k110)

Liitteessä 9 on esitetty taulukon 35 rauditusmäärien perusteella laskettuja seinän halkeamakuvioita eri tapauksissa. Kuvissa on jälleen esitetty lukuarvoina ainoastaan halkeamaleveydet, jotka ovat suurempia tai yhtä suuria kuin 0,05 mm.

Kuvissa L.15-L.17 on esitetty seinän halkeamaleveyksiä varhaisvaiheessa. Kuvien perusteella voidaan huomata, että seinän alaosaan muodostuu suuri määrä pieniä halkeamia, sekä seinän keskiosiin muutamia suurempia halkeamia. Halkeamaleveydet pysyvät hyvin suunnitelluissa rajoissa, mutta on huomattava, että kohdan 7.2 Sofistikilla lasketut halkeamakuviot eroavat rakenteen todellisesta halkeamakuvioista, joten tuloksiin tulee suhtautua kriittisesti.

Kuvissa L.18-L.20 on puolestaan esitetty seinän halkeamaleveyksiä 30:n vuoden ikäisessä tilanteessa. Kuvien perusteella seinän halkeamaleveydet vastaavat hyvin suunniteltuja halkeamaleveyksiä, vaikkakin seinään muodostuu muutamia halkeamia, jotka ylittävät suunnitellun halkeamaleveyden arvon. Aivan seinän alaosassa esiintyy suuria halkeamaleveyksiä, jotka voivat osaltaan johtua siitä, että seinän ja nauha-anturan liitoskohdassa on epäjatkuvuuskohta laskentamallissa.

8. JOHTOPÄÄTÖKSET

Seinän käsinlasketuista halkeamaleveyden arvoista voidaan heti huomata, että tuloksissa on suuria eroavaisuuksia riippuen laskentatavasta. Eroavaisuudet johtuvat pääasiassa siitä, että eri laskentatavat perustuvat erilaisiin olettamuksiin rakenteen toiminnasta. Eurokoodin mukainen laskentatapa yhdeltä reunaltaan kiinnitetylle seinälle perustuu olettamukseen, että seinän halkeamaleveys on verrannollinen seinän ja anturan väliseen kiinnitysasteeseen, jolloin suurempi kiinnitysaste aiheuttaa suuremman halkeamaleveyden. Toisaalta esimerkiksi ICE:n mukainen laskentatapa pohjautuu olettamukseen, että halkeamaleveys päinvastoin pienenee kiinnitysasteen kasvaessa, vaikkakin toisaalta rakenne on tällöin alttiimpi halkeilulle. ICE:n mukaisessa laskentatavassa seinän halkeamien yhteenlaskettu leveys on suurempi kiinnitysasteen kasvaessa, mutta toisaalta yksittäinen halkeamaleveys on pienempi kuin tapauksessa, jossa kiinnitysaste on pienempi.

Eurokoodin mukaisen laskentavan mukaisista tuloksista voidaan huomata, että tulokset vastaavat suuruusluokaltaan rakenteen todellisia halkeamaleveyksiä, mutta huomioitavaa kuitenkin on, että laskentatulokset antavat pienempiä halkeamaleveyden arvoja kuin rakenteen todelliset halkeamaleveyden arvot. Tulosten tulisi kuitenkin olla todellisia halkeamaleveyksiä suurempia, koska laskennassa oletetaan tulokseksi saatavan rakenteen keskimääräisiä halkeamaleveyksiä suurempia arvoja. Mikäli halkeamaleveyden arvoja lasketaan Eurokoodin mukaisella laskentatavalla, niin laskettuun halkeamaleveyden arvoon tulisi sisällyttää jonkin asteinen lisävarmuus ainakin tapauksissa, joissa halkeamaleveys on kriittinen rakenteen toiminnan kannalta, kuten esimerkiksi vesitiiveyttä vaativissa rakenteissa. Erikseen tulee vielä huomioida, että Eurokoodin mukaisessa laskentatavassa seinän ja anturan välisen liitoksen pakkovoimakertoimelle on annettu vakioarvo, joka ei useinkaan vastaa rakenteen todellista toimintaa, mutta on kuitenkin useimmissa tapauksissa suurempi kuin todellinen pakkovoimakerroin liitoksessa.

CIRIA:n mukainen laskentatapa antaa jokaisessa tapauksessa liian pieniä halkeamaleveyden arvoja, mikä johtuu pääasiassa siitä, että rakenteelle on erikseen laskettu pakkovoimakerroin, joka on samalla tavoin verrannollinen rakenteen laskettuun halkeamaleveyteen kuin Eurokoodin mukaisessa halkeamaleveyden laskentatavassa. Laskennalliset pakkovoimakertoimen arvot ovat useissa tapauksissa huomattavasti pienempiä kuin Eurokoodin mukainen vakioarvo, joten myös lasketut halkeamaleveyden arvot ovat siten pienempiä. Pakkovoimakertoimen laskentaa on selostettu tässä työssä aiemmin, mutta on huomioitavaa, että tehdyistä oletuksista riippuen pakkovoimakertoimelle saadaan arvoja, jotka voivat erota toisistaan huomattavan paljon. Lisäksi on huomioitavaa,

että CIRIA:n mukaisessa laskentatavassa rakenteen toiminnalle on tehty huomattavan paljon erilaisia oletuksia ja yksinkertaistuksia.

Laskentatulosten perusteella voidaan todeta, että parhaiten todellisia halkeamaleveyden arvoja vastaavia laskentatuloksia saadaan, kun käytetään ICE:n mukaista laskentatapaa. Kun pakkovoimakerroin on määritetty rakenteiden vetojäykkyyksien perusteella, niin tuloksista voidaan huomata, että laskentatulokset vastaavat todella hyvin rakenteen todellisia halkeamaleveyden arvoja. Lasketut halkeamaleveydet ovat suuruudeltaan suurimman mitatun halkeamaleveyden suuruisia tai hieman suurempia, kuten laskentatulosten tulisikin olla. Eurokoodin oletus, että rakenteessa ei pääse syntymään merkittävää käyritystä näyttää ICE:n laskentatavassa pitävän hyvin paikkansa, koska pakkovoimakertoimen laskenta pelkkien vetojäykkyyksien perusteella antaa paremmin todellisia halkeamaleveyksiä vastaavia tuloksia kuin tapaus, jossa pakkovoimakerroin on laskettu veto- ja taivutusjäykkyyksien perusteella.

Tuloksista voidaan myös todeta, että jos rakenteen halkeamaleveys määritetään koko rakenteen vetokapasiteetin perusteella, kuten kohdan 4.6 DIN 1045-1:een pohjautuvassa Gebhardin laskentatavassa on esitetty, niin laskennalliset halkeamaleveydet vastaavat hyvin rakenteen todellisia halkeamaleveyksiä. Huomioitavaa kuitenkin on, että Gebhardin laskentatavan mukaiset halkeamaleveydet tarkoittavat halkeamaleveyttä raudoituksen pinnassa, jolloin todelliset halkeamaleveydet rakenteen pinnassa ovat suurempia kuin lasketut halkeamaleveydet.

Hyvä arvio rakenteen raudoitusmäärälle saadaan, kun käytetään kohdan 4.6.1 mukaista Eurokoodin halkeamaleveyden kaavasta johdettua raudoitusmäärän laskentaperiaatetta. Kun raudoitusmäärän laskennassa lisäksi huomioidaan ICE:n laskentatavan mukainen rakenteen toimintatapa, jossa vain osa seinän kuormituksesta aiheuttaa seinään halkeilua, niin seinälle saadaan tässä tapauksessa laskennallinen raudoitusmäärä, joka vastaa hyvin tarkkaan rakenteen vaadittua raudoitusmäärää. Laskentatavassa on lisäksi huomattavana etuna sen yksinkertaisuus. Seinälle määritetään ensin raudoitusmäärä täydelle vetokapasiteetille ja sen jälkeen raudoitusmäärää pienennetään laskennallisen pakkovoimakertoimen avulla, joka ottaa huomioon sen, että vain osa seinän vapaasta muodonmuutoksesta aiheuttaa seinälle halkeilua. Kohta, jossa seinän suurin halkeamaleveys esiintyy, voidaan määrittää esimerkiksi ACI:n käyrästöjen avulla, kun tiedetään seinän geometria. Yksinkertaistuksena laskettu raudoitusmäärä voidaan ulottaa seinän alareunasta korkeudelle $0,4 H$ tapauksessa, jossa seinä on alapäästään kiinnitetty, jonka jälkeen seinän raudoitusmäärää voidaan pienentää.

Liitteessä 10 on esitetty erilaisten seinien raudoitusmääriä, jotka on laskettu tätä laskentaperiaatetta hyväksi käyttäen. Liitteen 10 taulukoissa muuttujina ovat seinän paksuus, betonin lujuusluokka ja liitoksen pakkovoimakerroin. Taulukoissa on erikseen laskettu raudoitusmääriä halkeamaleveyden arvoille 0,1-0,3 mm sekä varhaisvaiheessa, että pitkäaikaisessa tilanteessa. Taulukoissa terästen betonipeitteen arvona on käytetty arvoa 40 mm. Taulukot on määritetty erikseen tangon halkaisijoille 16 ja 20 mm. Tau-

lukoiden raudoitusmäärät vastaavat raudoitusta seinän yhdessä pinnassa. Laskennallisista raudoitusmääristä voidaan huomata, että rajoitettaessa halkeamaleveyden arvo 0,1 mm:iin, niin seinän raudoitussuhde on karkeasti luokkaa 1,5-2 %:a. Halkeamaleveyden arvolle 0,2 mm:a, seinän raudoitussuhteeksi saadaan karkeasti 1-1,5 %:a. Halkeamaleveyden arvolle 0,3 mm:a, seinän raudoitussuhteeksi saadaan noin 0,5-1 %:a.

Sofistikilla mallinnettu seinä näyttää tämän työn tulosten perusteella antavan hyvin todellisuutta vastaavia tuloksia liittyen seinän halkeiluun. Sofistikilla tehdyssä laskennassa on kuitenkin tehty pieniä yksinkertaistuksia, jotta rakenteen mallintaminen olisi suhteellisen helppoa ja nopeaa. Varhaisvaiheen tarkastelussa Sofistikilla lasketut seinän sisäpinnan halkeamaleveydet ovat luokkaa 0,10-0,20 mm:ä, mikä vastaa melko hyvin liitteen 4 keskimääräisiä halkeamaleveyksiä.

75 vrk:n ikäisen rakenteen todelliset ja Sofistikilla määritetyt halkeamaleveydet vastaavat hyvin toisiaan. Sofistikin suurimmat halkeamaleveydet seinän sisäpinnassa ovat luokkaa 0,20-0,40 mm:ä, mikä vastaa hyvin todellisia suurimpia halkeamaleveyksiä. Seinän ulkopinnan suurimmat Sofistikilla lasketut halkeamaleveyden arvot ovat luokkaa 0,15-0,25 mm:ä, mikä myös vastaa hyvin todellisia suurimpia halkeamaleveyden arvoja.

Tulosten perusteella Sofistikia voidaan hyödyntää betonin halkeilun mallintamisessa, mutta on kuitenkin huomioitava, että tulosten oikeellisuuteen on suhtauduttava kriittisesti ja Sofistikin tuloksia tulisikin vertailla yksinkertaisiin käsinlaskentatuloksiin tulosten suuruusluokan oikeellisuuden varmistamiseksi. Esimerkiksi seinän ja anturan liitokseen muodostuu suuria halkeamaleveyksiä, jotka saattavat osaltaan johtua siitä, että laskentamallissa on tässä kohtaa epäjatkuvuuskohta. Liitoksen kohdalla käytetään kuitenkin esimerkiksi vesitiiveissä rakenteissa yleisesti kohdan 5.1 mukaisia työsaumanauhoja tai -peltejä, joten tiivistämällä työsauman kohta hyvin, rakenteen vesitiiveys pystytään takaamaan. Seinän raudoitusta suunniteltaessa tulee lisäksi ottaa huomioon seinän päätyihin muodostuvat häiriöalueet, joissa rakenteeseen muodostuu lähes vaakasuuntaista halkeilua johtuen seinän alapään kiinnityksestä. Seinän päätyihin tulee suunnitella pystysuuntainen raudoitus, jonka määrää voidaan pienentää lähestyttäessä seinän keskialuetta. Lisäksi seinän ja anturan liitoskohtaan tulee suunnitella riittävä tartunta-raudoitus, jotta seinän päädyn vaakasuuntaista halkeilua pystytään hallitsemaan tehokkaammin.

Työn perusteella voidaan todeta, että betonirakenteen halkeilu on hyvin monimutkainen ilmiö ja sitä on usein vaikea mallintaa tarkasti. Monimutkaisuudesta johtuen rakenteen todelliselle toiminnalle joudutaan tekemään useita erilaisia oletuksia, jotka vaikuttavat suuresti halkeilun laskennalliseen mallintamiseen ja saatuihin tuloksiin. Työssä on kuitenkin esitetty laskentatapoja, joiden avulla betonirakenteen toimintaa voidaan mallintaa siten, että laskennalliset tulokset vastaavat suuruusluokaltaan rakenteen todellista toimintaa. Suureksi ongelmaksi tätä työtä tehdessä muodostui se, että rakenteiden todellisia, mitattuja halkeamaleveyden arvoja on todella niukasti saatavilla ainakin yleiseen

käyttöön. Olisikin todella tärkeää saada todellisista rakenteista mitattuja ja hyvin dokumentoituja halkeamaleveyden arvoja saataville, jotta erilaisten laskentamallien paikkansapitävyyttä pystytään arvioimaan paremmin.

Erityistä huomiota seinän suunnittelussa tulee kiinnittää betonin varhaisvaiheen lämpötilan nousuun. Varhaisvaiheessa rakenteeseen saattaa muodostua suuriakin halkeamia, mikäli betonin lämpötila pääsee varhaisvaiheessa nousemaan suureksi. Kun rakenteeseen muodostuu varhaisvaiheessa suuria halkeamia, niin rakenteelle voidaan joutua suunnittelemaan erilaisia korjaustoimenpiteitä jälkeensä, kun varhaisvaiheessa muodostuneet halkeamat jatkavat kasvamistaan ajan myötä betonin kutistumisen johdosta. Erityistä huomiota varhaisvaiheen halkeiluun tulee kiinnittää, jos rakenne suunnitellaan vesitiiviiksi. Vesitiiviin rakenteen suunnittelussa tulee huomioida erityisesti betonin ominaisuudet, muottityö ja työn suoritus, koska näiden asioiden merkitys korostuu suunniteltaessa vesitiivistä betonirakennetta. Pelkällä rakenteen raudoituksen suunnittelulla ei useinkaan pystytä takaamaan rakenteen vesitiiveyttä. Lisäksi seinän suunnittelussa tulee kiinnittää erityistä huomiota seinän saumojen toteutukseen. Vaikka tässä työssä keskityttiin pääasiassa seinän raudoituksen suunnitteluun, niin todella suuri vaikutus esimerkiksi seinän vesitiiveyteen on seinän saumaratkaisuilla.

Tämän työn käsinlaskentatulokset ja Sofistik-laskelmien tulokset ovat sovellettavissa suoraan ainoastaan tämän työn esimerkkikohteen tarkasteluun. Työssä on esitetty muutamia ohjeistuksia, joita voidaan soveltaa myös muissa kohteissa. Jatkotutkimusmahdollisuuksia tämän työn perusteella voidaan esittää monia. Seinien geometrian vaikutusta seinän halkeiluun olisi hyvä tutkia tarkemmin, koska sillä vaikuttaa olevan suuri vaikutus seinän käyttäytymiseen pakkovoimien alaisena. Myös seinien halkeilua erilaisissa ympäristöolosuhteissa olisi hyvä tutkia tarkemmin. Esimerkiksi ympäristön lämpötilalla ja suhteellisella kosteudella on suuri vaikutus seinän halkeiluun. Myös erilaisia seinän reunan saumaratkaisuja voisi tutkia tarkemmin ja erityisesti niiden vaikutusta erilaisten seinien raudoitusmääriin. Lisäksi seinän toteuttamista jännitettynä betonirakenteena voisi tutkia tarkemmin, koska betonirakenteen jännittämisen avulla pystytään kumoamaan pakkovoimien vaikutuksia ja näennäisesti nostamaan betonin lujuutta. Erityisesti voisi vertailla seinän toteuttamista perinteisellä betoniraudoituksella ja jännitettynä betonirakenteena ja vertailla näiden kahden tapauksen vaikutuksia rakenteen kokonaiskustannuksiin, työn suoritukseen ja sen keston.

LÄHTEET

- [1] K. Paasikallio, P. Kanerva, Betonirakenteiden mitoitusasteita ratkaisuneen, Otakustantamo, Espoo, 1982, 495 s.
- [2] W.H. Mosley, J.H. Bungey, Reinforced Concrete Design, 3rd edition, Macmillan Education Ltd, Southampton, Great Britain, 1987, 389 p.
- [3] J.K. Green, P.H. Perkins, Concrete Liquid Retaining Structures, Applied Science Publishers Ltd, Great Yarmouth, Great Britain, 1980, 355 p.
- [4] F.K. Kong, R.H. Evans, Reinforced and Prestressed Concrete, 3rd edition, Van Nostrand Reinhold Co. Ltd, Hong Kong, 1987, 508 p.
- [5] Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi VI 1989, Suomen Betoniyhdistys r.y. & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry., Helsinki, 1989, 222 s.
- [6] B.P. Hughes, Limit state theory for reinforced concrete design, 3rd edition, Pitman publishing inc, Bath, Great Britain, 1980, 697 p.
- [7] SFS-EN 1991-1-5: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2004, 68 s.
- [8] A.M. Neville, Properties of Concrete, 3rd edition, Longman Scientific & Technical, Singapore, 1986, 779 p.
- [9] M. Leskelä, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008 by 210, Suomen Betoniyhdistys r.y, Helsinki, 2008, 711 s.
- [10] E. Saarinen, R. Soini, S. Tiira, S. Ulvinen, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja by 202 osat 1-3, Suomen Betoniyhdistys r.y.
- [11] T. Rantala, O. Kerokoski, A. Nurmikolu, Betonirakenteiden rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismit, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 36/2013, Liikennevirasto, Helsinki, 2013, 156 s.
- [12] Teräsbetonirakenteiden suunnittelu, osa II 1975, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto & Suomen Betoniyhdistys, Iisalmi, 1977, 396 s.
- [13] R. Park, T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, USA, 1975, 769 p.
- [14] L.H. Martin, P.C.L. Croxton, J.A. Purkiss, Structural Design in Concrete, Hodder and Stoughton Limited, Great Britain, 1989, 477 p.

- [15] P. Bamforth, D. Chisholm, J. Gibbs, T. Harrison, Properties of Concrete for use in Eurocode 2, The Concrete Centre, 2008, 59 p.
- [16] P. Iso-Mustajärvi, RTEK-3140 Betonitekniikka, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2008, 294 s.
- [17] R. Maurer, E. Stuppak, Minimum Reinforcement for Crack Control in Thick Concrete Members
- [18] C.R. Braam, Control of Crack Width in Deep Reinforced Concrete Beams, HERON-journal, vol. 35, no. 4, 1990, pp. 3-106.
- [19] C.L. Townsend, Control of Cracking in Mass Concrete Structures, A Water Resources Technical Publication – Engineering Monograph No. 34, United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation, Denver, USA, 1981, 71 p.
- [20] Control of Cracking in Concrete, Transportation Research Circular E-C107, Transportation Research Board, Washington DC, USA, 2006, 46 p.
- [21] ACI Committee 224, Cracking of Concrete Members in Direct Tension, ACI 224.2R-92, American Concrete Institute, 1997, 12 p.
- [22] Eurocode 2 Worked Examples, European Concrete Platform ASBL, Brussels, Belgium, 2008, 120 p.
- [23] A.S. Usmani, J.M. Rotter, S. Lamont, A.M. Sanad, M. Gillie, Fundamental principles of structural behavior under thermal effects, Fire Safety Journal, vol. 36, 2001, pp. 721-744.
- [24] R. Kowalski, Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature, ACEE-journal, no. 2, 2010, pp. 61-70.
- [25] Betoninormit 2012 by 50, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2011, 251 s.
- [26] SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2005, 217 s.
- [27] SFS-EN 1992-3: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot, Suomen standardisoimisliitto SFS, 2006, 22 s.
- [28] ACI Committee 207, Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete, ACI 207.2R-07, American Concrete Institute, 2007, 28 p.
- [29] Suunnitteluohje EC2 osat 1-1 ja 1-2 by 60, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2009, 255 s.

