

Iiro Honkanen

# Teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden mitoitus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennetekniikka

Insinöörityö

1.5.2015

Tekijä(t) Otsikko	liro Honkanen Teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden mitoitus
Sivumäärä Aika	69 sivua + 2 liitettä 1.5.2015
Tutkinto	Insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaaja(t)	Lehtori Timo Leppänen Projektipäällikkö Kim Sundström
<p>Opinnäytetyön toimeksiantajana toimi Sweco Rakennetekniikka Oy.</p> <p>Halkeilu on betonirakenteille ominaista ja sen rajoittamisesta huolehditaan hyvällä suunnittelulla ja työmaatoimilla. Halkeamien ehkäisy laiminlyönti voi johtaa vakaviin säilyvyysongelmiin tai jopa rakenteiden kantokyvyn heikkenemiseen. Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda selkeä kuvaus teräsbetonirakenteiden halkeilumekanismista ja esittää halkeiluun vaikuttavat tekijät sekä tuoda esille syitä halkeilun rajoittamiselle.</p> <p>Työssä tutustuttiin halkeamien rakenteelliseen merkitykseen. Halkeilu johtaa taivutusjäykkyyden alenemiseen ja taivutusmomenttien uudelleen jakautumiseen staattisesti määräämättömissä rakenteissa, mitä voidaan tutkia harvoin tavanomaisissa suunnittelutehtävissä käytettävällä epälineaarilla rakennanalyysillä. Suurin osa rakenteista mitoitetaan lineaarisen teorian mukaisille voimasuureille. Työssä käsiteltiin myös pakkovoimien merkitystä halkeamien muodostumiseen.</p> <p>Suomessa siirryttiin kokonaan käyttämään eurokoodia kantavien rakenteiden suunnittelussa syksyllä 2014, minkä myötä myös halkeamatarkasteluihin tuli muutoksia. Työssä verrattiin eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman mukaisia laskentateorioita ja raja-arvoja halkeamille. Vertailujen tueksi laskettiin molempien suunnittelustandardien mukaisia halkeamaleveyden arvoja.</p> <p>Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyksien laskentamallien huomattiin perustuvan samaan teoriaan. Laskelmien perusteella todettiin eurokoodin antavan kapeampia halkeamaleveyksiä verrattaessa rakentamismääräyskokoelmaan.</p>	
Avainsanat	halkeamaleveys, taivutusjäykkyys, pakkovoimat, eurokoodi

Author(s) Title	liro Honkanen Prediction of Cracking in Reinforced Concrete Structures
Number of Pages Date	69 pages + 2 appendices 1 May 2015
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructor(s)	Timo Leppänen, Senior Lecturer Kim Sundström, Project Manager
<p>The thesis was commissioned by Sweco Rakennetekniikka Oy.</p> <p>Cracking is typical for reinforced concrete structures and it is important to minimize it by appropriate precautions in design and construction practices. Neglecting the prevention of cracking can cause significant loss of service life and structural stability. The aim of the thesis was to create a description of cracking phenomena and present the causes of cracking and find out the reasons for crack control.</p> <p>A brief introduction to the nonlinear behaviour of reinforced concrete was presented in the thesis. Flexural rigidity decreases because of cracking which causes moment redistribution in statically indeterminate structures. The effect of imposed actions on concrete cracking was also studied in the thesis.</p> <p>In fall 2014 Eurocode fully replaced The National Building Code of Finland for designing load-bearing structures which also updated crack width design. Crack width formulas and limitations were compared between Eurocode and The National Building Code of Finland. Examples were calculated with both standards.</p> <p>Crack width formulas of Eurocode and The National Building Code of Finland are based on the same kind of theory. Calculations of crack widths on a sample structure were carried out according to Eurocode and The National Building Code of Finland in the thesis. Based on the calculations Eurocode crack widths were narrower.</p>	
Keywords	crack width, flexural rigidity, imposed deformations, Euro-code

# Sisällys

Merkinnät

Lyhenteet

1	Johdanto	1
2	Halkeilun teoriaa	3
2.1	Yleistä	3
2.2	Halkeamien muodostuminen	5
2.3	Halkeilun rajoittaminen	6
2.4	Halkeiluun vaikuttavat tekijät	8
2.5	Halkeamatyypit ja niiden syntyajankohta	11
2.5.1	Halkeamatyypit	11
2.5.2	Halkeamien syntyajankohta	14
2.6	Halkeamien rakenteellinen merkitys	17
2.6.1	Halkeilun vaikutus teräsbetonirakenteen jäykkyyteen	17
2.6.2	Taivutusmomenttien jakaumien muutos	23
2.6.3	Halkeamien vaikutus leikkausvoimien siirtoon	28
2.7	Pakkovoimat	29
2.7.1	Pakkovoimien syntyminen	30
2.7.2	Pakkovoimien rajoittaminen	33
2.8	Halkeilun rajoittaminen	34
3	Halkeamaleveyden laskentaan käytettäviä kaavoja	37
3.1	Eurokoodin mukainen laskenta	37
3.1.1	Vähimmäisraudoitusala	38
3.1.2	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa	40
3.1.3	Halkeamaleveyden laskenta	42
3.1.4	Halkeamaleveyden raja-arvot	46
3.2	Rakentamismääräyskokoelman mukainen laskenta	48
3.2.1	Halkeamaleveyden laskenta	48
3.2.2	Halkeamaleveyden raja-arvot	49
3.3	Kaavojen ja raja-arvojen vertailu	51
3.3.1	Halkeamaleveyden määrittävien kaavojen vertailu	51
3.3.2	Halkeamaleveyksien raja-arvojen vertailu	54
4	Laskelmat	56

4.1	Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyslaskelmat	57
4.2	Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella	61
4.3	Rauditusmäärä Robot Structural Analysis-ohjelmalla	61
5	Yhteenveto	64
	Lähteet	66
	Liitteet	
	Liite 1. Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille	
	Liite 2. Halkeamaleveyden laskenta	

## Merkinnät

$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{c,eff}$	betonipoikkileikkauksen vedetyn osan tehollinen pinta-ala
$A_s$	vetoraudoituksen pinta-ala
$b$	rakenteen leveys
$c$	vetoraudoituksen betonipeite
$d$	rakenteen tehollinen korkeus
$E_c$	betonin kimmokerroin
$E_s$	teräksen kimmokerroin
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$h$	rakenteen korkeus
$I$	jäyhyysmomentti
$M_{cr}$	halkeamiskestävyys
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
$W$	taivutusvastus
$w_k$	halkeamaleveys
$x$	poikkileikkauksen puristetun osan korkeus
$z$	sisäinen momenttivarsi

$\alpha_e$	betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde
$\epsilon_{cm}$	betonin keskimääräinen venymä
$\epsilon_{sm}$	raudoituksen keskimääräinen venymä
$\rho_{p,eff}$	tehollinen raudoitussuhde
$\sigma_s$	vetoraidoituksen jännitys
$\varphi$	virumaluku
$\phi$	raudoitustangon halkaisija

### Lyhenteet

EC	Eurokoodi. Kantavien rakenteiden suunnittelua koskeva eurooppalainen standardi.
RakMK	Suomen rakentamismääräyskokoelma. Sisältää rakentamista koskevat säännöt ja ohjeet.

## 1 Johdanto

Suomessa siirryttiin kokonaan käyttämään eurokoodia kantavien rakenteiden suunnittelussa 1.9.2014. Tällöin rakentamismääräyskokoelman kantavien rakenteiden suunnittelua koskevat määräykset ja ohjeet kumottiin. Eurokoodit ovat pitkällisen kehityksen tuloksena valmistuneita rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja, jotka pyrkivät vähentämään suunnittelun kilpailutuksen teknisiä esteitä ja yhtenäistämään teknisiä vaatimuksia. Eurokoodeihin on sisällytetty useita arvoja, joiden suuruudesta voidaan päättää kansallisesti. Kansalliset arvot ovat esitetty kansallisissa liitteissä, joiden tehtävänä on ottaa huomioon suunnitteluun vaikuttavat paikalliset eroavaisuudet. [1.]

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyksien mitoituksen ja erityisesti raja-arvojen erot muodostavat säilyvyysmitoituksellisen ristiriidan suunnittelustandardien välillä. Säilyvyysmitoituksen eroihin pystytään vaikuttamaan eurokoodin Suomen kansallisen liitteen kautta asettamalla halkeamaleveyksille suositellut raja-arvot.

Opinnäytetyössä verrataan eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman mukaista halkeamaleveyden mitoitusta jännittämättömille teräsbetonirakenteille. Vertailu on edelleen ajankohtaista, koska säteilyturvakeskuksen ydinlaitosten rakennuksia ja rakenteita koskevan ohjeistuksen mukaan betonirakenteiden käyttöikämitoitus on tehtävä betoninormin By50 mukaisesti, joka perustuu rakentamismääräyskokoelmaan [2, s.15]. Työssä tuodaan esille halkeamaleveyskaavojen ja sallittujen halkeamaleveyksien eroavaisuuksia normien välillä. Laskentaesimerkkien kautta esitetään halkeamaleveyskaavojen, taulukkomitoituksen ja Robot Structural Analysis- ohjelman väliset eroavaisuudet rauditusmäärissä halkeamien leveyksiä rajoitettaessa.

Opinnäytetyön tilaajana toimii Sweco Rakennetekniikka Oy, joka on rakennesuunnittelun markkinajohtaja Suomessa. Yrityksen osaamisalueet kattavat talonrakentamisen, teollisuus- ja infrakohteiden sekä korjausrakentamisen rakennesuunnittelun kaikki kohdetyypit, materiaalit ja erityispalvelut. Sweco Rakennetekniikka on osa Sweco Finlandia ja kansainvälistä Sweco-konsernia. [3.]



Opinnäytetyö tehdään teollisuusrakentamisen osastolla, jossa tavanomaisten projektien yhteydessä suunnitellaan rakenteita, joiden halkeamaleveyksiin ja tiiveyteen tulee kiinnittää erityishuomiota. Erilaiset altaat, välipohjat, säiliöt sekä tunnelit ja kanaalit ovat esimerkkejä projekteissa toistuvista tiiveyttä vaativista rakenteista. Usein teollisuusrakenteiden ympäristörasituksetkin ovat normaalia talonrakennusta haastavampia, mikä tuo halkeamaleveyksille tiukempia raja-arvoja. Opinnäytetyön tavoitteena on tuoda esille halkeamien leveyteen vaikuttavia tekijöitä sekä selkeyttää eurokoodin mukaisia suunnitteluperusteita tiiveyttä vaativille teräsbetonirakenteille.

## 2 Halkeilun teoriaa

### 2.1 Yleistä

Betoni on maailman käytetyin rakennusmateriaali, koska se soveltuu ominaisuuksiensa ansiosta käytettäväksi moniin rakenteisiin ja rakennuksiin [4, s.3]. Betonilla on korkea puristuslujuus, minkä vuoksi sen soveltuvuus puristettuihin rakenneosiin on erinomainen. Puristuslujuus onkin betonin tärkein ominaisuus, johon myös betonin eurokoodin mukainen lujuusluokittelu perustuu. Betoni on heterogeeninen materiaali, jonka valmistamiseen käytetään erilaisia sementtiliiman ja runkoaineiden yhdistelmiä. On tärkeää tiedostaa, että puristusominaisuutta kuvaava ominaislieriölujuus ei kerro betonin lähtöaineista mitään. Lähtöaineilla on suuri merkitys betonin ominaisuuksiin, kuten kapillarihuokoisuuteen, jolla on vaikutusta puristuslujuuteen ja kimmokertoimeen sekä virumiseen. [4, s.27-28.]

Betonin etuna on myös muovailtavuus ennen kovettumisen alkua, mikä mahdollistaa muotojen vapaan määrittelyn. Rakenteiden muotojen ja poikkileikkausten mittojen valinnanvapaus tuo arkkitehdeille ja rakennesuunnittelijoille enemmän vapauksia suunnitteluun verrattuna moneen muuhun rakennusmateriaaliin, mikä tosin aiheuttaa lisäkustannuksia muotti- ja raudoitustöinä.

Betonilla on hyvä vastustuskyky ulkoisia ja sisäisiä vauriotekijöitä vastaan, koska se kestää mekaanisia rasituksia. Ympäristörasitusten ennakkoinnilla saavutetaan esimerkiksi pakkasta kestävä rakenne. Myös palonkesto-ominaisuudet ovat betonilla hyvät palamattomuuden vuoksi. Oikein tehtynä, käytettynä ja huollettuna betonirakenteet ovat pitkäikäisiä. [5, s.2, 26.]

Kiviaineksen vaikutus betonin ominaisuuksiin ja hintaan on merkittävä, koska sen osuus betonin osa-aineista on 65–80 %. Kotimainen kiviaines soveltuu ominaisuuksiltaan betonin runkoaineeksi, mikä auttaa pitämään betonin hinnan alhaisena. [6, s. 31-32.] Suomessa valmistettu sementti on raaka-aineiltaan lähes täysin kotimaista [7, s. 81], joten betonin pääraaka-aineiden korkeaa kotimaisuusastetta voidaan pitää yhtenä betonin eduista.

Massiiviset betonirakenteet vähentävät jäähdytys- ja lämmitysenergian tarvetta [8, s.78], sekä parantavat ääneneristävyyttä ja mahdollistavat värähtelemättömän rakenteen. Betonirakenteiden suurta omaapainoa ja lämmönjohtokykyä voidaan tietyissä tapauksissa pitää kuitenkin huonona ominaisuutena. [5, s.2.]

Alhainen vetolujuus on merkittävin betonin huonoista ominaisuuksista. Alhaisen vetolujuuden vuoksi betoniin lisätään raudoite ottamaan vastaan kuormitusten aiheuttamat vetojännitykset. Betonin ja raudoituksen muodostama teräsbetoni toimii hyvin yhdistelmämaterialina, koska molempien materiaalien lämpötilakertoimet ovat lähes saman suuruiset. Materiaalit yhdistämällä saavutetaan hyvän puristuskestävyyden omaavia rakenteita, joiden veto- ja taivutuskestävyydet ovat riittäviä moniin käyttökohteisiin. [4, s.351.]

Alhaisen vetolujuuden vuoksi betonirakenteet ovat halkeilualttiita. Betonin vetolujuuden ylittyminen johtaa halkeamien avautumiseen, joiden kokoa pyritään suunnittelulla rajoittamaan. Betonirakenteen kuormituskapasiteetin lisääminen ja halkeamien rajoittaminen raudoituksen avulla nostaa merkittävästi kustannuksia raudoitustöiden takia. Halkeamat tuovat teräsbetonirakenteeseen lisähaittoja, joita selostetaan tarkemmin luvussa 2.3.

Halkeamaleveydelle asetetaan rajat käyttörajatilamitoituksessa, mikä edellyttää käyttörajatilakuormien käyttöä laskennassa. Käyttörajatilassa jännitykset ovat murtorajatilaa pienempiä, joten ulkoisen kuormituksen aiheuttama halkeilu on harvoin rakenteellisesti haitallista. [9, s.3; 10, s.203.]

Halkeamat eivät kerro kestävyiden puutteesta teräsbetonirakenteissa. Halkeamaleveyden rajoittamisen pääsyinä voidaan pitää rakenteen säilyvyyden ja käytettävyyden varmistamista sekä ulkonäköseikkoja. Jos halkeamaleveydet kuitenkin kasvavat ulkoisten kuormitusten myötä merkittäviksi, suunnittelussa on saatettu tehdä virheitä jo murtorajatilamitoituksessa. [11, s. 132; 12, s.14.]

Rakenteen kuormitushistoriaa arvioimalla pystytään määrittämään halkeiluaste, koska halkeamien lukumäärä ei muutu kuormituksen vähentyessä. Rakentamisvaiheessa, betonin lujuudenkehityksen ollessa kesken, halkeilukestävyys on alhaisempi. Varhaishalkeilu, joka johtuu tuoreen betonin alhaisesta vetolujuudesta, on otettava huomioon halkeiluastetta määriteltäessä. [10, s.207.] Saksalaisen standardin DIN 1045-1 mukaan

tuoreelle betonille voidaan käyttää tehollisena vetolujuutena  $f_{ct,eff}$  arvoa joka on puolet vetolujuuden arvosta tai 1,5 MPa eli  $f_{ct,eff} = \max\{0,5 \cdot f_{ctm} ; 1,5MPa\}$  [13, s.661.].

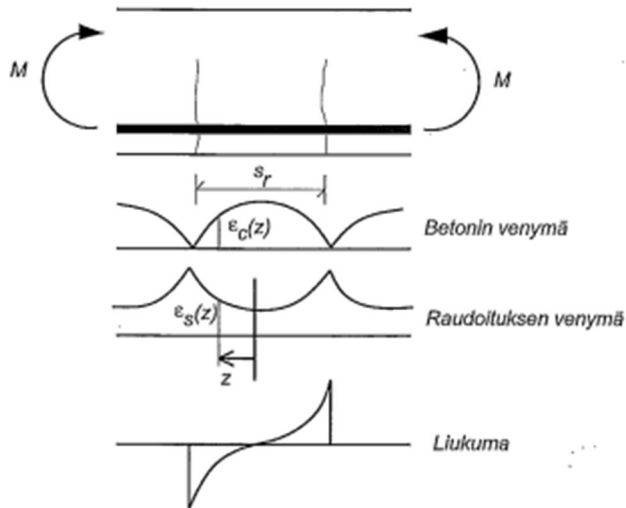
## 2.2 Halkeamien muodostuminen

Halkeama muodostuu betoniin, kun ulkoisien kuormien ja sisäisien pakkovoimien aiheuttamat vetorasitukset ylittävät betonin vetolujuuden. Halkeilemattomassa rakenteessa terästangot vastaanottavat vetovoiman ja venyvät sen vaikutuksesta. Teräksessä tapahtuva venymä siirtää osan vetovoimasta betoniin, joka halkeaa murtovenymän ylittyessä. Betonin vetomuodonmuutoskapasiteetti on teräksen vastaavaa kapasiteettiä alhaisempi, joten halkeaman muodostuttua materiaalien väliset muodonmuutokset eivät ole yhtä suuria. Tämä aiheuttaa venymäeron betonin ja teräksen välille, mistä muodostuu halkeaman aikaansaava liukuma. Halkeamaleveyttä vastaa halkeaman molemmilla puolilla tapahtuva yhteenlaskettu liukuma. [4, s.351.]

Ensimmäinen halkeama muodostuu kohtaan, jossa betonin vetolujuus ylittyy ensimmäisenä. Halkeilukapasiteetin ylittävää kohtaa ei pystytä etukäteen määrittämään betonin heterogeenisuudesta johtuen. Haljenneessa betonipoikkileikkauksessa betonin vetojännitys siirtyy kokonaan teräksille. Halkeilemattomassa poikkileikkauksessa betonin vetojännitys kasvaa etäisyyden kasvaessa haljenneesta poikkileikkauksesta. Seuraava halkeama muodostuu poikkileikkaukseen, kun betonin vetojännitys jälleen ylittää vetolujuuden.

Halkeamavälin tasapainotila saavutetaan, kun tarpeeksi tiheään sijaitsevien halkeamien välillä betonin vetojännitys ei enää yllä vetolujuuteen. Tätä lopulliseen muotoon kehittynyttä halkeilua kutsutaan vakiintuneeksi halkeiluksi. Vakiintuneen halkeilutilan muodostumisen jälkeen kuormituksen kasvu ei vaikuta halkeamien lukumäärään ja välimatkaan. Ainoastaan syntyneiden halkeamien leveydet muuttuvat kuormituksen vaihtelusta. [9, s.9.]

Betonin venymä on halkeamien keskivälillä suurimmillaan, mutta halkeaman kohdalla venymää ei tapahdu ollenkaan. Teräksellä venymäjakauma on päinvastainen, kuten kuvasta 1 voidaan havaita. [4, s.351.]



Kuva 1. Halkeamaleveyden laskemisessa tarkasteltavat muodonmuutokset [4, s.352.]

### 2.3 Halkeilun rajoittaminen

Rakenteen turvallisuus ja toimivuus on mitoituksen lähtökohta. Käyttörajatilamitoituksessa varmistetaan, että rakenne säilyttää toimivuutensa koko käyttöikänsä ajan. Tavoitteiden saavuttaminen edellyttää rakenteen esteettisyyden säilymistä, mikä johtaa muun muassa halkeamien leveyksien rajoittamiseen. [14, s.89.]

Halkeilemattoman teräsbetonirakenteen valmistaminen on usein liian kallista käyttötarkoitukseen nähden. Tämän vuoksi suunnittelussa on tyydyttävä halkeamaleveyden rajoittamiseen. Hyväksyttävän halkeamaleveyden raja-arvon määrittää rakenteen ympäristöolosuhteet ja sille mahdollisesti asetetut tiiveysvaatimukset. [9, s.1.]

Halkeamien leveys, pituus, syvyys, suuntautuminen ja keskinäinen välimatka vaihtelevat betonirakenteissa. Erilaisten ilmenemismuotojen takia halkeamien muodostumisilmiön tarkka mallintaminen on hankalaa. Kaavat perustuvat mekaanisten ja geometrinen ilmiöiden yksinkertaistuksiin. Tämän vuoksi halkeamaleveyden laskentaan kehitetyt kaavat eroavat eri normeissa. [12, s.15; 15, s.53.]



pitää 0,4 mm, jota pienempien halkeamien vaikutus korroosiosuojaan on erittäin vähäinen. Halkeamia tärkeämpi vaikutus korroosioon on betonipeitteen tiiveydellä ja paksuudella. [19, s.100.] Myös betonimassan ominaisuudet, kuormitus, ympäristöolosuhteet ja halkeamien geometria sekä syvyys vaikuttavat raudoituksen korroosioon [20, s 88].

Korroosion haitallisuus teräsbetonirakenteissa perustuu korroosiotuotteiden suuren tilavuuden aiheuttamiin jännityksiin, ei teräspinta-alan pienenemiseen. Ruosteen muodostuminen aiheuttaa betoniin sisäisiä jännityksiä ja betonipeitteen halkeilua. Halkeamat edesauttavat myös pakkasvaurioiden muodostumista. Ruostumisen ja pakkasrapautumisen aikaansaama lohkeilu tuo mukanaan lisää ulkonäköhaittoja. [12, s.34.]

### *Tiiviys*

Halkeamat laskevat rakenteen vesi- ja kaasutiiveyttä, sekä ääneneristyskykyä. Nestesäiliöiden, siilojen ja muiden erikoisrakenteiden suunnittelussa on huomioitava rakenteen tiiveys. Halkeamaleveyksien raja-arvot määräytyvät eurokoodissa hydrostaattisen painekorkeuden ja rakenteen seinän paksuuden suhteen. Erityistä tiiveyttä vaativien rakenteiden tiiveys varmistetaan puristusvyöhykkeen korkeuden perusteella. Vuodon enimmäismäärää voidaan käyttää nestesäiliöiden tiiveyden hyväksymiskriteerinä. [21, s.10-11.]

## 2.4 Halkeiluun vaikuttavat tekijät

Tutkimalla olemassa olevia halkeamaleveyskaavoja voidaan huomata niiden sisältävän useita erilaisia muuttujia. Kirjallisuuskatsaus osoittaa, että lähteiden välillä on runsaasti eriäviä näkökulmia halkeiluun vaikuttavista tekijöistä huolimatta lukuisista viime vuosikymmeninä tehdyistä tutkimuksista. [16, 1-1.]

### *Teräsjännitys*

Teräsbetonirakenteissa teräsjännityksellä on oleellinen vaikutus halkeamaleveyteen. Teräksen jännityksen kasvaessa halkeamat levenevät ja halkeamavälit pienenevät. Teräsjännitys tai teräksen venymä esiintyvät halkeamaleveyden määrittävissä kaavoissa kertoimena. [16, 2-16.]

### *Betonin lujuus*

Betonin puristuslujuudella ei katsota olevan merkittävää vaikutusta halkeamien muodostumisessa. Betonin vetolujuus vaikuttaa tangon halkaisijan ja tehollisen raudoitussuhteen ohella halkeamien välimatkaan. [16, 2-16; 15, s.55.]

### *Betonipeite*

Betonipeitteen kasvattaminen johtaa tutkimuksien mukaan leveämpiin halkeamiin. Halkeamaleveyksien kaavat ovat usein mitoituksellisesti varmalla puolella betonipeitteen lisääntyessä, sillä Makhoul ja Malhas ovat kokeellisesti todenneet halkeamaleveyksien jäävän kapeammiksi kuin kaavojen tarjoamat arvot [22, s.257-265.]. Betonipeitettä kasvatetaan suojaamaan raudoituksia ympäristörasituksilta, mutta kasvusta johtuva halkeamien leveneminen aiheuttaa ristiriidan vaikutusten välille, koska betonille ja raudoitukselle haitalliset aineet kulkeutuvat leveämmistä halkeamista helpommin teräsbetonirakenteen sisäosiin. [16, 2-16; 2-17.]

Rakenteen sisäiset sekundaarihalkeamat lisääntyvät, kun betonipeitettä kasvatetaan. Sekundaarihalkeamat tasoittavat betonin ja teräksen venymäeroja, joten rakenteen pintaan ulottuvien halkeamien leveys pienenee raudoituksen tasolla. Sisäisten halkeamien sulkeutuminen johtaa jännityksien kasautumiseen näkyvien halkeamien välille, mikä johtaa halkeamien levenemiseen rakenteen pinnalla. [23, s.76.] Tutkimuksien perusteella voidaan todeta, että halkeamaleveys on erittäin riippuvainen betonipeitteen paksuudesta. [24, s.74.]

### *Raudoitusjärjestely*

Tehollisen raudoitussuhteella  $\rho_{p,eff}$  ja raudoitustankojen halkaisijalla  $\phi$  on todettu olevan vaikutusta keskimääräiseen halkeamaväliin. Näiden tekijöiden yksilöllisiä vaikutuksia halkeamalevyyteen ei ole pystytty tutkimaan erikseen, koska yksilöllisen tarkastelun mahdollistavan koejärjestelyn luominen toisistaan riippuville muuttujille on hankalaa. Tehollisen raudoitusmäärän pitäminen vakiona, kun samanaikaisesti tangon halkaisijaa pienennetään, johtaa vääjäämättä myös tankojaon pienenemiseen, mikä vääristää tutkimustuloksia. Tutkijat eivät olekaan päässeet yksimielisyyteen tangon halkaisijan ja tehollisen raudoitussuhteen välisen riippuvuuden  $\phi/\rho_{p,eff}$  vaikutuksesta halkeamalevyyteen [25, s.155-164.]. A. W. Beebyn mukaan  $\phi/\rho_{p,eff}$  suhteen vaikutus halkeamien levey-



teen ja erityisesti halkeamaväliin on pieni. [25, s.155-164.] A. P. Caldentey on tutkimusryhmänsä kanssa päättänyt vastakkaiseen näkemykseen [23, s.77].

Kokeelliset tutkimukset osoittavat, että raudoitustankojen jaolla ja halkaisijalla on betonin nipeitteen lisäksi vaikutusta keskimääräiseen halkeamaväliin. Pienin halkeamaväli  $s_{r,min}$  on suoraan verrannollinen betonin vetolujuuteen ja raudoitusjärjestelyihin. [15, s.55.] Teräsbetonipalkkien kuormituskokeissa on havaittu hakavälin vaikuttavan halkeamaväliin, mutta vaikutus ei ole tarpeeksi merkittävä uuden muuttujan lisäämiseksi halkeamaleveyskaavoihin. [23, s.77.]

Vaaditun raudoitusalan täyttämiseen käytettyjen raudoitustankojen valinta tuo hyvin esille tangon halkaisijan merkityksen halkeamien syntyyn. Esimerkiksi yhden 16 millimetrin tangon poikkipinta-alan korvaamiseen vaaditaan neljä 8 millimetrin tankoa, mikä tarkoittaa, että raudoituksessa vallitseva voima ankkuroituu betoniin lyhyemmällä ankkurointipituudella. Betonin halkeamiseen vaadittava voima ylittyy siten lyhyemmän matkan päästä edellisestä halkeamasta. [26, s.2.]

### *Rakenteen korkeus*

Useimmissa halkeamaleveyskaavoissa rakenteen korkeus ei ole muuttujana vaan vetojännitykset ovat otettu huomioon tartuntavoimien kautta. Kuitenkin neutraaliakselin yläpuolella esiintyvä puristusvoima vaikuttaa hieman betonin vetojännityksiin raudoituksen tasolla. Ilmiö vaikuttaa halkeamien väleihin ja leveyksiin erityisesti matalissa rakenteissa. [16, 2-18.]