- [30] IS 14591:1999: Temperature Control of Mass Concrete for Dams - Guidelines, Bureau of Indian Standards, 2004, 17 p.
- [31] F. Leonhardt, Cracks and Crack Control in Concrete Structures, PCI Journal, July-August 1988, pp. 124-145.
- [32] ACI Committee 207, Mass Concrete, ACI 207.1R-96, American Concrete Institute, 1996, 42 p.
- [33] JSCE Guidelines for Concrete No. 15: Standard Specifications for Concrete Structures - 2007, Japan Society of Civil Engineers, 2010, 503 p.
- [34] A. W. Beeby, R. S. Narayanan, Designers Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Thomas Telford Publishing, London, Great Britain, 2009, 242 p
- [35] A. Knoppik-Wrobel, Cracking due to Restraint Stresses in Early-age Radiation Shielding Wall, Architecture Civil-Engineering Environment, No. 3, 2014, pp. 49-61.
- [36] R. Ian Gilbert, Shrinkage and Early-age Temperature Induced Cracking and Crack Control in Concrete Structures, School of Civil and Environmental Engineering, UNSW Australia, Sydney, Australia, 9 p.
- [37] ACI Committee 224, Control of Cracking in Concrete Structures, ACI 224R-01, American Concrete Institute, 2001, 46 p.
- [38] Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi 1985, Suomen Betoniyhdistys r.y. & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry., Helsinki, 1985, 326 s.
- [39] Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi IX 1992, Suomen Betoniyhdistys r.y. & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry., Helsinki, 1992, 300 s.
- [40] Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi VII 1990, Suomen Betoniyhdistys r.y. & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry., Helsinki, 1990, 247 s.
- [41] H. Stoffers, Cracking due to shrinkage and temperature variation in walls, HERON-journal, vol. 23, no. 3, 1978, pp. 1-68.
- [42] P. B. Bamforth, Early-age thermal crack control in concrete, CIRIA, London, Great Britain, 2007, 112 p.
- [43] R. Lindberg, O. Kerokoski, RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet luentomoniste 2009, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2009, 292 s.
- [44] Z. Bofang, Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete, Butterworth-Heinemann, Great Britain, 2014, 500 p.

- [45] Suomen rakentamismääräyskokoelma D3: Rakennusten energiatehokkuus, Ympäristöministeriö, 2012, 25 s
- [46] J. Vinha, RTEK-3511 Rakennusfysiikka luentomoniste 2011 Osa 1, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2011, 520 s.
- [47] SOFISTIK ASE Manual, Version 2016-0, SOFISTIK AG, Oberschleissheim, Germany, 2015, 223 p.
- [48] BS 8007:1987, Design of concrete structures for retaining aqueous liquids, BSI, 1987, 39 p.
- [49] DIN 1045-1: 2001-07 Plain, reinforced and prestressed concrete structures. Part 1: Design and construction, Deutsches Institut für Normung DIN, 2007, 122 p.
- [50] P. Gebhard, Direkte Berechnung von Rißbreite und Mindestbewehrung für Zwang nach DIN 1045-1, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 98, no. 11, 2003, pp. 661-667.
- [51] ACI Committee 224, Joints in Concrete Structures, ACI 224.3R-95, American Concrete Institute, 2001, 44 p.
- [52] P. Bamforth, S. Denton, J. Shave, The development of a revised unified approach for the design of reinforcement to control cracking in concrete resulting from restrained contraction, ICE Research Project 0706, Institution of Civil Engineers, 2010, 67 p.
- [53] Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007 by 51, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2007, 99 s.
- [54] fib Bulletin 51: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance, vol. 1, International Federation for Structural Concrete, Germany, 2009, 294 p.
- [55] fib Bulletin 52: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance, vol. 2, International Federation for Structural Concrete, Germany, 2010, 338 p.
- [56] fib Bulletin 53: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance, vol. 3, International Federation for Structural Concrete, Germany, 2010, 376 p.
- [57] BetonKalender 2005, Ernst & Sohn, 2005, 598 p.
- [58] ACI Committee 207, Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete, ACI 207.4R-93, American Concrete Institute, 1998, 22 p.

- [59] A. Seruga, R. Szydłowski, M. Zych, Vertical cracking of reinforced concrete cylindrical tank wall at early age state, Institute of Building Materials and Structures, Cracow University of Technology, Poland, 4 p.
- [60] A. Seruga, R. Szydłowski, M. Zych, The evaluation of sequential process of cracking of wall segments in monolithic cylindrical reinforced concrete tanks, Institute of Building Materials and Structures, Cracow University of Technology, Poland, 29 p.
- [61] DIANA-9.5 User's Manual – Analysis Procedures, 1st edition, TNO DIANA BV., 2014.

LIITE 1: KUTISTUMAN JA VIRUMAN LASKENTA EC2-1:N MUKAAN

Kuivumiskutistuman laskenta

Standardin EC2-1 liitteessä B on esitetty nimelliselle kuivumiskutistumalle perusyhtälö:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left((220 + 110\alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \right) \cdot 10^{-6} \beta_{RH} \quad (\text{L.1})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) \quad (\text{L.2})$$

jossa esiintyvät muuttujat voidaan valita taulukosta L.1 sementtityypin mukaan.

Taulukko L.1 Sementin tyypistä riippuvia arvoja kuivumiskutistuman laskennassa.

Sementtityyppi	α_{ds1}	α_{ds2}	f_{cmo} [MPa]	RH_0 [%]
S	3	0,13	10	100
N	4	0,12	10	100
R	6	0,11	10	100

Kuivumiskutistuman loppuarvo voidaan laskea kaavasta:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{L.3})$$

Kerroin k_h saadaan taulukosta L.2. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Betoni-poikkileikkauksen muunnettu paksuus voidaan laskea kaavalla:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{L.4})$$

Taulukko L.2 Kaavassa L.3 olevan kertoimen k_h arvoja.

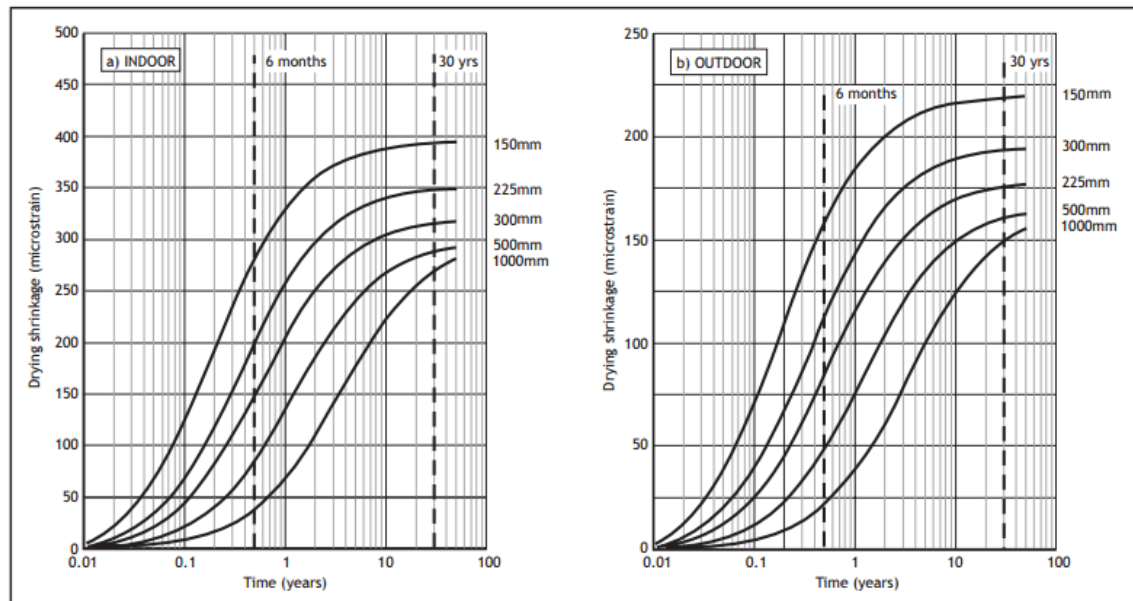
h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Kaavasta L.3 saadaan kuivumiskutistuman loppuarvo. Kuivumiskutistuman kehittymistä ajan mukana voidaan arvioida seuraavasti:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{L.5})$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (\text{L.6})$$

jossa t on betonin ikä vuorokausina tarkasteltavalla ajan hetkellä. t_s on betonin ikä siitä hetkestä, kun kuivumiskutistuminen pääsee alkamaan. Tyypillisesti kuivumiskutistumisen alkuehteksi voidaan valita ajan hetki, jolloin rakenteen jälkihoito on lopetettu. Kuvassa L.1 on esitetty laskennallisen kuivumiskutistuman kehitystä ajan myötä eri paksuisille seinille sisäilmassa ja ulkoilmassa. Kuvasta L.1 voidaan huomata, että rakenteen paksuuden kasvaessa, myös rakenteen laskennallinen kuivumiskutistuma hidastuu huomattavan paljon. Lisäksi voidaan huomata ympäristön suhteellisen kosteuden vaikutus kuivumiskutistumaan. Mitä alhaisempi ympäristön suhteellinen kosteus on, niin sitä suurempaa on myös kuivumiskutistuminen.



Kuva L.1 Kuivumiskutistuman kehitys sisätiloissa (a) ja ulkoilmassa (b) eri seinän paksuuksilla. [15]

Sisäisen kutistuman laskenta

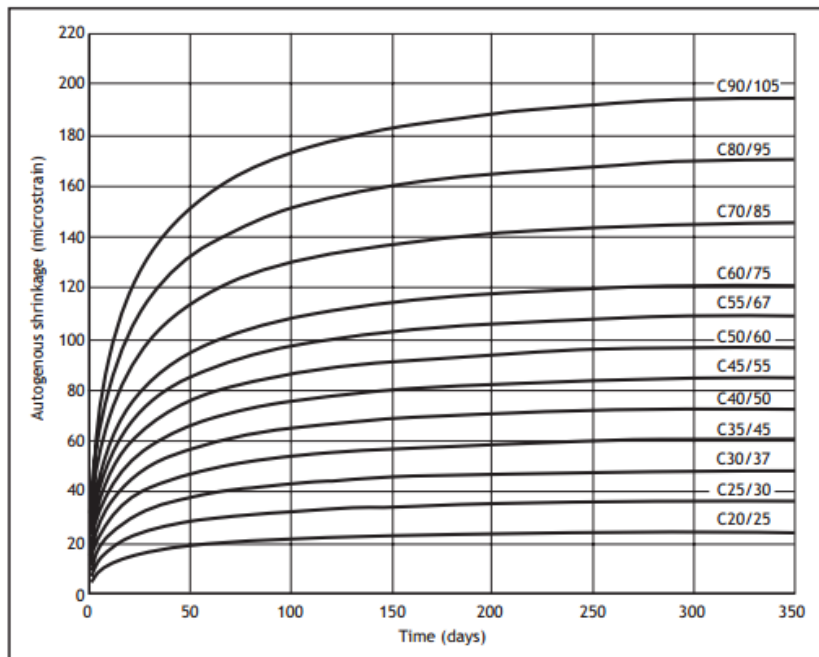
Betonin sisäinen kutistuma voidaan laskea seuraavasti:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (\text{L.7})$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (\text{L.8})$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \quad (\text{L.9})$$

Sisäisen kutistuman laskennassa huomioitavaa on, että ainoana muuttujana on betonin lujuusluokka. Esimerkiksi betonimassan sementtimäärällä, sementin laadulla, muilla sideaineilla tai vesi-sementtisuhteella ei ole vaikutusta laskennalliseen sisäiseen kutistumaan. Kuvassa L.2 on esitetty laskennallisen sisäisen kutistuman kehitystä ajan myötä eri betonin lujuusluokilla.



Kuva L.2 Sisäisen kutistuman kehitys eri betonin lujuusluokilla. [15]

Viruman laskenta

Standardin EC2-1 mukaan betonin iästä riippuva virumaluku lasketaan kaavasta:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (\text{L.10})$$

jossa t on betonin ikä vuorokausina ja t_0 betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkessa. Kaavassa oleva termi φ_0 on nimellinen virumaluku, jonka likiarvo voidaan laskea kaavasta:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (\text{L.11})$$

φ_{RH} on kerroin, joka ottaa huomioon ympäristön suhteellisen kosteuden RH vaikutuksen nimelliseen virumalukuun:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad , \text{ kun } f_{cm} \leq 35MPa \quad (\text{L.12})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35MPa \quad (\text{L.13})$$

Kerroin $\beta(f_{cm})$ ottaa huomioon betonin lujuuden vaikutuksen nimelliseen virumalukuun. Kertoimen $\beta(t_0)$ avulla otetaan huomioon kuormituksen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun. Termi h_0 on poikkileikkauksen muunneltu paksuus, jota käytetään myös betonin kutistuman laskennan yhteydessä.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{L.14})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (\text{L.15})$$

Kerroin $\beta_c(t, t_0)$ kuvaa laskennallisen viruman kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen. Kertoimelle voidaan johtaa likiarvo:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (\text{L.16})$$

Kerroin β_H riippuu ympäristön suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 . Kertoimelle voidaan johtaa likiarvo kaavoista:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad , \text{ kun } f_{cm} < 35MPa \quad (\text{L.17})$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35MPa \quad (\text{L.18})$$

Edellä esitetyissä kaavoissa esiintyvät termit α_1 , α_2 ja α_3 ovat kertoimia, joilla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus betonin virumaan. Kertoimille voidaan laskea arvot kaavoista:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (\text{L.19})$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (\text{L.20})$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{L.21})$$

Viruman laskennassa voidaan ottaa huomioon vielä sementin tyyppin vaikutus betonin virumalukuun muuntamalla edellä olleissa kaavoissa olevaa betonin kuormittamisikää t_0 seuraavan kaavan mukaisesti:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{L.22})$$

Eksponentti α on sementin tyypistä riippuva kerroin, joka voidaan valita taulukon L.3 perusteella.

Taulukko L.3 Sementin tyypistä riippuva eksponentti α .

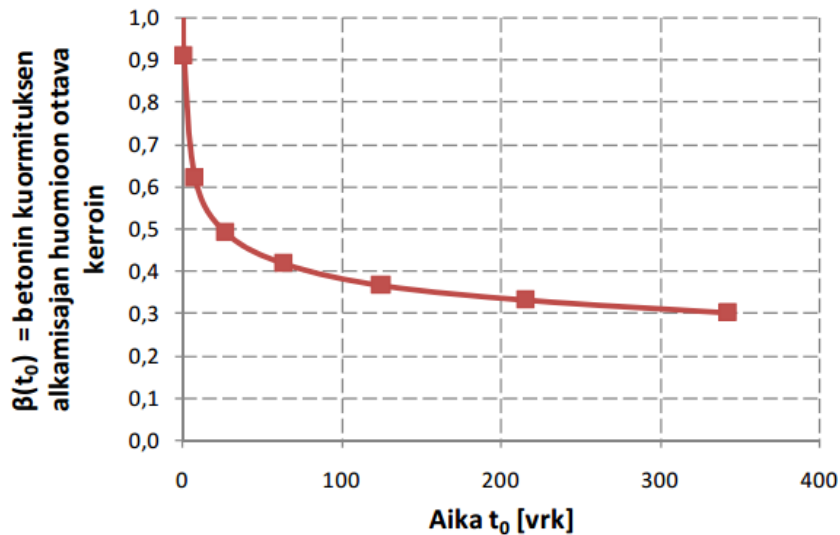
Sementtityyppi	α
S	-1
N	0
R	1

Kaavassa L.22 oleva termi $t_{0,T}$ on betonin lämpötilakorjattu ikä vuorokausina kuormittamishetkellä, kun betonin ikää on korjattu seuraavan kaavan mukaan:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \Delta t_i \quad (\text{L.23})$$

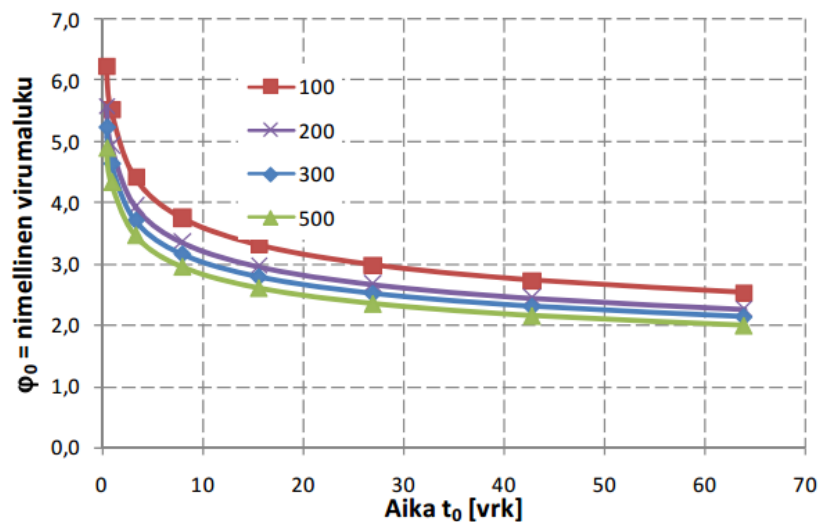
jossa t_T on betonin lämpötilakorjattu ikä, jolla korvataan suure t vastaavissa yhtälöissä. Termi $T(\Delta t_i)$ on betonin lämpötila Celsius-asteina aikavälillä Δt_i , jonka betoni on lämpötilassa T .

Kuvassa L.3 on esitetty kuormituksen alkamisajankohdan huomioon ottavan kertoimen $\beta(t_0)$ arvoja, kun muuttujana on kuormituksen alkamisajankohta t_0 .



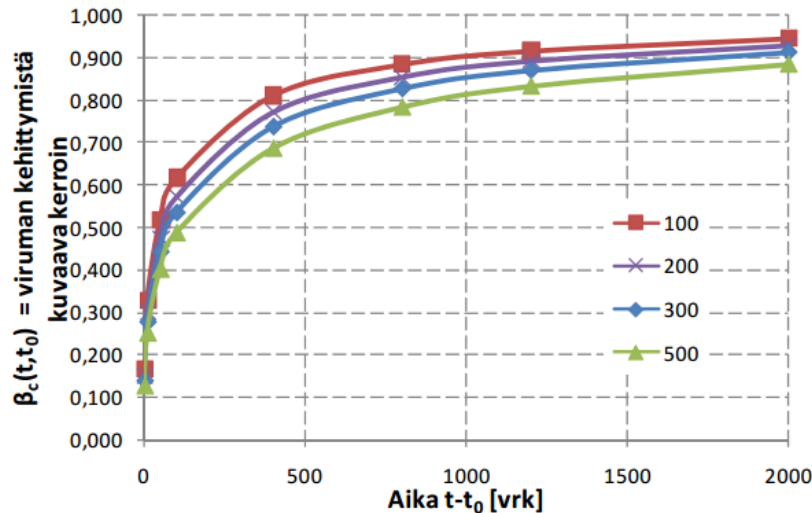
Kuva L.3 Kuormituksen alkamisajankohdan huomioon ottava kerroin $\beta(t_0)$. [43]

Kuvassa L.4 on esitetty nimellisen virumaluvun φ_0 suuruutta eri muunnetun paksuuden h_0 arvoilla. Suhteellinen kosteus on 50 % ja betonin lujuusluokka C25/30.



Kuva L.4 Nimellisen virumaluvun φ_0 suuruus eri muunnetun paksuuden h_0 arvoilla. [43]

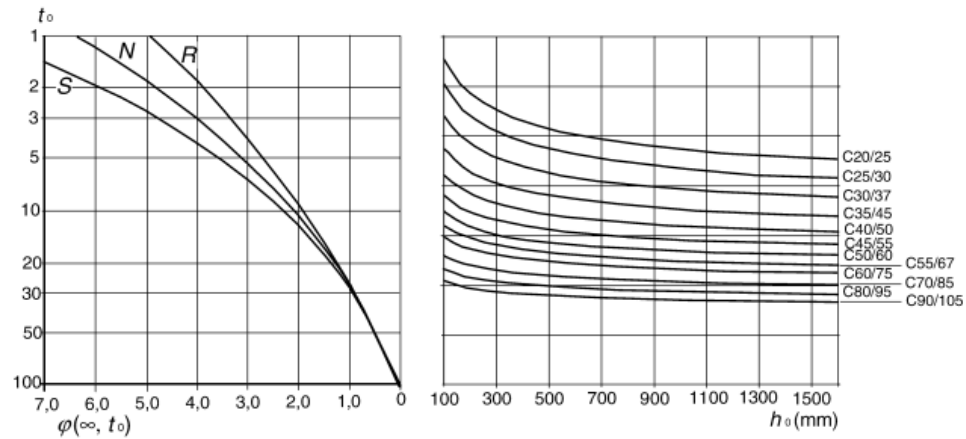
Kuvassa L.5 on esitetty viruman kehittymistä kuvaavan kertoimen $\beta_c(t, t_0)$ suuruutta eri muunnetun paksuuden h_0 arvoilla. Suhteellinen kosteus on 50 % ja betonin lujuusluokka C25/30.



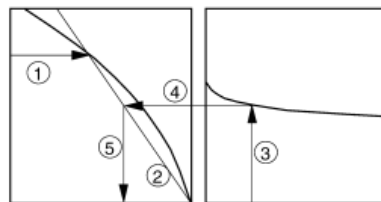
Kuva L.5 Viruman kehittymistä kuvaavan kertoimen $\beta_c(t, t_0)$ suuruus eri muunnetun paksuuden h_0 arvoilla. [43]

Kuvissa L.4 ja L.5 muunnetun paksuuden h_0 arvot vastaavat suoraan seinän paksuutta, jos oletetaan, että seinä pääsee kuivumaan ainoastaan pystypinnoiltaan. Kuvien perusteella voidaan todeta, että kuormituksen alkamisajankohdalla t_0 on suuri vaikutus betonirakenteen lopulliseen virumaan, koska varhaisvaiheessa betonin viruminen on hyvin suurta. Mitä aikaisemmin rakennetta aletaan kuormittamaan valun jälkeen, niin sitä suuremmiksi viruman aiheuttamat muodonmuutokset muodostuvat. Lisäksi voidaan todeta, että suuri osa betonin virumasta tapahtuu jo ensimmäisten kuukausien aikana, jonka jälkeen betonin viruma alkaa hidastumaan.

Kuten edellä olleesta virumaluvun laskentatavasta voidaan huomata, niin virumaluvun laskenta riippuu hyvin monesta eri asiasta ja parhaimmillaankin virumaluvun laskennasta saadaan vain hyvä arvio todelliselle betonirakenteen virumaluvulle. Edellä esitetty laskentatapa on EC2-1 mukainen tarkempi laskentatapa, mutta yleensä virumaluvulla ei ole rakenteen todellisen toiminnan kannalta niin suurta vaikutusta, että edellä esitettyä laskentamenetelmää tarvitsisi käyttää. Standardissa EC2-1 esitetään virumaluvun määrittämiseksi myös yksinkertaisempi likimääräis menetelmä betonin virumaluvun määrittämiseksi. Virumaluvun likimääräisempi arviointimenetelmä on esitetty kuvassa L.6.

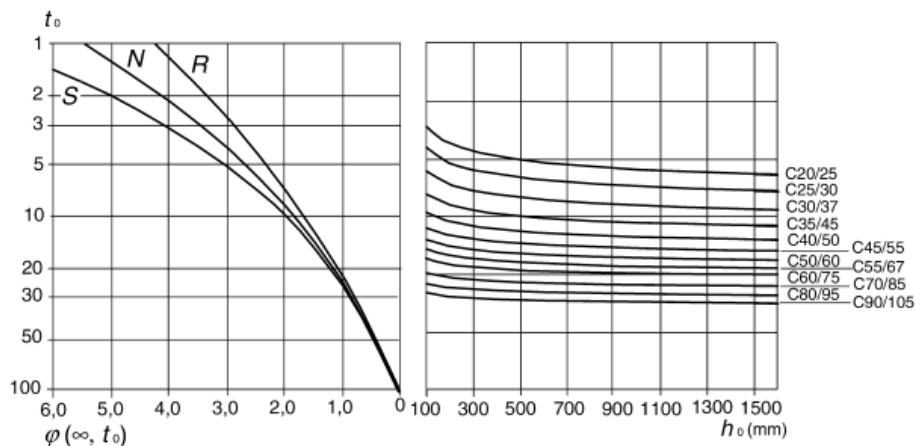


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

Kuva L.6 Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa.

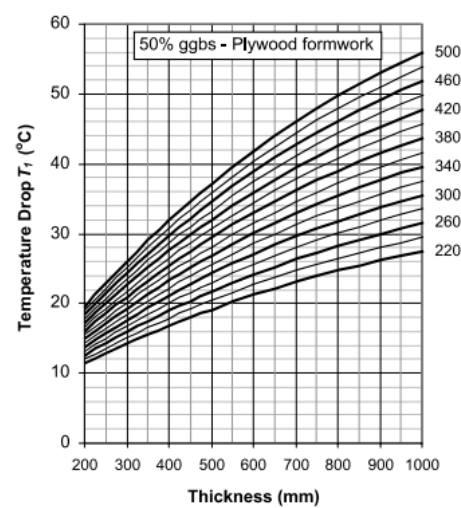
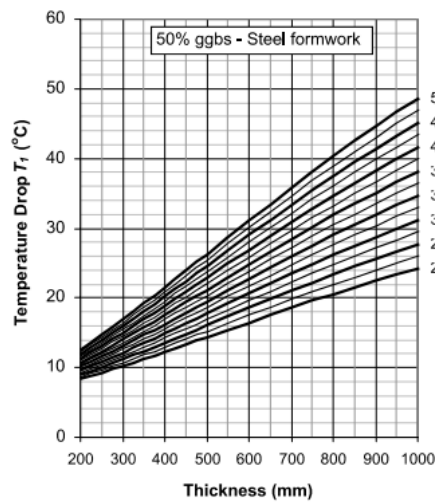
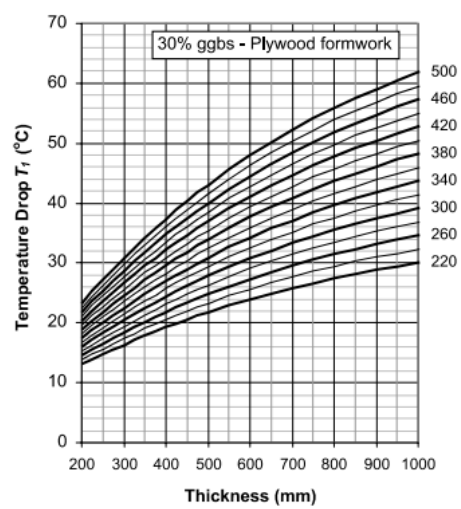
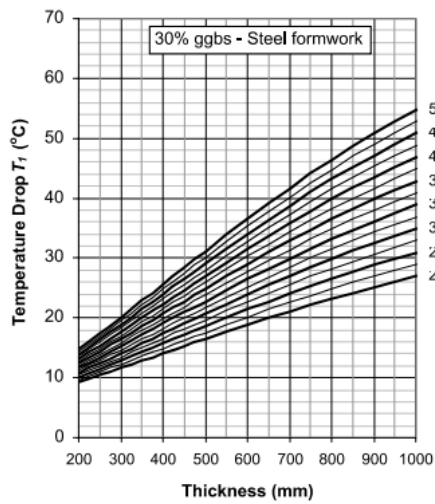
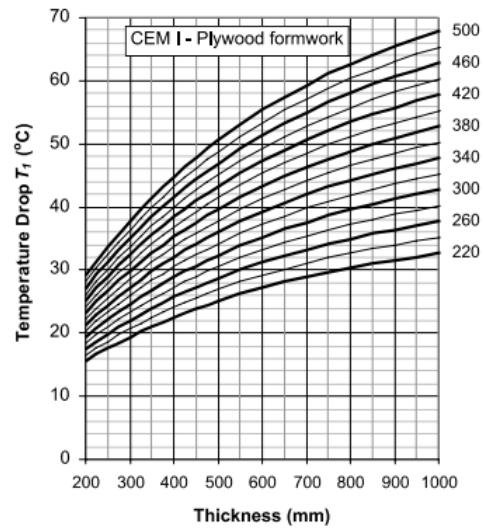
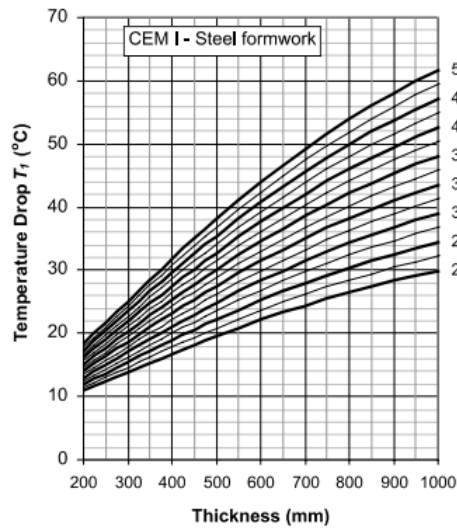
Kuvasta L.6 saatavaa virumaluvun arvoa voidaan käyttää, kun betonin puristusjännitys on enintään $0,45f_{ck}(t_0)$ betonin kuormittamisissä t_0 . Betonin virumamuodonmuutos ajan hetkellä $t = \infty$, kun puristava vakiojännitys σ_c asetetaan vaikuttamaan betoniin ajan hetkellä t_0 , voidaan esittää seuraavasti:

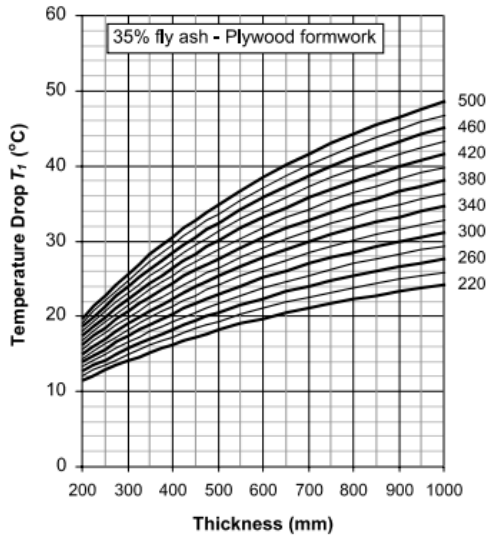
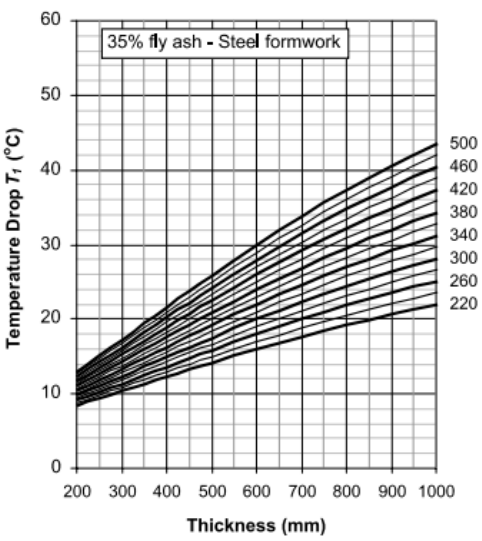
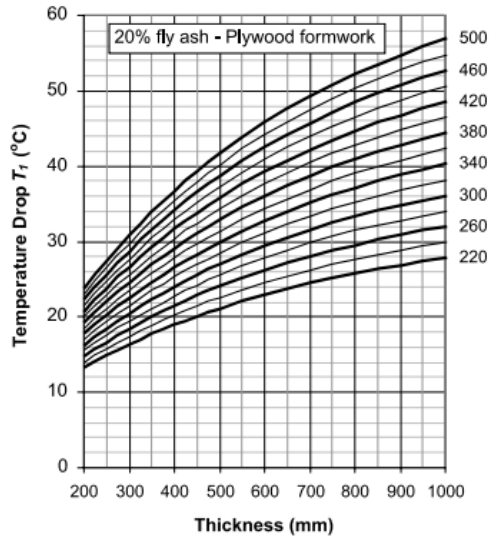
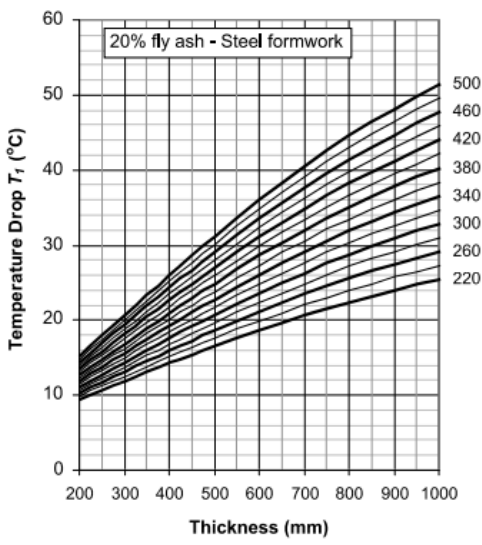
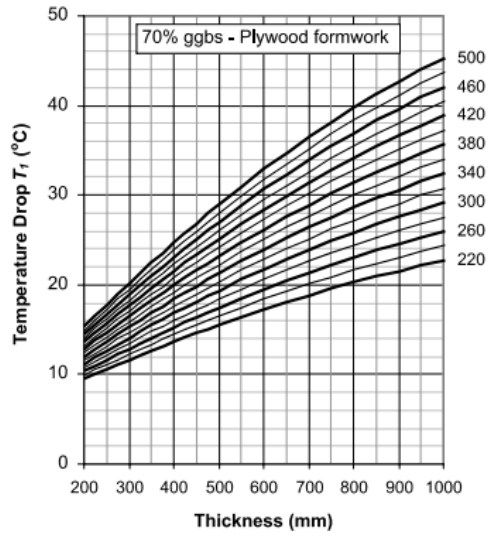
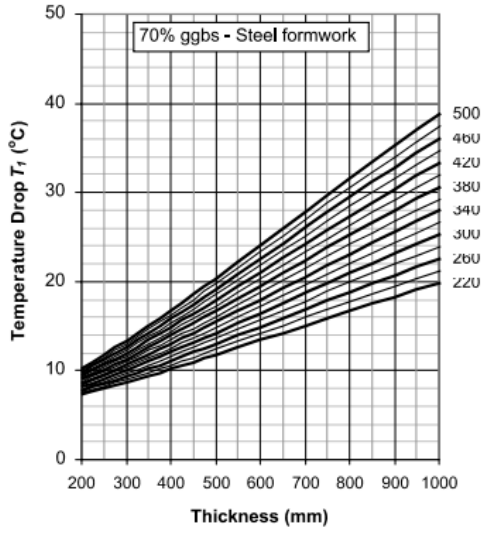
$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (\text{L.24})$$

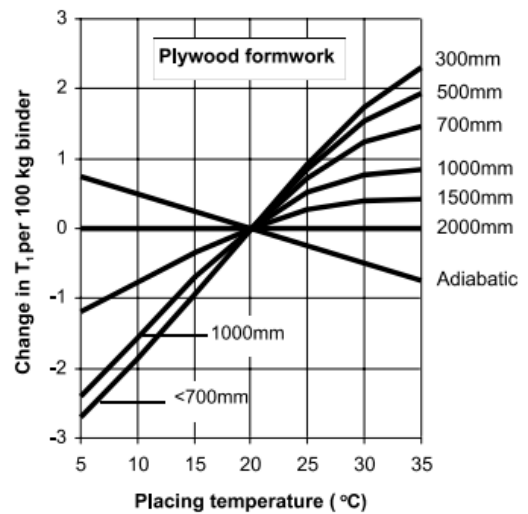
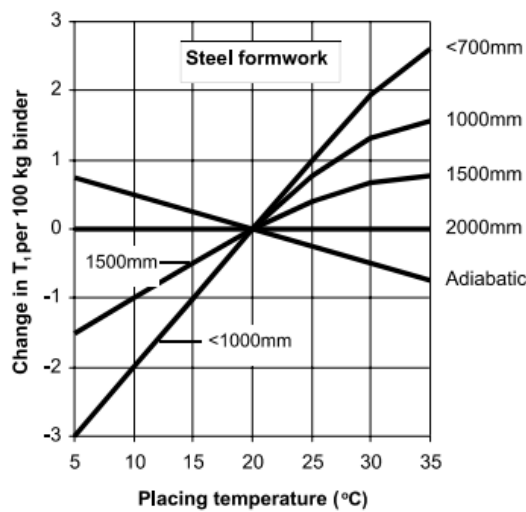
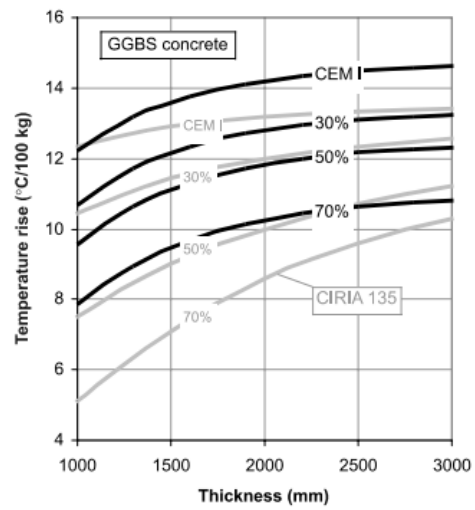
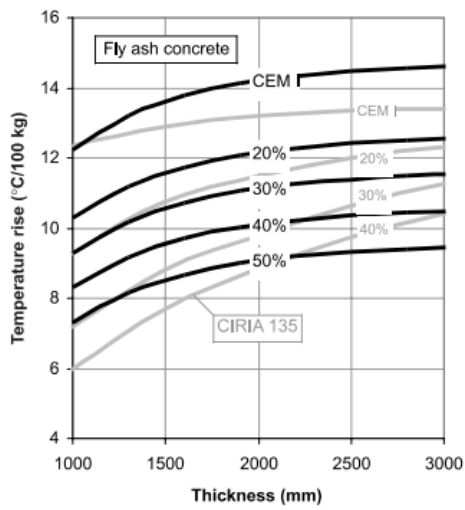
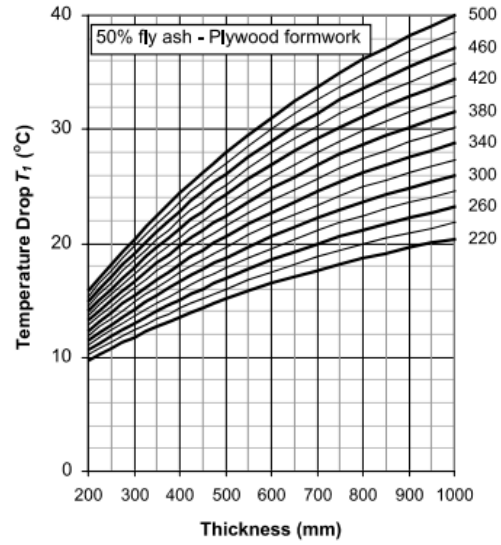
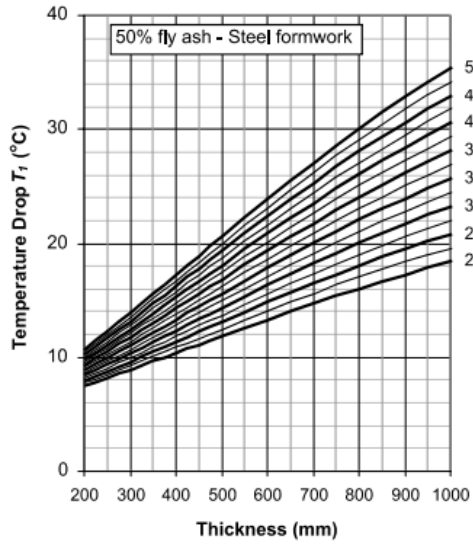
Kaavassa esiintyvä betonin kimmokerroin on tangenttimoduli, joka voidaan esittää betonin sekanttikimmokertoimen avulla seuraavasti:

$$E_c = 1,05E_{cm} \quad (\text{L.25})$$

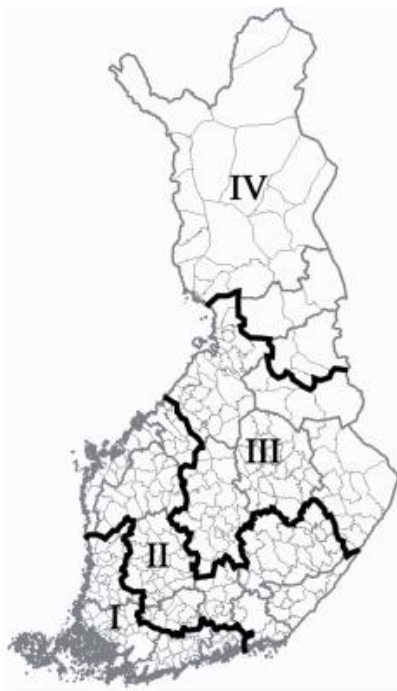
LIITE 2: BETONIN VARHAISVAIHEEN LÄMPÖTILAN NOUSU







LIITE 3: ULKOILMAN KESKILÄMPÖTILOJA SUOMESSA



Taulukko L2.2. Säättiedot kuukausittain säävyöhykkeellä I ja II. Helsinki-Vantaa.

Kuukausi	Ulkoilman keskilämpötila, T_u , °C	Auringon kokonaissäteilyenergia vaakatasolle, $G_{\text{säteily, vaakapinta}}$, kWh/m ²	Normitukseen käytettävä lämmitystarveluku, S17, Kd
Tammikuu	-3,97	6,2	650
Helmikuu	-4,50	22,4	602
Maaliskuu	-2,58	64,3	607
Huhtikuu	4,50	119,9	354
Toukokuu	10,76	165,5	117
Kesäkuu	14,23	168,6	9
Heinäkuu	17,30	180,9	0
Elokuu	16,05	126,7	31
Syyskuu	10,53	82,0	161
Lokakuu	6,20	26,2	331
Marraskuu	0,50	8,1	495
Joulukuu	-2,19	4,4	595
Koko vuosi	5,57	975	3952

Taulukko L2.3. Säättiedot kuukausittain säävyöhykkeellä III. Jyväskylä.

Kuukausi	Ulkoilman keskilämpötila, T_u , °C	Auringon kokonaissäteilyenergia vaakatasolle, $G_{\text{säteily, vaakapinta}}$, kWh/m ²	Normitukseen käytettävä lämmitystarveluku, S17, Kd
Tammikuu	-8,00	5,4	775
Helmikuu	-7,10	20,1	675
Maaliskuu	-3,53	51,9	637
Huhtikuu	2,42	102,9	437
Toukokuu	8,84	171,4	210
Kesäkuu	13,39	159,1	60
Heinäkuu	15,76	158,2	22
Elokuu	13,76	113,9	78
Syyskuu	9,18	71,1	218
Lokakuu	4,07	25,3	401
Marraskuu	-1,76	7,3	563
Joulukuu	-5,92	3,2	706
Koko vuosi	3,43	890	4782

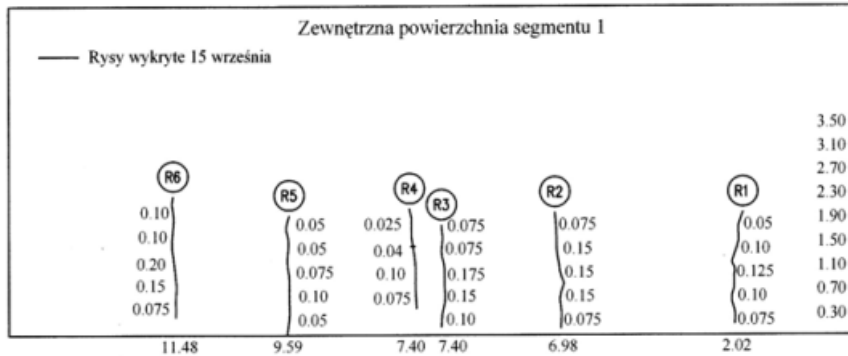
Taulukko L2.4. Säättiedot kuukausittain säävyöhykkeellä IV. Sodankylä.