### *Kuormitushistoria*

Teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden ominaisarvot  $w_k$  lasketaan kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vallitessa. Pysyvillä kuormilla on suurempi vaikutus lopullisiin halkeamaleveyksiin kuin lyhytaikaisilla, koska ne vaikuttavat enemmän betonin virumaan ja vetojäykistysvaikutuksen alenemiseen [17, s.2.2.]. Muuttuvien kuormien kuormitusvaihteluiden ja pitkäaikaiskuormitusten vaikutusajan lisääntyessä halkeamaleveyden alkuarvo saattaa jopa kaksinkertaistua. Vakiona pysyvä pitkäaikaiskuormitus suurentaa halkeamaleveyttä hitaammin kuin toistuvat kuormat. [4, s.355.]

## 2.5 Halkeamatyypit ja niiden syntyajankohta

Halkeilun syitä on useita, minkä vuoksi halkeamien jaottelun voi tehdä usealla tavalla. On kuitenkin hyvä tunnistaa halkeamatyypit, jotta voi arvioida, mistä se on aiheutunut. Halkeaman syntyajankohdan selvittäminen auttaa usein halkeaman syyn löytymisessä.

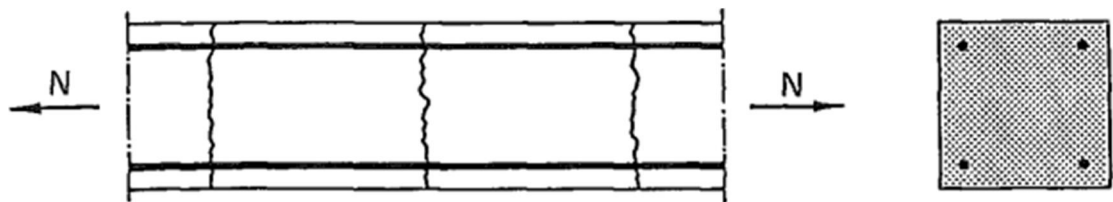
### 2.5.1 Halkeamatyypit

#### *Mikrohalkeamat*

Mikrohalkeamia esiintyy kaikissa betonirakenteissa. Mikrohalkeamia on vaikea erottaa silmämääräisesti, koska niiden leveys on alle 0,05 mm. Ensimmäiset mikrohalkeamat muodostuvat ennen kuormitusta sementtikiven ja kiviainesrakeiden liittymiin ja raudoitustankojen ympärille. Kuormituksen kasvaessa mikrohalkeamien määrä lisääntyy ja koko kasvaa. [6, s.96-97.]

#### *Rakenteen läpimenevät vetohalkeamat*

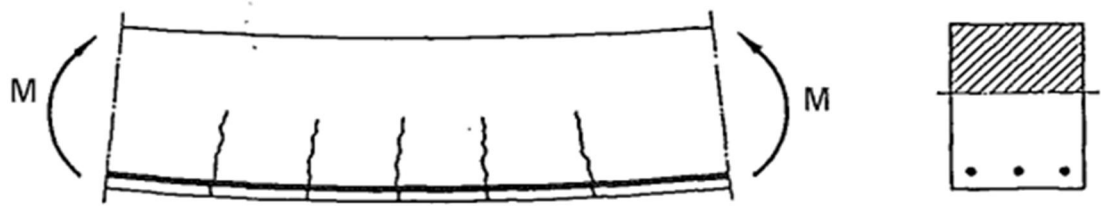
Keskeisesti tai lähes keskeisesti vedetyissä rakenteissa muodostuu vetohalkeamia. Halkeamat kulkevat koko rakenteen läpi, minkä vuoksi ne ovat haitallisia rakenteen toiminnan ja tiiveyden kannalta.



Kuva 2. Rakenteen läpi menevä vetohalkeama [5, s.187.]

#### *Taivutushalkeamat*

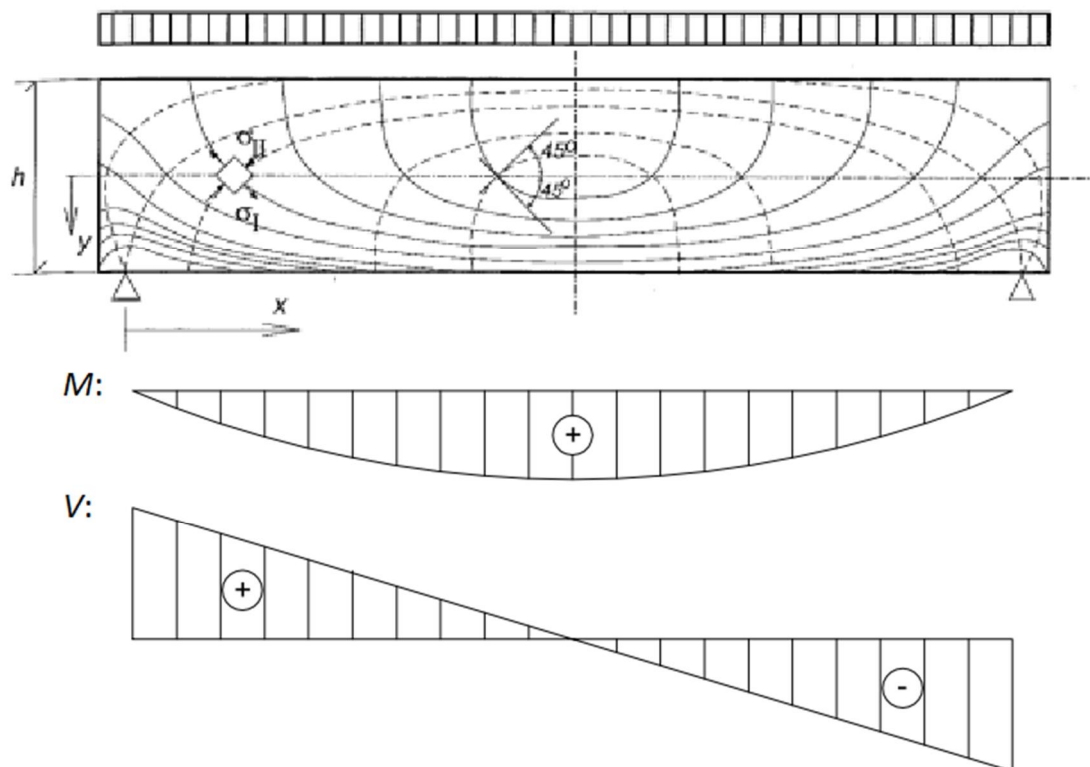
Taivutushalkeamat alkavat vedetystä reunasta päättyen lähelle rakenteen neutraaliakselia, koska pienenevät vetojännitykset eivät ylitä betonin vetolujuutta. Halkeamat ovat leveimmillään rakenteen vedetyllä ulkoreunalla. Taivutusmomentin aiheuttamia uloimpaan raudoituserrokseen ulottuvia pieniä halkeamia kutsutaan sekundaarihalkeamiksi.



Kuva 3. Taivutushalkeamia [5, s.187.]

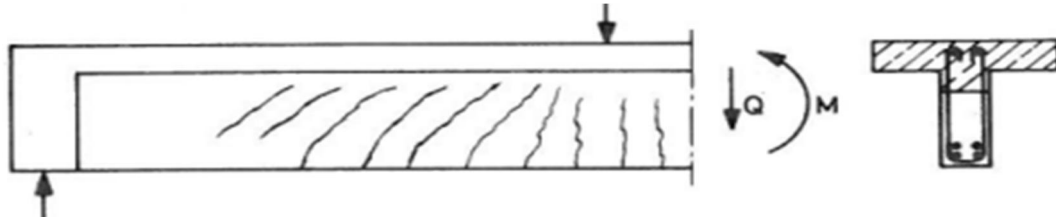
### Leikkaushalkeamat

Leikkausvoimien aiheuttamia vinoja leikkaushalkeamia esiintyy erityisesti tukien lähetyvillä, jossa päävetojännityksien suunta määrää halkeamien vinouden. Tukivoiman puristusresultantti kaareutuu voimien holvaantumisen vuoksi, mikä johtaa vetojännityksienkin kaareutumiseen, koska pääjännitykset ovat aina kohtisuorassa toisiaan vasten. Pääjännitysten suunnat rakenteen eri osissa esitetään jännitystrajektorien avulla. Kuvasssa 4 päävetojännitys on  $\sigma_I$  ja pääpuristusjännitys  $\sigma_{II}$ .



Kuva 4. Tasaisesti kuormitetun palkin jännitystrajektoriat [4, s.75.]

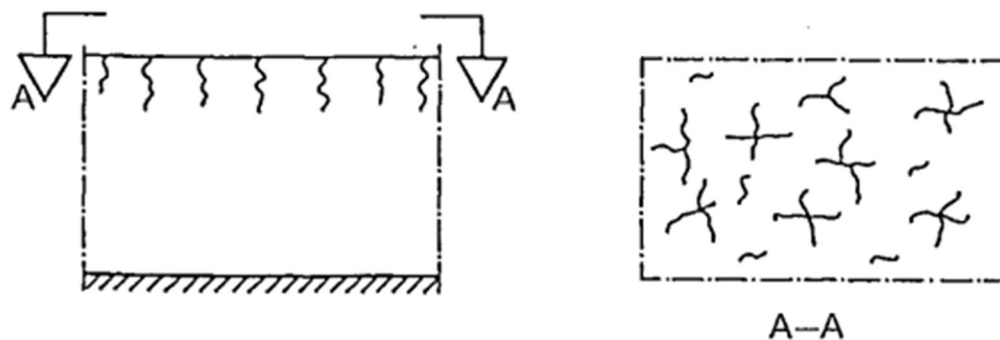
Leikkaushalkeamat alkavat leikkausrasitetulla alueella taivutushalkeamista tai suurimman leikkausjännityksen alueella palkin uumassa. Taivutushalkeamista alkaneet leikkaushalkeamat muodostavat vinoja halkeamia, jotka kaareutuvat pääpuristusjännityksien suuntaan. Leikkausraudoituksella pyritään hillitsemään taivutushalkeamia ja pakkottamaan ne pystympään asentoon. Betonin hauraan rakenteen vuoksi leikkaushalkeamien muodostuminen on äkillistä. Taivutushalkeamien tapaan leikkaushalkeamat ovat leveimmillään vedetyllä reunalla. [10, s.130,191.]



Kuva 5. Leikkaus- ja taivutushalkeamia [19, s.98.]

#### *Pintahalkeilu*

Rakenteen pinnalla olevia pakkovoimista johtuvia halkeamia kutsutaan pintahalkeamiksi. Betonin epätasaisen kutistumisen, lämpötilaerojen ja karbonatisoitumisen aiheuttamien vetojännityksien suunnat määräävät halkeamien muodot. [27, s.569.]  
Pakkovoimia selostetaan luvussa 2.7.

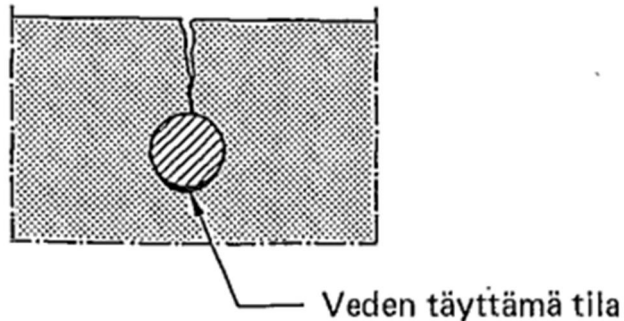


Kuva 6. Pintahalkeilua [5, s.187.]

#### *Valuhaavat*

Plastisen painuman aiheuttamia terästensuuntaisia halkeamia nimitetään valuhaavoiksi. Halkeamat syntyvät kiviaineksen ja sementin painuessa vettä painavampina alas-

päin aiheuttaen erottuvuutta plastisessa tilassa olevaan betonimassaan. Raudoitustankojen kohdalla painuma estyy, mikä johtaa halkeamien muodostumiseen ja puutteelliseen tartuntaan betonin ja teräksen välillä. [6, s.72.]

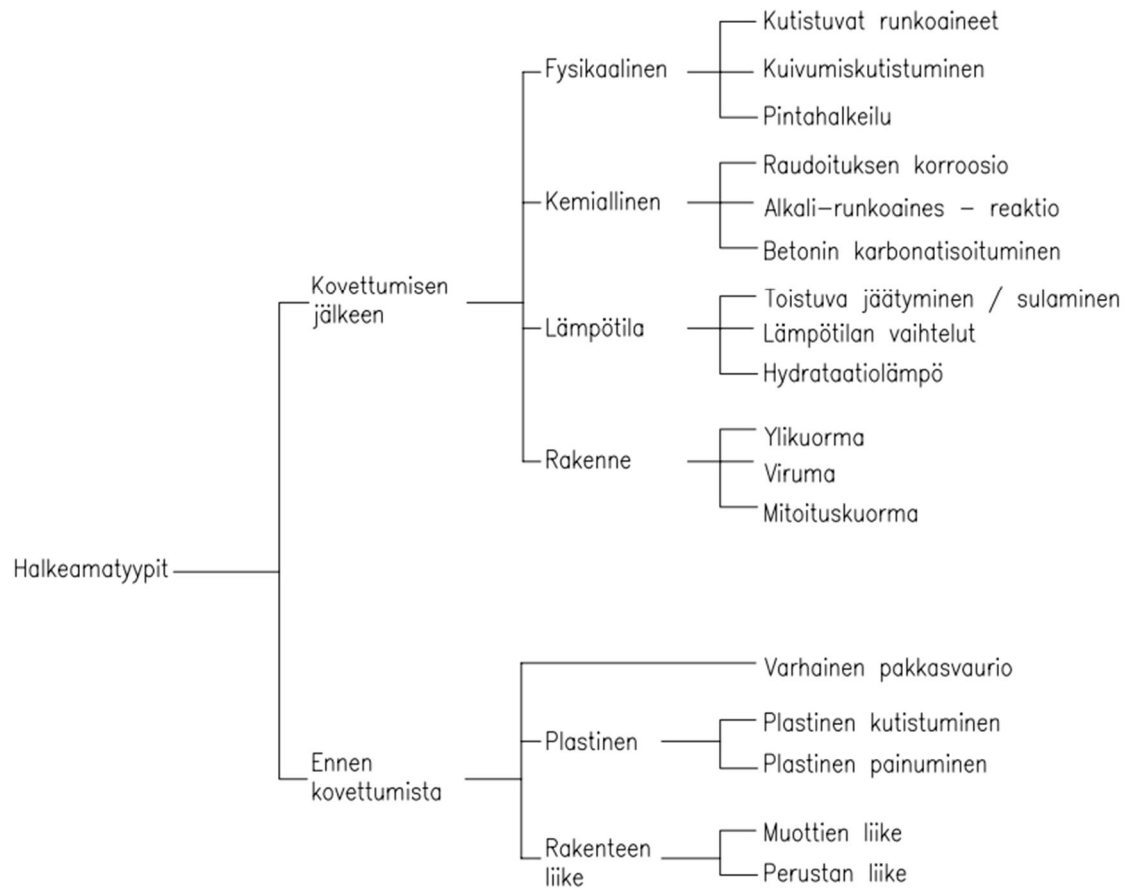


Kuva 7. Valuhaava [5, s.187.]

### 2.5.2 Halkeamien syntyajankohta

Syntyajankohdan perusteella tehtävä halkeamien selkeä luokittelutapa on esitetty kuvassa 8. Betonin ollessa plastisessa tilassa se on hyvin herkkä rakenteen liikkeelle, mikä saattaa edesauttaa myös plastisen painuman aiheuttamia halkeamia. Jäätävä tai nopeasti haihtuva vesi on plastisen tilan ongelma, koska betonimassassa oleva vesi on alttiina lämpötilan vaihteluille. Työmaatoteutuksella ja betonimassan valinnalla voidaan vaikuttaa ennen betonin kovettumista muodostumiin halkeamiin. Betonin plastisen tilan kestoa tulisi rajoittaa, koska veden erottuminen rakenteen pinnalle jatkuu koko plastisen tilan ajan.

Kovettumisen jälkeen ulkoiset kuormitukset, sisäiset pakkovoimat ja ympäristörasitukset aiheuttavat rakenteeseen halkeamia. Näiden halkeamien ennaltaehkäisystä vastaa rakennesuunnittelija pätevällä suunnittelulla.



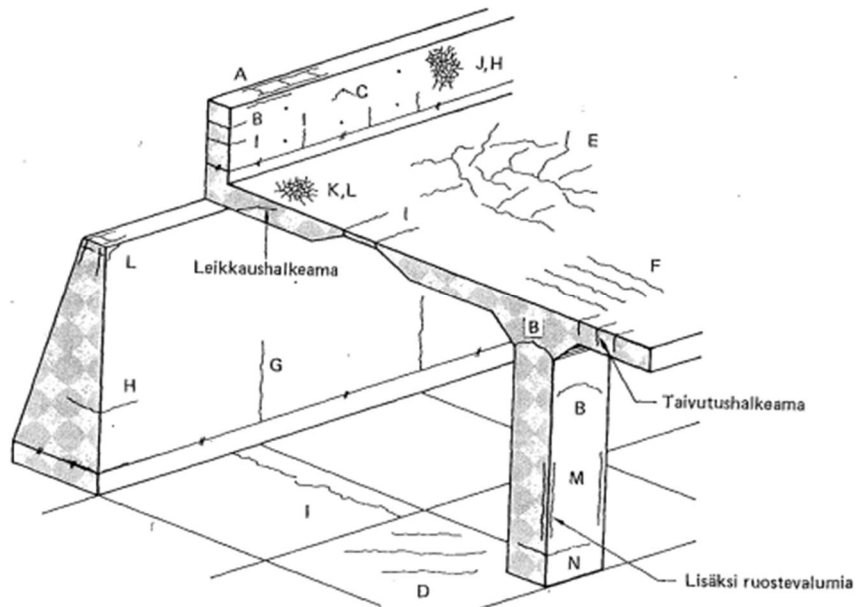
Kuva 8. Halkeamien luokittelu syntyajankohdan perusteella [9, s.2.]

Halkeamat eivät pääsääntöisesti ole itsetiivistyviä, joten niiden aiheuttamia haittoja tulee korjata muilla menetelmillä. Halkeamien syiden ennaltaehkäisy on tietenkin paras keino välttää halkeamia. Taulukossa 1 on esitetty tyypillisimpien halkeamien esiintymisajankohdat, syyt ja aiheuttajat. Kriittisiin kohtiin paneutumisella jo ennen valua saavutetaan parhaat tulokset. [6, s.95.]

Taulukko 1. Kuvassa 9 esitettyjen halkeamien selitykset [6, s.93 muokattu.]

Halkeilun aiheuttaja	Kirjaintunnus kuvassa 9	Pääsyy	Toissijainen syy	Esiintymisajankohta
Plastinen painuma	A, B, C	Veden erottuminen	Nopea kuivuminen, liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5...4h, kun T=20...30 °C, 4...8h, kun T=7...20 °C
Plastinen kutistuma	D,E	Pinnan nopea kuivuminen	Hidas haihtuvan veden korvautuminen (tiivis massa), liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5...4h, kun T=20...30 °C, 4...8h, kun T=7...20 °C
	F	Lisäksi raudoitus yläpinnassa		
Hydrataatio-lämpö tai lämmitys	G	Rakenneosien välinen lämpötilaero	Rakenteen liian nopea jäähtyminen	1...3 d
	H	Rakenneosan sisäinen lämpötilaero		
Kuivumis-kutistuminen	I	Iso v/s, huono jälkihoito, väärin suunniteltu rakenne (kutistumisliikkeet estetty)	Huono tartunta työsaumassa	Viikko...useita kuukausia
Pintahalkeilu	J	Huono muotti	Suuri sementti- ja vesimäärä, huono jälkihoito	Yleensä 1...7 d, joskus myöhemmin
	K	Huono tai liian aikainen pinnan hierto		
Pakkasrapautuminen	L	Vesi, jäätyminen ja sulaminen	Liian vähän suojahuokosia, betoni vedellä kyllästynyt	Ensimmäiset talvet...useita vuosia
Raudoituksen ruostuminen	M	Liian pieni betonipeite	Liian huokoinen betoni	Useita vuosia
	N	Kloridit		
Ulkoinen kuormitus		Betonin alhainen vetolujuus	Suunnitteluvirheet	Halkeilukapasiteetin ylitettyä

Kuvassa 9 on esitetty taulukon 1 halkeamien tavanomaiset esiintymiskohdat. Kuvasta huomaa, että rakenteellisesti merkityksettömilläkin halkeamilla on suuri vaikutus rakenteen ulkonäköön. Rakennuksen käyttäjille näkyvät halkeamat ovat epämieluisia, koska rakennuksen laatuvaikutelma pienenee halkeamien myötä. [17, 2.11.]



Kuva 9. Esimerkkejä betonirakenteiden tyypillisistä halkeamista [6, s.94.]

## 2.6 Halkeamien rakenteellinen merkitys

Muodostuneet halkeamat antavat kelvollisen kuvan rakenteen käyttäytymisestä ulkoisen kuormituksen alaisena. Halkeamat paljastavat rakenteen todellisen toimintatavan, jota voi verrata suunnittelijan tekemiin oletuksiin rakenteellisesta toimivuudesta. Myös vanhojen tuntemattomien rakenteiden analysointiin saadaan apua halkeamia tutkimalla. Halkeamat ilmaisevat hyvin rakenteessa valliinneiden vetojännityksien suunnan ja suuruuden koko kuormitushistorian ajalta. [19, s.99.]

### 2.6.1 Halkeilun vaikutus teräsbetonirakenteen jäykkyyteen

Teräsbetonirakenteen jäykkyys pienenee halkeamien muodostumisen jälkeen. Rakenteen kuormitusasteella on vaikutusta jäykkyyteen, koska kuormituksen lisääntyessä halkeilu lisääntyy aiheuttaen edelleen jäykkyyden pienenemistä. Rakenteen saavutta-



essa halkeamien tasapainotilan jäykkyyden väheneminen saattaa jatkua ankkuroinnin luistamisen vuoksi. [4, s.317; 28, s.46.]

Jäykkyyden pienenemiseen vaikuttaa olennaisesti vetoteräksien lukumäärä rakenteessa. Mitä suurempi vetoteräsmäärä, sitä pienemmäksi haljenneen ja halkeilemattoman tilan jäykkyyksien erotus muodostuu. Myös vallitsevalla normaalivoimalla on vaikutusta jäykkyyteen. Puristava normaalivoima jäykistää rakennetta ja vetävä voima alentaa jäykkyyttä. [28, s.46-47.]

Rakenteen todellinen jäykkyys on vetojäykistymisvaikutuksen vuoksi täysin halkeamattoman ja halkeilleen tilan väliltä, koska halkeamien väliset osuudet jäykistävät rakennetta. Ilmiö perustuu betonin kykyyn vastaanottaa osa poikkileikkauksen kokonaisvetovoimasta pienentäen samalla raudoituksen jännitystä ja venymää, mikä johtaa myös kapeampiin halkeamaleveyksiin. Raudoituksen kimmokerroin suurenee tartuntajännityksien seurauksesta ja kasvattaa taivutetun teräsbetonirakenteen tehollista jäykkyyttä. [23, s.71; 15, s.54.]

#### *Jäykkyyden määritelmä*

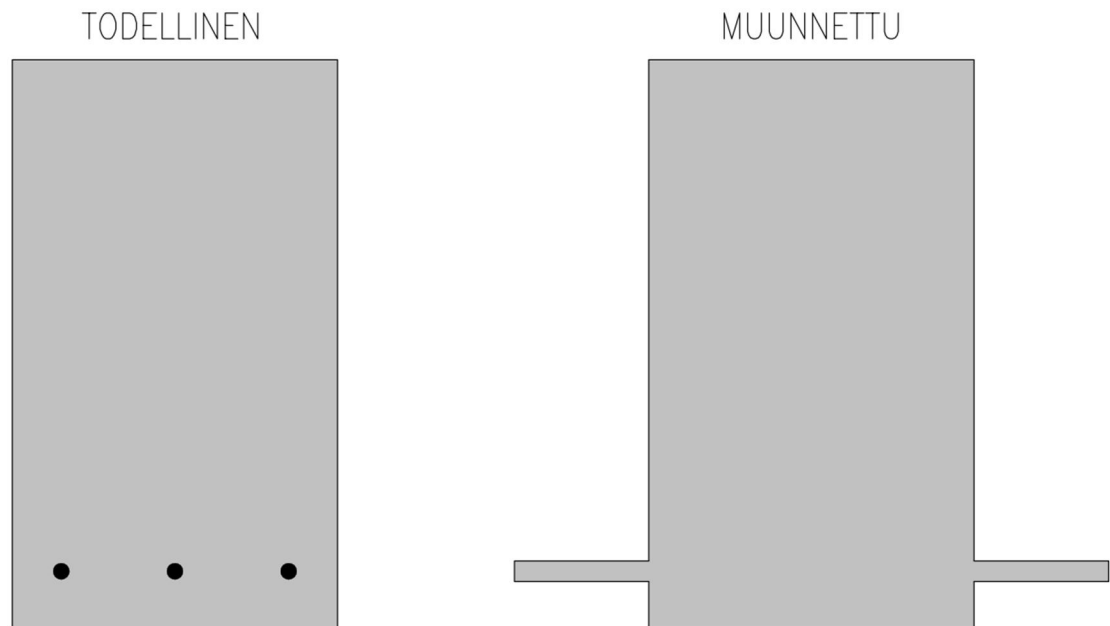
$$K = E_x \cdot I_x \quad (1)$$

missä

$E_x$  on poikkileikkauksen kimmokerroin

$I_x$  on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Kuten kaava 1 osoittaa, poikkileikkauksen jäyhyysmomentilla on merkitystä rakenteen jäykkyyteen. Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti pienenee, koska halkeaman kohdalla muunnettu jäyhyysmomentti muodostuu betonin halkeilemattomasta osuudesta sekä vetoteräksistä.



Kuva 10. Halkeamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen muunnettu poikkileikkaus

#### *Halkeilemätön poikkileikkaus*

Raudoituksen vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen on halkeilemattomassa eli kimmolisassa tilassa pieni, joten varmallalla puolella olevan oletuksen saa käyttämällä ainoastaan betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomenttia  $I_c$  ja betonin kimmokerrointa  $E_c$ .

$$K_I = E_c \cdot I_c \quad (2)$$

Tarkemman arvon saa laskettua käyttämällä muunnetun poikkileikkauksen menetelmää. Suorakaidepoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeuden  $X_I$  (kuva 11) ja jäyhyysmomentin arvot  $I_I$  lasketaan kaavoista 3 ja 4.

$$X_I = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} \quad (3)$$

missä

$\alpha_e$  on kimmokertoimien suhde  $\frac{E_s}{E_c}$

$A_{s1}$  on vetoraudoituksen pinta-ala

$A_{s2}$  on puristusraudoituksen pinta-ala

$d_1$  on vetoraudoituksen tehollinen korkeus

$d_2$  on puristusraudoituksen tehollinen korkeus

$$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_I\right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d_1 - X_I)^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_I)^2] \quad (4)$$

Kimmokertoimien suhdetta  $\alpha_e$  ja poikkileikkauksen jäykkyyttä laskiessa voidaan käyttää betonin tehollista kimmokerrointa  $E_{c,eff}$ , joka ottaa huomioon viruman vaikutuksen.