Kuukausi	Ulkoilman keskilämpötila, T_u , °C	Auringon kokonaissäteilyenergia vaakatasolle, $G_{\text{säteily, vaakapinta}}$, kWh/m ²	Normitukseen käytettävä lämmitystarveluku, S17, Kd
Tammikuu	-13,06	1,4	932
Helmikuu	-12,62	13,6	830
Maaliskuu	-6,88	48,0	740
Huhtikuu	-1,56	121,0	557
Toukokuu	5,40	128,1	337
Kesäkuu	13,03	154,2	115
Heinäkuu	14,36	146,4	30
Elokuu	12,06	94,5	138
Syyskuu	6,60	63,7	303
Lokakuu	0,15	16,6	522
Marraskuu	-6,78	3,0	714
Joulukuu	-10,08	0,2	839
Koko vuosi	0,05	791	6058

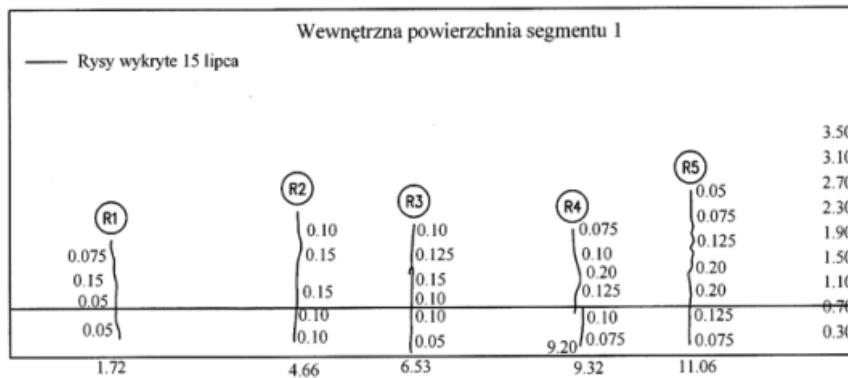
LIITE 4: ESIMERKKIKOHTTEEN MITATTUJA HALKEAMALEVEYKSIÄ

Seinien kuvissa olevien halkeamaleveyksien mittauspäivät:

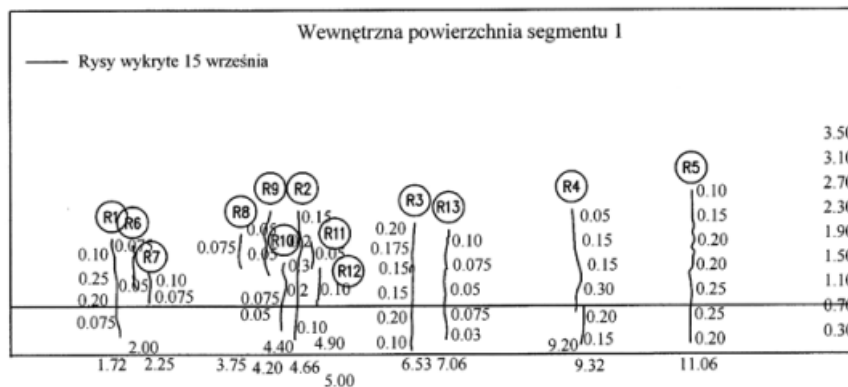
- 15. heinäkuuta (15 lipca)
- 15. syyskuuta (15 wrzesnia)



Rys. 19. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu I
Fig. 19. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment I

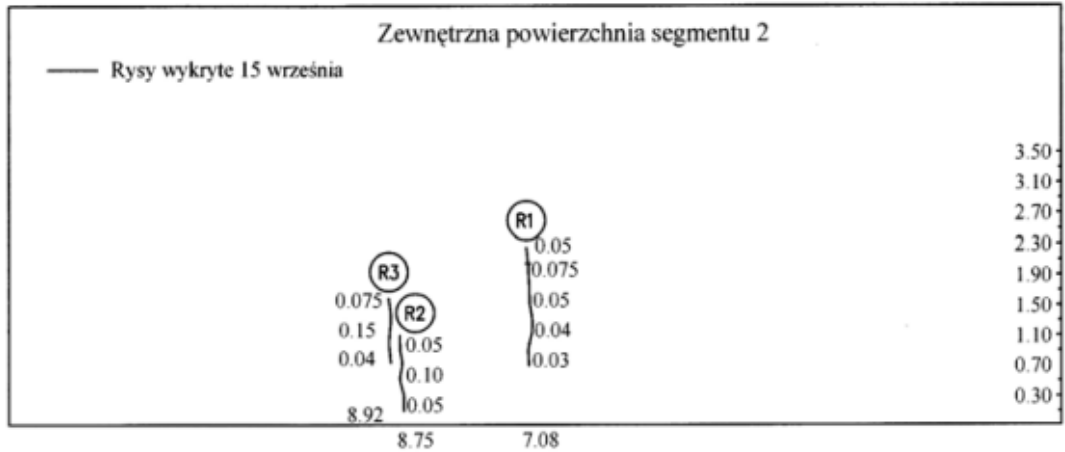


Rys. 20. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu I
Fig. 20. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment I

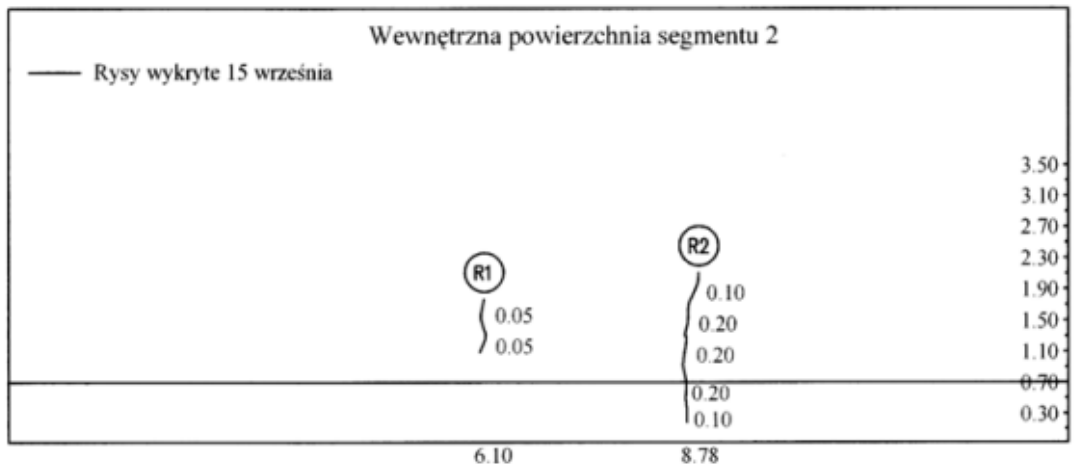


Rys. 21. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu I
Fig. 21. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment I

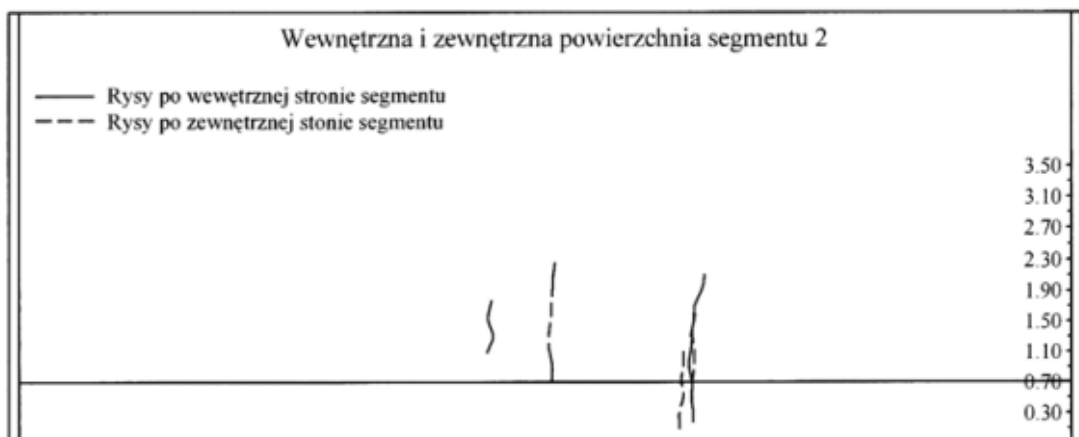
Kuva L.7 Seinän 1 halkeamien sijainnit ja mitatut halkeamaleveydet. [60]



Rys. 4. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 4. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 2



Rys. 5. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 5. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 2

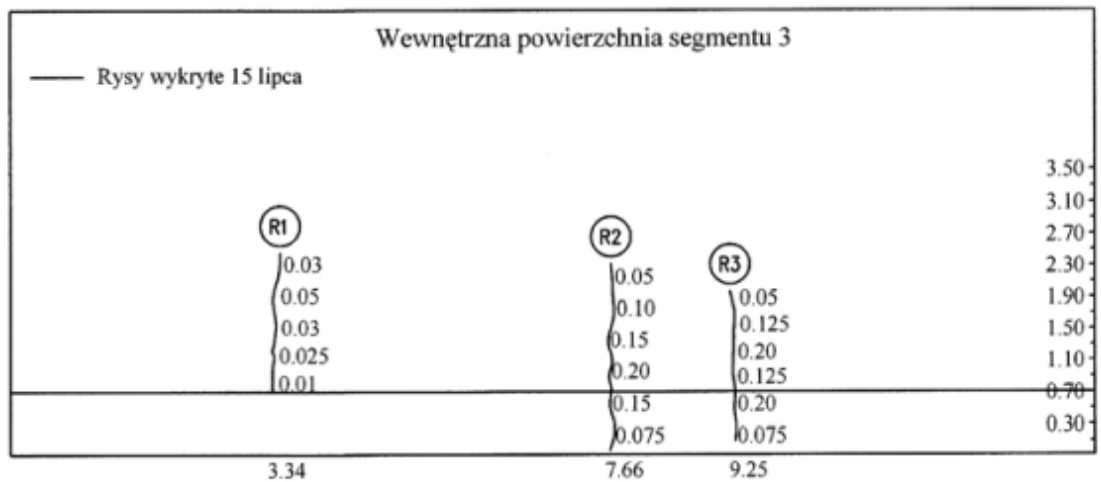


Rys. 6. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 2
 Fig. 6. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 2

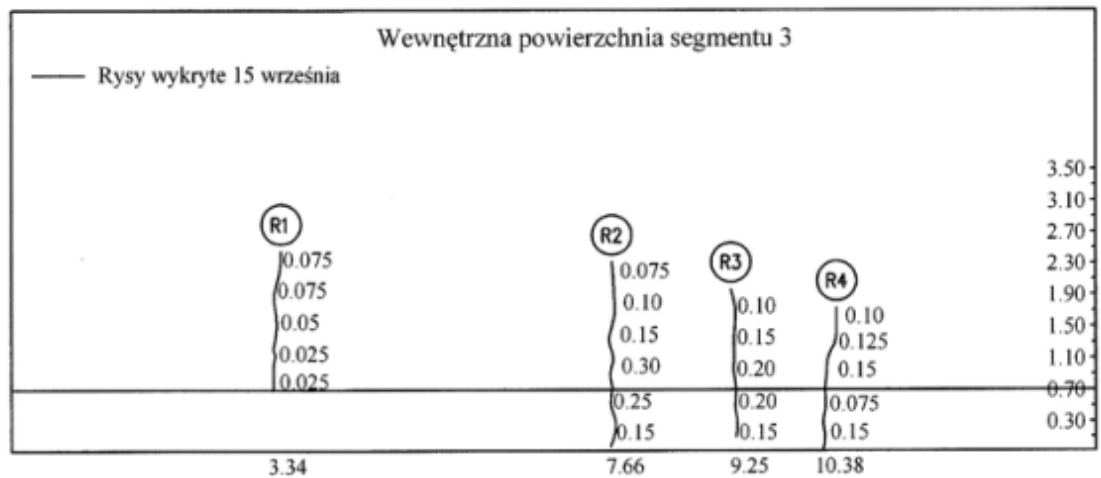
Kuva L.8 Seinän 2 halkeamien sijainnit ja mitatut halkeamaleveydet. [60]



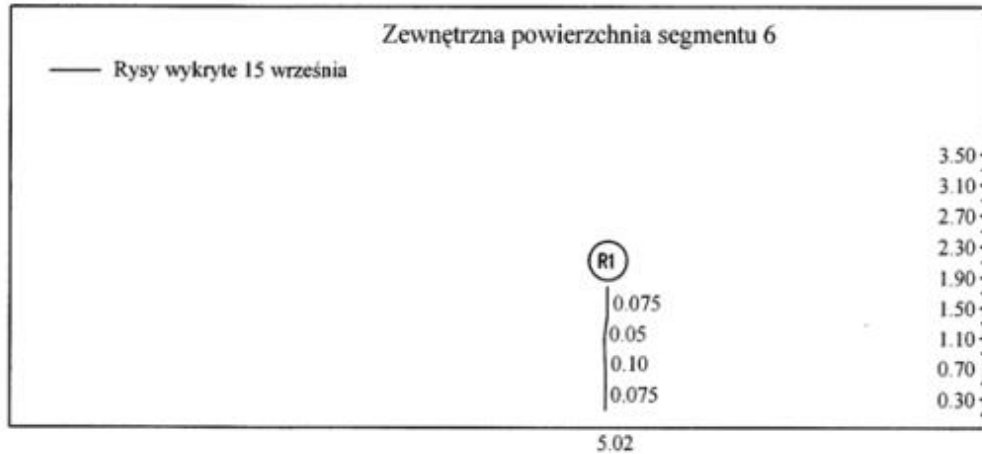
Rys. 16. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 3
 Fig. 16. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 3



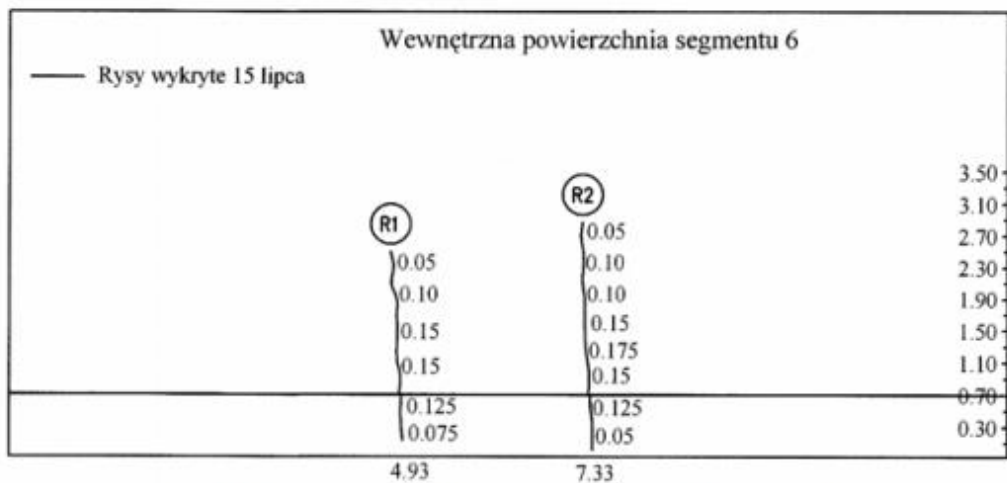
Rys. 17. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 3
 Fig. 17. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 3



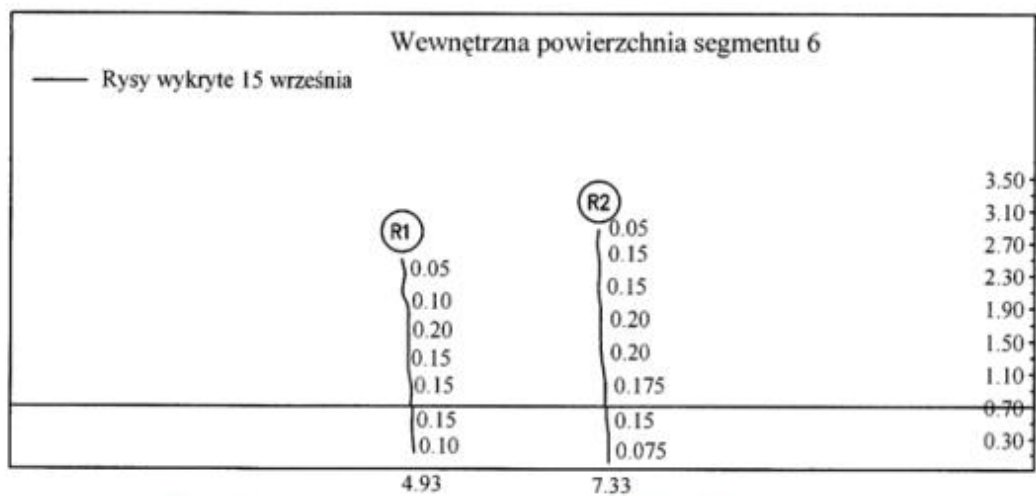
Rys. 18. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 3
 Fig. 18. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 3



Rys. 13. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 13. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 6

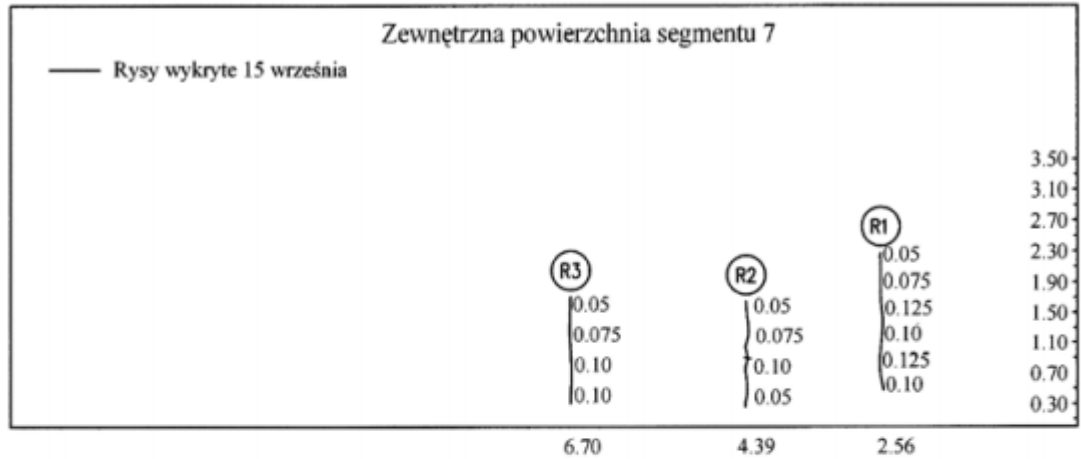


Rys. 14. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 14. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 6

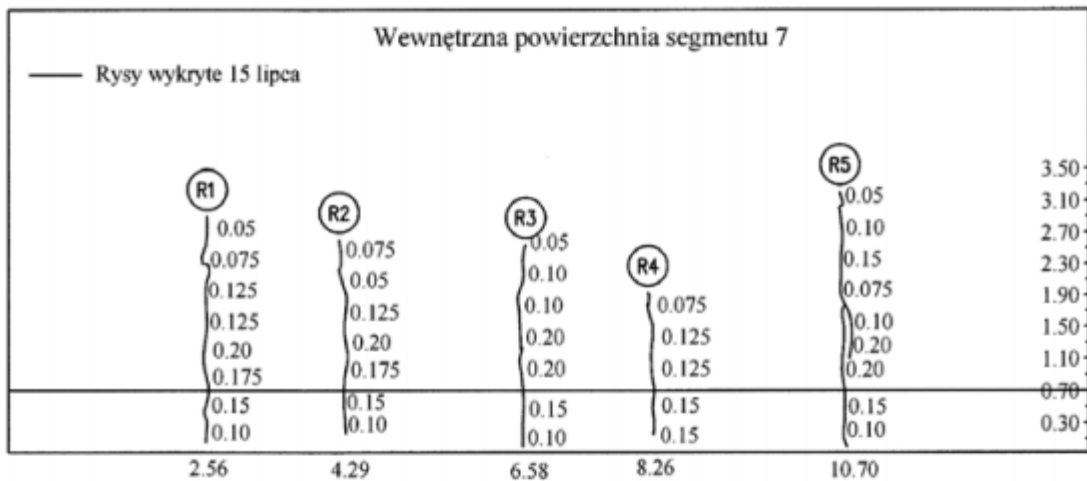


Rys. 15. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 6
 Fig. 15. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 6