### *Halkeillut poikkileikkaus*

Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyyden voi esittää raudoituksen tai betonin kautta muunnettujen poikkileikkauksien avulla. Haljenneessa poikkileikkauksessa tehollisella korkeudella ja raudoituksen määrällä on suuri vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen. [5, s.207.]

$$K_{II} = E_s \cdot A_s \cdot z \cdot (d - x) \quad (5)$$

missä

$E_s$  on teräksen kimmokerroin

$A_s$  on vetoraudoituksen määrä

$z$  on sisäinen momenttivarsi

$d$  on tehollinen korkeus

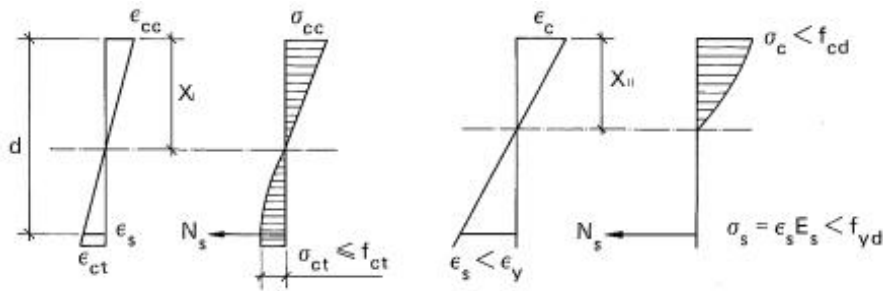
$x$  on puristuspinnan korkeus

Muunnetun poikkileikkauksen menetelmällä haljenneen tilan puristusvyöhykkeen korkeuden  $X_{II}$  (kuva 11) ja jäyhyysmomentin  $I_{II}$  saa laskettua kaavojen 6 ja 7 avulla.

$$X_{II} = \frac{[(\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b} \quad (6)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II})^2 \quad (7)$$

Teräsbetonirakenteiden taivutusjäykkyys ei ole vakio. Raudoituksen merkitys on vähäinen halkeilemattomassa tilassa olevalle poikkileikkaukselle. Haljenneessa rakenteessa jäykkyys riippuu kuormitusasteesta. Rasitusten kasvaessa rakenteen jäykkyys pienenee ja lopulta terästen myötövaiheessa rakenne menettää kantavuutensa. [5, s.206.]



Kuva 11. Muodonmuutosten ja jännitysten jakaantuminen halkeamattomassa ja halkeilleessa poikkileikkauksessa [5, s.96.].

#### Teräsbetonipalkin jäykkyyden laskenta

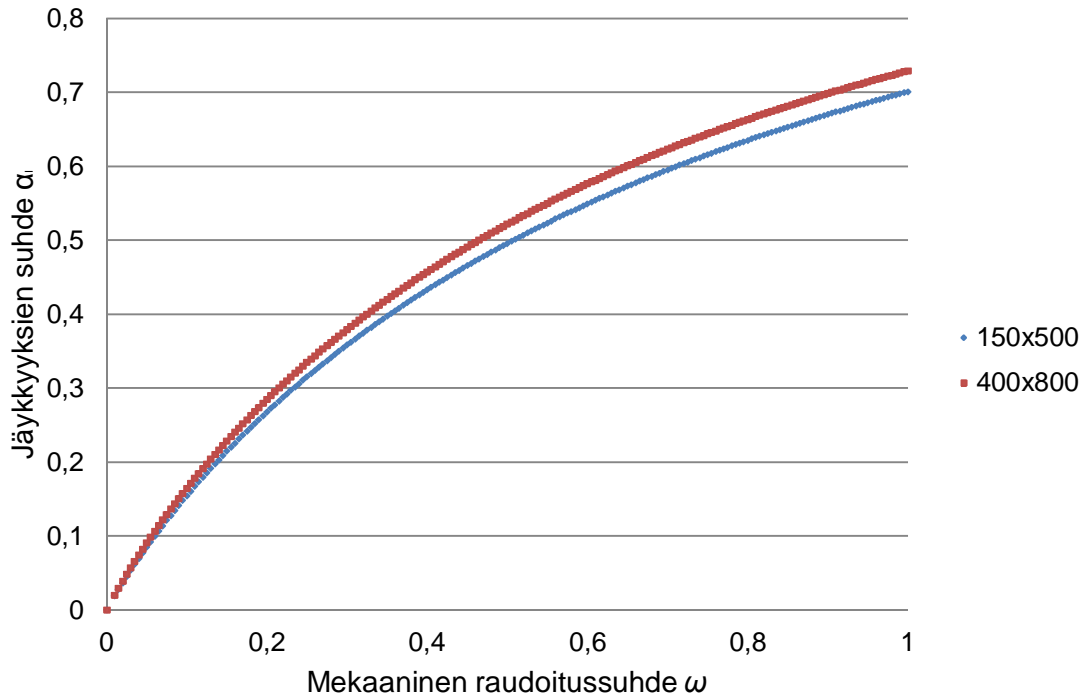
Taulukossa 2 on laskettuna erikokoisten palkkien täysin halkeilleen poikkileikkauksen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyksien suhde. Palkkien rauditusmäärä on pidetty vakiona mekaanisen raudoitussuhteen  $\omega$  avulla, jotta vertailu palkkien välillä helpottuisi. Taulukossa olevat mekaanisen raudoitussuhteen  $\omega$  arvot määräytyvät ylliraudituksen ( $\omega=0,650$ ), tasapainorausituksen ( $\omega=0,467$ ), normaaliraudituksen ( $\omega=0,250$ ) ja minimiraudituksen ( $\omega=0,041$ ) perusteella.

Taulukko 2. Halkeilemattoman ja täysin halkeilleen poikkileikkausten jäykkyyksien suhde

		Palkki $b \times h$			
		100x200	150x500	200x800	400x800
$\omega$	0,650	0,460	0,573	0,601	0,601
	0,467	0,375	0,476	0,502	0,502
	0,250	0,242	0,316	0,335	0,335
	0,041	0,060	0,080	0,086	0,086

Poikkileikkauksen leveydellä ei ole vaikutusta jäykkyyksien suhteeseen, kun mekaanista raudoitussuhdetta pidetään muuttujana vertailussa. Tämän vertailun perusteella poikkileikkauksen korkeus ja erityisesti rauditus ovat määrääviä tekijöitä määriteltäessä

sä halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyyttä. Poikkileikkauksen korkeuden vaikutuksen voidaan havainnoida kuvasta 12. Todellisuudessa rakenteen mitat ja käytetyt raudoitustangot asettavat mekaaniselle raudoitussuhteelle rajat, joita ei ole laskelmissa huomioitu.



Kuva 12. Halkeilemattoman ja täysin halkeilleen poikkileikkausten jäykkyyksien suhde

Betonin kimmokertoimen  $E_c$  pysyessä vakiona taivutusjäykkyyden määrittää poikkileikkauksen jäyhyysmomentti  $I$ . Täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin  $I_{II}$  voi esittää kimmoisan tilan jäyhyysmomentin  $I_I$  avulla kaavan 8 mukaisesti.

$$I_{II} = \alpha_I \cdot I_I \quad (8)$$

missä

$\alpha_I$  on kimmokertoimien suhde  $\frac{I_{II}}{I_I}$

Esimerkilaskelmien perusteella täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti  $I_{II}$  on normaaliraudoitetuilla teräsbetonipalkeilla noin 20-50 % kimmoisan tilan jäyhyysmomentistä.

## 2.6.2 Taivutusmomenttien jakaumien muutos

Taivutusmomenttijakauma muuttuu staattisesti määräämättömissä rakenteissa halkeilun vuoksi. Staattisesti määräämättömien rakenteiden taivutusmomenttijakauma riippuu rakenneosien suhteellisesta jäykkyydestä. [29, s.469.]

Usein ensimmäiset halkeamat muodostuvat tukien kohdalle, mikä alentaa rakenteen jäykkyyttä tuella. Tämän vuoksi tukimomentin arvot jäävät halkeilemattoman poikkileikkauksen avulla laskettuja momentin arvoja alemmaksi. Toisaalta kenttämomentin arvot kasvavat suuremmiksi. [29, s.469-471.]

Eurokoodi sallii momenttien uudelleen jakautumisen tietyin ehdoin, jotka ovat esitetty eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 5.5. Momenttien jakaumien muutos tulee ottaa huomioon kaikissa mitoituksellisissa seikoissa. Palkin tai laatan ollessa jatkuva tuella, joka toimii nivelenä kiertymän suhteen, voidaan tukimomentin mitoitusarvoa pienentää määrällä  $\Delta M_{Ed}$ . [30, s.59-60.]

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} \quad (9)$$

missä

$F_{Ed,sup}$  on tukireaktion mitoitusarvo

$t$  on tuen leveys jänteen suunnassa

Taivutusjäykkyyden alenemisesta johtuva taivutusmomenttien uudelleen jakautumisen käsinlaskenta on erittäin vaikeata. Useat FEM-ohjelmat, kuten Robot Structural Analysis, eivät huomioi betonirakenteiden halkeilua ja taivutusmomenttijakaumien mahdollisia muutoksia. Rakennesuunnittelussa käytetään pääsääntöisesti kimmoteorian mukaisia taivutusmomenttien arvoja.

Epälineaarista rakenneanalyysiä käyttämällä saadaan selville halkeilleen betonirakenteen voimasuureet. Halkeilu aiheuttaa rakenteeseen siirtymiä ja jäykkyyden muutoksia, joiden vuoksi lineaarinen kimmoteorian mukainen rakenneanalyysi on epätarkka. Epälineaarista laskentaa suorittavia laskentaohjelmia ovat esimerkiksi Sofistik ja Abaqus. Rakenteen toiminnan varmistaminen epälineaarilla laskennalla on todella harvinais-

ta. Esimerkiksi Säteilyturvakeskuksen YVL-ohjeet vaativat epälineaarisen analysoinnin suorittamista tietyille ydinlaitosten rakenteille [2.].

Epälineaarinen analyysi ei ole usein kustannustehokasta, koska se on lineaarista analyysia raskaampi ja pitkäkestoisempi laskentaprosessi. Lineaarinen analyysi suoritetaan halkeilemattomilla poikkileikkauksilla, jolloin jäykkyys pysyy vakiona ja voimasuureet muodostuvat kimmoteorian mukaisiksi. Luotettavan epälineaarisen rakennemallin saavuttaminen vaatii rakenteiden tarkan mallintamisen raudoitusyksityiskohtia myöten, koska raudoituksen vaikutus haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen on suuri. Lisäksi laskentaohjelmaan on syötettävä epälineaariseen laskentaan käytettävä betonimalli, joka on esitetty SFS-EN 1992-1-1 luvussa 3.1.5.

Murtotilassa staattisesti määräämättömienkin rakenteiden voimasuurejakautuma noudattaa kimmoteorian mukaisia arvoja, mikäli mitoitus ja raudoitus on tehty kimmoteorian voimasuureiden mukaisesti. Vanha sanonta ”teräsbetonirakenne toimii siten kuin se raudoitetaan” pätee usein riittävällä tarkkuudella. [10, s.86.]

### *Kaksiaukkoinen palkki*

Esimerkiksi tasaisesti kuormitetulla vapaasti tuetulla tasajäykällä jatkuvalla palkilla suurin momentti muodostuu keskimmaiselle tuelle. Kentässä vaikuttava momentti on tukimomenttia selvästi pienempi. Taulukkomitoitusta apuna käyttäen saadaan helposti selville kenttämomentin  $M_{kenttä}$  ja tukimomentin  $M_{tuki}$  välinen suhde.

$$M = k \cdot p \cdot L^2 \quad (10)$$

missä

$k$  on tarkasteltavan kohdan kerroin

$$k = 0,070 \text{ kentässä}$$

$$k = -0,125 \text{ tuella}$$

$p$  on tasaisen kuorman suuruus

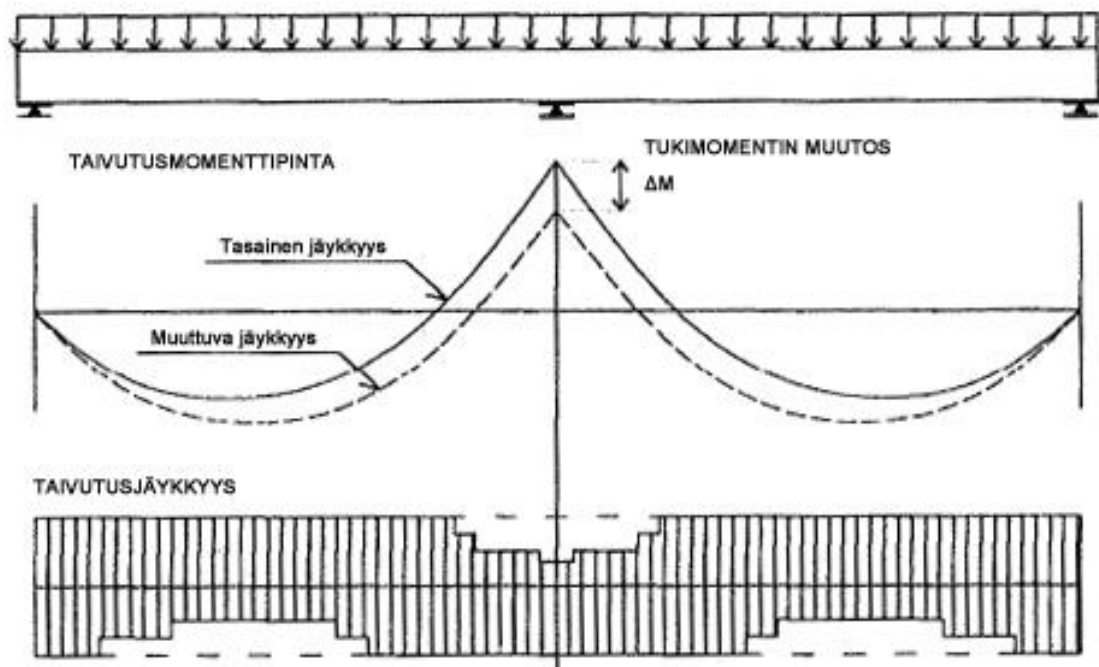
$L$  on tukien välinen pituus

Kuormitustilanteen pysyessä muuttumattomana momenttien arvoon vaikuttaa ainoastaan  $k$ -kertoimen arvo.

$$\frac{|k_{tuki}|}{|k_{kenttä}|} = \frac{0,125}{0,07} = 1,786$$

Huomataan, että tukimomentin arvo on noin 79 % suurempi kuin kentässä vaikuttava momentti.

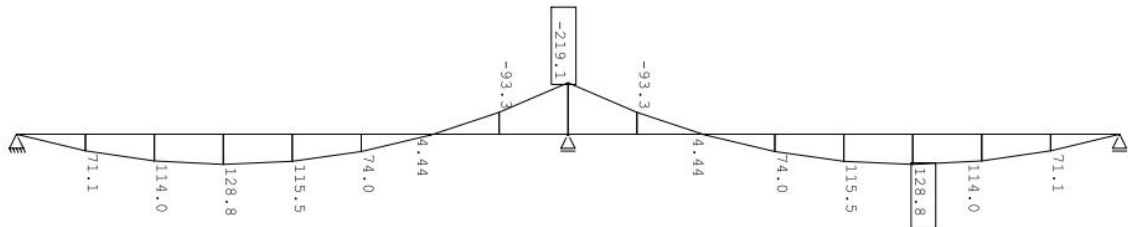
Staattisesti määräämättömille teräsbetonirakenteille kimmoteorian mukaiset voimasuurejakaumat pätevät ainoastaan kimmoisassa eli halkeilemattomassa tilassa. Kaksiuukkoisen teräsbetonipalkin tapauksessa tasaisen kuorman aiheuttama momentti ylittää halkeilumomentin  $M_{cr}$  ensimmäisenä keskituella. Haljenneen poikkileikkauksen tehollinen jäyhyysmomentti  $I_{eff}$  laskee, mikä johtaa taivutusjäykkyyden alenemiseen tuen alueella. Jäykkyyden aleneminen keskituella pienentää tukimomentin arvoa, jolloin kenttämomentin kasvavat. Kuormituksen lisääntyessä halkeilukestävyys ylittyy useammissa kohdassa aiheuttaen halkeilua pitkin palkkia.



Kuva 13. Kaksiuukkoisen palkin taivutusmomenttipinta tasaisen ja muuttuvan jäykkyyden mukaan [10, s.86.]



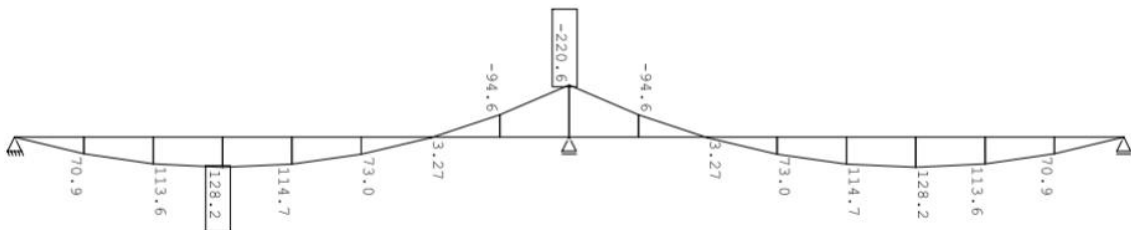
Epälineaarilla laskennalla, Sofistik-ohjelmaa käyttäen, saadut momenttipinnat on esitetty kuvissa 14-16. Rakenteena on jatkuva palkki, joka koostuu kahdesta kuuden metrin kentästä. Palkin korkeus on 800 mm ja leveys 500 mm. Kokonaiskuorma palkilla on  $50 \frac{kN}{m}$ .



Kuva 14. Palkin momenttipinta, raudoituksena neljä 12 mm tankoa ylä- ja alapinnassa

Tuki- ja kenttämomentin suhde:

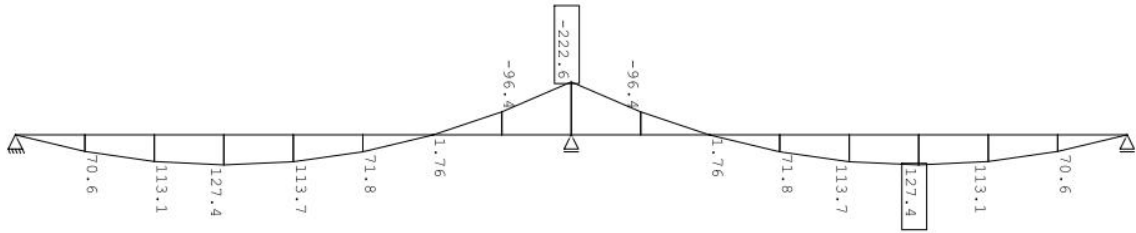
$$\frac{|M_{tuki}|}{|M_{kenttä}|} = \frac{219,1}{128,8} = 1,701$$



Kuva 15. Palkin momenttipinta, raudoituksena neljä 20 mm tankoa ylä- ja alapinnassa

Tuki- ja kenttämomentin suhde:

$$\frac{|M_{tuki}|}{|M_{kenttä}|} = \frac{220,6}{128,2} = 1,721$$

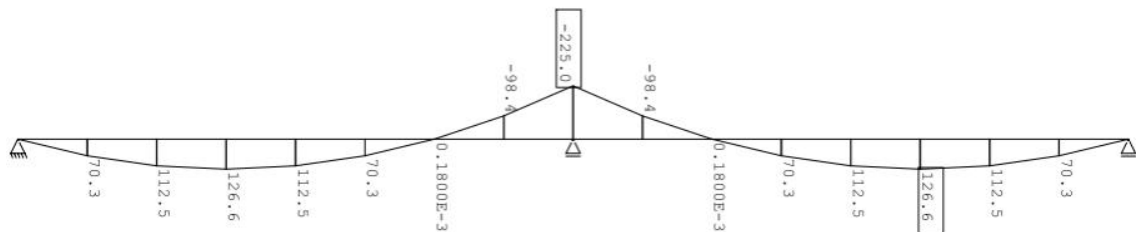


Kuva 16. Palkin momenttipinta, raudoituksena neljä 32 mm tankoa ylä- ja alapinnassa

Tuki- ja kenttämomentin suhde:

$$\frac{|M_{tuki}|}{|M_{kenttä}|} = \frac{222,6}{127,4} = 1,747$$

Tuki- ja kenttämomenttien arvoissa huomataan eroavaisuuksia eri raudoituksia käytettäessä ja erityisesti kun verrataan kuvan 17 kimmoteorian mukaiseen momenttipintaan.

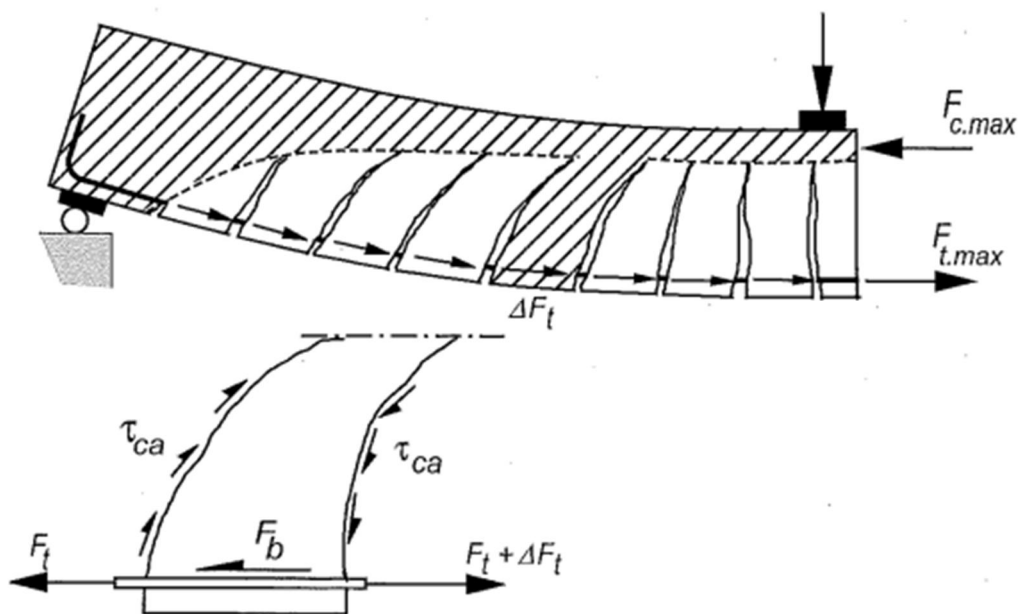


Kuva 17. Palkin kimmoteorian mukainen momenttipinta

Edellä esitettyjä epälineaarilla laskennalla saatuja taivutusmomentin arvoja on hankala tarkistaa, mikä on yksi syy, ettei menetelmää juurikaan käytetä rakenteita mitoittaessa. Rakennetta analysoitaessa päädytään iteratiivisiin menetelmiin, koska rakenteen jäykkyys ja voimasuurejakauma ovat muuttuvia. Seppo Huovinen on esittänyt Rakenteiden Mekaniikka -lehdessä erään tavan laskea lopulliset momenttipinnat halkeilleelle teräsbetonirakenteelle. Hänen mukaan käyritymien avulla selvitetään halkeilun tai terästen myötäämisen aiheuttamat kiertymät. Kiertymien aiheuttamat momentit lisätään halkeamattoman tilan momentteihin, jolloin saadaan halkeilleen tilan taivutusmomenttien arvot. [31, s. 9-10.]

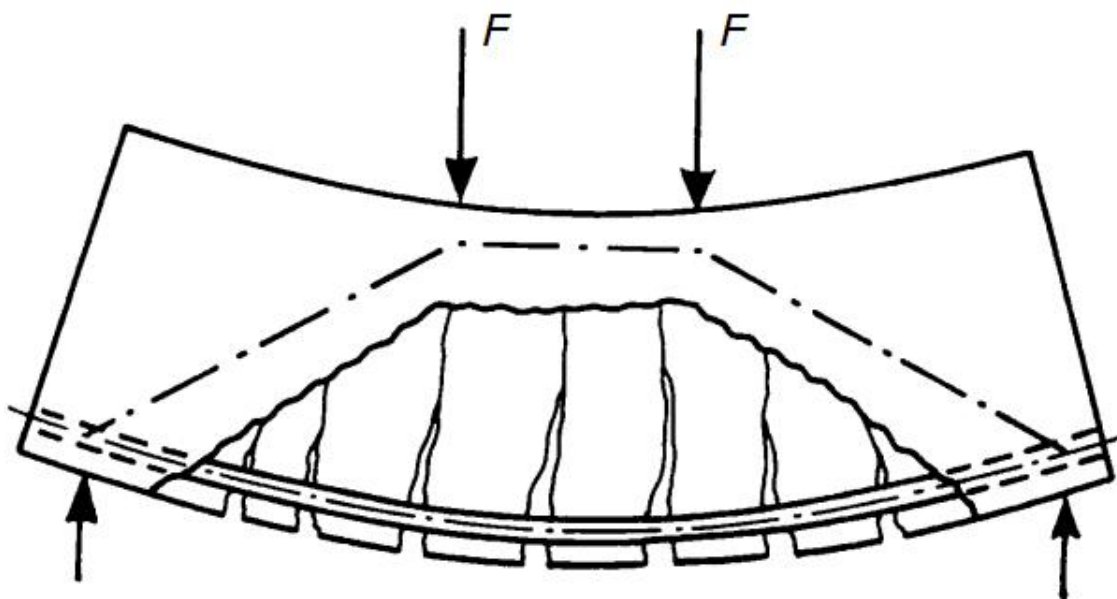
### 2.6.3 Halkeamien vaikutus leikkausvoimien siirtoon

Leikkausraudoittamattomissa rakenteissa halkeamien epätasaisuudesta aiheutuva kitka ottaa vastaan merkittävän osan leikkausvoimasta. Halkeamien kykyyn siirtää leikkausvoimaa vaikuttaa vaarnavaikutuksen suuruus. Poikkileikkaustyyppi, halkeamaleveys ja betonin ominaisuudet, joista merkittävin tekijä on maksimirakko, vaikuttavat halkeamien vaarnavaikutuksen määrään. Vaarnavaikutusta voidaan kuvata leikkausjännityksellä  $\tau_{ca}$ , jolla on oleellinen vaikutus ankkurointivoiman  $F_b$  hallinnassa. [4, s.246-247.]



Kuva 18. Halkeaman vaarnavaikutus ankkurointivoiman  $F_b$  hallinnassa [4, s.247.]

Leikkausjännityksen katoaminen joidenkin halkeamapintojen välillä johtaa voimien epätasapainoon, mikä lisää halkeilua ja halkeamien pituutta. Tehollisen poikkileikkausalan pienenemisen vuoksi rakenne toimii lähes vetotangollisen kaaren tavoin (kuva 19). Tällöin kyky ankkurointivoiman  $F_b$  hallintaan vähenee ja saattaa aiheutua ankkurointimurto.



Kuva 19. Vetotangollinen kaari [32, s.453.]

Betonilattioissa vaarnavaikutuksen häviäminen synnyttää epätasaisia painumia halkeamien eri puolille sekä saa aikaan betonin murtumisen halkeaman vierestä [33, s.59.].

Myös leikkausraudoitetussa rakenteessa muodostuu leikkaushalkeamia, mutta rakenteen toimintatapa on erilainen kuin leikkausraudoittamattomassa rakenteessa. Betonin osuus leikkausvoiman siirtoon pienenee, koska leikkausraudoituksessa vaikuttava jännitys on suoraan verrannollinen leikkausvoimaan leikkaushalkeamien avauduttua. [5, s.148.]

## 2.7 Pakkovoimat

Teräsbetonirakenteiden murtorajatilamitoitus suoritetaan käyttäen vallitsevien ulkoisten kuormitusten ominaisarvoja. Käyttörajatilamitoituksessa tulee huomioida myös sisäiset rasitukset. Sisäisten rasitusten eli pakkovoimien muodostamia lisärasituksia pyritään estämään hyvällä suunnittelulla ja jälkihoidolla. Pakkovoimasuureiksi kutsutaan staattisesti määräämättömässä rakenteessa tapahtuvia, muiden kuin ulkoisen kuormituksen aiheuttamia, muodonmuutoksia tai siirtymiä. Pakkorasituksia aiheuttavat kutistuma, lämpötilan muutokset ja erot, tukien painumat, viruminen ja jännevoima. [34, s.1-2.]

Pakkovoimien ja ulkoisten kuormien käyttäytymisessä on merkittävä ero rakenteen jäykkyyden muuttuessa. Kuten aiemmin mainittiin, ulkoisten kuormien aiheuttamat voimasuureet jakautuvat uudelleen rakenteen jäykkyyden muututtua, mutta niiden summa pysyy muuttumattomana. Pakkovoimasuureiden summa kuitenkin laskee rakenteen halkeillessa eli jäykkyyden alentuessa. [34, s.3.]

### 2.7.1 Pakkovoimien syntyminen

Pakkovoimia syntyy rakenteeseen, mikäli sen vapaa muodonmuutos on estetty. Ulkoiset esteet, kuten liittyvät rakenteet, tuet ja perusta ovat usein esteenä muodonmuutokselle. Myös poikkileikkauksen osien erisuuruiset muodonmuutokset ja rauditus estävät vapaan muodonmuutoksen tapahtumisen aiheuttaen pakkovoimia. [34, s.1.]

Pakkorasitukset ilmenevät rakenteissa lisäjännityksinä. Muodonmuutoksia voimakkaasti vastustava jäykkä rakenne aiheuttaa suurempia lisäjännityksiä ja leveämpiä halkeamia kuin muodonmuutoksiin mukautuva rakenne. [17, 2.4.]

#### *Kutistuma*

Kemiallisesta kutistumasta ja karbonatisaatiokutistumasta koostuva sisäinen kutistuma muotoutuu betonin kovettumisen aikana. Kuivumiskutistuman määrä kasvaa sisäistä kutistumaa hitaammin ja on vaikutukseltaan merkittävämpi tavallisissa betoniluokissa. Ympäristön lämpötilalla, suhteellisella kosteudella, sementin laadulla, rakenteen geometrialla ja raudituksella on vaikutusta kutistuman määrään ja nopeuteen. [4, s.41.] Työstettävyyden vuoksi veden määrä betonimassassa on usein enemmän kuin hydrataatioreaktion vaatima vesimäärä, mikä lisää kuivumiskutistuman määrää [35, s.429].

Kutistuman aiheuttamia rasituksia syntyy kun rakenne valetaan kutistumattomaa perustaa tai jo kutistunutta rakennetta vasten. Tällöin rakenteiden väliin muodostuva tartunta estää juuri valetun rakenteen vapaan kutistumisen. Myös eri paksuisien rakenteiden liittäminen toisiinsa aiheuttaa pakkorasituksia erilaisen kutistumisnopeuden vuoksi. Kutistumisnopeuden vaihtelu on ominaista lähes kaikille betonirakenteille, koska rakenteen pintaosat kutistuvat kuivuessaan sisäosaa nopeammin. [34, s.4.]

Rakenteen toispuoleista kuivumista tapahtuu esimerkiksi valettaessa teräslevyä tai muovia vasten. Rakenteen toisen puolen nopeamman kutistuman vuoksi rakenne pyrkii

käyritymään aiheuttaen pakkovoimia, jos käyritymä on estetty. [34, s.4.] Laattojen nurkka- ja reuna-alueet saattavat käyrityä kutistumiserojen vuoksi, koska oman paino aiheuttama käyritymää vastustava momentti ei riitä pitämään laattaa suorana. [36, s.35.]

Erilaisten kutistumisominaisuuksien vuoksi esimerkiksi ulkoseinäelementtien ulko-kuorissa saattaa ilmentyä pakkorasituksia, koska kuoren sisäosan betoni kutistuu nopeammin kuin siihen liitetty ulkopintamateriaali. [34, s.4.]

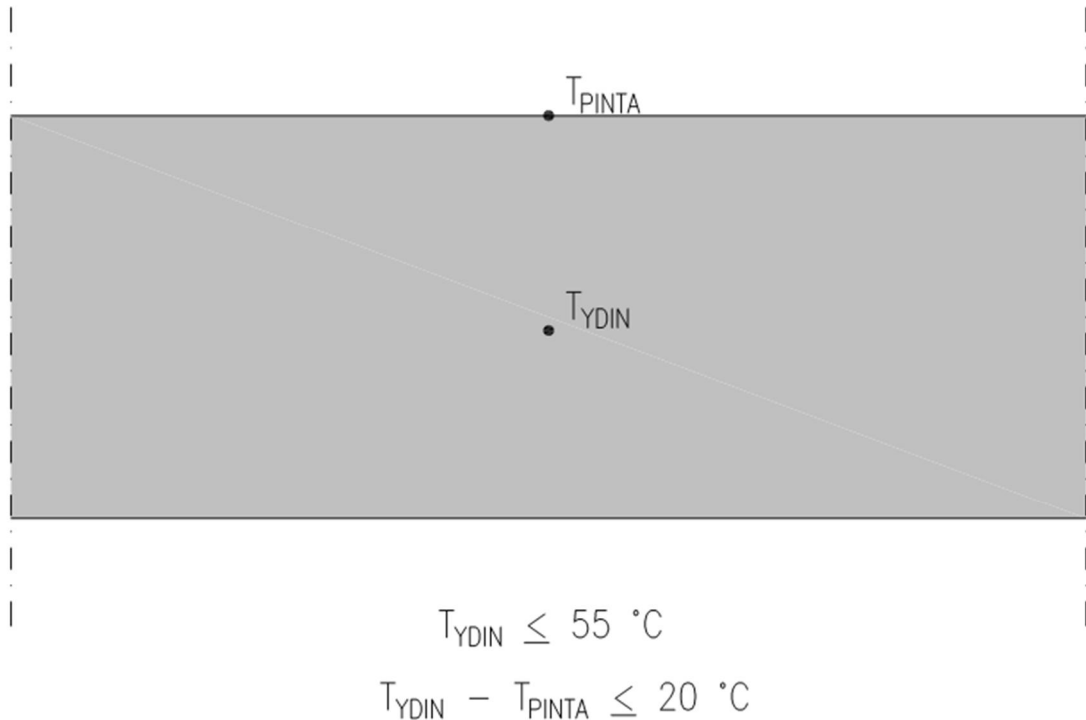
### *Lämpötilan muutokset*

Betoni alkaa kovettua sitoutumisen jälkeen ja tuottamaan lämpöä hydrataatioreaktion vuoksi. Hydrataatiossa tapahtuvaan lämmönkehitykseen vaikuttavat betonin koostumus ja rakenteen paksuus. Näiden lisäksi on huomioitava sääolosuhteet, massan lämpötila sekä lämmitys tai jäähdytys. Varsinkin massiivisissa betonirakenteissa lämpötilan muutoksella on suuri merkitys. Halkeamariski kasvaa, koska rakenteen ulkopinta lämpenee vähemmän ja jäähtyy nopeammin kuin rakenteen sisäosat. Liiallinen betonimassan lämpötilan kasvu tai aleneminen johtaa lisäksi lujuskatoon. [6, s.56.]

Jäähtymisvaiheen aikana rakenteen kutistuessa syntyvät merkittävimmät pakkorasitukset. Vetojännitykset muodostuvat, kun betonipinta jäähtyessään kutistuu ja sisäosissa lämmönkehitys jatkuu aiheuttaen laajenemista. Vastakkaiset reaktiot johtavat vetolujuuden ylittymiseen ja halkeiluun rakenteen pinnalla. Myös ulkoilman lämpötilamuutokset, tulipalot ja keinotekoiset lämmönlähteet, joita esiintyy erityisesti teollisuusrakennuksissa, aiheuttavat huomattavia lämpötilanmuutoksia rakenteisiin. Muodostuvat pakkorasitukset määräytyvät lämpötilan vaihteluiden ja sisäisten lämpötilaerojen suuruuden sekä lämpötilavaihteluiden vaikutusajan kautta. Suuret vaihtelut lyhyen ajan sisään aiheuttavat merkittävimmät pakkovoimat teräsbetonirakenteeseen. [34, s.4-5.]

Rakenteen pinnan ja sisäosan välisen lämpötilaeron ei suositella nousevan yli 20 °C pintahalkeilun estämiseksi. Tärkeille rakenneosille rajana tulisi noudattaa maksimissaan 15 °C lämpötilaeroa. Samoja lämpötilaerorajoja tulisi noudattaa valettaessa rakenteita kiinni toisiinsa. Valuosien suuri lämpötilaero aiheuttaa läpimeneviä halkeamia rakenteisiin, kun muodonmuutokset ovat estetty. [37, s.88.]

Lujuuskadon välttämiseksi betonin kovettumisen aikainen maksimilämpötila tulisi rajoittaa 55 °C:een. Massiivisissa rakenteissa voidaan sallia hieman korkeammat lämpötilat, mikäli sisäosan lujuuskadolla ei ole vaikutusta rakenteen toimintaan. [37, s.89.]



Kuva 20. Betonirakenteen lämpötilarajat

### *Tukien painumat*

Kokoonpuristuvalla maaperällä perustettuun rakenteeseen syntyy tukien epätasaisen painuman vuoksi pakkorasituksia, joiden suuruuteen vaikuttavat painumien suuruuserot, painumanopeus ja rakenteen jäykkyys. Viruma pienentää huomattavasti pakkorasituksia, jos tukien painumaerot muodostuvat hitaasti. [34, s.7.] Muottien ja muottitukien painumat tai liian aikainen muottien purku aiheuttavat herkästi halkeamia tuoreeseen betoniin.

### *Viruma*

Kuormitetun betonirakenteen ajasta riippuvaa muodonmuutosta kutsutaan virumaksi. Osa viruman aiheuttamasta muodonmuutoksesta on kimmoisaa eli kuormituksen pois-

tuessa palautuvaa. Loput muodonmuutoksesta on viskoosia muodonmuutosta eli palautumatonta. Viruma huomioidaan suunnittelussa pienentämällä kimmokerrointa virumaluvun  $\varphi$  avulla. [4, s.44-45.]

Viruman vuoksi betonipoikkileikkauksen jännitys jakauma muuttuu, koska neutraaliakseli siirtyy alaspäin. Puristuspuolen korkeus kasvaa, mikä johtaa betonin ja teräksen jännitysten kasvuun vetopuolella. Staattisesti määräämättömissä rakenteissa tämä saattaa johtaa jännityshuippujen pienenemiseen, halkeilun vähenemiseen ja kestävyysparanemiseen. [34, s.8; 10, s.43.]

Virumaan vaikuttavia tekijöitä ovat betonin lujuusluokka, ympäristön kosteus, rakenteen paksuus, kuormituksen aiheuttama jännitystaso, kuormituksen kesto ja erityisesti betonin ikä kuormitushetkellä. Kovettumattoman betonin viruma on huomattavasti kovettunutta betonia suurempaa. Teoriassa viruman vaikutus jatkuu läpi rakenteen käyttöiän, mutta käytännössä loppuarvo saavutetaan 70 vuoden kuluessa. [4, s.45; 6, s.89.]

### *Jännevoima*

Jännitettyjä rakenteita ja jännevoiman aiheuttamista muodonmuutoksista johtuvia pakkorasituksia ei käsitellä tässä työssä.

#### 2.7.2 Pakkovoimien rajoittaminen

Pakkovoimilla on merkittävä vaikutus teräsbetonirakenteiden halkeiluun, joten pakkovoimien rajoittaminen tulisi ottaa huomioon sekä suunnittelu- että rakennusvaiheessa. Rakenteissa esiintyy aina pakkovoimia, mutta niiden suuruuden tarkka arvioiminen on käytännössä mahdotonta. Syntyneet halkeamat pienentävät pakkorasituksia, koska rakenteen jäykkyys alenee halkeilun seurauksena. [5, s.196; 28, s.41.]

Massiivisissa betonirakenteissa esiintyy eniten pakkovoimia suuren tilavuuden vuoksi. Lämpötilaerojen ja kutistumien vaikutukset korostuvat isoissa valukokonaisuuksissa, joten rakenteiden jakaminen pienempiin osiin liikuntasaumojen ja irrotuskaistojen avulla pienentää pakkovoimia. Pienemmissä, toisistaan irti olevissa valuosissa, pakkovoimat jäävät pienemmiksi ja halkeilua esiintyy vähemmän. [5, s.197.]



Pakkovoiman suuruuden lisäksi pakkovoimien aiheuttaman halkeamien sijainnin ennakointi on hankalaa. Halkeamia voi ohjalla haluttuihin paikkoihin poikkileikkausta heikentämällä, jolloin rakenteellinen toimivuus ja ulkonäkö pysyvät halutulla tasolla. Suunnittelija voi vaikuttaa syntyvien pakkovoimien määrään välttämällä myös turhan suuren betonin lujuuden valintaa. [34, s.14; 5, s.197.]

Betonin toimittaja pystyy valinnoillaan vaikuttamaan betonin lämmöntuotantoon ja kutistumaan, koska betonin ominaisuuksilla on myös vaikutusta pakkovoimien suuruuteen. Myös työmaalla voidaan vaikuttaa pakkovoimien ja halkeilun määrään, esimerkiksi kunnollisella jälkihoidolla voidaan vähentää pakkovoimien syntymistä. [28, s.80-88.]

## 2.8 Halkeilun rajoittaminen

Teräsbetonirakenteessa vedetty poikkileikkaus on alttiina halkeilulle. Raudoitus vastaanottaa vetopuolen jännitykset eli alentamalla teräsjännitystä betoniin välittyvät halkaisuvoimat pienenevät. Teräsjännitystä voi alentaa lisäämällä raudoituksen määrää tai rajoittamalla rakenteen kuormitusta. Teräsmäärä ei kuitenkaan ole ainoa tekijä halkeamien leveyksille ja määrille, koska saman teräsmäärän voi saavuttaa useita tankokokoja käyttämällä. [5, s.196.]

Pientämällä tangon halkaisijaa ja tankoväliä saavutetaan teräsmäärä, joka takaa paremmat tartuntaominaisuudet. Paremmen tartunnan myötä betoni halkeilee useammin eli halkeamaväli pienenee, mikä johtaa halkeamien leveyksien pienenemiseen. Liian pienien tankojen käyttöä on kuitenkin vältettävä, koska korrosio vaikuttaa ohuiden tankojen pinta-alaan paksuja tankoja nopeammin [10, s.217.]. Korrosion heikentävä vaikutus rakenteen pitkäaikaiskestävyyteen ei näy halkeamaleveyslaskelmissa, joten suunnittelijan vastuulle jää pienimmän tankohalkaisijan määrittäminen. Tankoon pienentäminen johtaa tiheämpään raudoitukseen hankaloittaen betonointia, mikä saattaa lisätä halkeiluriskiä [38, s.48].

Tarpeettoman paksun betonipeitteen käyttäminen johtaa halkeamavälien ja -leveyksien kasvuun. Betonipeitteen ohentamisella on kuitenkin suora vaikutus rakenteen säilyvyyteen, joten rasisluokan ja siihen soveltuvan betonipeitteen valinnassa tulee olla tarkkana. [39, s.68-69.]

### *Vesitiiviit betonirakenteet*

Vesitiiviin rakenteen suunnittelu ja valmistus on tehtävä huolellisesti jokaista yksityiskohtaa myöten. Vesitiiviin betonirakenteen tulee kestää toispuoleisen vedenpaineen aiheuttamat rasitukset ilman merkittäviä näkyviä vuotoja. Vuotojen ehkäisemiseksi halkeamien leveyttä on rajoitettava aiemmin mainituilla keinoilla. Rakenteen läpimenevien halkeamien leveys on totuttu Suomessa rajoittamaan 0,1 mm, mutta eurokoodin mukaisen raja-arvon määrittely on erilainen, katso sivu 47. Hydrostaattisen paineen aiheuttaman kuormituksen lisäksi erona tavanomaiseen rakenteeseen on pakkovoimien erityinen huomiointi, koska niiden aiheuttamat halkeamat muodostavat usein tiiveyden kannalta määrääviksi. [29, s.567.]

Vesitiiviiden rakenteiden detaljisuunnittelussa on huomioitava erityisesti vedetyt sisänurkat sekä saumat ja lävistykset. Taivutusmomenttien arvot ovat allasrakenteissa suurimmat rakenteen nurkissa, minkä vuoksi yksityiskohtainen suunnittelu on tarpeen. Nurkkien halkeilu laukaisee rakenteissa vaikuttavat pakkovoimat ja jakaa momentit uudelleen sekä aiheuttaa tiiveysriskin. [29, s.570.]

Työ- ja liikuntasauojen määrä tulisi rajata mahdollisimman vähäiseksi, vaikka rakenteiden jakaminen pienempiin osiin vähentää pakkovoimien vaikutusta. Saumat ovat aina riskipaikkoja vedenpitäville rakenteille. Sauojen vedenpitävyyttä voidaan parantaa käyttämällä elastisia saumanauhoja. [29, 571.] Betonipeitteen paksuuden ja vähimmäislujuusluokituksen määrää rasitusluokka. Arvot tulee määritellä tapauskohtaisesti, mutta käytännössä vesitiiviillä rakenteilla ei voi yleensä olla alle 30 mm nimellistä betonipeitettä ja C25/30 lujuusluokitusta alhaisempaa lujuusluokkaa rasitusluokkien perusteella. [40, s.42.]

Halkeamaleveyden periaatteellinen laskenta:

$$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm,r} \quad (11)$$

missä

$w_k$  on halkeamaleveys

$s_{r,max}$  on suurin halkeamaväli

$\varepsilon_{sm,r}$  on vetoraidoituksen keskimääräinen venymä ympäröivän betonin suhteen

Eri tekijöiden vaikutukset halkeamaväliin ja venymäeroon on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Halkeamaväliin ja venymäeroon vaikuttavat tekijät

	Halkeamaväli $s_{r,max}$	Venymäero $\varepsilon_{sm,r}$
Teräsännitys $\sigma_s$		x
Teräsmäärä $A_s / \rho_{p,eff}$	x	x
Tankopaksuus $\phi$	x	
Betonipeite $c$	x	
Betonin vetolujuus $f_{ct,eff}$	x	

Työn ulkopuolelle jätetyillä jännitetyillä rakenteilla voidaan saavuttaa halkeilematon betonirakenne.

### 3 Halkeamaleveyden laskentaan käytettäviä kaavoja

Halkeilun mekanismi ja siihen johtavat syyt eivät ole yksinkertaisia, kuten luvussa 2 esitettiin. Monimutkaisuuden vuoksi halkeamaleveyden laskentaa on pyritty yksinkertaistamaan erilaisilla oletuksilla. Yksimielisyyden puute halkeilua teräsbetonirakenteisiin aiheuttavista tekijöistä on ajanut normien tekijät käyttämään omia olettamuksiaan, joiden tuloksena saadut halkeamaleveyksien kaavat vaihtelevat normien välillä.

Tässä luvussa esitellään Suomessa aiemmin käytetyn standardin, Suomen rakentamismääräyskokeelman B4, mukainen halkeamaleveyden laskenta ja nykyisin käytettävän eurokoodin, SFS-EN 1992-1-1, mukainen laskenta.

Halkeamien leveys ei ole vakio rakenteen pinnan ja raudoituksen välillä. Rakenteelliset halkeamat ovat kiilamaisia eli pinnassa ne ovat leveimmillään. Suunnitteluohjeiden halkeamaleveyden laskentakaavat pyrkivät yleensä määrittelemään halkeamaleveydet rakenteen pinnassa, josta niiden todellinenkin leveys on helpoiten mitattavissa.

#### 3.1 Eurokoodin mukainen laskenta

Eurokoodin yleiset tarkastelut halkeilun rajoittamiselle:

Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se huononna rakenteen asianmukaista toimintaa tai säilyvyyttä tai vaikuta ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävä.

Teräsbetonirakenteissa syntyy normaalisti halkeilua välittömän kuormituksen, pakkosiirtymän, pakkomuodonmuutoksen tai viimeksi mainittujen estymisen aiheuttaman taivutuksen, leikkauksen, väännön tai vedon seurauksena.

Halkeamia voi syntyä myös muista syistä kuten plastisen kutistumisen tai paisuttavien kemiallisten reaktioiden johdosta kovettuneen betonin sisällä. Tällaiset halkeamat voivat olla niin suuria, että ne eivät ole hyväksyttäviä, mutta niiden välttäminen ja rajoittaminen ei kuulu tämän luvun soveltamisalaan.

Halkeamien muodostuminen voidaan sallia pyrkimättä rajoittamaan niiden leveyttä, mikäli ne eivät haittaa rakenteen toimintaa.

### 3.1.1 Vähimmäisraudoitusala

Mikäli halkeilun rajoittamista vaaditaan, vedetyillä alueilla tulee olla tartunnallista raudoitusta vähintään tietty määrä halkeamien rajoittamiseksi. Vähimmäisraudoituksella pyritään estämään teräksien myötääminen ensimmäisten halkeamien muodostuttua [39, s.67.].

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (12)$$

$A_{s,min}$  on raudoituksen vähimmäisala vetoalueella

$A_{ct}$  on betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista

$\sigma_s$  on raudoituksen sallitun suurimman jännityksen itseisarvo välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen. Tälle voidaan käyttää raudoituksen myötölujuuden arvoa  $f_{yk}$ . Alempaa arvoa voidaan kuitenkin tarvita, jotta halkeamaleveyden rajat toteutuvat suurimman tankokoon tai tankojaon mukaisesti

$f_{ct,eff}$  on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  tai sitä pienempi  $f_{ctm}(t)$ , jos halkeilun syntyminen on odotettavissa ennen 28 vuorokauden ikää

$k$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät

= 1,0 uumissa, joiden  $h \leq 300$  mm tai laipoissa, joiden leveys on alle 300 mm

= 0,65 uumissa, joiden  $h \geq 800$  mm tai laipoissa, joiden leveys on yli 800 mm

väliarvot voidaan interpoloida

$k_c$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos

vetovoiman vaikuttaessa  $k_c = 1,0$

puhtaan taivutuksen vaikuttaessa  $k_c = 0,4$

Taivutusmomentin tai samanaikaisen momentin ja normaalivoiman vaikuttaessa:

- suorakaidepoikkileikkauksissa, kotelopoikkileikkausten ja T-poikkileikkausten osissa:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (13)$$

missä

$\sigma_c$  on tarkasteltavassa poikkileikkauksen osassa vaikuttava betonin keskimääräinen jännitys

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} \quad (14)$$

$N_{Ed}$  on käyttörajatilassa vallitseva normaalivoima, joka vaikuttaa poikkileikkauksen tarkasteltavaan osaan (puristusvoima positiivisena).  $N_{Ed}$  määritetään ottamalla huomioon jännitysvoiman ja normaalivoimien ominaisarvot kuormitusyhdistelmän vaikuttaessa

$h^*$   $h^* = h$  kun  $h < 1,0$  m

$h^* = 1,0$  m kun  $h \geq 1,0$  m

$k_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon normaalivoimien vaikutus jännitysten jakautumiseen

$$k_1 = 1,5 \quad \text{jos } N_{Ed} \text{ on puristava voima}$$

$$k_1 = \frac{2 \cdot h^*}{3 \cdot h} \quad \text{jos } N_{Ed} \text{ on vetävä voima}$$

### 3.1.2 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Taivutettujen enintään 200 mm paksujen raudoitettujen laattojen halkeamaleveyden rajoittamistoimia ei tarvitse tehdä eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.3 mukaan kun tietyt ehdot täyttyvät [30, s.121].

Halkeamaleveyttä voidaan rajoittaa valmiiksi laskettujen taulukoiden avulla. Halkeamaleveys pysyy sallituissa rajoissa, mikäli raudoitustangon paksuus on enintään taulukon 4 mukainen tai tankojako on enintään taulukon 5 mukainen. Halkeamaleveyden raja-arvon saavuttamiseen riittää toisen taulukon ehdon täytyminen.

Taulukko 4. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tankojen enimmäishalkaisijat  $\phi_s^*$  [30, s.122.]

Teräsännitys [MPa.]	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	-

Taulukko 5. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo [30, s.122.]

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

Taulukon arvot perustuvat seuraaviin oletuksiin:

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

Tankojen enimmäishalkaisijaa muunnetaan seuraavasti:

Taivutus (vähintään osa poikkileikkauksesta puristettuna)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h-d)} \quad (15)$$

Veto (tasainen veto)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{h_{cr}}{8 \cdot (h-d)} \quad (16)$$

missä

$\phi_s$  on muunnettu tangon enimmäishalkaisija

$\phi_s^*$  on taulukossa 4 esitetty tangon enimmäiskoko

$h$  on poikkileikkauksen kokonaiskorkeus



$h_{cr}$  on vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua, kun kuormien pitkäaikaisyhdistelmään kuuluvat normaalivoimat otetaan huomioon

$d$  on tehollinen korkeus raudoituksen ulomman kerroksen keskipisteeseen.

### 3.1.3 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys  $w_k$  lasketaan eurokoodin mukaan kaavalla 17.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (17)$$

missä

$s_{r,max}$  on suurin halkeamaväli

$\varepsilon_{sm}$  on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormayhdistelmän vallitessa, mukaan luettuna pakko siirtymien ja pakko muodonmuutosten vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset. Vain betonin nollavenymätilan ylittävä lisävenymä samalla korkeustasolla otetaan huomioon

$\varepsilon_{cm}$  keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \rho_p,eff)}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (18)$$

missä

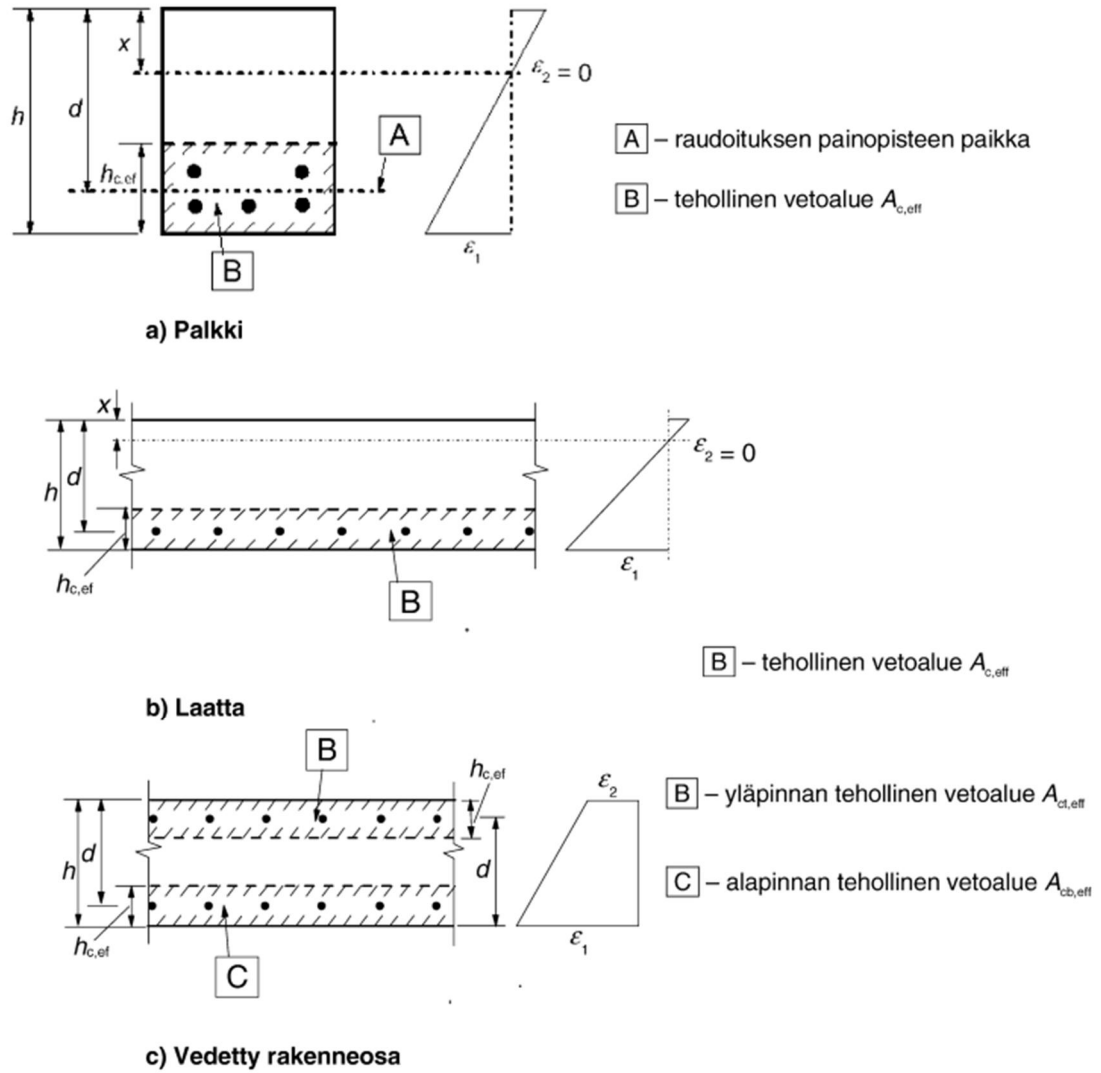
$\sigma_s$  on vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen.