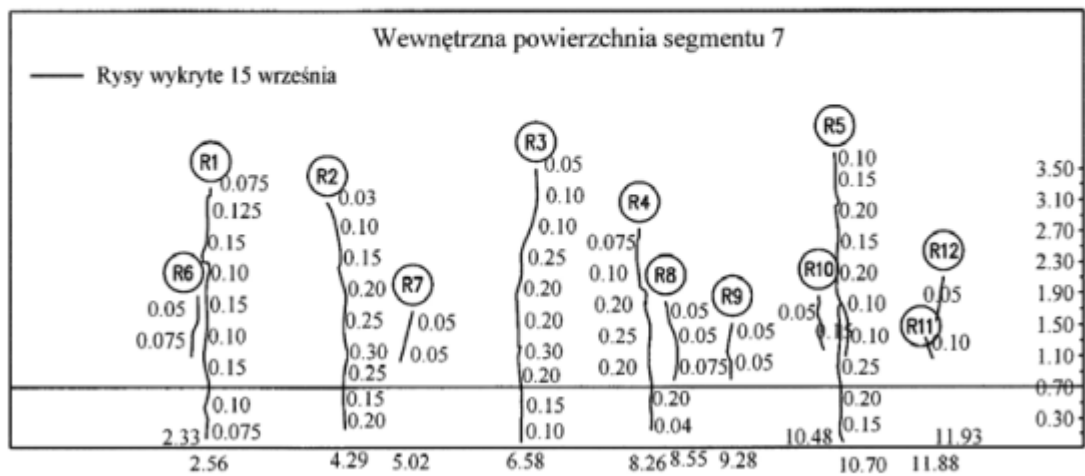
Kuva L.10 Seinän 6 halkeamien sijainnit ja mitatut halkeamaleveydet. [60]



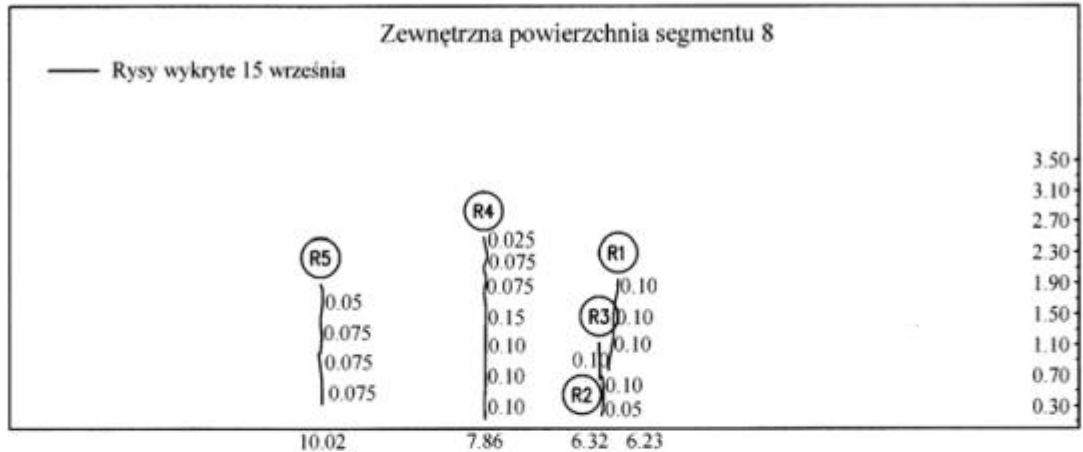
Rys. 25. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 25. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 7



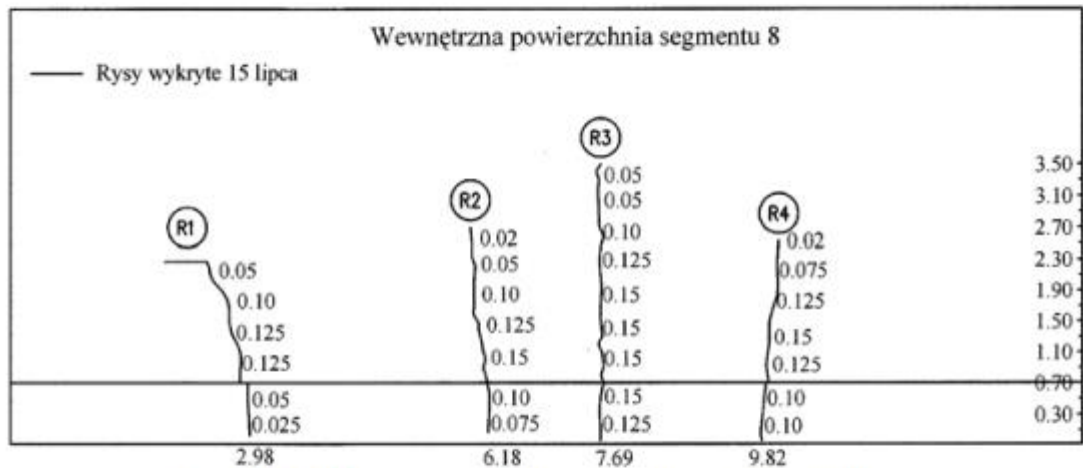
Rys. 26. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 26. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 7



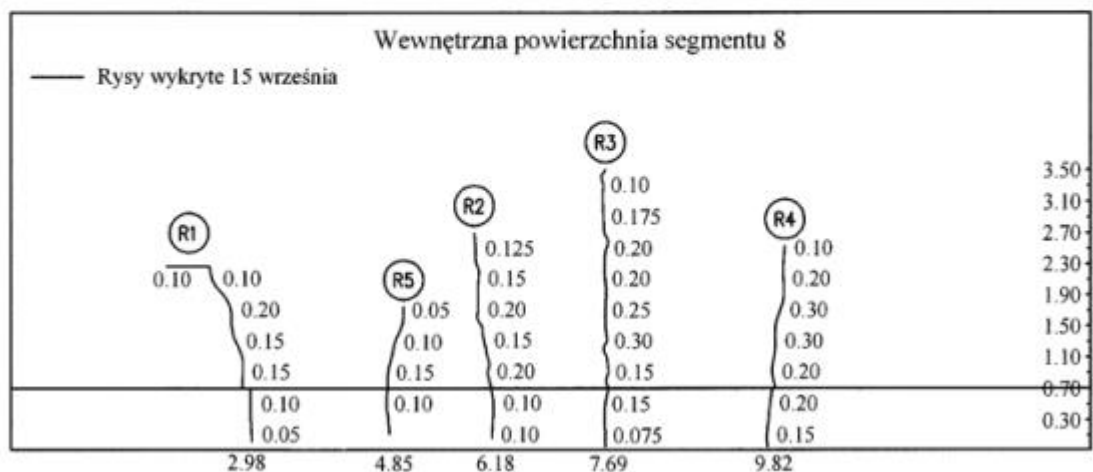
Rys. 27. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 7
 Fig. 27. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 7



Rys. 10. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 8
 Fig. 10. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 8

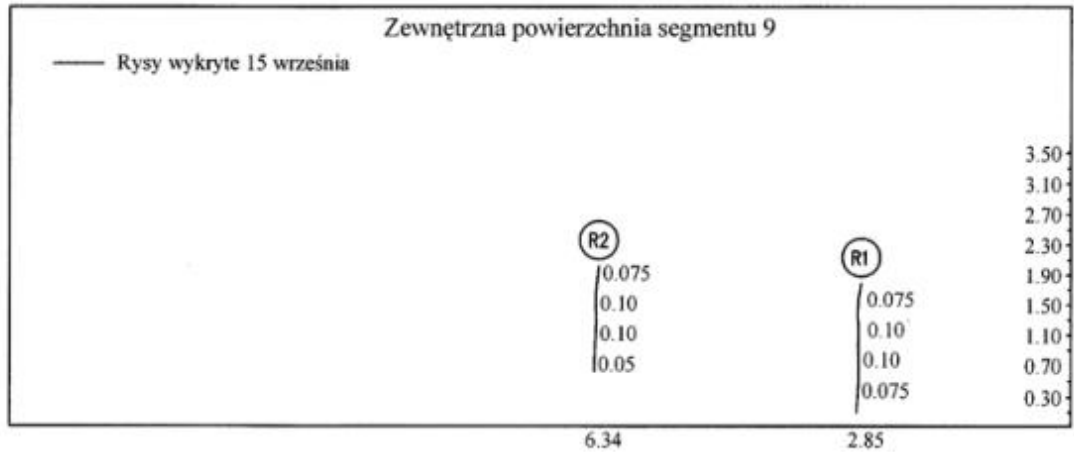


Rys. 11. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 8
 Fig. 11. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 8

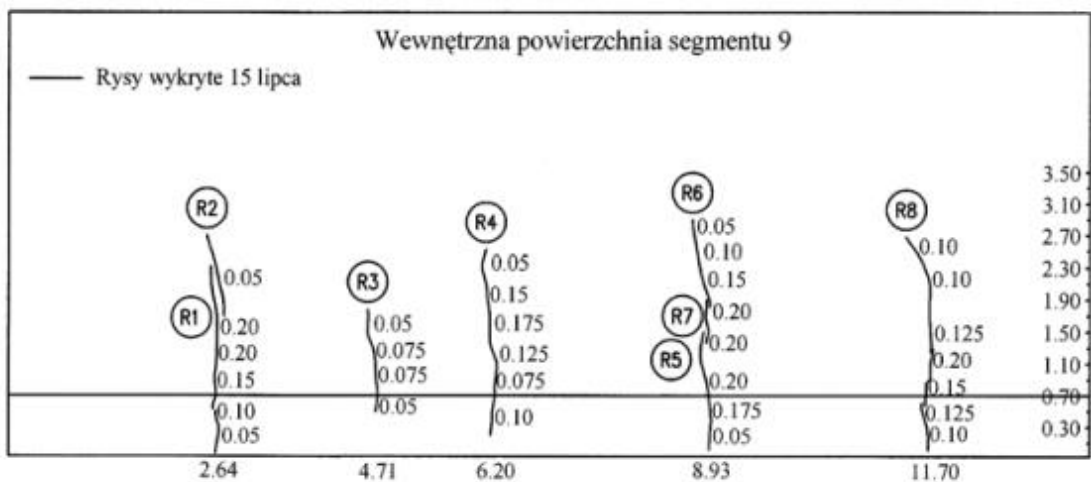


Rys. 12. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 8
 Fig. 12. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 8

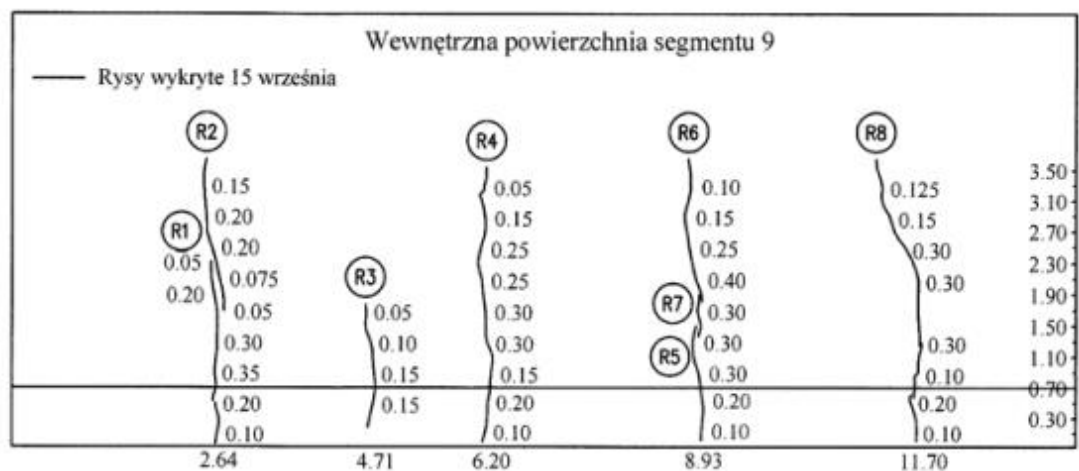
Kuva L.12 Seinän 8 halkeamien sijainnit ja mitatut halkeamaleveydet. [60]



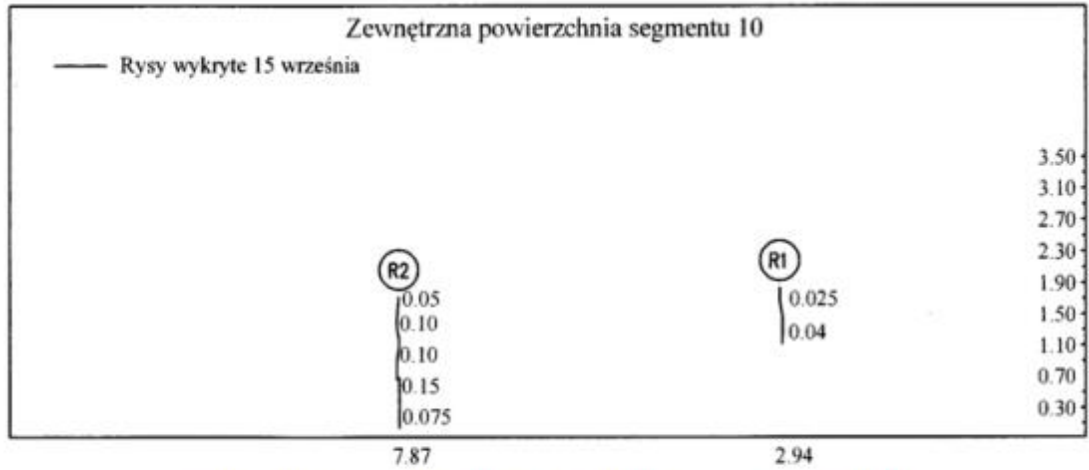
Rys. 22. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 22. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 9



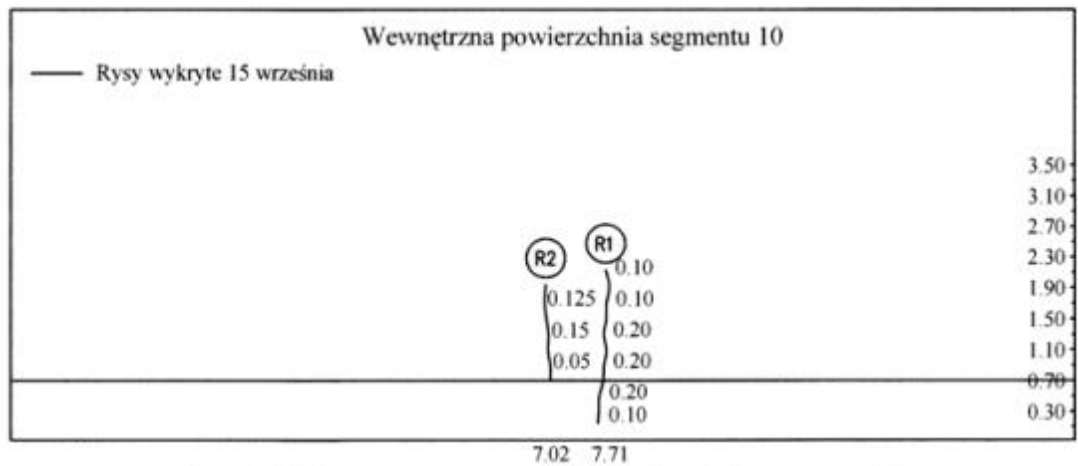
Rys. 23. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 23. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 9



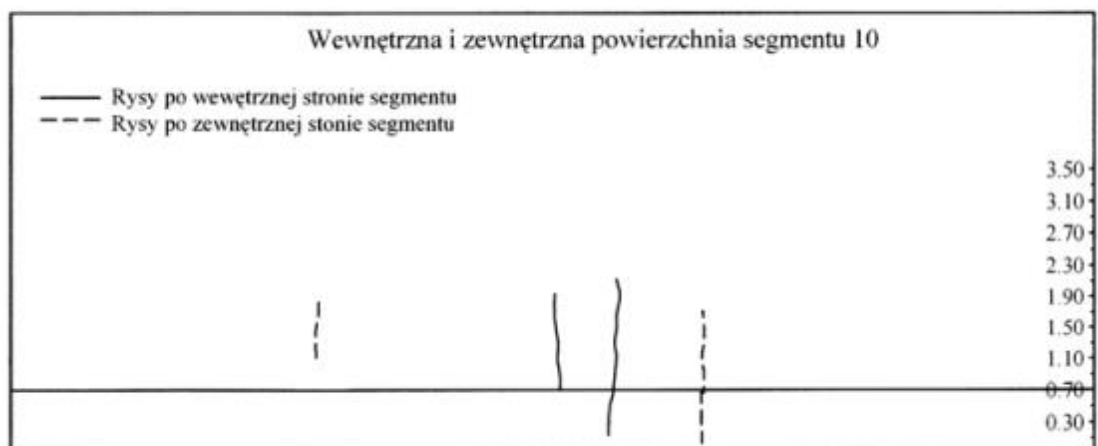
Rys. 24. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 9
 Fig. 24. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 9



Rys. 7. Układ rys na zewnętrznej powierzchni segmentu 10
 Fig. 7. Location of the cracks on the outside surface of the wall segment 10



Rys. 8. Układ rys na wewnętrznej powierzchni segmentu 10
 Fig. 8. Location of the cracks on the inside surface of the wall segment 10



Rys. 9. Układ rys na wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni segmentu 10
 Fig. 9. Location of the cracks on the inside and outside surface of the wall segment 10

Kuva L.14 Seinän 10 halkeamien sijainnit ja mitatut halkeamaleveydet. [60]

Betoni:

Lujuusluokka: Lujuusluokka := C25/30
 C30/37
 C35/45
 C40/50

Kimmo kerroin: $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450 \text{ mm}$

Seinän korkeus: $H_s := 5500 \text{ mm}$

Poikkipinta-ala: $A_s := B_s \cdot H_s = 2.475 \text{ m}^2$

Neliömomentti: $I_s := \frac{B_s \cdot H_s^3}{12} = 6.239 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

Taivutusvastus: $W_s := \frac{B_s \cdot H_s^2}{6} = 2.269 \times 10^9 \text{ mm}^3$

Seinän vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 1$

Anturan geometria:

Anturan korkeus: $H_a := 600 \text{ mm}$

Anturan leveys: $B_a := 1700 \text{ mm}$

Poikkipinta-ala: $A_a := B_a \cdot H_a = 1.02 \text{ m}^2$

Neliömomentti: $I_a := \frac{B_a \cdot H_a^3}{12} = 3.06 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

Taivutusvastus: $W_a := \frac{B_a \cdot H_a^2}{6} = 1.02 \times 10^8 \text{ mm}^3$

Pakkovoimakerroin vetojäykkyyksien perusteella:

Sisäinen voima seinässä johtuen estetystä muodonmuutoksesta:

$$F_t := \frac{\epsilon_{free}}{\frac{1}{0.7 E_{cm} A_s} + \frac{1}{E_{cm} A_a}} = 1.99025 \times 10^7 \text{ kN}$$

Sisäisestä voimasta johtuva vetojännitys seinässä: $\sigma_{cs} := \frac{F_t}{A_s} = 8041.417 \text{ MPa}$

Estetty muodonmuutos seinässä: $\epsilon_r := \frac{\sigma_{cs}}{0.7 \cdot E_{cm}} = 0.370572$

Pakkovoimakerroin liitoksessa: $R_{Edge} := \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{free}} = 0.371$

Pakkovoimakerroin veto- ja taivutusjäykkyyksien perusteella:

Pakkovoiman vaikutuskohta seinän ja anturan liitoksen alapuolella: $y := \frac{0.5 (H_a \cdot 0.7 \cdot E_{cm} \cdot I_s - H_s \cdot E_{cm} \cdot I_a)}{0.7 \cdot E_{cm} \cdot I_s + E_{cm} \cdot I_a} = 278.779 \text{ mm}$

Seinän keskikohdan etäisyys linjasta y: $y_1 := y + 0.5 \cdot H_s = 3.029 \text{ m}$

Anturan keskikohdan etäisyys linjasta y: $y_2 := 0.5 \cdot H_a - y = 0.021 \text{ m}$

Sisäinen voima seinässä johtuen estetystä muodonmuutoksesta:

$$F_{t2} := \frac{\epsilon_{free}}{\frac{1}{0.7 E_{cm} A_s} + \frac{y_1}{0.7 E_{cm} W_s} + \frac{1}{E_{cm} A_a} + \frac{y_2}{E_{cm} W_a}} = 8440459.62024 \text{ kN}$$

Sisäisestä voimasta johtuva vetojännitys seinässä: $\sigma_{cs2} := \frac{F_{t2}}{A_s} + \frac{F_{t2} \cdot y_1}{W_s} = 14678.291 \text{ MPa}$

Estetty muodonmuutos seinässä: $\epsilon_{r2} := \frac{\sigma_{cs2}}{0.7 \cdot E_{cm}} = 0.676419$

Pakkovoimakerroin liitoksessa: $R_{Edge2} := \frac{\epsilon_{r2}}{\epsilon_{free}} = 0.676$

Seinän geometria:Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoni:**Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Pituuden lämpötilakerroin: $\alpha_c := 12 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{\text{K}}$