$\alpha_e$  on suhde  $\frac{E_s}{E_c}$

$\rho_{p,eff}$  on tehollinen raudoitussuhde  $\frac{A_s}{A_{c,eff}}$

$A_{c,eff}$  on tehollisen vetoalueen pinta-ala  $b \cdot h_{c,ef}$ ,

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



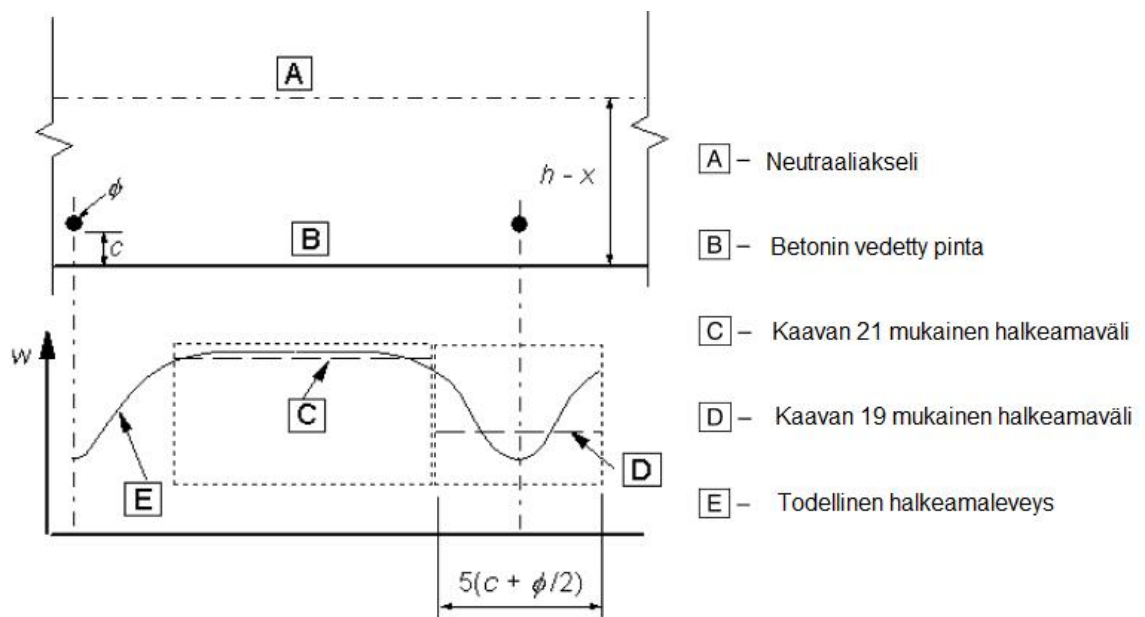
Kuva 21. Tehollinen vetoalue (tyypilliset tapaukset) [30, s.121.]

$k_t$  on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta

= 0,6 lyhytaikaisille kuormille

=0,4 pitkäaikaisille kuormille

Kun ankkuroidut raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan (jakkovälit  $\leq 5 \cdot (c + \phi/2)$ ), voidaan suurin lopullinen halkeamaväli laskea kaavasta 19.



Kuva 22. Halkeamaväli  $w$  betonin pinnalla suhteessa etäisyyteen tangosta [30, s.124.]

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (19)$$

missä

$\phi$  on tangon halkaisija

$c$  on vetoraidoituksen betonipeite  $c_{nom}$

$k_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet:

= 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta

= 1,6 tangot, joiden pinta on lähes tasainen

$k_2$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma:

= 0,5 taivutukselle

= 1,0 pelkälle vedolle

Epäkeskisen vedon tapauksissa tai paikallisesti käytetään kertoimelle  $k_2$  väliarvoja, jotka voidaan laskea seuraavan suhteen avulla:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1} \quad (20)$$

missä  $\varepsilon_1$  on tarkasteltavan poikkileikkauksen reunalla vallitseva suurempi venymä ja  $\varepsilon_2$  pienempi venymä halkeilleen poikkileikkauksen perusteella määritettynä.

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

Kun tankojen jakovälit ovat suurempia kuin  $5 \cdot (c + \phi/2)$  tai kun vetovyöhykkeessä ei ole tartunnallista raudoitusta, voidaan halkeamaleveyden yläraja laskea olettamalla suurimmaksi halkeamaväliksi

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x) \quad (21)$$

### 3.1.4 Halkeamaleveyden raja-arvot

Tavanomaisten teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden  $w_{max}$  raja-arvot on esitetty eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kansallisessa liitteessä. Taulukossa 5 on teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyksien raja-arvot pitkäaikaiselle kuormayhdistelmälle.

Taulukko 6. Halkeamaleveyden raja-arvot teräsbetonirakenteille [41, s.8.]

Rasitusluokka	Halkeamaleveys $w_{max}$ (mm) pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

Tiivyyttä vaativien rakenteiden vaatimukset on käsitelty osassa SFS-EN 1992-3. Tiiviysluokitus perustuu nestesäiliön vuotoa koskeviin vaatimuksiin. On muistettava, että betonin läpi pääsee aina tunkeutumaan pieni neste- ja kaasumäärä diffuusion takia. Tiivyeysluokitus näytetään taulukossa 7.

Taulukko 7. Tiiviysluokitus [21, s.10.]

Tiiviysluokka	Vuotoa koskevat vaatimukset
0	Tietty vuodon määrä hyväksyttävä tai nesteiden vuodolla ei 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.

Taulukossa 8 on tiiviysluokitukseen liittyvät vaatimukset. Halkeilurajat valitaan rakenteen luokituksen perusteella.

Taulukko 8. Tiiviysluokan vaatimukset [21, s.10.]

Tiiviysluokka	Tiiveysluokan vaatimukset
0	Voidaan käyttää SFS-EN 1992-1-1 kohdan 7.3.1 sääntöjä. Ks. taulukko 6
1	Halkeama, jonka oletetaan kulkevan koko poikkileikkauksen läpi, on syytä rajoittaa arvoon $w_{k1}$ . SFS-EN 1992-1-1 kohdan sääntöjä voidaan käyttää, kun poikkileikkaus ei ole halkeillut koko korkeudeltaan ja kun SFS-EN 1992-3 kohtien (112) ja (113) ehdot toteutuvat.
2	Halkeamia, jotka kulkevat koko poikkileikkauksen läpi, on syytä yleensä välttää, ellei niiden suhteen ryhdytä asianmukaisiin toimenpiteisiin (esim. vuoraus tai vesitiiviit työsaumanauhut)
3	Vesitiiviyyden varmistamiseen tarvitaan yleensä erityistoimenpiteitä (esim. vuoraus tai esijännitys).

#### *Halkeamaleveyden $w_{k1}$ määrittäminen*

Vesisäiliöissä suositeltavat halkeamaleveyden arvot  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  ja säiliöseinän paksuuden  $h$  suhteena.

$$w_{k1} = 0,2 \text{ mm, kun } \frac{h_D}{h} \leq 5$$

$$w_{k1} = 0,05 \text{ mm, kun } \frac{h_D}{h} \geq 35$$

Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti arvojen 0,2 mm ja 0,05 mm väliltä. Halkeamaleveyden rajoittaminen näihin arvoihin johtaa siihen, että halkeamat tiivistyvät itsestään suhteellisen lyhyen ajan kuluessa.

#### *Esimerkkejä tiiviysluokkiin kuuluvista rakenteista*

Taulukon 9 esimerkkirakenteiden mukaista luokittelua voi käyttää apukeinona tarkasteltavan rakenteen tiiveysluokituksen määrittelyssä. Luvun 4 esimerkkilaskelmat on tehty tiiveysluokan 1 perusteella, koska tarkasteltu allas vastaa uima-altaan tyylistä rakennetta.

Taulukko 9. Esimerkkejä tiiviysluokkiin kuuluvista rakenteista [21, s.28 (NA).]

Tiiviysluokka	Esimerkkejä tiiviysluokkaan kuuluvista rakenteista
0	Kuiva-aine siilot, jotka eivät sisällä kosteudelle herkkiä aineita.
1	Pienet vesitornit, uima-altaat
2	Vesitornit, joissa ei sallita esteettisesti häiritseviä vuotoja.
3	Suuret vesitornit, haitallisia aineita sisältävät altaat ja säiliöt

### 3.2 Rakentamismääräyskokoelman mukainen laskenta

#### 3.2.1 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeaman ominaisleveys rakenteen pinnassa lasketaan kaavasta

$$w_k = \varepsilon_s \cdot \left( 3,5 \cdot c + k_w \cdot \frac{\varnothing}{\rho_r} \right) \quad (22)$$

missä

$c$  on pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvo taivutussuunnassa

$\varnothing$  on keskimääräinen tangon halkaisija

$k_w = 0,085$  (A500HW, A700HW, B500K, B600KX ja B700K)

$k_w = 0,17$  (sileäpintainen tanko)

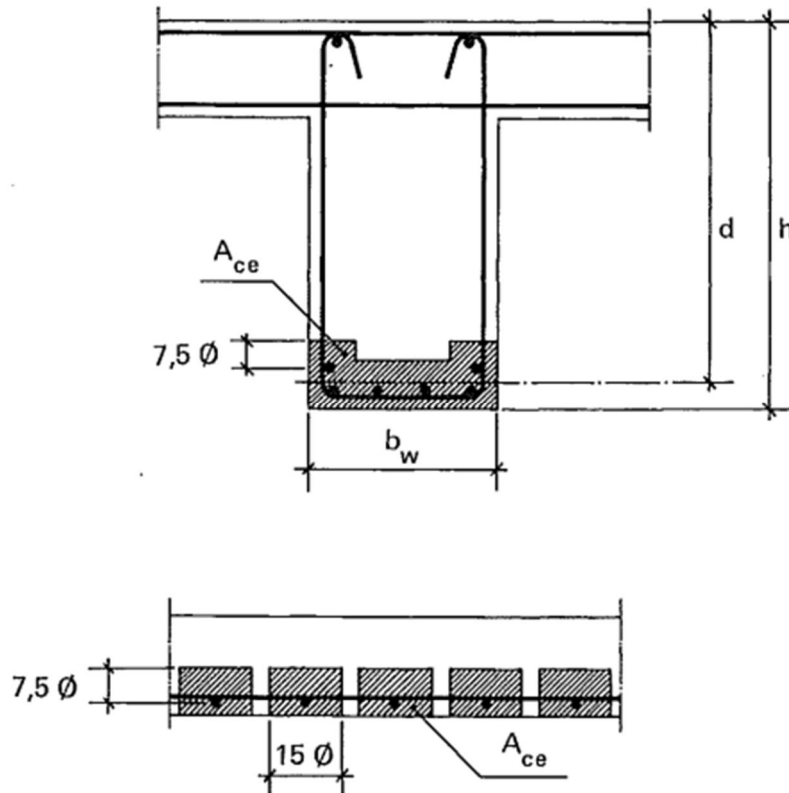
$\rho_r$  pinta-alaan  $A_{cc}$  lasketaan se poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan  $7,5 \varnothing$  päässä yksittäisen tangon keskipisteestä

$\varepsilon_s$  on raudoituksen venymä käyttötilassa. Halkeilleilla betonirakenteilla raudoituksen venymänä voidaan käyttää raudoituksen keskimääräistä venymää

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{25 \cdot k_w} \cdot \left[ \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (23)$$

$\sigma_s = \frac{M_d}{z \cdot A_s}$  on teräksen jännitys halkeaman kohdalla

$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z \cdot A_s}$  on teräksen jännitys halkeaman avautumishetkellä haljenneissa tilassa.



Kuva 23. Poikkileikkauksen raudoituksen vaikutusalueen pinta-ala  $A_{ce}$  [42, s70.]

### 3.2.2 Halkeamaleveyden raja-arvot

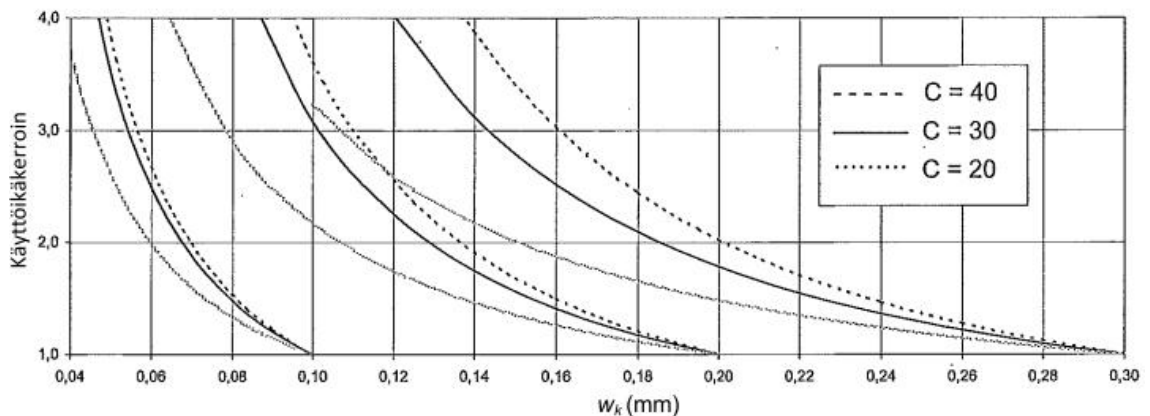
Rakentamismääräyskokoelmassa esitetyt halkeamaleveyksien raja-arvot koskevat rakenteita, joiden suunnittelukäyttökä on 50 vuotta. Suunnittelukäyttöiän noustessa yli 50 vuoteen halkeaman leveyden laskentaohjeita on esitetty By 50 -kirjassa. [41, s.31.]



Taulukko 10. Vaatimukset rakenteen tiiveyden ja halkeilun suhteen eri rasitusluokissa kun rakenteen suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta. a-kohta tarkoittaa vaatimusta pitkäaikaiskuormilla ja b-kohta lyhytaikaiskuormilla. [41, s.31.]

Rasitusluokka	Betoniraudoitus
X0, XC1	-
XC2, XC3, XC4, XS1, XD1 XF1, XF2, XF3 XA1, XA2	a) $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$ b) $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$
XS2, XS3, XD2, XD3 XF4 XA3	a) $w_k \leq 0,1 \text{ mm}$ b) $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$

Rakenteen käyttöiän ollessa yli 50 vuotta sallittuja halkeamaleveyksiä pienennetään kuvan 24 mukaisesti.



Kuva 24. Halkeamaleveyden vaikutus käyttöikäen.  $c$  tarkoittaa betonipeitteen vähimmäisarvoa [42, s.68.]

Betonipeitteen vähimmäisarvon ollessa suurempi kuin rasitusluokan ja käyttöiän vaatima voidaan vaadittu halkeamaleveys kertoa luvulla [42, s.69]:

$$\frac{c_{tod}}{c_{min}} \leq 1,5 \quad (24)$$

missä

$c_{tod}$  on halkeilutarkasteluissa käytetty betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min}$  on rasitusluokan ja käyttöiän vaatima betonipeitteen vähimmäisarvo

### 3.3 Kaavojen ja raja-arvojen vertailu

Eurokoodin halkeamaleveystarkastelut ovat säilyvyysmitoituksen kannalta ongelmallisia verratessa rakentamismääräyskokoelmaan. Rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyksien raja-arvot ovat tiukemmat kuin eurokoodin vastaavat rajat. Myös eurokoodin mukaisella laskennalla selvitetty halkeamalevydet poikkeavat rakentamismääräyskokoelman tuloksista. Halkeamien leveydet ovat eurokoodin perusteella pienempiä ja ero rakentamismääräyskokoelmaan kasvaa rakenteen korkeuden pienentyessä. [43, s.525.]

Rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveys  $w_k$  määrittää rakenteen pinnassa, mutta eurokoodin halkeamaleveyden  $w_k$  määrittelypaikka on epäselvä. Matti V. Leskelä on skaalannut esimerkkilaskuissaan [4, s.362] eurokoodin halkeamaleveydet vastaamaan rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyksiä, jotta tulokset olisivat vertailukelpoisia.

#### 3.3.1 Halkeamaleveyden määrittävien kaavojen vertailu

Halkeamaleveyden periaatteellinen laskenta on esitetty kaavassa 11. Halkeamaleveyden laskenta perustuu venymän ja halkeamavälin tuloon. Seuraavassa on esitetty molempien tekijöiden vertailut.

##### *Venymä*

Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyskaavojen venymä-tekijä on kaavan 25 mukainen [12, s.92].

$$\varepsilon = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_c \cdot \frac{\sigma_{sr}}{E_s} = \varepsilon_s - k_c \cdot \varepsilon_{sr} \quad (25)$$

missä

$\varepsilon_{sr}$  on vetorausoituksen venymä ensimmäisen halkeaman avautuessa

$\sigma_{sr}$  on vetorausoituksen jännitys ensimmäisen halkeaman avautuessa

$k_c$  on kerroin.

Eurokoodissa venymä on esitetty seuraavalla tavalla:

$$\varepsilon = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_c \cdot \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s - k_c \cdot \frac{f_{ctm} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \quad (26)$$

missä

$\sigma_s$  on raudoituksen jännitys halkeamassa

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} \approx \frac{\frac{f_{ctm} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s}$$

$k_c$  on kerroin  $k_{ti}$ , joka riippuu kuorman vaikutusajasta

Vetoraudoituksen venymän  $\varepsilon_{sr}$  yksinkertaistus pätee rakenteen ollessa täysin vedetty. Yksinkertaistus on tehty helpottamaan laskentaa ja se ei aiheuta merkittäviä tarkkuusvirheitä. [44, s.20.]

Rakentamismääräyskokoelman venymä-tekijä:

$$\varepsilon = \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_c \cdot \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{1}{25 \cdot k_w} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right] \quad (27)$$

missä

$$k_c = \frac{1}{25 \cdot k_w} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z \cdot A_s}$$

Teräsännityksen  $\sigma_s$  ja teräksen kimmokertoimen  $E_s$  arvoina käytetään samoja arvoja suunnitteluohjeesta riippumatta, joten  $k_c$ -kertoimen ja teräksessä halkeaman avautumishetkellä vaikuttavan jännityksen  $\sigma_{sr}$  erilaisten määritelmien vuoksi venymä suunnitteluohjeesta riippuen erilaisia arvoja.

### Halkeamaväli

Halkeamavälin  $s_r$  määrittävä kaava on sekä eurokoodissa että rakentamismääräyskoelmassa samantyylinen.

$$s_r = k_a \cdot c + k_b \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}} \quad (28)$$

missä eurokoodin tapauksessa

$k_a$  on kerroin  $k_3 = 3,4$

$k_b$  on kertoimien  $k_1$ ,  $k_2$  ja  $k_4$  tulo. Hyvän tartunnan vallitessa taivutetussa rakenteessa arvoksi tulee 0,17.

$c$  on vetoraudoituksen betonipeite. Käytetään betonipeitteen nimellisarvoa  $c_{nom}$ .

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ . Katso eurokoodin määritelmä  $A_{c,eff}$  sivulta 43.

rakentamismääräyskokoelmaa käytettäessä

$k_a$  3,5 (vakio)

$k_b$  on raudoitustangon tyypistä riippuva vakio  $k_w$ . A500HW teräkselle 0,85.

$c$  on pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvo  $c_{min}$ .

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{ce}}$ . Katso rakentamismääräyskokoelman määritelmä  $A_{ce}$  kuvasta 23.

Halkeamavälin eroavaisuudet eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman välillä johtuvat betonipeitteen paksuuden,  $k_a$ - ja  $k_b$ -kertoimien ja tehollisen vetoalueen pinta-alan määrittelyiden erilaisuuksista.

Taulukossa 11 on kootusti esiteltynä venymän ja halkeamavälin eroavaisuudet standardien välillä.

Taulukko 11. Yhteenveto eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman venymä- ja halkeamavälikaavojen eroista

		Eurokoodi	RakMK
Venymä	$\varepsilon = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_c \cdot \frac{\sigma_{sr}}{E_s}$	$\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}$	$\frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{k_w} \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$
	$k_c$	$k_t = 0,6 \text{ tai } 0,4$	$\frac{1}{25 \cdot k_w} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$
	$\sigma_{sr}$	$\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})$	$\frac{M_r}{z \cdot A_s}$
Halkeamaväli	$s_r = k_a \cdot c + k_b \cdot \frac{\varnothing \cdot A_{eff}}{A_s}$	$k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}}$	$3,5 \cdot c + k_w \cdot \frac{\varnothing}{\rho_r}$
	$k_a$	$k_3 = 3,4$	3,5
	$k_b$	$k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 = 0,17$	$k_w = 0,085$
	$A_{eff}$	$b \cdot h_{eff}$ , määrittely erilainen, ks s. 43 ja 49.	

Taulukko 12 kertoo eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyskaavojen sisältämät tekijät. Suoraan kaavoissa huomioitut tekijät on ilmoitettu taulukossa x-merkillä ja jonkin toisen termin kautta epäsuorasti huomioitut tekijät o-merkillä. [12, s.78.]

Taulukko 12. Halkeamaleveyskaavoissa huomioon otetut tekijät [12, s.78.]

	$h$	$x$	$c$	$\varphi$	$A_s$	$\sigma_s$	$E_s$	$\alpha_e$	$f_{ct}$	$A_{c,eff}$
EC			x	x	x	x	x	x	x	x
RakMK	o	o	x	x	x	x	x		o	x

### 3.3.2 Halkeamaleveysien raja-arvojen vertailu

Rakenteen suunnitellulla käyttöiällä ei ole eurokoodin mukaan merkitystä sallittuihin halkeamaleveyksiin, mikä on huomattava ero verrattuna rakentamismääräyskokoelmaan. Halkeamaleveysien raja-arvot  $w_{max}$  ovat eurokoodissa kansallisesti määriteltäviä arvoja, joiden suositusarvoihin Suomessa ei ole puututtu kloridirasitusta lukuun ottamatta. Tulevassa kansallisen liitteen päivityksessä ei tulla esittämään muutoksia halkeamaleveysien raja-arvoihin käyttöiän suhteen [45].

Betonisillat eurokoodin SFS-EN 1992-2 kansallisessa liitteessä on tiukennettu halkeamaleveyden raja-arvoja [46, s.5]. Liikenneviraston julkaisema betonisillat eurokoodin soveltamisohje esittää tiukennettujen halkeamaleveysrajojen  $w_{max}$  suositusarvojen käyttämistä 100 vuoden käyttöiälle [47, s.67]. Käytäntö poikkeaa muista betonirakenteiden eurokoodeista, mutta on lähempänä rakentamismääräyskokoelman mukaista mitoitusta.

Taulukko 13. Yhteenveto halkeamaleveyksien raja-arvoista pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

Rasitusluokka	Eurokoodi	RakMK
X0, XC1	0,4	-
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2
XD2, XD3 XS2, XS3	0,2	0,1

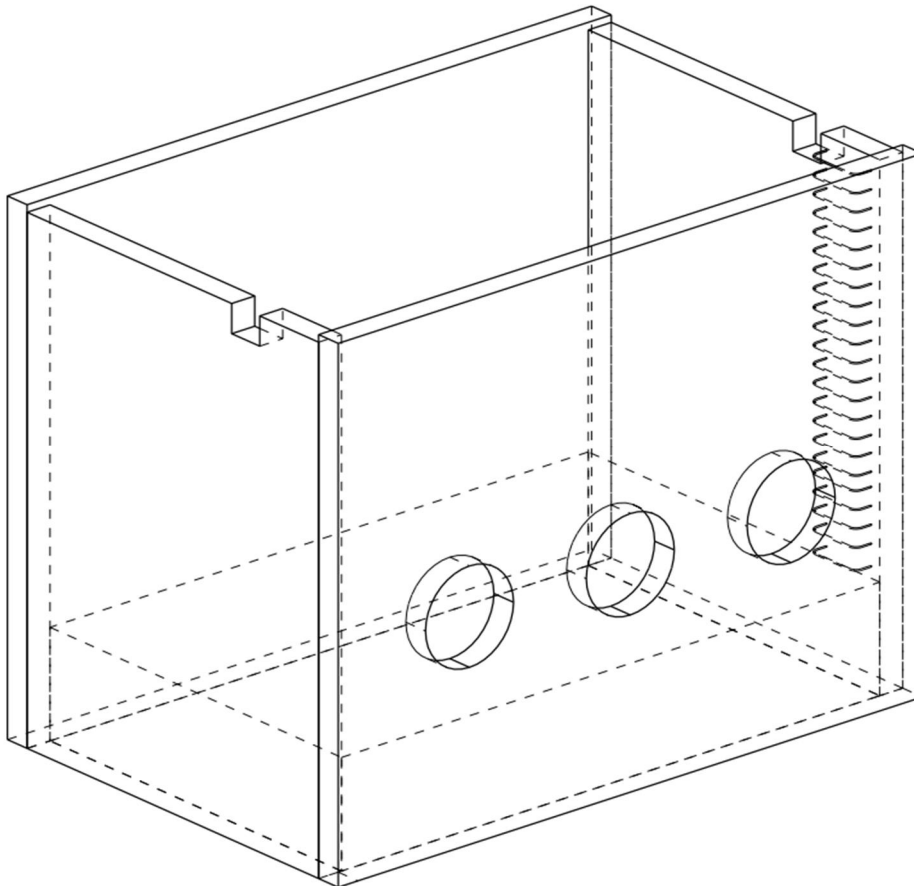
Raja-arvot eivät ole täysin vertailukelpoisia halkeamaleveyden laskentamallien eroavaisuuksista johtuen.

#### 4 Laskelmat

Vertailulaskelmissa tarkastetaan erään todellisen rakenteen halkeamaleveydet. Esimerkkirakenteena toimii maanpäällä oleva allas, jonka kuormana on altaassa olevan nesteen hydrostaattinen paine ja lämpötilan muutoksista aiheutuva lämpökuorma. Vesitiiviin rakenteen suurimman halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään SFS-EN 1992-3 mukaisesti hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  ja seinän paksuuden  $h$  suhteena, katso halkeamaleveyden määrittelmä sivulta 47. Laskelmissa käytetty halkeamaleveyden  $w_{k1}$  arvo:

$$w_{k1} = 0,15 \text{ mm}$$

Käyttämällä kyseistä arvoa päädytään varmallalla puolella olevaan oletukseen tiiveyden osalta, koska rakenteessa ei esiinny täysin vedettyjä poikkileikkauksia, jotka aiheuttaisivat läpi meneviä halkeamia.



Kuva 25. Vesitiivis allas (pidempi sisämitta 8200 mm, lyhyempi sisämitta 5200 mm, korkeus 5600 mm ja seinämän paksuus 350 mm)

Tässä luvussa tarkastellaan rasitetuimman seinän halkeamaleveydet sekä taivutettuna ja vedettynä seinärakenteena että pelkästään taivutettuna seinärakenteena. Tarkat laskelmat on esitetty liitteessä 2.

Halkeamien leveydet teräsbetonirakenteille lasketaan eurokoodin mukaan käyttörajatilassa pitkäaikaisella kuormitusyhdistelyllä. Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman mukaisissa laskelmissa käytetään seuraavaa yhdistelyä:

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_1 + 1,0 \cdot \psi_{2,2} \cdot Q_2 \quad (29)$$

missä

$G$  on pysyvä kuorma

$Q_1$  on muuttuva kuorma, nesteen aiheuttama hydrostaattinen paine

$\psi_{2,1}$  on yhdistelykerroin kuormalle  $Q_1$ , käytetään arvoa 0,9

$Q_2$  on muuttuva kuorma, lämpökuorma

$\psi_{2,2}$  on yhdistelykerroin kuormalle  $Q_2$ , käytetään arvoa 0,1

Rakenteen poikkeuksellisten käyttöolosuhteiden vuoksi eurokoodin suositelluista yhdistelykertoimen arvoista poiketaan hieman. Tasainen lämpötilan muutos aiheutuu ympäristön lämpötilavaihtelusta, joka aiheuttaa lämpöliikettä rakenteeseen. Rakenteen käyttölämpötila on alhaisimmillaan 0 °C ja korkeimmillaan 60 °C. Rakenteen sisä- ja ulkopinnan välisen lämpögradientin merkitys oletetaan erittäin vähäiseksi, koska altaassa oleva neste mukautuu lämpötilan vaihteluihin.

#### 4.1 Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyslaskelmat

Laskelmat tehdään eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyskaavoja käyttäen. Halkeamaleveydet tarkistetaan neljällä erilaisella raudoituksella.



### *Tapaus 1, taivutettu ja vedetty rakenne*

Halkeamaleveyslaskelmat suoritetaan käyttäen eurokoodin ja rakentamismääräyskoelman mukaisia määritelmiä. Eroavaisuuksia normien välillä on materiaalivakioissa, virumaluvussa, betonipeitteessä ja kutistumassa halkeamaleveyskaavojen lisäksi.