D

Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 N

D

Semenin tyyppistä riippuva
kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin iästä riippuva
kerroin: $\beta_{cc} := e^{-s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$ **Betonin puristuslujuuden kehitys:**Keskimäär. puristuslujuus: $f_{cm,t} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} = 19.742\text{MPa}$ Puristuslujuus: $f_{ck,t} := f_{cm,t} - 8\text{MPa} = 11.742\text{MPa}$ **Betonin vetolujuuden kehitys:**

D

Betonin iästä riippuva
kerroin: $\alpha = 1$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ctm,t} := \beta_{cc} \cdot \alpha \cdot f_{ctm} = 1.555\text{MPa}$ **Betonin kimmokertoimen kehitys:**Sekantkimmokerroin: $E_{cm,t} := \left(\frac{f_{cm,t}}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm} = 26572.01\text{MPa}$ **Sisäinen kutistuma:**Betonin iästä riippuva kerroin: $\beta_{as2} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 0.293$ Sisäisen kutistuman loppuarvo: $\epsilon_{ca,00} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10\right) \cdot 10^{-6} = 0.000038$ Sisäinen kutistuman 3 vrk:n
arvo: $\epsilon_{ca,3d} := \beta_{as2} \cdot \epsilon_{ca,00} = 0.000011$ **Varhaisvaiheen muodonmuutos:**Varhaisvaiheen
lämpötilan lasku
Celsius-asteina: $T_1 := 15.8$ Varhaisvaiheen vapaa
muodonmuutos: $\epsilon_{free} := \alpha_c \cdot T_1 \cdot K + \epsilon_{ca,3d} = 0.000201$ Varhaisvaiheen
venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu} := \frac{0.8 f_{ctm,t}}{0.65 \cdot E_{cm,t}} = 0.000072$ Vapaata muodonmuutosta
vastaava tasainen
lämpötilan nousu: $\Delta T := \frac{\epsilon_{free}}{\alpha_c} = 16.715\text{K}$ **Varhaisvaiheen virumaluku:**Betonin iästä riippuva
virumaluku: $\varphi_{t,t0} := \frac{1}{0.65} - 1 = 0.538$

Seinän geometria:Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoni:**Lujuusluokka: $\text{Lujuusluokka} :=$

C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

Pituuden lämpötilakerroin: $\alpha_c := 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{K}}$ Sementtityyppi: **Sementti :=**

R	-CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N	-CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S	-CEM 32.5 N

Sementin tyypistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betoin ikä vuorokausina: $t_2 := 75$ **Sisäinen kutistuma:**Betoin iästä riippuva kerroin: $\beta_{as2} := 1 - e^{-0.2 \cdot 28^{0.5}} = 0.653$ Sisäisen kutistuman loppuarvo: $\epsilon_{ca,00} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.000038$ Sisäinen kutistuman 28 vrk:n arvo: $\epsilon_{ca,28d} := \beta_{as2} \cdot \epsilon_{ca,00} = 0.000024$ **Seinän kuivumiskutistuma:**Vertailulujuus: $f_{cm0} := 10\text{MPa}$ Sementin tyypistä riippuva kerroin: $\alpha_{ds1} = 4$ Sementin tyypistä riippuva kerroin: $\alpha_{ds2} = 0.12$ Ympäristön suhteellinen kosteus: $\text{RH} := 80\%$ Vertailukosteus: $\text{RH}_0 := 100\%$ Suhteellisesta kosteudesta riippuva kerroin: $\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{\text{RH}_0} \right)^3 \right] = 0.756$

Betoin nimellinen kuivumiskutistuma:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) e^{-\alpha_{ds2} \frac{t_{cm}}{t_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.000286$$

Betoin poikkileikkausala: $A_c := B_s \cdot H_s = 2.475 \times 10^6 \text{mm}^2$ Poikkileikkauksen piiri, jolta kuivumista tapahtuu: $u := B_s + 2 \cdot H_s = 11450 \text{mm}$ Poikkileikkauksen muunnettu paksuus: $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 432.314 \text{mm}$ Taulukko 3.3 Kaavassa (3.9) olevan kertoimen k_h arvoja

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

Kerroin k_h lineaarisesti interpoloiden taulukon 3.3 arvoista:Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin: $k_h = 0.717$ Kuivumiskutistuman loppuarvo: $\epsilon_{cd,00} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.000205$ Kuivumiskutistuman nopeutta kuvaava kerroin: $\beta_{ds} := \frac{t_2 - 28}{t_2 - 28 + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.116$ Kuivumiskutistuma ajan hetkellä t_2 : $\epsilon_{cd,t2} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.000024$ **Pitkäaikainen muodonmuutos:**Varhaisvaiheen lämpötilan lasku Celsius-asteina: $T_1 := 15.8$ Pitkäaikainen lämpötilan vaihtelu Celsius-asteina: $T_2 := 11.4$ Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := \alpha_c \cdot T_1 \cdot K + \epsilon_{ca,28d} + \alpha_c \cdot T_2 \cdot K + \epsilon_{cd,t2} = 0.000375$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := \frac{0.8 f_{cm}}{0.65 \cdot E_{cm}} = 0.0001032$ Vapaata muodonmuutosta vastaava tasainen lämpötilan nousu: $\Delta T := \frac{\epsilon_{free,00}}{\alpha_c} = 31.213 \text{K}$ **Pitkäaikainen virumaluku**Betoin iästä riippuva virumaluku: $\varphi_{t,t0} := \frac{1}{0.65} - 1 = 0.538$

Seinän geometria:Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoni:**Lujuusluokka: $Lujuusluokka :=$
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Pituuden lämpötilakerroin: $\alpha_c := 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{K}}$ Sementtityyppi: **Sementti :=**
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSementin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t_2 := 10950$ **Sisäinen kutistuma:**Betonin iästä riippuva kerroin: $\beta_{as2} := 1 - e^{-0.2 \cdot 28^{0.5}} = 0.653$ Sisäisen kutistuman loppuarvo: $\epsilon_{ca,00} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.000038$ Sisäinen kutistuman 28 vrk:n arvo: $\epsilon_{ca,28d} := \beta_{as2} \cdot \epsilon_{ca,00} = 0.000024$ **Seinän kuivumiskutistuma:**Vertailulujuus: $f_{cm0} := 10\text{MPa}$ Sementin tyyppistä riippuva kerroin: $\alpha_{ds1} = 4$ Sementin tyyppistä riippuva kerroin: $\alpha_{ds2} = 0.12$ Ympäristön suhteellinen kosteus: $RH := 80\%$ Vertailukosteus: $RH_0 := 100\%$ Suhteellisesta kosteudesta riippuva kerroin: $\beta_{RH} := 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.756$

Betonin nimellinen kuivumiskutistuma:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.000286$$

Betonin poikkileikkausala: $A_c := B_s \cdot H_s = 2475000 \cdot \text{mm}^2$ Poikkileikkauksen piiri, jolta kuivumista tapahtuu: $u := B_s + 2 \cdot H_s = 11450 \cdot \text{mm}$ Poikkileikkauksen muunnettu paksuus: $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 432.314 \cdot \text{mm}$ Taulukko 3.3 Kaavassa (3.9) olevan kertoimen k_h arvoja

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

Kerroin k_h lineaarisesti interpoloiden taulukon 3.3 arvoista:Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin: $k_h = 0.717$ Kuivumiskutistuman loppuarvo: $\epsilon_{cd,00} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.000205$ Kuivumiskutistuman nopeutta kuvaava kerroin: $\beta_{ds} := \frac{t_2 - 28}{t_2 - 28 + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^3}} = 0.968$ Kuivumiskutistuma ajan hetkellä t_2 : $\epsilon_{cd,t2} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.000198$ **Pitkäaikainen muodonmuutos:**Varhaisvaiheen lämpötilan lasku Celsius-asteina: $T_1 := 15.8$ Pitkäaikainen lämpötilan vaihtelu Celsius-asteina: $T_2 := 11.4 + 10$ Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := \alpha_c \cdot T_1 \cdot K + \epsilon_{ca,28d} + \alpha_c \cdot T_2 \cdot K + \epsilon_{cd,t2} = 0.000669$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := \frac{0.8 f_{cm}}{0.65 \cdot E_{cm}} = 0.0001032$ Vapaata muodonmuutosta vastaava tasainen lämpötilan nousu: $\Delta T := \frac{\epsilon_{free,00}}{\alpha_c} = 55.758 \text{K}$ **Pitkäaikainen virumaluku:**Betonin iästä riippuva virumaluku: $\varphi_{t,t0} := \frac{1}{0.65} - 1 = 0.538$

EC 1992-3
Pakkovoimakerroin 0,5**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötöjuuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1608,495\text{-mm}^2$ **T16 k125**Pakkovoimakerroin: $R_{ax} := 0,5$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0,000201$ Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := R_{ax} \cdot \epsilon_{free} = 0,0001$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0,8}{0,7} = 1,143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0,8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ **Betonin tehollinen vetopinta-ala:**

$$A_{c,eff} := \min \left[2,5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 145000\text{-mm}^2$$

Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,01109$ Halkeamaväli: $s_{r,max} := 3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 870,56595\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_r = 0,08749\text{-mm}$ **Pitkäaikaisalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0,000375$ Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,00} := R_{ax} \cdot \epsilon_{free,00} = 0,00019$ Halkeamaväli: $s_{r,max,00} := \left(3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} \right) = 660,39617\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_{k00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{r,00} = 0,124\text{-mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0,000669$ 30 vuoden estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,30} := R_{ax} \cdot \epsilon_{free,30} = 0,000335$ Halkeamaleveys: $w_{k30} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{r,30} = 0,221\text{-mm}$

CIRIA C660
Pakkovoimakerroin EA**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1608,495 \cdot \text{mm}^2$ **T16 k125**Pakkovoimakerroin: $R_j := 0,371$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0,65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free},00} := 0,000201$ Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},00} \cdot R_j = 0,000048$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu},00} := 0,000072$ Varhaisvaiheen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr}} := \epsilon_r - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},00} = 0,000012$ Betonipeitteen paksuus: $c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin varhaisvaiheessa: $k_1 := \frac{0,8}{0,7} = 1,143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0,8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ **Betonin tehollinen vetopinta-ala:**

$$A_{c,\text{eff}} := \min \left[2,5 \left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 145000 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Tehollinen rauditussuhde: } \rho_{p,\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = 1,10931 \cdot \%$$

$$\text{Halkeamaväli: } s_{r,\text{max}} := \left(3,4 \cdot c_{\text{nom}} + 0,425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 870,56595 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_k := s_{r,\text{max}} \cdot \epsilon_{\text{cr}} = 0,011 \cdot \text{mm}$$

Pitkäaikaishalkeilu:

$$\text{Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: } \epsilon_{\text{free},00} := 0,000375$$

$$\text{Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: } \epsilon_{r,00} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},00} \cdot R_j = 0,00009$$

$$\text{Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: } \epsilon_{\text{ctu},00} := 0,0001032$$

$$\text{Pitkäaikainen halkeilua aiheuttava venymä: } \epsilon_{\text{cr},00} := \epsilon_{r,00} - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},00} = 0,000039$$

$$\text{Halkeamaväli: } s_{r,\text{max},00} := \left(3,4 \cdot c_{\text{nom}} + 0,425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 660,39617 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_{k00} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},00} = 0,026 \cdot \text{mm}$$

30 vuoden halkeilu:

$$\text{30 vuoden vapaa muodonmuutos: } \epsilon_{\text{free},30} := 0,000669$$

$$\text{30 vuoden estetty muodonmuutos: } \epsilon_{r,30} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},30} \cdot R_j = 0,000161$$

$$\text{Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: } \epsilon_{\text{ctu},30} := 0,0001032$$

$$\text{30 vuoden halkeilua aiheuttava venymä: } \epsilon_{\text{cr},30} := \epsilon_{r,30} - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},30} = 0,00011$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_{k30} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},30} = 0,072 \cdot \text{mm}$$

EN 1992-3 ICE
Pakkovoimakerroin EA

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän pituus: $L_s := 13800\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$

Anturan geometria:

Anturan korkeus: $H_a := 600\text{mm}$ Anturan leveys: $B_a := 1700\text{mm}$

Betoniteräs:

Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1608,495\text{mm}^2$ **T16 k125**

Beton:

Lujuusluokka: Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Kimmokerroin: $E_{cm} = 31000\text{MPa}$ Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemen tyypistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0.65$

Varhaisvaiheen halkeilu:

Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin varhaisvaiheessa: $E_{cm,t} = 26572,01\text{MPa}$ Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0.000201$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu} := 0.000072$ Ominaishalkeamaleveyden ja seinän korkeuden suhde (vaihtelee välillä 1 < k < 2): $k_L := 1.3$ Yhdettä reunataan kiinnitetyn seinän ominaishalkeamaleveys: $s_n := k_L \cdot H_s = 7.15\text{m}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Betonin vetopinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} = 225000\text{mm}^2$ Raudoitussuhde: $\rho := \frac{A_s}{A_{ct}} = 0.71489\%$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

 $A_{c,eff} := \min \left[2.5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 145000\text{mm}^2$ Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 1.10931\%$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm,t}} = 7.527$ Jännitysajakaudesta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Jännitysajakaudesta riippuva kerroin: $k_c := 1$ $B := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_c \cdot \rho} + 1 = 18.191$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 870.56395\text{mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr} := \frac{0.5 \cdot \epsilon_{ctu} \cdot (1 - R_{edge}) \cdot B}{1 - \frac{s_{r,max} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000294$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1} := s_{r,max} \cdot \epsilon_{cr} = 0.256\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res} := \epsilon_{free} - \frac{\epsilon_{ctu}}{R_{edge}} = 0.000069$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2} := s_{r,max} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res} = 0.0032\text{mm}$ Varhaisvaiheen kokonaishalkeamaleveys: $w_k := w_{k1} + w_{k2} = 0.259\text{mm}$

Pitkäaikshalkeilu:

Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0.000375$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := 0.0001032$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_{e,00} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.452$ $B_{00} := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_{e,00} \cdot \rho} + 1 = 21.056$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max,00} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 660.39617\text{mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr,00} := \frac{0.5 \cdot \epsilon_{ctu,00} \cdot (1 - R_{edge}) \cdot B_{00}}{1 - \frac{s_{r,max,00} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B_{00} + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000505$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{cr,00} = 0.333\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,00} := \epsilon_{free,00} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 9.68329 \times 10^{-5}$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,00} := s_{r,max,00} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,00} = 0.0339\text{mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,00} := w_{k1,00} + w_{k2,00} = 0.367\text{mm}$

30 vuoden halkeilu:

30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0.000669$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,30} := 0.0001032$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} = 0.333\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,30} := \epsilon_{free,30} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0.00039$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,30} := s_{r,max,00} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,30} = 0.1366\text{mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,30} := w_{k1,00} + w_{k2,30} = 0.47\text{mm}$

CIRIA C660
Pakkovoimakerroin EA+EI**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1608,495 \cdot \text{mm}^2$ **T16 k125**Pakkovoimakerroin: $R_j := 0,676$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0,65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free}} := 0,000201$ Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free}} \cdot R_j = 0,000088$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu}} := 0,000072$ Varhaisvaiheen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr}} := \epsilon_r - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu}} = 0,000052$ Betonipeitteen paksuus: $c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin varhaisvaiheessa: $k_1 := \frac{0,8}{0,7} = 1,143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0,8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ **Betonin tehollinen vetopinta-ala:**

$$A_{c,\text{eff}} := \min \left[2,5 \left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 145000 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Tehollinen raudoitussuhde: } \rho_{p,\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = 1,10931 \cdot \%$$

$$\text{Halkeamaväli: } s_{r,\text{max}} := \left(3,4 \cdot c_{\text{nom}} + 0,425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 870,56595 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_k := s_{r,\text{max}} \cdot \epsilon_{\text{cr}} = 0,046 \cdot \text{mm}$$

Pitkäaikaishalkeilu:

$$\text{Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: } \epsilon_{\text{free},00} := 0,000375$$

$$\text{Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: } \epsilon_{r,00} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},00} \cdot R_j = 0,000165$$

$$\text{Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: } \epsilon_{\text{ctu},00} := 0,0001032$$

$$\text{Pitkäaikainen halkeilua aiheuttava venymä: } \epsilon_{\text{cr},00} := \epsilon_{r,00} - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},00} = 0,000113$$

$$\text{Halkeamaväli: } s_{r,\text{max},00} := \left(3,4 \cdot c_{\text{nom}} + 0,425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 660,39617 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_{k,00} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},00} = 0,075 \cdot \text{mm}$$

30 vuoden halkeilu:

$$\text{30 vuoden vapaa muodonmuutos: } \epsilon_{\text{free},30} := 0,000669$$

$$\text{30 vuoden estetty muodonmuutos: } \epsilon_{r,30} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},30} \cdot R_j = 0,000294$$

$$\text{Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: } \epsilon_{\text{ctu},30} := 0,0001032$$

$$\text{30 vuoden halkeilua aiheuttava venymä: } \epsilon_{\text{cr},30} := \epsilon_{r,30} - 0,5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},30} = 0,000242$$

$$\text{Halkeamaleveys: } w_{k,30} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},30} = 0,1601 \cdot \text{mm}$$

EC 1992-3 ICE
Pakkovoimakerroin EA+EI**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän pituus: $L_s := 13800\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Anturan geometria:**Anturan korkeus: $H_a := 600\text{mm}$ Anturan leveys: $B_a := 1700\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Kimmokerroin: $E_s := 20000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1608,495\text{mm}^2$ **T16 k125****Betoni:**Lujuusluokka: Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Kimmokerroin: $E_{cm} = 31000\text{-MPa}$ Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.676$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0.65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin varhaisvaiheessa: $E_{cm,t} = 26572,01\text{-MPa}$ Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0.000201$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu} := 0.000072$ Ominaishalkeamaleveyden ja seinän korkouden suhde (vaihtelee välillä 1<k<2): $k_L := 1.3$ Yhdettä reunataan kiinnitetyn seinän ominaishalkeamaleveys: $s_n := k_L \cdot H_s = 7.15\text{m}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Betonin vetopinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} = 225000\text{-mm}^2$ Raudoitussuhde: $\rho := \frac{A_s}{A_{ct}} = 0.71489\text{-\%}$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

 $A_{c,eff} := \min \left[2.5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 145000\text{-mm}^2$ Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 1.10931\text{-\%}$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm,t}} = 7.527$ Jännitysjakamasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Jännitysjakamasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ $B := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_c \cdot \rho} + 1 = 18,191$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 870,56395\text{-mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr} := \frac{0.5 \epsilon_{ctu} (1 - R_{edge}) \cdot B}{1 - \frac{s_{r,max} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000118$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1} := s_{r,max} \cdot \epsilon_{cr} = 0.103\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,00} := \epsilon_{free} - \frac{\epsilon_{ctu}}{R_{edge}} = 0.0000945$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2} := s_{r,max} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,00} = 0.0354\text{-mm}$ Varhaisvaiheen kokonaishalkeamaleveys: $w_k := w_{k1} + w_{k2} = 0.138\text{-mm}$ **Pitkäaikshalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0.000375$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := 0.0001032$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_{e,00} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.452$ $B_{00} := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_{e,00} \cdot \rho} + 1 = 21.056$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max,00} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_{2,00} \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 660,39617\text{-mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr,00} := \frac{0.5 \epsilon_{ctu,00} (1 - R_{edge}) \cdot B_{00}}{1 - \frac{s_{r,max,00} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B_{00} + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000208$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{cr,00} = 0.137\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,00} := \epsilon_{free,00} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0.00022$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,00} := s_{r,max,00} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,00} = 0.0632\text{-mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,00} := w_{k1,00} + w_{k2,00} = 0.201\text{-mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0.000669$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,30} := 0.0001032$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} = 0.137\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,30} := \epsilon_{free,30} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0.00052$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,30} := s_{r,max,00} \cdot (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,30} = 0.1467\text{-mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,30} := w_{k1,00} + w_{k2,30} = 0.284\text{-mm}$

DIN 1045-1/Gebhard

Pakkovoimatila :=

Tarkasteluikä :=

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$

Terästen keskiöetäisyys: $d_1 := 50\text{mm} + 8\text{mm} = 58\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka :=

D

Keskimäär. vetolujuus: $f_{ctm} = 2.6\text{MPa}$

Tehollinen vetolujuus: $f_{ct,eff} = 1.5\text{MPa}$

Betoniteräs:

Terästen halkaisija: $d_s := 16\text{mm}$

Teräksen kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$

Seinän teräsmäärä: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_s}{2}\right)^2 = 1608.495 \cdot \text{mm}^2$

Betonin pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000 \cdot \text{mm}^2$

Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min\left(2.5d_1 \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm}\right) = 145000 \cdot \text{mm}^2$

Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$

Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.71$

Betoniosan suurin vetovoima: $F_{Ztp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 239.625 \cdot \text{kN}$

Betonin vetovyöhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 217.5 \cdot \text{kN}$

Halkeamaleveys: $w_k := \frac{d_s \cdot A_{c,eff}}{3.6 \cdot A_s^2 \cdot E_s} (F_{Ztp} - 0.4 \cdot F_{cr}) = 0.1901 \cdot \text{mm}$

DIN 1045-1/Gebhard

Pakkovoimatila: Pakkovoimatila :=
Sisäinen
Ulkoinen

Tarkasteluikä: Tarkasteluikä :=
Varhaisvaihe
Yli 28 vrk

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$

Terästen keskiöetäisyys: $d_1 := 50\text{mm} + 8\text{mm} = 58\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka: Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

D

Keskimäär. vetolujuus: $f_{ctm} = 2.6\text{MPa}$

Tehollinen vetolujuus: $f_{ct,eff} = 3\text{MPa}$

Betoniteräs:

Terästen halkaisija: $d_s := 16\text{mm}$

Teräksen kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$

Seinän teräsmäärä: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_s}{2}\right)^2 = 1608.495\text{mm}^2$

Betonin pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$

Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min\left(2.5d_1 \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm}\right) = 145000\text{mm}^2$

Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$

Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.71$

Betoniosan suurin vetovoima: $F_{Ztp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 479.25\text{kN}$

Betonin vetovyöhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 435\text{kN}$

Halkeamaleveys: $w_k := \frac{d_s \cdot A_{c,eff}}{3.6 \cdot A_s^2 \cdot E_s} (F_{Ztp} - 0.4 F_{cr}) = 0.3802\text{mm}$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

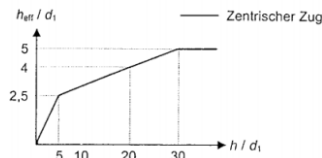
Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka: Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 26572.01\text{MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 1.555\text{MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.776$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[h_{eff} \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 161000\text{mm}^2$ Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 323.723\text{kN}$ Betonin vetovyöhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 250.423\text{kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.2\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuviolle:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 40 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -38.004\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.28\text{kN}\cdot\text{m}^3$$

$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := (1 - R_{edge}) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 1989\text{mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 0.88\%$$

Seinän vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 1608.495\text{mm}^2 \quad \mathbf{T16\ k125}$$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:
Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

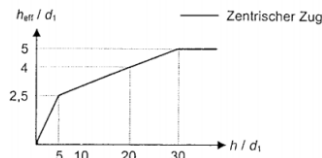
D

Sementtityyppi:
Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 N

D

Semenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 28$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 31000\text{-MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 2.6\text{-MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$

D

Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{-mm}^2$ 

D

Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.776$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[b_{eff} \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 161000\text{-mm}^2$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k_{cr} := 1$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 541.125\text{-kN}$ Betonin vetoväyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 418.6\text{-kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.3\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -63.526\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.327\text{-kN}\cdot\text{m}^3$$

Rauditusmäärä: $A_{s2} := \left(1 - R_{edge} \right) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 1839\text{-mm}^2$

Rauditussuhde: $\rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 0.82\text{-\%}$

Seinän vaakateräsmäärä:

Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{125\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 1608.495\text{-mm}^2$ **T16 k125**

EC 1992-3
Pakkovoimakerroin 0,5**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötöjuuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \cdot \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3141,593\text{-mm}^2$ **T20 k100**Pakkovoimakerroin: $R_{ax} := 0,5$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0,000201$ Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := R_{ax} \cdot \epsilon_{free} = 0,0001$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0,8}{0,7} = 1,143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0,8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

$$A_{c,eff} := \min \left[2,5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 150000\text{-mm}^2$$

Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,02094$ Halkeamaväli: $s_{r,max} := 3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 633,82298\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_r = 0,0637\text{-mm}$ **Pitkäaikaisalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0,000375$ Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,00} := R_{ax} \cdot \epsilon_{free,00} = 0,00019$ Halkeamaväli: $s_{r,max,00} := \left(3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} \right) = 494,67608\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_{k00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{r,00} = 0,093\text{-mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0,000669$ 30 vuoden estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,30} := R_{ax} \cdot \epsilon_{free,30} = 0,000335$ Halkeamaleveys: $w_{k30} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{r,30} = 0,165\text{-mm}$

CIRIA C660
Pakkovoimakerroin EA**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3141.593\text{-mm}^2$ **T20 k100**Pakkovoimakerroin: $R_j := 0.371$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0.65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free}} := 0.000201$ Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free}} \cdot R_j = 0.000048$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu}} := 0.000072$ Varhaisvaiheen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr}} := \epsilon_r - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu}} = 0.000012$ Betonipeitteen paksuus: $c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin varhaisvaiheessa: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1.00} := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ **Betonin tehollinen vetopinta-ala:**

$$A_{c,\text{eff}} := \min\left[2.5\left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm}\right] = 150000\text{-mm}^2$$

Tehollinen rauditusuhde: $\rho_{p,\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = 2.0944\%$ Halkeamaväli: $s_{r,\text{max}} := \left(3.4 \cdot c_{\text{nom}} + 0.425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}}\right) = 633.82298\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_k := s_{r,\text{max}} \cdot \epsilon_{\text{cr}} = 0.008\text{-mm}$ **Pitkäaikaishalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free},00} := 0.000375$ Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,00} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},00} \cdot R_j = 0.00009$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu},00} := 0.0001032$ Pitkäaikainen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr},00} := \epsilon_{r,00} - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},00} = 0.000039$ Halkeamaväli: $s_{r,\text{max},00} := \left(3.4 \cdot c_{\text{nom}} + 0.425 \cdot \frac{k_{1.00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}}\right) = 494.67608\text{-mm}$ Halkeamaleveys: $w_{k,00} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},00} = 0.019\text{-mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free},30} := 0.000669$ 30 vuoden estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,30} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},30} \cdot R_j = 0.000161$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu},30} := 0.0001032$ 30 vuoden halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr},30} := \epsilon_{r,30} - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},30} = 0.00011$ Halkeamaleveys: $w_{k,30} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},30} = 0.054\text{-mm}$

EC 1992-3 ICE
Pakkovoimakerroin EA**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän pituus: $L_s := 13800\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Anturan geometria:**Anturan korkeus: $H_a := 600\text{mm}$ Anturan leveys: $B_a := 1700\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3141.593\text{mm}^2$ **T20 k100****Betoni:**Lujuusluokka:

Lujuusluokka :=	C25/30
	C30/37
	C35/45
	C40/50

Kimmokerroin: $E_{cm} := 31000\text{MPa}$ Sementtityyppi:

Sementti :=	R	-CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
	N	-CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
	S	-CEM 32.5 N

Semenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0.65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin varhaisvaiheessa: $E_{cm,t} = 26572.01\text{MPa}$ Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0.000201$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu} := 0.000072$ Ominaishalkeamaleveyden ja seinän korkeuden suhde (vaihtelee välillä 1<k<2): $k_L := 1.3$ Yhdeltä reunaltaan kiinnitetyn seinän ominaishalkeamaleveys: $s_n := k_L \cdot H_s = 7.15\text{m}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Betonin vetopinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} = 225000\text{mm}^2$ Raudoitussuhde: $\rho := \frac{A_s}{A_{ct}} = 1.39626\%$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

 $A_{c,eff} := \min \left[2.5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 150000\text{mm}^2$ Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 2.0944\%$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm,t}} = 7.527$ Jännitysjakamasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Jännitysjakamasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ $B := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_e \cdot \rho} + 1 = 9.802$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 633.82298\text{mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr} := \frac{0.5 \epsilon_{ctu} (1 - R_{edge}) \cdot B}{1 - \frac{s_{r,max} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000192$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1} := s_{r,max} \cdot \epsilon_{cr} = 0.122\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res} := \epsilon_{free} - \frac{\epsilon_{ctu}}{R_{edge}} = 0.0000069$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2} := s_{r,max} (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res} = 0.0023\text{mm}$ Varhaisvaiheen kokonaishalkeamaleveys: $w_k := w_{k1} + w_{k2} = 0.124\text{mm}$ **Pitkäaikaisalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0.000375$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := 0.0001032$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_{e,00} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.452$ $B_{00} := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_{e,00} \cdot \rho} + 1 = 11.268$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max,00} := 3.4 \cdot c_{nom} + 0.425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 494.67608\text{mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr,00} := \frac{0.5 \epsilon_{ctu,00} (1 - R_{edge}) \cdot B_{00}}{1 - \frac{s_{r,max,00} \cdot R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0.5 \left(B_{00} + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0.000321$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{cr,00} = 0.159\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,00} := \epsilon_{free,00} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 9.68329 \times 10^{-5}$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,00} := s_{r,max,00} (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,00} = 0.0254\text{mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,00} := w_{k1,00} + w_{k2,00} = 0.184\text{mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0.000669$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,30} := 0.0001032$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} = 0.159\text{mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,30} := \epsilon_{free,30} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0.00039$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,30} := s_{r,max,00} (1 - 0.5 \cdot R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,30} = 0.1024\text{mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,30} := w_{k1,00} + w_{k2,30} = 0.261\text{mm}$

CIRIA C660
Pakkovoimakerroin EA+EI**Seinän geometria:**

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$

Betoniteräs:

Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$

Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$

Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3141.593 \cdot \text{mm}^2$ **T20 k100**

Pakkovoimakerroin: $R_j := 0.676$

Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0.65$

Varhaisvaiheen halkeilu:

Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free}} := 0.000201$

Varhaisvaiheen estetty muodonmuutos: $\epsilon_r := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free}} \cdot R_j = 0.000088$

Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu}} := 0.000072$

Varhaisvaiheen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr}} := \epsilon_r - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu}} = 0.000052$

Betonipeitteen paksuus: $c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$

Tartunnasta riippuva kerroin varhaisvaiheessa: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$

Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1.00} := 0.8$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

$$A_{c,\text{eff}} := \min \left[2.5 \left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 150000 \cdot \text{mm}^2$$

Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,\text{eff}} := \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = 2.0944\%$

Halkeamaväli: $s_{r,\text{max}} := \left(3.4 \cdot c_{\text{nom}} + 0.425 \cdot \frac{k_1 \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 633.82298 \cdot \text{mm}$

Halkeamaleveys: $w_k := s_{r,\text{max}} \cdot \epsilon_{\text{cr}} = 0.033 \cdot \text{mm}$

Pitkäaikaishalkeilu:

Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free},00} := 0.000375$

Pitkäaikainen estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,00} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},00} \cdot R_j = 0.000165$

Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu},00} := 0.0001032$

Pitkäaikainen halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr},00} := \epsilon_{r,00} - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},00} = 0.000113$

Halkeamaväli: $s_{r,\text{max},00} := \left(3.4 \cdot c_{\text{nom}} + 0.425 \cdot \frac{k_{1.00} \cdot \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \right) = 494.67608 \cdot \text{mm}$

Halkeamaleveys: $w_{k,00} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},00} = 0.056 \cdot \text{mm}$

30 vuoden halkeilu:

30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{\text{free},30} := 0.000669$

30 vuoden estetty muodonmuutos: $\epsilon_{r,30} := K_1 \cdot \epsilon_{\text{free},30} \cdot R_j = 0.000294$

Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{\text{ctu},30} := 0.0001032$

30 vuoden halkeilua aiheuttava venymä: $\epsilon_{\text{cr},30} := \epsilon_{r,30} - 0.5 \cdot \epsilon_{\text{ctu},30} = 0.000242$

Halkeamaleveys: $w_{k,30} := s_{r,\text{max},00} \cdot \epsilon_{\text{cr},30} = 0.1199 \cdot \text{mm}$

EC 1992-3 ICE
Pakkovoimakerroin EA+EI**Seinän geometria:**Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$ Seinän pituus: $L_s := 13800\text{mm}$ Seinän korkeus: $H_s := 5500\text{mm}$ **Anturan geometria:**Anturan korkeus: $H_a := 600\text{mm}$ Anturan leveys: $B_a := 1700\text{mm}$ **Betoniteräs:**Myötölujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$ Kimmokerroin: $E_s := 20000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$ Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3141,593 \cdot \text{mm}^2$ **T20 k100****Betoni:**Lujuusluokka: Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Kimmokerroin: $E_{cm} = 31000\text{-MPa}$ Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0,25$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0,676$ Viruman huomioonottava kerroin: $K_1 := 0,65$ **Varhaisvaiheen halkeilu:**Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin varhaisvaiheessa: $E_{cm,t} = 26572,01\text{-MPa}$ Varhaisvaiheen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free} := 0,000201$ Varhaisvaiheen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu} := 0,000072$ Ominaishalkeamaleveyden ja seinän korkouden suhde (vaihtelee välillä 1<k<2): $k_L := 1,3$ Yhdettä reunaltaan kiinnitetyn seinän ominaishalkeamaleveys: $s_n = k_L \cdot H_s = 7,15\text{m}$ Betonin piteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0,8}{0,7} = 1,143$ Tartunnasta riippuva kerroin pitkäaikaisessa tilanteessa: $k_{1,00} := 0,8$ Betonin vetopinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} = 225000\text{-mm}^2$ Raudoitussuhde: $\rho := \frac{A_s}{A_{ct}} = 1,39626\%$

Betonin tehollinen vetopinta-ala:

 $A_{c,eff} := \min \left[2,5 \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 150000\text{-mm}^2$ Tehollinen raudoitussuhde: $\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 2,0944\%$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm,t}} = 7,527$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k = 0,925$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ $B := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_c \cdot \rho} + 1 = 9,802$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max} := 3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_1 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 633,82298\text{-mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr} := \frac{0,5 \epsilon_{ctu} (1 - R_{edge}) B}{1 - \frac{s_{r,max} R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0,5 \left(B + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0,000086$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1} := s_{r,max} \cdot \epsilon_{cr} = 0,055\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res} := \epsilon_{free} - \frac{\epsilon_{ctu}}{R_{edge}} = 0,0000945$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2} := s_{r,max} (1 - 0,5 R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res} = 0,0258\text{-mm}$ Varhaisvaiheen kokonaishalkeamaleveys: $w_k := w_{k1} + w_{k2} = 0,0804\text{-mm}$ **Pitkäaikaishalkeilu:**Pitkäaikainen vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,00} := 0,000375$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,00} := 0,0001032$ Kimmokerroinsuhde: $\alpha_{e,00} := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,452$ $B_{00} := \frac{k \cdot k_c}{\alpha_{e,00} \cdot \rho} + 1 = 11,268$ Tartuntajännityksen siirtymäpituus: $s_{r,max,00} := 3,4 \cdot c_{nom} + 0,425 \cdot \frac{k_{1,00} \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = 494,67608\text{-mm}$ Teräksen ja betonin keskimääräisten venymien erotus vaiheessa 1: $\epsilon_{cr,00} := \frac{0,5 \epsilon_{ctu,00} (1 - R_{edge}) B_{00}}{1 - \frac{s_{r,max,00} R_{edge}}{k_L \cdot H_s} \left[1 - 0,5 \left(B_{00} + \frac{1}{1 - R_{edge}} \right) \right]} = 0,000146$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} := s_{r,max,00} \cdot \epsilon_{cr,00} = 0,072\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,00} := \epsilon_{free,00} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0,00022$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,00} := s_{r,max,00} (1 - 0,5 R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,00} = 0,0473\text{-mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,00} := w_{k1,00} + w_{k2,00} = 0,1196\text{-mm}$ **30 vuoden halkeilu:**30 vuoden vapaa muodonmuutos: $\epsilon_{free,30} := 0,000669$ Pitkäaikainen venymäkapasiteetti: $\epsilon_{ctu,30} := 0,0001032$ Halkeamaleveys vaiheessa 1: $w_{k1,00} = 0,072\text{-mm}$ Betonin jännösmuodonmuutos, joka aiheuttaa halkeamaleveyden kasvun: $\epsilon_{res,30} := \epsilon_{free,30} - \frac{\epsilon_{ctu,00}}{R_{edge}} = 0,00052$ Halkeamaleveys vaiheessa 2: $w_{k2,30} := s_{r,max,00} (1 - 0,5 R_{edge}) \cdot K_1 \cdot \epsilon_{res,30} = 0,1099\text{-mm}$ Pitkäaikainen kokonaishalkeamaleveys: $w_{k,30} := w_{k1,00} + w_{k2,30} = 0,182\text{-mm}$

DIN 1045-1/Gebhard

Pakkovoimatila:	Pakkovoimatila := Sisäinen Ulkoinen
Tarkasteluvaihe:	Tarkasteluvaihe := Varhaisvaihe Yli 28 vrk

Seinän geometria:

Seinän paksuus:	$B_s := 450\text{mm}$
Seinän korkeus:	$H_s := 5500\text{mm}$
Terästen keskiötäisyys:	$d_1 := 50\text{mm} + 10\text{mm} = 60\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:	Lujuusluokka := C25/30 C30/37 C35/45 C40/50
---------------	---

D

Keskimäär. vetolujuus: $f_{ctm} = 2.6\text{MPa}$ Tehollinen vetolujuus: $f_{ct,eff} = 3\text{MPa}$ **Betoniteräs:**

Terästen halkaisija:	$d_s := 20\text{mm}$
Teräksen kimmokerroin:	$E_s := 200000\text{MPa}$
Seinän teräsmäärä:	$A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \pi \left(\frac{d_s}{2}\right)^2 = 3141.593\text{mm}^2$
Betonin pinta-ala:	$A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$
Betonin tehollinen vetopinta-ala:	$A_{c,eff} := \min\left(2.5d_1 \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm}\right) = 150000\text{mm}^2$
Jännitysjaakautusta riippuva kerroin:	$k_c := 1$

Jännitysjaakautusta riippuva kerroin:	$k = 0.71$
Betoniosan suurin vetovoima:	$F_{Zfp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 479.25\text{kN}$
Betonin vetovolyymin vetokapasiteetti:	$F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 450\text{kN}$
Halkeamaleveys:	$w_k := \frac{d_s \cdot A_{c,eff}}{3.6 \cdot A_s^2 \cdot E_s} (F_{Zfp} - 0.4 \cdot F_{cr}) = 0.126\text{mm}$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

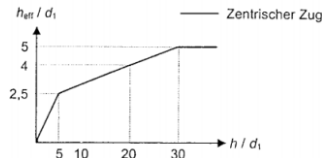
Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

Sementtityyppi:

Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 28$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 31000\text{-MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 2.6\text{-MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{-mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.75$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[h_{eff} \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 165000\text{-mm}^2$ Jännitysjaakautamasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitysjaakautamasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} = 541.125\text{-kN}$ Betonin vetovöyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 429\text{-kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.2\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 40 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -62.819\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.415\text{-kN}\cdot\text{m}^3$$

$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := (1 - R_{edge}) \cdot \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 2578\text{-mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 1.15\%$$

Seinän vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{100\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 3141.593\text{-mm}^2 \quad \mathbf{T20\ k100}$$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

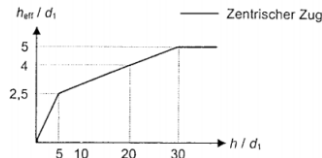
Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 25\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:
Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

Sementtityyppi:

Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 26572.01\text{MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 1.555\text{MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.72$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[c_{nom} + \frac{\phi}{2}, 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 170000\text{mm}^2$ Jännitysjaakautamasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitysjaakautamasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 323.723\text{kN}$ Betonin vetoväyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 264.422\text{kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.1\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuviolle:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -37.052\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.45\text{kN}\cdot\text{m}^3$$

Rauditusmäärä: $A_{s2} := \left(1 - R_{edge} \right) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 3622\text{mm}^2$

Rauditussuhde: $\rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 1.61\%$

Seinän valittu vaakateräsmäärä:

Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{130\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 3775.953\text{mm}^2$ **T25 k130**

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

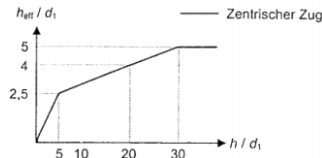
Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:
Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50

Sementtityyppi:

Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 26572.01\text{MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 1.555\text{MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.75$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[c_{nom} + \frac{\phi}{2}, 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 165000\text{mm}^2$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{Zrp} := k_c \cdot k \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} = 323.723\text{kN}$ Betonin vetovöyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 256.645\text{kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.2\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 40 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{Zrp} - k_t \cdot F_{cr}) = -37.581\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{Zrp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.354\text{kN}\cdot\text{m}^3$$

Rauditusmäärä: $A_{s2} := \left(1 - R_{edge} \right) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 2191\text{mm}^2$

Rauditussuhde: $\rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 0.97\%$

Seinän valittu vaakateräsmäärä:

Valittu rauditus: $A_s := \frac{1000\text{mm}}{140\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 2243.995\text{mm}^2$ **T20 k140**

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

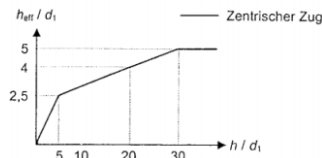
Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:
Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Sementtityyppi:
Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 3$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 26572.01\text{MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 1.555\text{MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := \frac{0.8}{0.7} = 1.143$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.776$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[c_{nom} + \frac{\phi}{2}, 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 161000\text{mm}^2$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{Zrp} := k_c \cdot k \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} = 323.723\text{kN}$ Betonin vetovöyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 250.423\text{kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.3\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{Zrp} - k_t \cdot F_{cr}) = -38.004\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{Zrp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.28\text{kN}\cdot\text{m}^3$$

$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := \left(1 - R_{edge} \right) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 1572\text{mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 0.7\%$$

Seinän valittu vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{120\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 1675.516\text{mm}^2 \quad \mathbf{T16\ k120}$$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

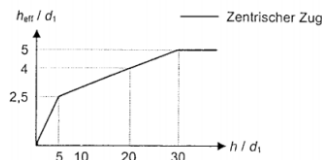
Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 25\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka:
 Lujuusluokka :=
 C25/30
 C30/37
 C35/45
 C40/50Sementtityyppi:
 Sementti :=
 R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
 N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
 S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 28$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 31000\text{-MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 2.6\text{-MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{-mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.72$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[b_{eff} \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 170000\text{-mm}^2$ Jännitysjaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitysjaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{Zfp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 541.125\text{-kN}$ Betonin vetovyöhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 442\text{-kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.1\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{Zfp} - k_t \cdot F_{cr}) = -61.935\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{Zfp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.526\text{-kN}\cdot\text{m}^3$$