### *Tapaus 2, taivutettu rakenne*

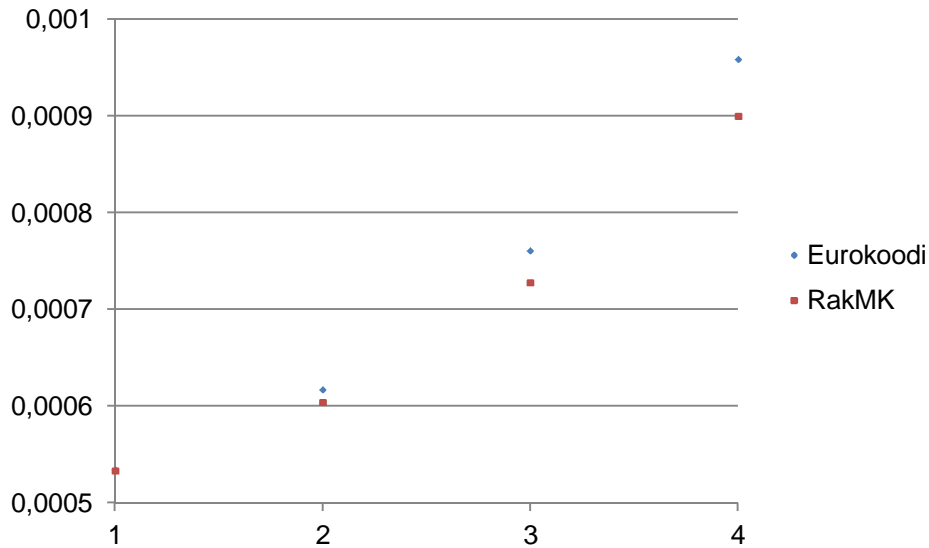
Rakennetta käsitellään ainoastaan taivutettuna. Halkeamaleveyslaskelmat suoritetaan käyttäen eurokoodin ja rakentamismääräyskoelman mukaisia määritelmiä.

Taulukossa 14 on koottuna tulokset laskelmista, jotka ovat suoritettu suurimman taivutumomentin kohdalla altaan sisänurkan alueella. Tuloksista huomataan, että eurokoodin halkeamaleveydet ovat kapeampia kuin rakentamismääräyskoelman mukaiset laskennalliset halkeamaleveydet. Molemmat laskentamallit pyrkivät kuvaamaan saman kuormitustilanteen halkeamaleveyksiä, joten eroavaisuudet nostavat esille kysymyksiä menetelmien luotettavuudesta.

Taulukko 14. Halkeamaleveydet [mm.] eri tapauksissa

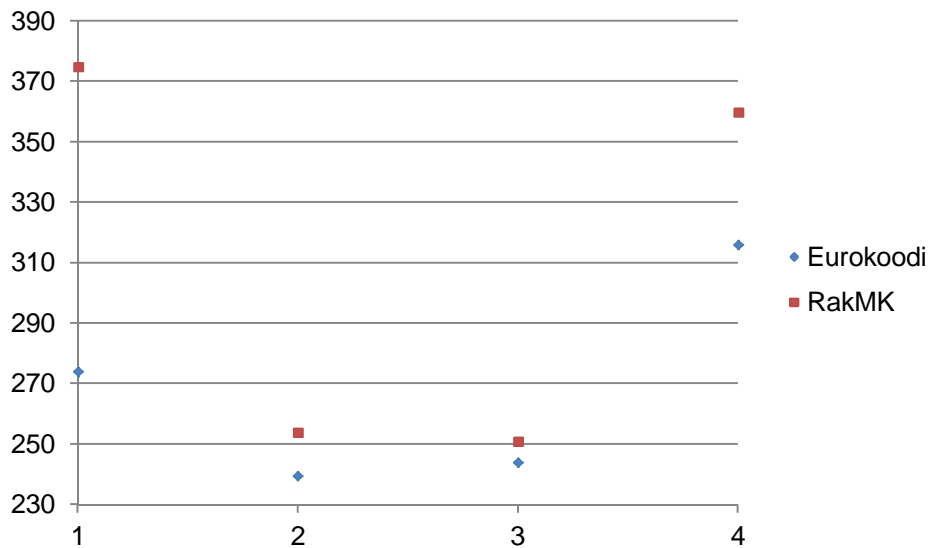
Tapaus	Raudoitus	Raudoitus- määrä [mm/m.]	Halkeamaleveys [mm.]	
			RakMK	Eurokoodi
1	T32 K275	2925	0,200	0,146
	T20 K125	2513	0,153	0,148
	T16 K100	2011	0,183	0,186
	T20 K200	1571	0,324	0,303
2	T32 K275	2925	0,166	0,130
	T20 K125	2513	0,127	0,122
	T16 K100	2011	0,150	0,149
	T20 K200	1571	0,264	0,247

Halkeamaleveyden arvoissa on merkittävää hajontaa. Kuva 26 venymä-tekijästä ja kuva 27 halkeamaväli-tekijästä auttaa tarkempaa analysointia. Kuvissa raudoitus T32 K275 on esitetty numerolla 1, raudoitus T20 K125 on esitetty numerolla 2, raudoitus T16 K100 on esitetty numerolla 3 ja raudoitus T20 K200 on numero 4.



Kuva 26. Venymä-tekijä tapauksessa 1

Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman venymä-tekijöiden välinen erotus kasvaa raudoitusmäärän lisääntyessä. Eurokoodin venymien arvot ovat hieman isompia, mutta ei selitä täysin halkeamaleveyksien eroja.



Kuva 27. Halkeamaväli-tekijä tapauksessa 1

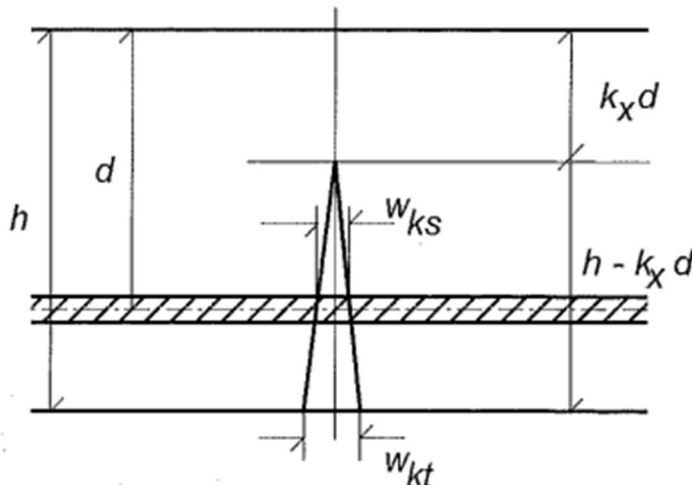
Halkeamavälejä vertailemalla löytyy selviä eroja, jotka selittävät halkeamaleveyksien eroavaisuuksia. Paksua 32 mm:n raudoitustankoa käytettäessä halkeamavälien erotus on noin 100 mm, mikä nostaa selvästi halkeamaleveyden arvoa. Myös T20 K200 rau-

doituksella on selvä ero normien välillä. Tuloksista voidaan päätellä, että jakovälin kasvaessa halkeamavälit kasvavat, erityisesti rakentamismääräyskokoelman mukaan lasiessa. Laskelmien perusteella näyttää, että eurokoodin halkeamavälin lauseke huomioi raudoitustankojen poikkipinta-alan vaikutuksen erilailla. Tarkempia analyyseja varten laskelmia tulisi tehdä enemmän, mutta kuten luvusta 2.4 ilmenee, eri tekijöiden huomiointi on vaikeata.

Suomessa totuttiin käyttämään rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveystarkasteluja useita vuosia ennen eurokoodiin siirtymistä. Tällaisessa tilanteessa kyseenalaiseksi tetaan helposti uuden menetelmän oikeellisuus. Eurokoodin halkeamaleveyden kaavan teoria perustuu CEB:n mallinormiin Model Code 1990. Kyseisen normin perusteella voidaan olettaa, että halkeamaleveyden arvo esitetään raudoituksen pinnassa tai painopisteessä, mikä selittäisi eron tulosten välillä. [4, s.362.]

Kuvan 28 mukaisella lineaarisella skaalauksella parannetaan eurokoodin halkeamaleveyden  $w_{ks}$  vastaavuutta rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyteen. Betoni-pinnan halkeamaleveys  $w_{kt}$  saadaan kaavan 30 mukaisesti. [4, s.362.]

$$w_{kt} = \frac{h-x}{d} \cdot \frac{d}{1-x} \cdot w_{ks} \quad (30)$$



Kuva 28. Halkeamaleveys  $w_{ks}$  raudoituksen pinnassa ja  $w_{kt}$  betonipinnassa [4, s.362.]

#### 4.2 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella

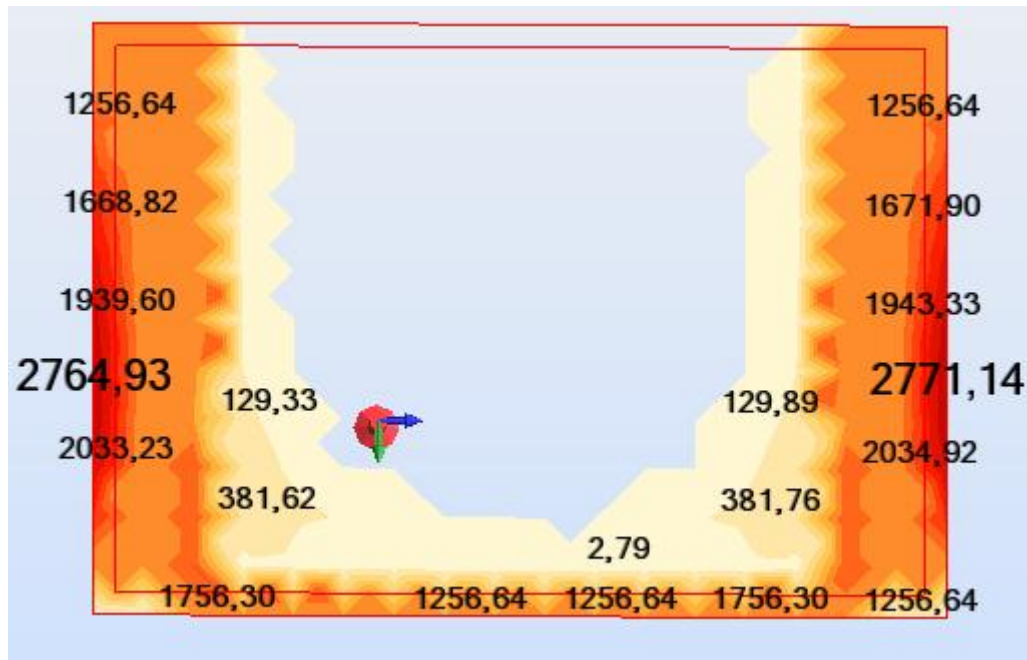
Eurokoodissa on esitetty halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa taulukoiden avulla. Taulukot ovat luotu tiettyjen oletusten pohjalta, joten niitä ei voi soveltaa suoraan kaikkiin rakenteisiin. Tankojen enimmäishalkaisijan muuntokaava muille tapauksille ei ole erityisen nopeakäyttöinen, joten sen hyödyllisyys on kyseenalainen. Taulukkomitoituksella saa nopeasti suuntaa antavia arvoja tankokoolle tai tankojaolle.

Taulukoiden halkeamaleveyden pienimmät arvot ovat liian suuria sovellettavaksi esimerkkirakenteeseen. Laskelmien perusteella suurimman tankokoon raja-arvot ovat varmallalla puolella, koska taulukon perusteella esimerkkirakenteen raudoitustangon enimmäispaksuus on 16 millimetriä. Tankojaon enimmäisarvolle ei ole korjauskaavaa muille lähtöarvoille.

#### 4.3 Raudoitusmäärä Robot Structural Analysis-ohjelmalla

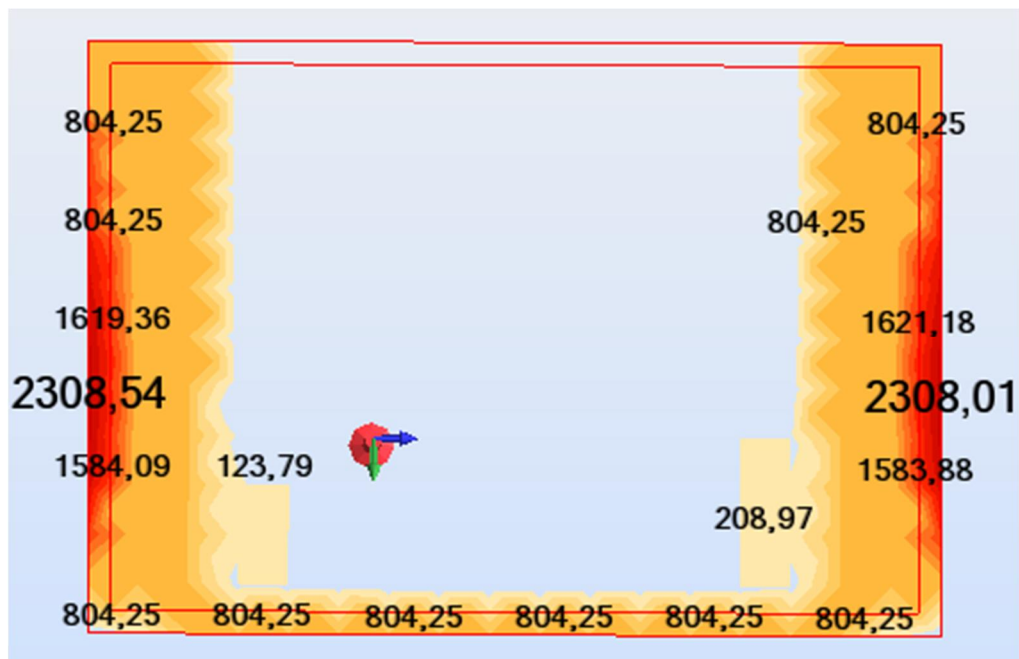
Raudoitusmäärän laskeminen Robot Structural Analysis -ohjelmalla on yksinkertainen operaatio. Rakenteelle määritetään käytettävien raudoitustankojen halkaisija, betoni-peite ja halkeamaleveyden raja-arvo. Valmiiksi syötettyjen arvojen perusteella Robot iteroi tarvittavan raudoitusmäärän, jolla sallittu halkeamaleveys ei ylity. Raudoituslaskelmat voidaan tehdä joko puhtaasti taivutetulle rakenteelle tai vedetylle ja taivutetulle, kuten aiemmissakin laskelmissa.

Halkeamien raja-arvoksi on asetettu 0,15 mm. Kuvassa 29 on vedetyn ja taivutetun rakenteen vaatima raudoitus seinän sisäpinnassa tankopaksuuden ollessa 20 mm. Kuvassa 30 esitetään taivutetun seinän raudoitus sisäpinnassa 16 mm tankoja käyttäen.



Kuva 29. Raudoitusmäärä vedetylle ja taivutetulle seinälle Robot Structural Analysis -ohjelmalla

Suurin vaadittu raudoitusmäärä Robotilla laskettuna on noin  $2771 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ , mikä vastaa erinomaisesti eurokoodin halkeamaleveystarkastelujen raudoitusmäärää  $2513 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ , joka saavutettiin T20 K125 raudoituksella.



Kuva 30. Raudoitusmäärä taivutetulle seinälle Robot Structural Analysis -ohjelmalla

Taivutetulle seinälle raudoitusmäärävaatimukseksi Robotilla muodostuu  $2308 \frac{mm^2}{m}$ , joka on melko lähellä eurokoodilaskelmista saatua arvoa  $2011 \frac{mm^2}{m}$  T16 K100 raudoituksella.

Robot Structural Analysis -ohjelman laskemat raudoitusmäärät vastaavat työssä esitetyjä laskelmia hyvin ja ovat mitoituksellisesti varmallalla puolella.

## 5 Yhteenveto

Halkeilu on betonirakenteiden ominaisuus, jonka voi estää ainoastaan käyttämällä jännitetyjä rakenteita. Halkeilun rajoittaminen tehdään käyttörajatilamitoituksella, jolla pyritään varmistamaan muidenkin käyttökelpoisuusvaatimuksien toteutuminen. Halkeamat ovat harvoin uhkana rakenteelliselle turvallisuudelle, koska murtorajatilamitoituksella määritellään rakenteelle riittävä varmuus murtumista vastaan. Suunnittelulla pyritään rajaamaan halkeamien leveyttä, jotta rakenteen ulkonäkö, säilyvyys ja tiiveys pysyvät halutulla tasolla.

Halkeamaleveyttä määrittelevät kaavat ovat yksinkertaistuksia erittäin monimutkaisesta halkeilun mekanismista. Eri suunnittelustandardeissa halkeamaleveyttä määrittelevien kaavojen sisältö ja muuttujat vaihtelevat, koska halkeamaleveyteen vaikuttavista tekijöistä ei ole päästy yksimielisyyteen. Eurokoodin ja rakentamismääräyskokoelman halkeamaleveyden laskentamallit ovat samankaltaisia, sillä molempien halkeamaleveydet perustuvat halkeamavälin ja venymän tuloon. Halkeamavälin ja venymän määrittelyissä on hieman eroja, mikä johtaa tulosten erilaisuuteen. Rakentamismääräyskokoelmassa kerrotaan laskennallisen halkeamaleveyden sijaitsevan rakenteen pinnassa, mutta eurokoodissa määrittelypaikan esittely puuttuu.

Opinnäytetyössä esitettyjen laskelmien ja kirjallisuuslähteiden perusteella eurokoodin halkeamaleveydestarkastelut antavat pienempiä halkeamaleveyden arvoja kuin rakentamismääräyskokoelman mukaiset tarkastelut. Ristiriidan säilyvyysmitoituksen kannalta aiheuttaa eurokoodin halkeamaleveyksien väljemmät raja-arvot verrattuna rakentamismääräyskokoelman rajoihin. Tiiviyttä vaativien rakenteiden raja-arvojen vertailu ei ole aivan yksiselitteistä johtuen eurokoodin SFS-EN 1992-3 raja-arvon määrittelystä, joka hoikkien rakenteiden kohdalla velvoittaa noudattamaan halkeamaleveyksiä, jotka ovat rakentamismääräyskokoelmaa tiukempia. Rakentamismääräyskokoelman mukaan halkeamaleveyden vaatimuksia tiukennetaan rakenteen suunnitellun käyttöiän noustessa yli 50 vuoteen. Eurokoodissa ei ole samanlaista vaatimusta, mikä perustuu tutkimustietoon, että alle 0,4 millimetriä leveiden halkeamien kohdalla korroosiokäyttäytyminen on samalla tasolla täysin halkeilemattoman betonin kanssa. Tulevassa kansallisen liitteen päivityksessä ei nähdä tarpeelliseksi tiukentaa vaatimuksia käyttöiän noustessa [45].

Suurin osa rakenteista suunnitellaan lineaarista rakenneanalyysiä käyttäen eli kimmo-teorian mukaisten voimasuurejakaumien perusteella. Betonirakenteiden halkeilun vuoksi kuormituskäyttäytyminen ei kuitenkaan ole lineaarisen teorian mukaista. Halkeamat johtavat taivutusjäykkyyden alenemiseen, mistä seuraa taivutusmomenttien uudelleen jakautuminen staattisesti määräämättömissä rakenteissa. Jäykkyyden muutoksien ja taivutusmomenttien uudelleen jakautumisen määrittelemine käsinlaskennalla on erittäin hankalaa. Useat FEM-laskentaohjelmatkaan eivät kykene epälineaariseen laskentaan.

Teräsbetonirakenteiden halkeiluun liittyvissä jatkotutkimuksissa kannattaisi selvittää epälineaariseen laskentaan soveltuvien ohjelmien käyttömahdollisuuksia. Erityisesti laskentaohjelmien rakenneanalyysien luotettavuuden todentaminen on tärkeitä, mikäli halkeilun vaikutus tulee huomioida suunnittelussa.



## Lähteet

- 1 Eurokoodit EN-standardit 2014 – esite, Suomen Standardoimisliitto SFS ry, [www.sfs.fi](http://www.sfs.fi)
- 2 Ydinlaitoksen rakennukset ja rakenteet YVL E.6, Säteilyturvakeskus, 2013
- 3 Sweco Rakennetekniikka – esite
- 4 Leskelä M. V., By210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Suomen Betoniyhdistys r.y, 2008
- 5 Saarinen E., Soini R., Tiira S. ja Ulvinen S., By202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2. painos 1991
- 6 By201 Betonitekniikan oppikirja 2004, Suomen Betoniyhdistys r.y., 5. painos 2009
- 7 Simola L-K, Suomalaista sementtiä sata vuotta, Betoni-lehti 1/2014, Betoniteollisuus ry, 2014
- 8 Nordic Thermal Mass – Effect on Energy an Indoor Climate Report 184, Tampere University of Technology, 2006
- 9 Pitkänen P., Betonirakenteiden halkeilu, Betonirakenteiden AA-suunnittelijapätevyyskoulutus, RIL, 2004
- 10 Nykyri P., By211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2013
- 11 Model Code 2010 – First complete draft - Volume 2, The International Federation for Structural Concrete, 2010
- 12 Siniluoto S., Betonirakenteiden käyttörajatilatarkasteluiden vertailua eurokoodien käyttöönottoa valmisteltaessa, Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, 2007
- 13 Gebhard P., Direkte Berechnung von Rißbreite und Mindestbewehrung für Zwang nach DIN 1045-1, Beton- und Stahlbetonbau 98, 2003
- 14 Leskelä M., By137 Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi VI 1989, Suomen Betoniyhdistys r.y., 1989
- 15 Borosnyói A. ja Balázs G.L., Models for flexural cracking in concrete: the state of the art, Structural Concrete, 6 No. 2, 2005

- 16 Piyasena R., Crack spacing, crack width and tension stiffening effect in reinforced concrete beams and one-way slabs, Thesis, Griffith University, 2002
- 17 Design Manual on Cracking and Deformations, The International Federation for Structural Concrete, 1985
- 18 Tuutti K., Corrosion of steel in concrete, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982
- 19 Structural Concrete Textbook on behavior, design and performance – Second edition Volume 2, fib Bulletin No. 52, The International Federation for Structural Concrete, 2010
- 20 Ferreira R. M., Gulikers J. ja Andrade C., V International PhD Student Workshop on Durability of Reinforced Concrete, VTT Technical Research Centre of Finland, 2012
- 21 SFS-EN 1992-3, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot + kansallinen liite, Suomen standardoimisliitto SFS ry
- 22 Makhlof, H. M. ja Malhas, F. A., The effect of thick concrete cover on the maximum flexural crack width under service load, ACI Structural Journal 93, Vol. 93, No. 3, 1996
- 23 Caldebetey A. P., Peiretti H. C., Iribarren J. P. ja Soto A. G., Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/\rho_{s,ef}$  and stirrup spacing – an experimental and theoretical study, Structural Concrete 14, No. 1, 2013
- 24 Borosnyói A. ja Snóbli I., Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members, Epitoanyag , No. 3, 2010
- 25 Beeby A. W., The influence of the parameter  $\phi/\rho_{eff}$  on crack widths, Structural Concrete, 5 No. 2, 2004
- 26 Ålander C., Crack control and service life – R&D needs, Ruukki Metals
- 27 Saarinen E., Betonirakenteiden suunnittelu: Mitoitus käyttötilassa, Rakentajain kalenteri 2010, Rakennustieto Oy, 1999
- 28 Huovinen S., By130 Betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssi 1985, Suomen Betoniyhdistys r.y., 1985
- 29 Saarinen E., Kinnunen J. ja Tiira S., By202 Betonirakenteiden suunnittelun opikirja osa 3, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2. painos 1992

- 30 SFS-EN 1992-1-1 + AC, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt + kansallinen liite, Suomen standardoimisliitto SFS ry
- 31 Huovinen S., Teräsbetonipalkin toiminta lämpögradientin ja mekaanisen kuormituksen alaisena, Rakenteiden Mekaniikka, Vol. 18, No 1, Rakenteiden mekaniikan seura r.y., 1985
- 32 Kani G. N. J., The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Journal of The American Concrete Institute, 1964
- 33 Matsinen M., Betonilattioiden korjaamisesta, Betoni-lehti 2/2012, Betoniteollisuus ry, 2012
- 34 Pitkänen P., Pakkovoimat, Betonirakenteiden AA-suunnittelijapätevyysskoulutus, RIL, 2004
- 35 Komonen J., Betonirakenteiden kutistuminen ja halkeamien ehkäisy, Rakentajain kalenteri 2010, Rakennustieto Oy, 1999
- 36 BLY 7 / By 45 Betonilattiat 1997, Suomen Betoniyhdistys r.y., 1997
- 37 RIL 149-1995, Betonityöohjeet, Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL r.y., 1995
- 38 Penttala V., Eronen J., Ipatti A., Pitkänen P., Siniranta J. ja Söderlund K., Betonirakenteiden halkeilu – Tekninen nurkka, Betoni-lehti 4/1997, Betoniteollisuus ry, 1997
- 39 Beeby A. W., Crack Control Provisions in the New Eurocode for the Design of Concrete Structures SP 204-3, American Concrete Institute, 2001
- 40 By 60 Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2, Suomen Betoniyhdistys r.y., 4. painos 2009
- 41 Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, Betonirakenteet – ohjeet 2005, Ympäristöministeriö
- 42 By50 Betoninormit 2012, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2012
- 43 Leskelä M. V., EN 1992-1-1: Uusi eurocode 2 standardi betonirakenteiden suunnittelua varten, Rakentajain kalenteri 2007, Rakennustieto Oy, 2006
- 44 Peiretti H. C., Caldentey A. P. ja Petschke T., PrEN Chapter 7 – Serviceability Limit States – Cracking. Supporting Document, Universidad Politécnica de Madrid, 2003

- 45 Tikanoja T., Rakennusteollisuus RT, Sähköposti 25.2.2015
- 46 SFS-EN 1992-2, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu + kansallinen liite, Suomen standardoimisliitto SFS ry
- 47 Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2, Liikennevirasto, verkkojulkaisu [www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi), 2014

## Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille

Täysin halkeilleen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyyksien suhde

Sisällysluettelo:

s. 2-6      100 x 200 palkki

s. 7-11     150 x 500 palkki

s. 12-16    200 x 800 palkki

s. 17-21    400 x 800 palkki

## Palkki 1

Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille

Betoni C25/30:

$$E_c := 31000 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 14.2 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Teräs A500HW

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliarvot RIL 202-2011 mukaan.

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.452$$

Tarkasteltavat palkit ovat  
puristusraudoittamattomia.

$$A_{s2} := 0 \text{ mm}^2 \quad d_2 := 0 \text{ mm}$$

Palkki I

$$b_1 := 100 \text{ mm} \quad h_1 := 200 \text{ mm} \quad d_1 := 170 \text{ mm}$$

Tasapainoraidoitettu  $\omega := 0.467$

$$A_{s1} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 259.158 \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus tasapainoraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{r,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 104.619 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left( A_{s1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (7.313 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspinnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 60.509 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (2.743 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.375$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.375$$

Palkin vähimmäispääraudoitus

$$A_{s,min1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_1 = 22.984 \text{ mm}^2$$

Mekaaninen raudoitussuhde minimiraudoitukselle

$$\omega := \frac{A_{s,min1}}{b_1 \cdot d_1} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.041$$

Halkeilematon poikkileikkaus minimiraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} + A_{s2})} = 100.436 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left( A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (6.728 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 5.783 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (4.005 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.06$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.06$$



Normaaliraidoitettu  $\omega := 0.250$

$$A_{st} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ytd}} = 138.736 \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus normaaliraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_c - 1) \cdot (A_{st} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_c - 1) \cdot (A_{st} + A_{s2})} = 102.551 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_c - 1) \cdot \left( A_{st} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (7.024 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_c \cdot A_{st} + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_c \cdot d_1 \cdot A_{st} + (\alpha_c - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_c \cdot A_{st} + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 46.936 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{st} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.7 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.242$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.242$$

Yliraudoitettu  $\omega := 0.650$

$$A_{sy} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 360.713 \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus yliraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_c - 1) \cdot (A_{sy} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_c - 1) \cdot (A_{sy} + A_{s2})} = 106.266 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_c - 1) \cdot (A_{sy} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (7.544 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_c \cdot A_{sy} + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_c \cdot d_1 \cdot A_{sy} + (\alpha_c - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_c \cdot A_{sy} + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 68.674 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{sy} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_c - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (3.469 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Jäyhyyshmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.46$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.46$$

Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille

Betoni C25/30:

$$E_c := 31000 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 14.2 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Teräs A500HW

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliarvot RIL 202-2011 mukaan.