$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := (1 - R_{edge}) \cdot \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 4345\text{-mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 1.93\%$$

Seinän valittu vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{110\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 4462.49\text{-mm}^2 \quad \mathbf{T25\ k110}$$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

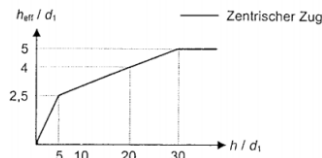
Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 20\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka :=
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Sementtityyppi: Sementti :=
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 28$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 31000\text{-MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 2.6\text{-MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{-mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.75$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min \left[h_{eff} \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm} \right] = 165000\text{-mm}^2$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitys jakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 541.125\text{-kN}$ Betonin vetoväyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 429\text{-kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.2\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuville:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 40 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -62.819\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.415\text{-kN}\cdot\text{m}^3$$

$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := \left(1 - R_{edge} \right) \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 2578\text{-mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 1.15\%$$

Seinän valittu vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{120\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 2617.994\text{-mm}^2 \quad \mathbf{T20\ k120}$$

EC 1992-1 yksinkertaistettu rauditus pakkovoimalle

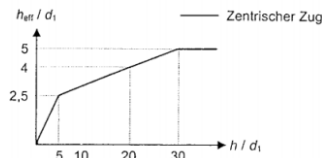
Seinän geometria:

Seinän paksuus: $B_s := 450\text{mm}$

Betoniteräs:

Kimmokerroin: $E_s := 200000\text{MPa}$ Terästen halkaisija: $\phi := 16\text{mm}$

Betoni:

Lujuusluokka: $Lujuusluokka :=$
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50Sementtityyppi: $Sementti :=$
R -CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R
N -CEM 32.5 R, CEM 42.5 N
S -CEM 32.5 NSemenin tyyppistä riippuva kerroin: $s = 0.25$ Betonin ikä vuorokausina: $t := 28$ Betonin kimmokerroin: $E_{cm,t} = 31000\text{-MPa}$ Keskimäär. vetolujuus: $f_{ct,eff} = 2.6\text{-MPa}$ Betonipeitteen paksuus: $c_{nom} := 50\text{mm}$ Tartunnasta riippuva kerroin: $k_1 := 0.8$ Kuormitustavasta riippuva kerroin: $k_2 := 1$ Vedetyn betoniosan pinta-ala: $A_{ct} := \frac{B_s \cdot 1000\text{mm}}{2} = 225000\text{-mm}^2$ Betonin tehollisen vetoalueen korkeus: $h_{eff} = 2.776$ Betonin tehollinen vetopinta-ala: $A_{c,eff} := \min\left[h_{eff}\left(c_{nom} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot 1000\text{mm}, \frac{B_s}{2} \cdot 1000\text{mm}\right] = 161000\text{-mm}^2$ Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k_c := 1$ Jännitysjakaumasta riippuva kerroin: $k = 0.925$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin: $k_t := 0.4$ Betoniosan suurin vetovoima: $F_{ZTp} := k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff} = 541.125\text{-kN}$ Betonin vetoväyhykkeen vetokapasiteetti: $F_{cr} := f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} = 418.6\text{-kN}$ Pakkovoimakerroin: $R_{edge} := 0.371$ Halkeamaleveys: $w_k := 0.3\text{mm}$

Rauditusmäärä valmiille halkeamakuviolle:

$$a_2 := E_s \cdot w_k = 60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$b_2 := -3.4 \cdot c_{nom} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -63.526\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$$c_2 := -0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff} \cdot (F_{ZTp} - k_t \cdot F_{cr}) = -0.327\text{-kN}\cdot\text{m}^3$$

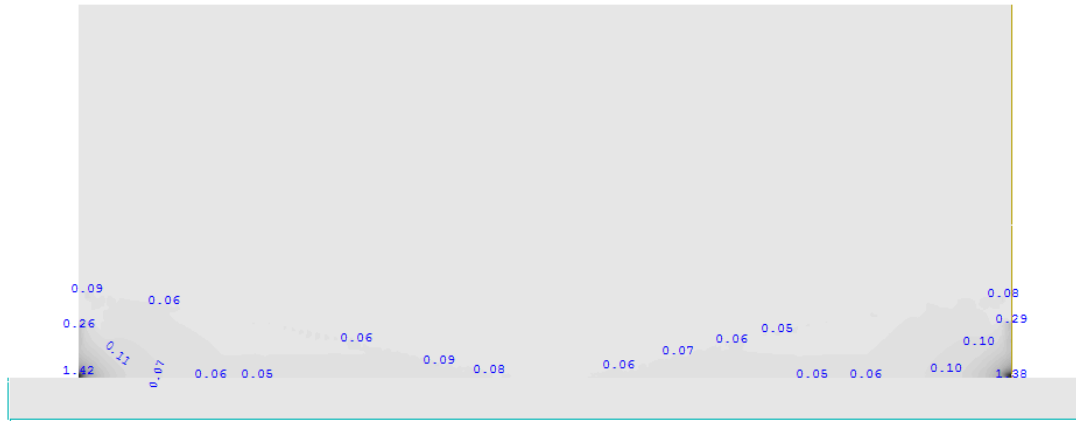
$$\text{Rauditusmäärä: } A_{s2} := (1 - R_{edge}) \cdot \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4 \cdot a_2 \cdot c_2}}{2 \cdot a_2} = 1839\text{-mm}^2$$

$$\text{Rauditussuhde: } \rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{ct}} = 0.82\%$$

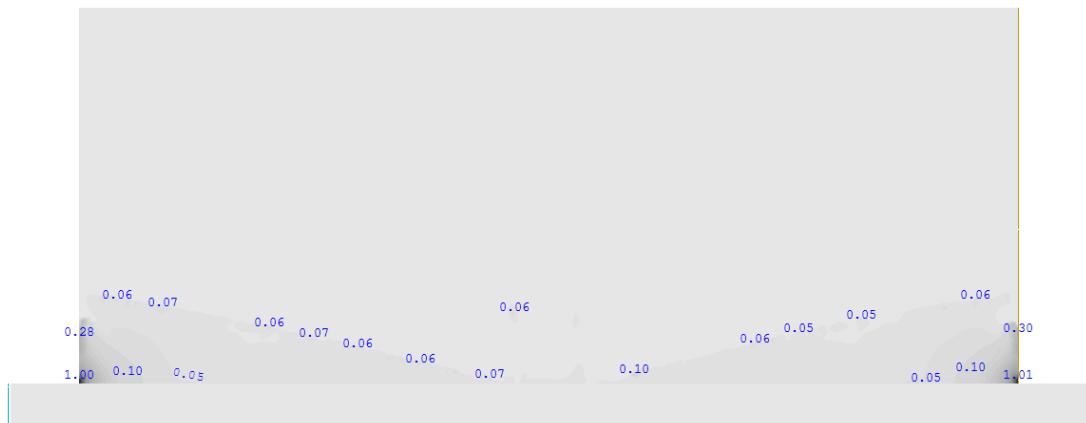
Seinän valittu vaakateräsmäärä:

$$\text{Valittu rauditus: } A_s := \frac{1000\text{mm}}{110\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 1827.836\text{-mm}^2 \quad \mathbf{T16\ k10}$$

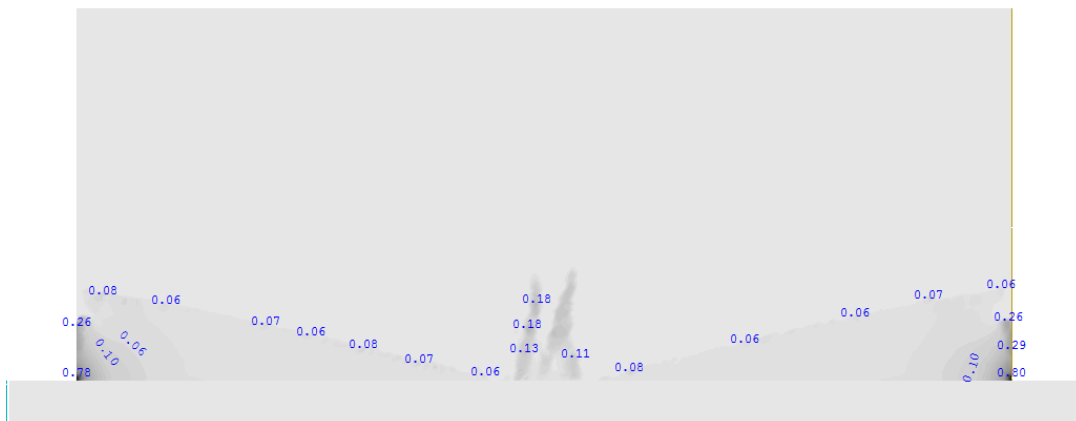
LIITE 9: SEINÄN SUUNNITTELU ERI HALKEAMALEVEYDEN ARVOILLE



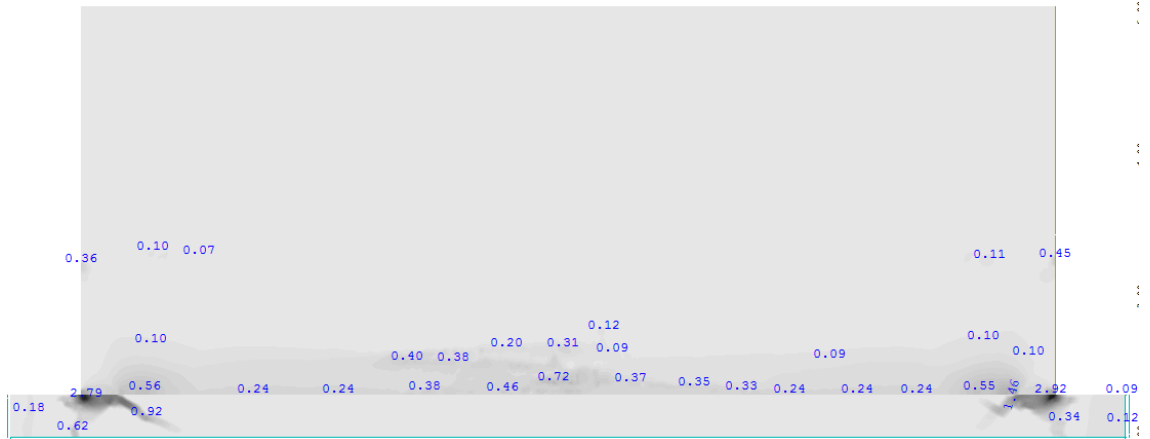
Kuva L.15 Seinän halkeamalevydet varhaisvaiheessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,1 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.



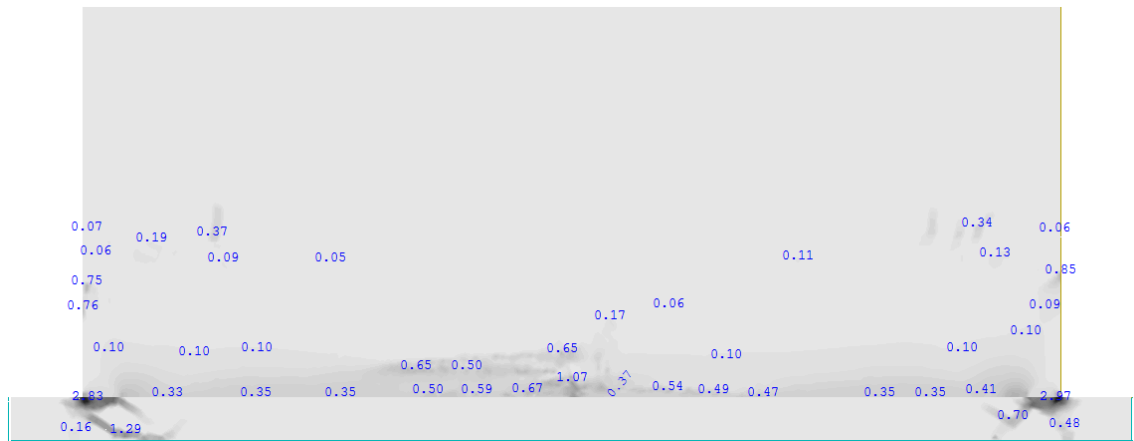
Kuva L.16 Seinän halkeamalevydet varhaisvaiheessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,2 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.



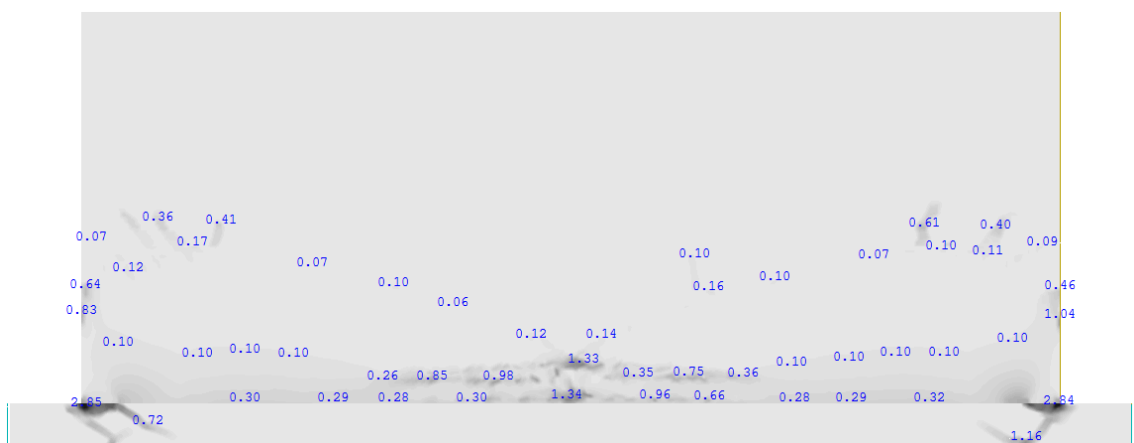
Kuva L.17 Seinän halkeamalevydet varhaisvaiheessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,3 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.



Kuva L.18 Seinän halkeamalevydet 30 vuoden tilanteessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,1 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.



Kuva L.19 Seinän halkeamalevydet 30 vuoden tilanteessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,2 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.



Kuva L.20 Seinän halkeamalevydet 30 vuoden tilanteessa, kun raudoitus suunniteltu halkeamaleveyden arvolle 0,3 mm ja ulotettu korkeudelle 0,4H.

Varhaisvaihe T16, c=40, w_r=0,1

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1574	1349	1124	1,57	1,35	1,12	2332	1998	1665	1,55	1,33	1,11	2892	2479	2066	1,45	1,24	1,03
C30/37	1677	1438	1198	1,68	1,44	1,20	2488	2133	1777	1,66	1,42	1,18	3091	2649	2208	1,55	1,32	1,10
C35/45	1777	1523	1269	1,78	1,52	1,27	2640	2263	1886	1,76	1,51	1,26	3283	2814	2345	1,64	1,41	1,17

Varhaisvaihe T16, c=40, w_r=0,2

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1060	909	757	1,06	0,91	0,76	1560	1337	1114	1,04	0,89	0,74	1922	1648	1373	0,96	0,82	0,69
C30/37	1127	966	805	1,13	0,97	0,81	1660	1423	1186	1,11	0,95	0,79	2047	1755	1462	1,02	0,88	0,73
C35/45	1191	1021	851	1,19	1,02	0,85	1756	1505	1254	1,17	1,00	0,84	2168	1858	1549	1,08	0,93	0,77

Varhaisvaihe T16, c=40, w_r=0,3

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	847	726	605	0,85	0,73	0,61	1243	1065	888	0,83	0,71	0,59	1527	1309	1091	0,76	0,65	0,55
C30/37	900	771	643	0,90	0,77	0,64	1321	1132	943	0,88	0,75	0,63	1624	1392	1160	0,81	0,70	0,58
C35/45	950	814	678	0,95	0,81	0,68	1395	1196	997	0,93	0,80	0,66	1717	1472	1226	0,86	0,74	0,61

Varhaisvaihe T20, c=40, w_r=0,1

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1729	1482	1235	1,73	1,48	1,23	2565	2198	1832	1,71	1,47	1,22	3178	2724	2270	1,59	1,36	1,13
C30/37	1841	1578	1315	1,84	1,58	1,32	2734	2343	1953	1,82	1,56	1,30	3391	2907	2422	1,70	1,45	1,21
C35/45	1949	1671	1392	1,95	1,67	1,39	2897	2483	2069	1,93	1,66	1,38	3597	3083	2569	1,80	1,54	1,28

Varhaisvaihe T20, $c=40$, $w_k=0,2$

R_{edge}	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1171	1003	836	1,17	1,00	0,84	1728	1481	1234	1,15	0,99	0,82	2128	1824	1520	1,06	0,91	0,76
C30/37	1244	1066	888	1,24	1,07	0,89	1837	1574	1312	1,22	1,05	0,87	2264	1941	1617	1,13	0,97	0,81
C35/45	1314	1126	938	1,31	1,13	0,94	1941	1664	1387	1,29	1,11	0,92	2395	2053	1711	1,20	1,03	0,86

Varhaisvaihe T20, $c=40$, $w_k=0,3$

R_{edge}	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	938	804	670	0,94	0,80	0,67	1381	1183	986	0,92	0,79	0,66	1696	1454	1211	0,85	0,73	0,61
C30/37	995	853	711	1,00	0,85	0,71	1466	1257	1047	0,98	0,84	0,70	1802	1544	1287	0,90	0,77	0,64
C35/45	1050	900	750	1,05	0,90	0,75	1548	1327	1106	1,03	0,88	0,74	1904	1632	1360	0,95	0,82	0,68

Pitkäaikainen T16, $c=40$, $w_k=0,1$

R_{edge}	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1860	1594	1329	1,86	1,59	1,33	2791	2392	1993	1,86	1,59	1,33	3503	3002	2502	1,75	1,50	1,25
C30/37	1992	1708	1423	1,99	1,71	1,42	2995	2567	2139	2,00	1,71	1,43	3765	3227	2689	1,88	1,61	1,34
C35/45	2121	1818	1515	2,12	1,82	1,51	3193	2737	2281	2,13	1,82	1,52	4021	3447	2872	2,01	1,72	1,44

Pitkäaikainen T16, $c=40$, $w_k=0,2$

R_{edge}	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]			A_s [mm ²]			ρ [%]		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1222	1047	873	1,22	1,05	0,87	1815	1555	1296	1,21	1,04	0,86	2256	1933	1611	1,13	0,97	0,81
C30/37	1304	1117	931	1,30	1,12	0,93	1939	1662	1385	1,29	1,11	0,92	2413	2068	1724	1,21	1,03	0,86
C35/45	1382	1185	987	1,38	1,18	0,99	2059	1764	1470	1,37	1,18	0,98	2566	2199	1833	1,28	1,10	0,92

Pitkäaikainen T16, c=40, w_k=0,3

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	965	827	690	0,97	0,83	0,69	1427	1223	1019	0,95	0,82	0,68	1766	1514	1261	0,88	0,76	0,63
C30/37	1028	881	734	1,03	0,88	0,73	1521	1304	1087	1,01	0,87	0,72	1885	1615	1346	0,94	0,81	0,67
C35/45	1088	933	777	1,09	0,93	0,78	1612	1382	1152	1,07	0,92	0,77	2000	1714	1428	1,00	0,86	0,71

Pitkäaikainen T20, c=40, w_k=0,1

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	2026	1736	1447	2,03	1,74	1,45	3033	2599	2166	2,02	1,73	1,44	3798	3255	2713	1,90	1,63	1,36
C30/37	2166	1857	1547	2,17	1,86	1,55	3248	2784	2320	2,17	1,86	1,55	4074	3492	2910	2,04	1,75	1,46
C35/45	2303	1974	1645	2,30	1,97	1,64	3457	2963	2469	2,30	1,98	1,65	4344	3723	3103	2,17	1,86	1,55

Pitkäaikainen T20, c=40, w_k=0,2

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1341	1149	958	1,34	1,15	0,96	1992	1707	1423	1,33	1,14	0,95	2472	2119	1766	1,24	1,06	0,88
C30/37	1429	1225	1020	1,43	1,22	1,02	2125	1821	1518	1,42	1,21	1,01	2641	2264	1886	1,32	1,13	0,94
C35/45	1514	1297	1081	1,51	1,30	1,08	2253	1931	1610	1,50	1,29	1,07	2804	2403	2003	1,40	1,20	1,00

Pitkäaikainen T20, c=40, w_k=0,3

	h=200 mm						h=300 mm						h=400 mm					
	A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]			A _s [mm ²]			ρ [%]		
R _{edge}	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
C25/30	1063	911	759	1,06	0,91	0,76	1573	1349	1124	1,05	0,90	0,75	1945	1667	1389	0,97	0,83	0,69
C30/37	1131	969	808	1,13	0,97	0,81	1675	1436	1197	1,12	0,96	0,80	2074	1777	1481	1,04	0,89	0,74
C35/45	1196	1025	854	1,20	1,03	0,85	1774	1520	1267	1,18	1,01	0,84	2197	1884	1570	1,10	0,94	0,78