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.452$$

Tarkasteltavat palkit ovat  
puristusraudoittamattomia.

$$A_{s2} := 0 \text{ mm}^2 \quad d_2 := 0 \text{ mm}$$

Palkki II

$$b_1 := 150 \text{ mm} \quad h_1 := 500 \text{ mm} \quad d_1 := 470 \text{ mm}$$

Tasapainoraidoitettu  $\omega := 0.467$

$$A_{s1} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (1.075 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus tasapainoraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{l,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 265.941 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left( A_{s1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (1.826 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 167.29 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (8.695 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.476$$

Jäykkyysien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.476$$

Palkin vähimmäispääraudoitus

$$A_{s,min1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_1 = 95.316 \text{ mm}^2$$

Mekaaninen raudoitussuhde minimiraudoitukselle

$$\omega := \frac{A_{s,min1}}{b_1 \cdot d_1} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.041$$

Halkeilemätön poikkileikkaus minimiraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} + A_{s2})} = 251.514 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.587 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 15.987 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.27 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Jäyhyyshmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.08$$

Jäykkyysien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.08$$

Normaaliraidoitettu  $\omega := 0.250$

$$A_{st} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 575.345 \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus normaaliraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} + A_{s2})} = 258.831 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.708 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 129.765 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (5.389 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.316$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.316$$

Yliraudoitettu  $\omega := 0.650$

$$A_{sy} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (1.496 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus yliraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} + A_{s2})} = 271.575 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.918 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 189.863 \text{ mm}$$

Jäyhyyshmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{sy} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhyyshmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.573$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.573$$

Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille

Betoni C25/30:

$$E_c := 31000 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 14.2 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Teräs A500HW

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliarvot RIL 202-2011 mukaan.

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.452$$

Tarkasteltavat palkit ovat  
puristusraudoittamattomia.

$$A_{s2} := 0 \text{ mm}^2 \quad d_2 := 0 \text{ mm}$$

Palkki III

$$b_1 := 200 \text{ mm} \quad h_1 := 800 \text{ mm} \quad d_1 := 770 \text{ mm}$$

Tasapainoraidoitettu  $\omega := 0.467$

$$A_{s1} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (2.348 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus tasapainoraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{l,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 427.405 \text{ mm}$$



Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left( A_{s1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (1.016 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 274.071 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (5.098 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.502$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.502$$

Palkin vähimmäispääraudoitus

$$A_{s,min1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_1 = 208.208 \text{ mm}^2$$

Mekaaninen raudoitussuhde minimiraudoitukselle

$$\omega := \frac{A_{s,min1}}{b_1 \cdot d_1} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.041$$

Halkeilematon poikkileikkaus minimirauoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} + A_{s2})} = 402.606 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (8.688 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspinnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 26.192 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (7.444 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.086$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.086$$

Normaaliraidoitettu  $\omega := 0.250$

$$A_{st} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus normaaliraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} + A_{s2})} = 415.193 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot \left( A_{st} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2 \right) = (9.433 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspinnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 212.594 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (3.16 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_J := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.335$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.335$$

Yliraudoitettu  $\omega := 0.650$

$$A_{sy} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (3.268 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus yliraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} + A_{s2})} = 437.068 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.073 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 311.052 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{sy} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (6.447 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.601$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.601$$

Taivutusjäykkyyden laskenta teräsbetonipalkeille

Betoni C25/30:

$$E_c := 31000 \text{ MPa} \quad f_{cd} := 14.2 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Teräs A500HW

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad f_{yd} := 435 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliarvot RIL 202-2011 mukaan.

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.452$$

Tarkasteltavat palkit ovat  
puristusraudoittamattomia.

$$A_{s2} := 0 \text{ mm}^2 \quad d_2 := 0 \text{ mm}$$

Palkki IV

$$b_1 := 400 \text{ mm} \quad h_1 := 800 \text{ mm} \quad d_1 := 770 \text{ mm}$$

Tasapainoraidoitettu  $\omega := 0.467$

$$A_{s1} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (4.695 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus tasapainoraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{L1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 427.405 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (2.031 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 274.071 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.02 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.502$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.502$$

Palkin vähimmäispääraudoitus

$$A_{s,min1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_1 \cdot d_1 = 416.416 \text{ mm}^2$$

Mekaaninen raudoitussuhde minimiraudoitukselle

$$\omega := \frac{A_{s,min1}}{b_1 \cdot d_1} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.041$$

Halkeilematon poikkileikkaus minimiraudoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} + A_{s2})} = 402.606 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.738 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspinnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s,min1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 26.192 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s,min1} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.489 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.086$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.086$$

Normaaliraidoitettu  $\omega := 0.250$

$$A_{st} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (2.514 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilemätön poikkileikkaus normaaliraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} + A_{s2})} = 415.193 \text{ mm}$$

Jäyhysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{st} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (1.887 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspuunnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{st} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 212.594 \text{ mm}$$

Jäyhysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (6.32 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Jäyhysmomenttien suhde

$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.335$$

Jäykkyyksien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.335$$



Yliraidoitettu  $\omega := 0.650$

$$A_{sy} := \omega \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (6.535 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Halkeilematon poikkileikkaus yliraidoituksella:

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,1} := \frac{\frac{b_1 \cdot h_1^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b_1 \cdot h_1 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} + A_{s2})} = 437.068 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_I := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + b_1 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - X_{I,1} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{sy} \cdot (d_1 - X_{I,1})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_{I,1})^2) = (2.146 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Halkeillut poikkileikkaus:

Puristuspinnan korkeus

$$X_{II,1} := \frac{\left( (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})^2 + 2 \cdot b_1 \cdot (\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2}) \right)^{0.5} - (\alpha_e \cdot A_{sy} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2})}{b_1}$$

$$X_{II,1} = 311.052 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b_1 \cdot X_{II,1}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{sy} \cdot (d_1 - X_{II,1})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II,1})^2 = (1.289 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomenttien suhde

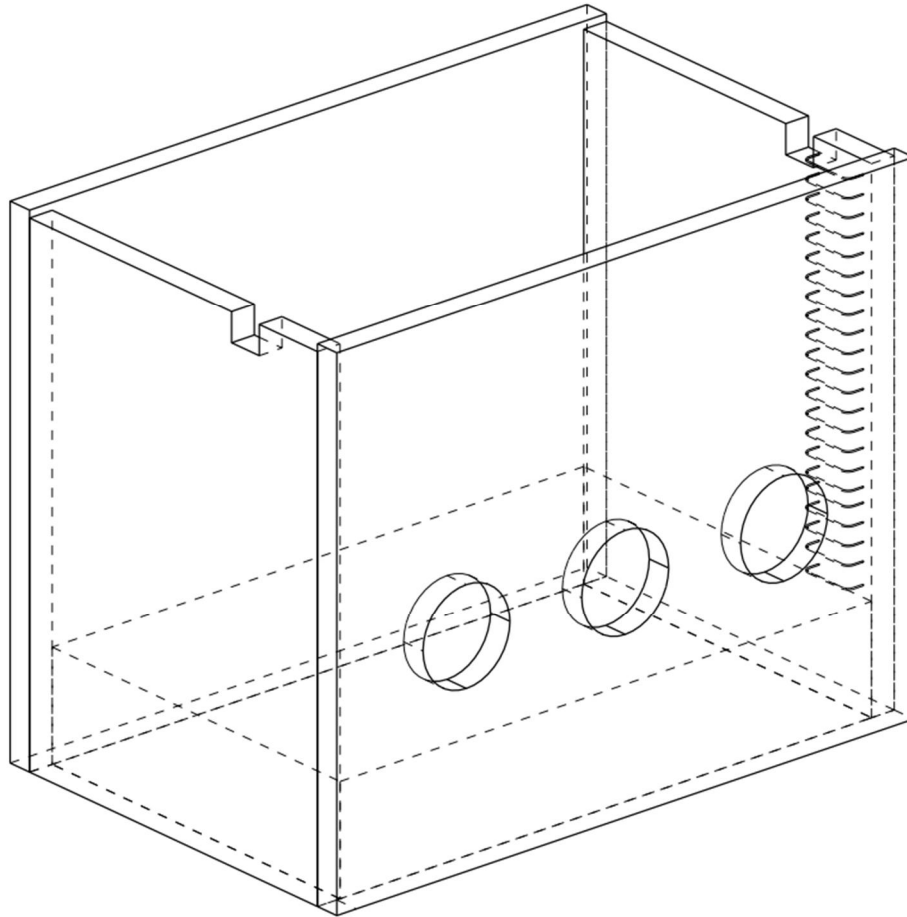
$$\alpha_I := \frac{I_{II}}{I_I} = 0.601$$

Jäykkyysien suhde

$$\alpha_K := \frac{E_c \cdot I_{II}}{E_c \cdot I_I} = 0.601$$

## Halkeamaleveyden laskenta

Vesitiivis allasrakenne



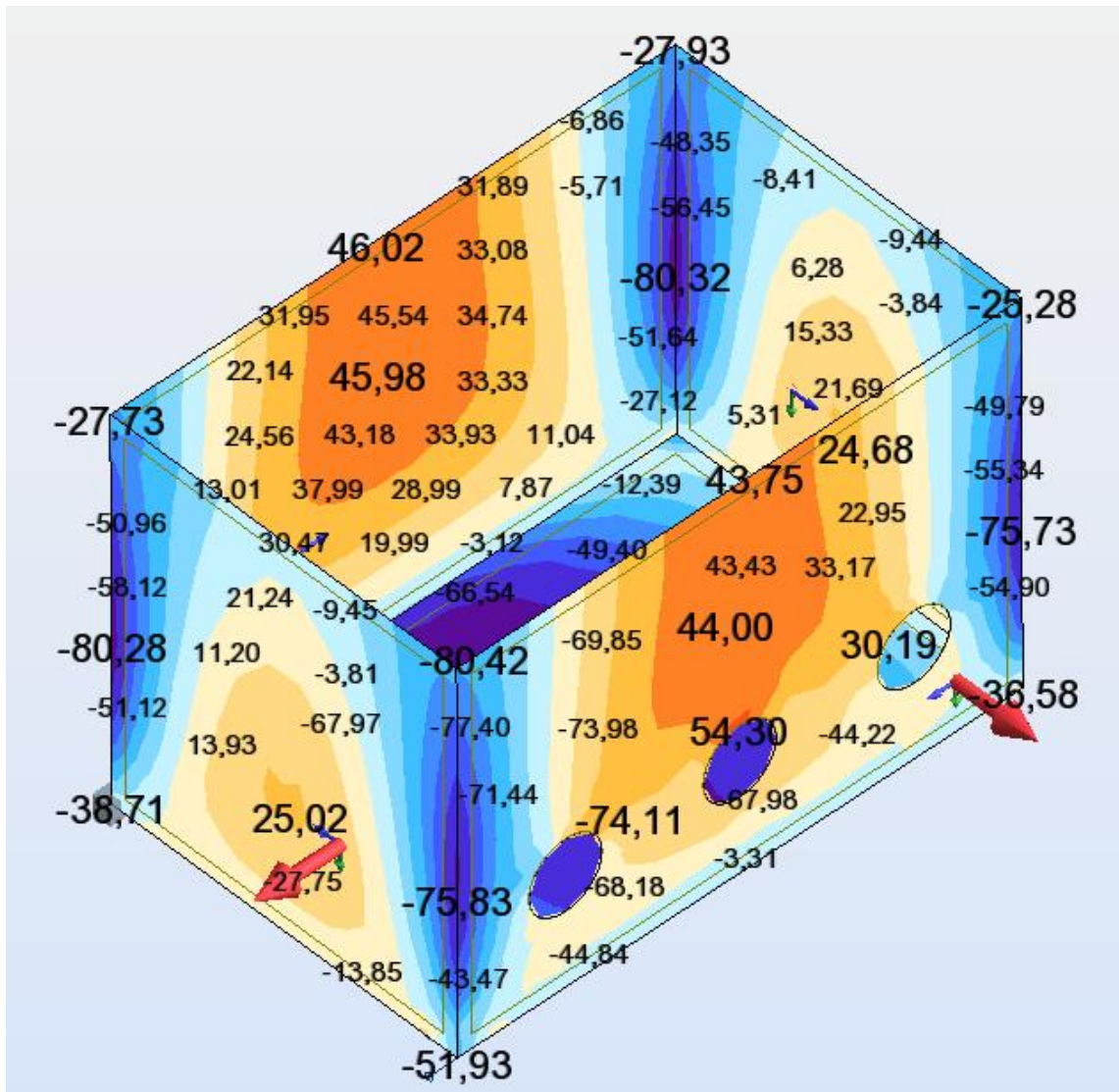
Sisällysluettelo:

- s. 2-3 Voimasuuret Robot Structural Analysis 2014
- s. 4-16 Taivutettu ja vedetty rakenne eurokoodin mukaan
- s. 17-40 Taivutettu ja vedetty rakenne rakentamismääräyskokoelman mukaan
- s. 41-52 Taivutettu rakenne eurokoodin mukaan
- s. 53-56 Taivutettu rakenne rakentamismääräyskokoelman mukaan
- s. 57 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

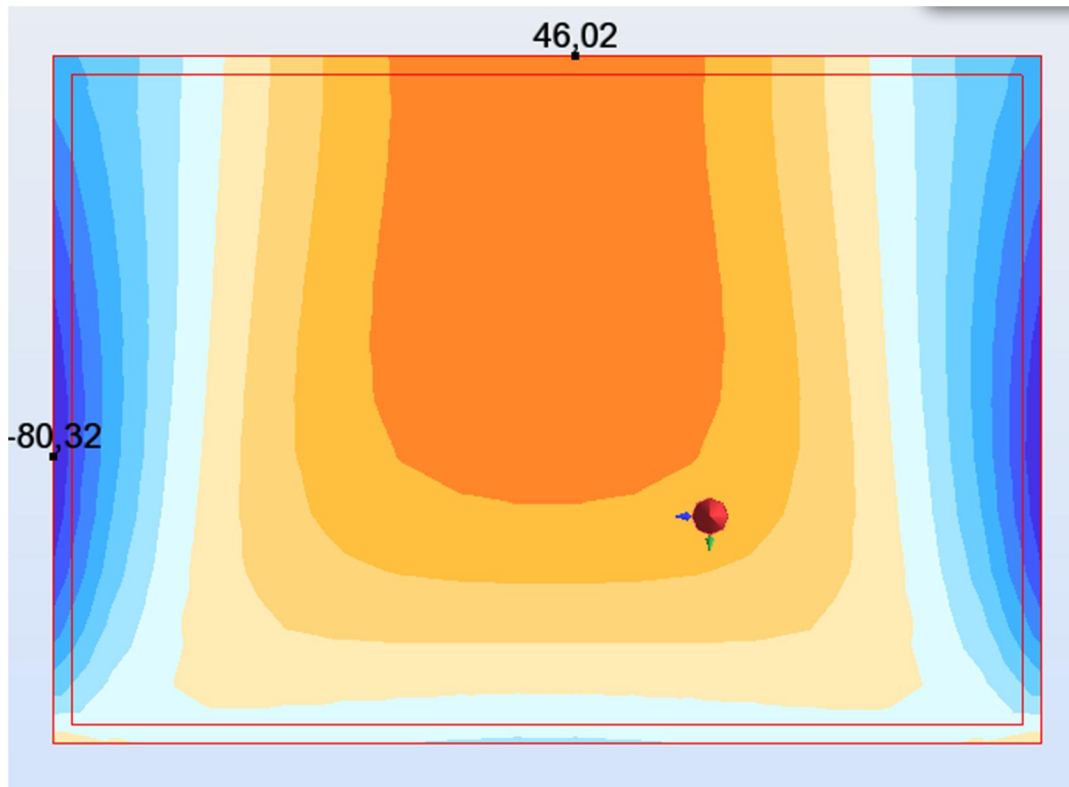
### Voimasuureet Robot Structural Analysis 2014 – ohjelmalla

#### Kuormitusyhdistelmä

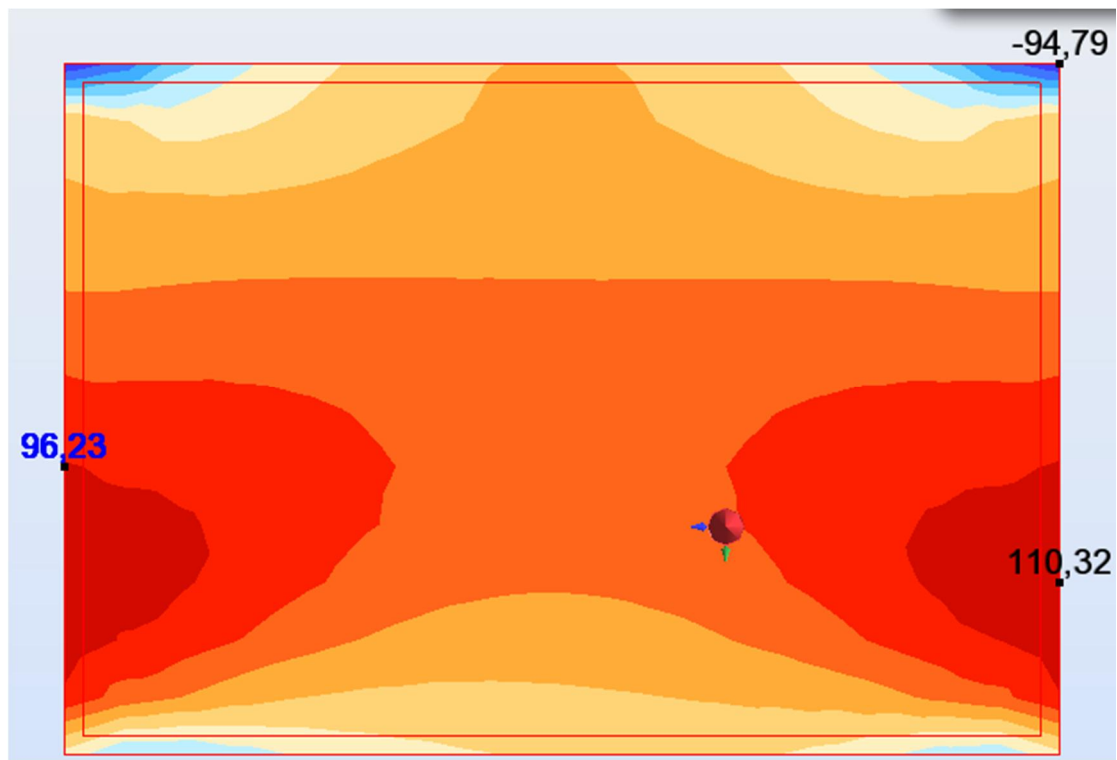
$$1,0 \cdot G + \psi_{2,1} \cdot Q_1 + \psi_{2,2} \cdot Q_2$$



Kuva 31. Käyttörajan suurimmat momentit pitkäaikaisyhdistelyllä



Kuva 32. Seinän suurimmat taivutusmomentit



Kuva 33. Seinän normaalivoimat

## Halkeamaleveyden laskenta taivutetulle ja vedetylle seinälle eurokoodin mukaan

### Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T32 K275 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.57$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

#### Seinät ja pohja vedettynä ja taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.62$$

Normaaliavoima maksimi taivutusmomentin alueella (tulokset Robotista)

$$N_k := 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Taivutuskestävyys

Materiaaliominaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonin murtopuristuma

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Teräksen m yötöraja

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{sk}}{E_s}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40 \text{ mm}$$

Suhteellisen puristuspinnan raja-arvo

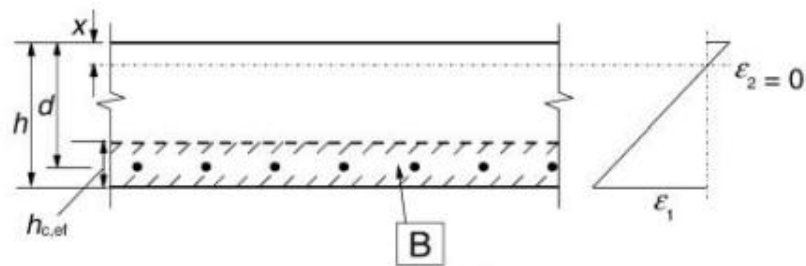
$$\beta_b := \frac{\lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 0.47$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Maksimimomenti murtorajatilassa	$m_{\max} := M_{Ed} = 130,00 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$
Suhteellinen momentti	$\mu := \frac{m_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}} = 0,08667 < 0,358$
Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0,09079 < \beta_b = 0,47$
Tarvittava vetoaradoitus	$A_{s,\text{req}} := \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 887 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
Vaadittu minimiaradoitus	$A_{s,\text{min}} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405,60 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
	$\phi_{t1} := 32\text{mm} \quad K_{t1} := 275\text{mm}$
	$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{t1}}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2925 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
Radoitussuhde	$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0,01$
<b>Halkeamaleveys</b>	
Maksimimomenti Käyttörajaltilassa	$m_{\text{krt}} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$
Taivutusvastus	$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$
Halkeilumomentti	$m_{\text{cr}} := f_{ctm} \cdot W_c = 53,08 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} < M_k$
Virumaluku $t=\infty$ (ks. by60 taulukko s.24)	$\varphi_{t\infty} := 1,5$
Kimkokertoimien suhde	$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16,13 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0,975\%$
Kutistuma ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34	$k_h := 0,75$ $\epsilon_{cd,0} := 0,00027$ $\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$ $\epsilon_{ca} := 2,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10\right) \cdot 10^{-6}$ $\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0,00024$
Betonin kutistumasta aiheutuva vetojännitys	$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left(\frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}}\right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0,40 \cdot \text{MPa}$
Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti	$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 8,26 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$
Halkeilua aiheuttava momentti	$m_k := m_{\text{krt}} + m_c = 88,26 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 128 \text{ mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 257 \text{ mm}$
Vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} + \frac{N_k}{A_{s1}} = 150.03 \text{ MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,ef} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 0.07 \text{ m}$
Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala	$A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b = 0.07 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$
Kerroin lyhytaikaiskuomille (0,6 lyhytaikaiskuomille) (0,4 pitkäaikaiskuomille)	$k_1 := 0.4$
Vetotankojen keskimääräinen halkaisija	$\phi_{cq} := \phi_{t1} = 32.00 \text{ mm}$
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.04$
Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä	$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0005$
Kertoimet	$k_1 := 0.8 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$
Selvitetään $k_2$ kertoimen arvo:	
Haljenneen tilan jähyysmomentti	$I_{II} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 = 2.09 \times 10^9 \cdot \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$
Betonin reunajännitys	$\sigma_c := \frac{m_k}{I_{II}} \cdot x - \frac{N_k}{b \cdot h} = 5.10 \text{ MPa}$ Betoni on edelleen puristettu joten $k_2$ kertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,5
Ks. SFS-EN 1992-1-1 s.124-125	$\epsilon_2 := 0$
	$k_2 := \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1} = 0.50$



Betonipeite vetoteräksen alapintaan

$$\underline{\underline{c}} := c_{\text{nom}} = 40.00 \cdot \text{mm}$$

Jakovälin tarkistus

$$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 280.00 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 275.00 \cdot \text{mm}$$

Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,\text{max}} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,\text{eff}}} = 273.93 \cdot \text{mm}$$

Halkeamaleveys

$$\underline{\underline{w_k}} := s_{r,\text{max}} \cdot \epsilon_{av} = 0.146 \cdot \text{mm}$$

$$w_k > w_{\text{sall}}$$



## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T20 K125 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450\text{mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350\text{mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2\text{mm}$$

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05\text{mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.57$$

$$w_{k1} := 0.05\text{mm} + \frac{0.2\text{mm} - 0.05\text{mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.15\text{-mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät ja pohja vedettynä ja taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.62$$

Normaalivoima maksimi taivutusmomentin alueella (tulokset Robotista)

$$N_k := 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Taivutuskestävyys

Materiaalioinaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad f_{ck} := 25\text{MPa} \quad E_{cm} := 31\text{GPa}$$

$$E_s := 200\text{GPa} \quad f_{ctm} := 2.6\text{MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2\text{MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonin murtopuristuma

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Teräksen m yötöraja

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{sk}}{E_s}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40\text{mm}$$

Suhteellisen puristuspuunnan raja-arvo

$$\beta_b := \frac{\lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 0.47$$

Seinän paksuus

$$h := 350\text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{\text{nom}} - 10\text{mm} = 300.00\text{-mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimirauditus	$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.60 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ $\phi_{t1} := 20\text{mm} \quad K_{t1} := 125\text{mm}$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 5px auto;"> <math display="block">A_{s,prov} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2513 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}</math> </div>
Raudoitussuhde	$\rho := \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d} = 0.01$
<b>Halkeamaleveys</b>	
Maksimimomenti Käyttörajallassa	$m_{krt} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,prov}$
Taivutusvastus	$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$
Halkeilumomenti	$m_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.08 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$
Virumaluku $t = \infty$ (ks. by60 taulukko s.24)	$\varphi_{t\infty} := 1.5$
Kimkokertoimien suhde	$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.13 \quad \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d} = 0.838\%$
Kutistuma ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34	$k_h := 0.75$ $\epsilon_{cd,0} := 0.00027$ $\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$ $\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$ $\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.00024$
Betonin kutistumasta aiheutuva vetojännitys	$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.35 \cdot \text{MPa}$
Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti	$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 7.23 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
Halkeilua aiheuttava momentti	$m_k := m_{krt} + m_c = 87.23 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$
Puristuspinnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 121 \cdot \text{mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 260 \cdot \text{mm}$
Vetoraudituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} + \frac{N_k}{A_{s1}} = 171.80 \cdot \text{MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,ef} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 0.08 \text{ m}$

Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala

$$A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b = 0.08 \cdot \frac{m^2}{m}$$

Kerros lyhytaikaikuomille  
(0,6 lyhytaikaikuomille)  
(0,4 pitkäaikaikuomille)

$$k_1 := 0.4$$

Vetotankojen keskimääräinen halkaisija

$$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 20.00 \text{ mm}$$

Tehollinen raudoitussuhde

$$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.03$$

Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä

$$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0006$$

Kertoimet

$$k_1 := 0.8 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

Selvitetään  $k_2$  kertoimen arvo:

Haljenneen tilan jähyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 = 1.89 \times 10^9 \cdot \frac{mm^4}{m}$$

Betonin reunajännitys

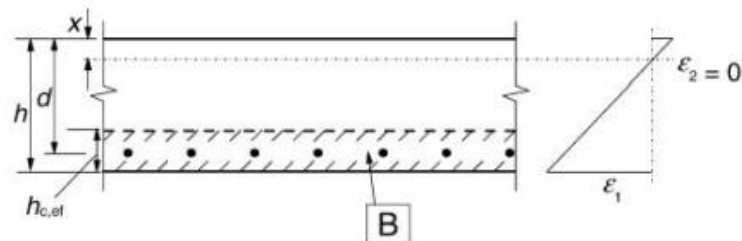
$$\sigma_c := \frac{m_k}{I_{II}} \cdot x - \frac{N_k}{b \cdot h} = 5.29 \text{ MPa}$$

Betoni on edelleen puristettu joten  $k_2$  kertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,5

Ks. SFS-EN 1992-1-1 s. 124-125

$$\epsilon_2 := 0$$

$$k_2 := \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1} = 0.50$$



Betonipeite vetoteräksen alapintaan

$$\delta_{cr} := c_{nom} = 40.00 \text{ mm}$$

Jakovälin tarkistus

$$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 250.00 \text{ mm} > K_{t1} = 125.00 \text{ mm}$$

Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 239.45 \text{ mm}$$

Halkeamaveveys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.148 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{sall}$$

## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T16 K100 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.57$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät ja pohja vedettynä ja taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_k := 80 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.62$$

Normaalivoima maksimi taivutusmomentin alueella (tulokset Robotista)

$$N_k := 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Taivutuskestävyys

Materiaaliominaisuudet

Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonin murtopuristuma

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Teräksen murtöraja

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{sk}}{E_s}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40 \text{ mm}$$

Suhteellisen puristuspinnan raja-arvo

$$\beta_b := \frac{\lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 0.47$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{\text{nom}} - 10 \text{ mm} = 300.00 \text{ mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimirauδοitus

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.60 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 16\text{mm} \quad K_{t1} := 100\text{mm}$$

$$A_{s,prov} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Rauδοitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d} = 0.01$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajallassa

$$m_{krt} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,prov}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.08 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t = \infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,prov}}{b \cdot d} = 0.67\%$$

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.13$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta  
aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.29 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä  
aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 5.93 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{krt} + m_c = 85.93 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)

$$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 111 \cdot \text{mm}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z := d - \frac{x}{3} = 263 \cdot \text{mm}$$

Vetöraudoituksessa vaikuttava jännitys

$$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} + \frac{N_k}{A_{s1}} = 210.20 \cdot \text{MPa}$$

Vedetyn pinnan korkeus

$$h_{c,ef} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 0.08 \text{ m}$$

Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala

$$A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b = 0.08 \cdot \frac{m^2}{m}$$

Keroin lyhytaikaikuormille  
(0,6 lyhytaikaikuormille)  
(0,4 pitkäaikaikuormille)

$$k_1 := 0.4$$

Vetotankojen keskimääräinen halkaisija

$$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 16.00 \cdot \text{mm}$$

Tehollinen raudoitussuhde

$$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.03$$

Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä

$$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0008$$

Kertoimet

$$k_1 := 0.8 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

Selvitetään  $k_2$  kertoimen arvo:

Hajenneen tilan jäyhyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 = 1.61 \times 10^9 \cdot \frac{\text{mm}^4}{m}$$

Betonin reunajännitys

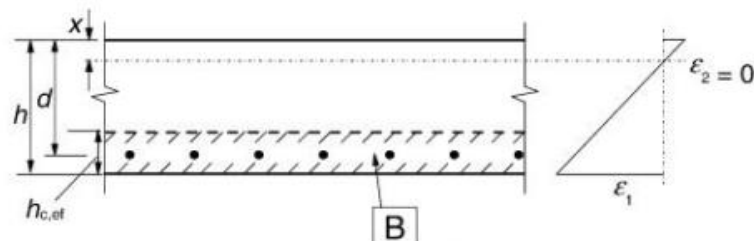
$$\sigma_c := \frac{m_k}{I_{II}} \cdot x - \frac{N_k}{b \cdot h} = 5.62 \cdot \text{MPa}$$

Betoni on edelleen puristettu joten  $k_2$  kertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,5

Ks. SFS-EN 1992-1-1 s.124-125

$$\epsilon_2 := 0$$

$$k_2 := \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1} = 0.50$$



Betonipeite vetoteräksen alapintaan

$$s_w := c_{nom} = 40.00 \cdot \text{mm}$$

Jakovälin tarkistus

$$s \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 240.00 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 100.00 \cdot \text{mm}$$

Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 243.87 \cdot \text{mm}$$

Halkeamaveveys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.186 \cdot \text{mm}$$

$$w_k > w_{sall}$$

## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T20 K200 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.57$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät ja pohja vedettynä ja taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.62$$

Normaalivoima maksimi taivutusmomentin alueella (tulokset Robotista)

$$N_k := 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Taivutuskestävyys

Materiaalioinaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonin murtopuristuma

$$\epsilon_{cu} := 0.35\%$$

Teräksen m yötöraja

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{sk}}{E_s}$$

Betonipeite

$$c_{nom} := 40 \text{ mm}$$

Suhteellisen puristuspinnan raja-arvo

$$\beta_b := \frac{\lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 0.47$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{nom} - 10 \text{ mm} = 300.00 \text{ mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimirauditus

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.60 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 20\text{mm} \quad K_{t1} := 200\text{mm}$$

$$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 1571 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raudoitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.01$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajoitilassa

$$m_{\text{krt}} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{\text{cr}} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.08 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t=\infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.524\%$$

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 16.13$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.23 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 4.73 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{\text{krt}} + m_c = 84.73 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)

$$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 101 \cdot \text{mm}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z := d - \frac{x}{3} = 266 \cdot \text{mm}$$

Vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys

$$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} + \frac{N_k}{A_{s1}} = 263.53 \cdot \text{MPa}$$

Vedetyn pinnan korkeus

$$h_{c,ef} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right] = 0.08 \text{ m}$$



Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala

$$A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b = 0.08 \cdot \frac{m^2}{m}$$

Keroin lyhytaikaikuormille  
(0,6 lyhytaikaikuormille)  
(0,4 pitkäaikaikuormille)

$$k_t := 0.4$$

Vetotankojen keskimääräinen halkaisija

$$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 20.00 \cdot mm$$

Tehollinen raudoitussuhde

$$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.02$$

Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä

$$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.001$$

Kertoimet

$$k_1 := 0.8 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

Selvitetään  $k_2$  kertoimen arvo:

Haljenneen tilan jähyysmomentti

$$I_{II} := \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 = 1.35 \times 10^9 \cdot \frac{mm^4}{m}$$

Betonin reunajännitys

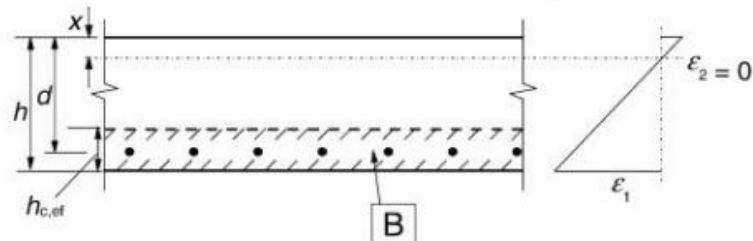
$$\sigma_c := \frac{m_k}{I_{II}} \cdot x - \frac{N_k}{b \cdot h} = 6.05 \cdot MPa$$

Betoni on edelleen puristettu joten  $k_2$  kertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,5

Ks. SFS-EN 1992-1-1 s.124-125

$$\epsilon_2 := 0$$

$$k_2 := \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1} = 0.50$$



Betonipeite vetoteräksen alapintaan

$$c_{nom} := c_{nom} = 40.00 \cdot mm$$

Jakovälin tarkistus

$$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 250.00 \cdot mm > K_{t1} = 200.00 \cdot mm$$

Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:

Suurin halkeamaväli

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 315.99 \cdot mm$$

Halkeamaleveys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.303 \cdot mm$$

$$w_k > w_{sall}$$

**Halkeamaleveyden laskenta taivutetulle ja vedetylle seinälle rakentamismääräyskokoelman mukaan**

1. LÄHTÖARVOT		2. TULOKSET	
<b>1.1 Kuormitukset</b>		<b>2.1 Raudoitus</b>	
Momentti	$M_d = 138$ kNm/m	Minimiraudoitus $A_{smin}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m] <b>337,92</b> Käyttöaste [%] <b>12</b>
Normaalivoima	$N_d = 167$ kN/m		<i>OK!</i>
Leikkausvoima	$V_d = 0$ kN/m	Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$	<b>0,110</b> <i>OK!</i>
Momentti	$M_k = 80$ kNm/m	Pääraudoitus $A_s$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m] <b>1572,95</b> Valittu [mm <sup>2</sup> /m] <b>2924,54</b> Käyttöaste [%] <b>54</b>
Normaalivoima	$N_k = 96$ kN/m		<i>OK!</i>
Leikkausvoima	$V_k = 0$ kN/m	Työsaumaraudoitus $A_{sw}$	Valittu [mm <sup>2</sup> /m] <b>335,10</b> Käyttöaste [%] <b>0</b>
			<i>OK!</i>
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>		<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>	
Betonin nimellislujuus	$K = 30$ N/mm <sup>2</sup>	Leikkauskapasiteetti $V_{cr}$	kN/m <b>140,99</b> Käyttöaste [%] <b>0</b>
Teräksen kimmomoduli	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>		<i>OK!</i>
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} = 500$ N/mm <sup>2</sup>	<b>2.3 Halkeaman leveys</b>	
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>		Halkeilukapasiteetti <b>1,48</b> Käyttöaste [%] <b>148</b>	
Ympäristöluokka	<b>2</b>	<i>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</i>	
Rakenneluokka	<b>2</b>		
Suhteellinen kosteus	RH = <b>70</b> %	Halkeaman leveys $w_k$	
Lämpötilaero	$\Delta T = 0$ °C	Sallittu [mm] <b>0,1</b>	Laskettu [mm] <b>0,200</b> Käyttöaste [%] <b>200</b>
<b>1.4 Laatan mitat</b>		<i>Halkeilu mitoittaa!</i>	
Kaistan pituus	$L = 6$ m		
Kaistan leveys	$b = 1$ m		
Kaistan paksuus	$h = 0,35$ m		
Tehollinen korkeus	$d = 0,3$ m		
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>			
Pääraudoitus $A_s$			
Teräksen halkaisija	$\phi = 32$ mm		
Tankojako	$s = 275$ mm		
Työsaumaraudoitus $A_{sw}$ (2-leikk.)			
Teräksen halkaisija	$\phi = 8$ mm		
Tankojako	$s = 300$ mm		

**OSA**

① POHJALAATTA

② SIVUSEINÄ

③ SIVUSEINÄ

④ PÄÄTYSEINÄ

⑤ PÄÄTYSEINÄ

⑥ KANSILAATTA

Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c =$	1,5			
Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s =$	1,2			
Betonin puristuslujuuden ominaisarvo $f_{ck} :$	$f_{ck} = 0.7 * K$	=	21,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} :$	$f_{ctk} = 0.2 * K^{\frac{2}{3}}$	=	1,93	N/mm <sup>2</sup>
Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo $f_{cd} :$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	14,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd} :$	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	=	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Teräksen lujuuden laskenta-arvo $f_{yd} :$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	416,67	N/mm <sup>2</sup>
Betonin kimmomoduli $E_c :$	$E_c = 5000 * k * \sqrt{K}$	=	27386	N/mm <sup>2</sup>

#### LASKENNAN VAIHEET

##### 3. Lämpötilaerosta aiheutuva taivutusmomentti

Lämpötilakerroin  $\alpha = 0,00001 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

Lämpötilaerosta  $\Delta T$  aiheutuva taivutusmomentti  $M_{\Delta T} :$

$$M_{\Delta T} = \frac{\alpha * \Delta T * E_c * h^2}{12} = 0,00 \text{ kNm/m}$$

##### 4. Murtorajatilamitoitus

###### 4.1 Pääraudoitus

Minimiraudoitus  $A_{s \min} :$

$$A_{s \min} = 0.25 * \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} * A_c = 337,92 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Suojabetonin paksuus  $c :$

$$= 0,03 \text{ m}$$

Tehollinen korkeus  $d :$

$$= 0,3 \text{ m}$$

Epäkeskisyyss  $e_d :$

$$e_d = \frac{M_d + M_{\Delta T}}{N_d} = 0,83 \text{ m}$$

Taivutusmomentti  $M_{sd}$  :  $M_{sd} = M_d + M_{\Delta T}$  = 138,00 kNm/m

Suhteellinen momentti  $\mu$  :  $\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}}$  = 0,110  
< $\mu_b=0,358$

Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus  $\beta$  :  $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}$  = 0,116

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega = \beta$

Vaadittava teräsmäärä  $A_s$  :  $A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}}$  = 1572,95 mm<sup>2</sup>/m

#### 4.2 Leikkauskapasiteetti

Kerroin  $k$  :  $k = 1.6 - d \geq 1.0$  = 1,30

Suhteellinen teräsmäärä  $\rho$  :  $\rho = \frac{A_s}{b * d} \leq 0.02$  = 0,0097

Leikkauskapasiteetin perusarvo  $V_{c0}$  :  $V_{c0} = 0.3 * k * (1 + 50 * \rho) * f_{ctd} * b * d$  = 224,03 kN/m

Kerroin  $\beta_3$  :  $\beta_3 = 1 - \left( \frac{N_d}{A_c * f_{ctd}} \right)$  = 0,629

Leikkauskapasiteetti  $V_c$  :  $V_c = \beta_3 * V_{c0}$  = 140,99 kN/m

#### 4.3 Työsaumarauhoitus

Leikkausvoima  $v_d$  :  $v_d = \frac{V_d}{b * h}$  = 0,00 N/mm<sup>2</sup>

Kerroin  $\beta_2$  : 0,30

Suhteellinen tartuntarauhoitus  $A_{sv}/sb$  : 0,0011

Kerroin  $\beta_1$  : 0,60

Leikkauskapasiteetti  $v_u$  :  $v_u = \beta_1 * \frac{A_{sv}}{s * b} * f_{yd} + \beta_2 * f_{ctd}$  = 0,67 N/mm<sup>2</sup>

#### 5. Käyttörajoitukset

### 5.1 Kutistuman ja viruman vaikutus

Taivutusmomentti  $M_{sk}$  :  $M_{sk} = M_k + M_{\Delta T} - N_k * a_s$  = 80,00 kNm/m

Laatan kimmoinen taivutusvastus  $W_{ce}$  :  $W_{ce} = \frac{b * h^2}{6}$  = 0,0204 m<sup>3</sup>

#### Kutistuma

Laatan muunnettu paksuus  $h_e$  : 259,26

Kerroin  $k_{sh}$  : 0,711

Loppukutistuman perusarvo  $\epsilon_{cs0}$  : 0,0004

Loppukutistuma  $\epsilon_{cs}$  :  $\epsilon_{cs} = k_{sh} * \epsilon_{cs0}$  = 0,00028

#### Viruma

Kerroin  $k_i$  : 1,0

Kerroin  $k_{ch}$  : 0,791

Virumaluvun perusarvo  $\phi_0$  : 2

Virumaluku  $\phi$  :  $\phi = k_i * k_{ch} * \phi_0$  = 1,581

Betonin vetojännitys  $\sigma_c$  :  $\sigma_c = \frac{\epsilon_{cs}}{\frac{1+\phi}{E_c} + \frac{1}{\rho * E_s}}$  = 0,47 N/mm<sup>2</sup>

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti  $M_c$  :  $M_c = \sigma_c * W_{ce}$  = 9,56 kNm/m

### 5.2 Halkeilukapasiteetti

Halkeilua aiheuttava momentti  $M_{kH}$  :  $M_{kH} = M_{sk} + M_c$  = 89,56 kNm/m

Laatan vetokapasiteetti  $N_r$  :  $N_r = A_c * f_{ctk}$  = 675,84 kN/m

Laatan momenttikapasiteetti  $M_r$  :  $M_r = 1.7 * W_{ce} * f_{ctk}$  = 67,02 kNm/m

Kerroin k (veto) : 1,0

Ehto halkeilukapasiteetille :  $\frac{N_k}{k * N_r} + \frac{M_{kH}}{M_r} \leq 1$  = 1,48

Viruneen betonin kimmomoduli  $E_{cc}$  :

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} = 10609 \text{ N/mm}^2$$

Kimmomodulien suhde  $\alpha_c$  :

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cc}} = 18,85$$

Puristuspinnan korkeus  $x$  :

$$x = \alpha_c * \rho * \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_c * \rho}} - 1 \right) * d = 0,135 \text{ m}$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  :

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,255 \text{ m}$$

Teräksen jännitys halkeaman kohdalla  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{kH}}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 152,91 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen jännitys halkeaman syntyessä  $\sigma_{sr}$  :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 122,69 \text{ N/mm}^2$$

Poikkileikkauksen vetovyöhykkeen pinta-ala  $A_{ce1}$  :

$$A_{ce1} = s * (h - d + 7.5 * \phi) = 79750 \text{ mm}^2/\text{m}$$

tai:

$$A_{ce1} = 15 * \phi * (h - d + 7.5 * \phi)$$

Terästen pinta-alan suhde vetovyöhykkeen pinta-alaan  $\rho_r$  :

$$\rho_r = \frac{A_{s1}}{A_{ce1}} = 0,0101$$

Kerroin  $k_w$  : 0,085

Raud. keskim. venymä  $\epsilon_{sm}$  :

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{1}{25 * k_w} * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00053$$

$y_1, y_2, y_3$  ja  $y_4$  :

$y_1 : 7,5 * \phi$	=	240,00	mm
$y_2 : d - x$	=	165,08	mm
$y_3 : h - d$	=	50,00	mm
$y_4 : y_2 + \min[y_1, y_3]$	=	215,08	mm
$y = y_2 - y_1 \geq 0$	=	0,00	mm

Betonin venymä  $A_{ce1}$  alareunassa  $\epsilon_1$  :

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_{sm} * y_4}{y_2} = 0,00069$$

Betonin venymä  $A_{0e}$ :n yläreunassa  $\varepsilon_2$  :

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_{sm}}{y_2} * y = 0,00000$$

Kerroin  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} = 1,00$$

Halkeaman ominaisveveys  $w_k$  :

$$w_k = \varepsilon_{sm} * \left( 3,5 * c + \alpha * k_w * \frac{\phi}{\rho_r} \right) = 0,200 \text{ mm}$$

1. LÄHTÖARVOT			2. TULOKSET			
<b>1.1 Kuormitukset</b>			<b>2.1 Raudoitus</b>			
Momentti	$M_d =$	138 kNm/m	Minimiraudoitus $A_{s,min}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	
Normaalivoima	$N_d =$	167 kN/m		337,92	13	
Leikkausvoima	$V_d =$	0 kN/m		<b>OK!</b>		
Momentti	$M_k =$	80 kNm/m	Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$		0,110	
Normaalivoima	$N_k =$	96 kN/m			<b>OK!</b>	
Leikkausvoima	$V_k =$	0 kN/m	Pääraudoitus $A_s$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				1572,95	2513,27	63
Betonin nimellislujuus	$K =$	30 N/mm <sup>2</sup>			<b>OK!</b>	
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000 N/mm <sup>2</sup>				
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>				
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>			<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>			
Ympäristöluokka		2	Leikkauskapasiteetti $V_{cr} =$	kN/m	Käyttöaste [%]	
Rakenneluokka		2		134,50	0	
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70 %		<b>OK!</b>		
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0 °C				
<b>1.4 Laatan mitat</b>			<b>2.3 Halkeaman leveys</b>			
Kaistan pituus	$L =$	6 m	Halkeilukapasiteetti		Käyttöaste [%]	
Kaistan leveys	$b =$	1 m		1,46	146	
Kaistan paksuus	$h =$	0,35 m		<b>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</b>		
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3 m	Halkeaman leveys $w_k$			
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>				Sallittu [mm]	Laskettu [mm]	Käyttöaste [%]
Pääraudoitus $A_s$				0,1	0,153	153
Teräksen halkaisija	$\phi =$	20 mm				
Tankojako	$s =$	125 mm				
Työsaumaraudoitus $A_{sv}$ (2-leikk.)						
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8 mm				
Tankojako	$s =$	300 mm				

OSA

① POHJALAATTA

② SIVUSEINÄ

③ SIVUSEINÄ

④ PÄÄTYSEINÄ

⑤ PÄÄTYSEINÄ

⑥ KANSILAATTA



Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c =$	1,5			
Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s =$	1,2			
Betonin puristuslujuuden ominaisarvo $f_{tk} :$		$f_{tk} = 0.7 * K$	=	21,0 N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} :$		$f_{ctk} = 0.2 * K^{\frac{2}{3}}$	=	1,93 N/mm <sup>2</sup>
Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo $f_{cd} :$		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	14,0 N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd} :$		$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	=	1,29 N/mm <sup>2</sup>
Teräksen lujuuden laskenta-arvo $f_{yd} :$		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	416,67 N/mm <sup>2</sup>
Betonin kimmomoduli $E_c :$		$E_c = 5000 * k * \sqrt{K}$	=	27386 N/mm <sup>2</sup>

#### LASKENNAN VAIHEET

#### 3. Lämpölaerosta aiheutuva taivutusmomentti

Lämpötilakerroin $\alpha =$	0,00001	1/°C		
Lämpötilaerosta $\Delta T$ aiheutuva taivutusmomentti $M_{\Delta T} :$		$M_{\Delta T} = \frac{\alpha * \Delta T * E_c * h^2}{12}$	=	0,00 kNm/m

#### 4. Murtorajatilamitoitus

##### 4.1 Pääraudoitus

Minimiraudoitus $A_{s\min} :$		$A_{s\min} = 0.25 * \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} * A_c$	=	337,92 mm <sup>2</sup> /m
Suojabetonin paksuus $c :$			=	0,03 m
Tehollinen korkeus $d :$			=	0,3 m
Epäkeskisyyss $e_d :$		$e_d = \frac{M_d + M_{\Delta T}}{N_d}$	=	0,83 m

Taivutusmomentti  $M_{sd}$  :  $M_{sd} = M_d + M_{\Delta T}$  = 138,00 kNm/m

Suhteellinen momentti  $\mu$  :  $\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}}$  = 0,110  
 $< \mu_b = 0,358$

Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus  $\beta$  :  $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}$  = 0,116

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega = \beta$

Vaadittava teräsmäärä  $A_s$  :  $A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}}$  = 1572,95 mm<sup>2</sup>/m

#### 4.2 Leikkauskapasiteetti

Kerroin  $k$  :  $k = 1.6 - d \geq 1.0$  = 1,30

Suhteellinen teräsmäärä  $\rho$  :  $\rho = \frac{A_s}{b * d} \leq 0.02$  = 0,0084

Leikkauskapasiteetin perusarvo  $V_{c0}$  :  $V_{c0} = 0.3 * k * (1 + 50 * \rho) * f_{cd} * b * d$  = 213,71 kN/m

Kerroin  $\beta_3$  :  $\beta_3 = 1 - \left( \frac{N_d}{A_c * f_{ctd}} \right)$  = 0,629

Leikkauskapasiteetti  $V_c$  :  $V_c = \beta_3 * V_{c0}$  = 134,50 kN/m

#### 4.3 Työsumarauhoitus

Leikkausvoima  $v_d$  :  $v_d = \frac{V_d}{b * h}$  = 0,00 N/mm<sup>2</sup>

Kerroin  $\beta_2$  : 0,30

Suhteellinen tartuntarauhoitus  $A_{sv}/sb$  : 0,0011

Kerroin  $\beta_1$  : 0,60

Leikkauskapasiteetti  $v_u$  :  $v_u = \beta_1 * \frac{A_{sv}}{s * b} * f_{yd} + \beta_2 * f_{ctd}$  = 0,67 N/mm<sup>2</sup>

#### 5. Käyttörajoitukset

### 5.1 Kutistuman ja viruman vaikutus

Taivutusmomentti  $M_{sk}$  :  $M_{sk} = M_k + M_{\Delta T} - N_k * a_s$  = 80,00 kNm/m

Laatan kimmoinen taivutusvastus  $W_{ce}$  :  $W_{ce} = \frac{b * h^2}{6}$  = 0,0204 m<sup>3</sup>

#### Kutistuma

Laatan muunnettu paksuus  $h_0$  : 259,26

Kerroin  $k_{sh}$  : 0,711

Loppukutistuman perusarvo  $\epsilon_{cs0}$  : 0,0004

Loppukutistuma  $\epsilon_{cs}$  :  $\epsilon_{cs} = k_{sh} * \epsilon_{cs0}$  = 0,00028

#### Viruma

Kerroin  $k_t$  : 1,0

Kerroin  $k_{ch}$  : 0,791

Virumaluvun perusarvo  $\phi_0$  : 2

Virumaluku  $\phi$  :  $\phi = k_t * k_{ch} * \phi_0$  = 1,581

Betonin vetojännitys  $\sigma_c$  :  $\sigma_c = \frac{\epsilon_{cs}}{\frac{1+\phi}{E_c} + \frac{1}{\rho * E_s}}$  = 0,41 N/mm<sup>2</sup>

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti  $M_c$  :  $M_c = \sigma_c * W_{ce}$  = 8,40 kNm/m

### 5.2 Halkeilukapasiteetti

Halkeilua aiheuttava momentti  $M_{kH}$  :  $M_{kH} = M_{sk} + M_c$  = 88,40 kNm/m

Laatan vetokapasiteetti  $N_r$  :  $N_r = A_c * f_{ctk}$  = 675,84 kN/m

Laatan momenttikapasiteetti  $M_r$  :  $M_r = 1.7 * W_{ce} * f_{ctk}$  = 67,02 kNm/m

Kerroin k (veto) : 1,0

Ehto halkeilukapasiteetille :  $\frac{N_k}{k * N_r} + \frac{M_{kH}}{M_r} \leq 1$  = 1,46

Viruneen betonin kimmomoduli  $E_{cc}$  :

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} = 10609 \text{ N/mm}^2$$

Kimmomodulien suhde  $\alpha_e$  :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cc}} = 18,85$$

Puristuspinnan korkeus  $x$  :

$$x = \alpha_e * \rho * \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e * \rho}} - 1 \right) * d = 0,128 \text{ m}$$

Sisäinen momenttiversi  $z$  :

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,257 \text{ m}$$

Teräksen jännitys halkeaman kohdalla  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{KH}}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 174,84 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen jännitys halkeaman syntyessä  $\sigma_{sr}$  :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 141,79 \text{ N/mm}^2$$

Poikkileikkauksen vetovyöhykkeen pinta-ala  $A_{ce1}$  :

$$A_{ce1} = s * (h - d + 7.5 * \phi) = 25000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

tai:

$$A_{ce1} = 15 * \phi * (h - d + 7.5 * \phi)$$

Terästen pinta-alan suhde vetovyöhykkeen pinta-alaan  $\rho_r$  :

$$\rho_r = \frac{A_{s1}}{A_{ce1}} = 0,0126$$

Kerroin  $k_w$  : 0,085

Raud. keskim. venymä  $\varepsilon_{sm}$  :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{1}{25 * k_w} * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00060$$

$y_1, y_2, y_3$  ja  $y_4$  :

$y_1 : 7,5 * \phi$	=	150,00	mm
$y_2 : d-x$	=	172,24	mm
$y_3 : h-d$	=	50,00	mm
$y_4 : y_2 + \min[y_1, y_3]$	=	222,24	mm
$y = y_2 - y_1 >= 0$	=	22,24	mm

Betonin venymä  $A_{ce1}$  n alareunassa  $\varepsilon_1$  :

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_{sm}}{y_2} * y_4 = 0,00078$$

Betonin venymä  $\Lambda_{\text{ce}}$ :n yläreunassa  $\varepsilon_2$  :

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_{sm} * y}{y_2} = 0,00008$$

Kerroin  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} = 1,10$$

Halkeaman ominaisleveys  $w_k$  :

$$w_k = \varepsilon_{sm} * \left( 3,5 * c + \alpha * k_w * \frac{\phi}{\rho_r} \right) = 0,153 \text{ mm}$$

1. LÄHTÖARVOT				OSA			
<b>1.1 Kuormitukset</b>							
Momentti	$M_d =$	138	kNm/m	① POHJALAATTA			
Normaalivoima	$N_d =$	167	kN/m	② SIVUSEINÄ		TAI	
Leikkausvoima	$V_d =$	0	kN/m	③ SIVUSEINÄ		//	
Momentti	$M_k =$	80	kNm/m	④ PÄÄTYSEINÄ		TAI	
Normaalivoima	$N_k =$	96	kN/m	⑤ PÄÄTYSEINÄ		//	
Leikkausvoima	$V_k =$	0	kN/m	⑥ KANSILAATTA			
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				<b>2. TULOKSET</b>			
Betonin nimellislujuus	$K =$	30	N/mm <sup>2</sup>	<b>2.1 Raudoitus</b>			
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	Minimiraudoitus $A_{smin}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500	N/mm <sup>2</sup>		337,92	17	
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>				OK!			
Ympäristöluokka		2		Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$		0,110	
Rakenneluokka		2		OK!			
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70	%	Pääraudoitus $A_s$			
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0	°C	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	
<b>1.4 Laatan mitat</b>					1572,95	2010,62	78
Kaistan pituus	$L =$	6	m	OK!			
Kaistan leveys	$b =$	1	m	<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>			
Kaistan paksuus	$h =$	0,35	m	Työsaumaraudoitus $A_{sv}$	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3	m		335,10	0	
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>				OK!			
Pääraudoitus $A_s$				Leikkauskapasiteetti $V_{cr} =$	kN/m	Käyttöaste [%]	
Teräksen halkaisija	$\phi =$	16	mm		126,56	0	
Tankojako	$s =$	100	mm	OK!			
Työsaumaraudoitus $A_{sv}$ (2-leikk.)				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>			
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8	mm	Halkeilukapasiteetti		Käyttöaste [%]	
Tankojako	$s =$	300	mm		1,44	144	
				Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!			
				Halkeaman leveys $w_k$			
				Sallittu [mm]	Laskettu [mm]	Käyttöaste [%]	
				0,1	0,183	183	
				Halkeilu mitoittaa!			

Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c =$	1,5			
Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s =$	1,2			
Betonin puristuslujuuden ominaisarvo $f_{ck} :$	$f_{ck} = 0.7 * K$	=	21,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} :$	$f_{ctk} = 0.2 * K^{\frac{2}{3}}$	=	1,93	N/mm <sup>2</sup>
Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo $f_{cd} :$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	14,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd} :$	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	=	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Teräksen lujuuden laskenta-arvo $f_{yd} :$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	416,67	N/mm <sup>2</sup>
Betonin kimmomoduli $E_c :$	$E_c = 5000 * k * \sqrt{K}$	=	27386	N/mm <sup>2</sup>

#### LASKENNAN VAIHEET

##### 3. Lämpölaerosta aiheutuva taivutusmomentti

Lämpötilakerroin $\alpha =$	0,00001	1/ <sup>o</sup> C		
Lämpölaerosta $\Delta T$ aiheutuva taivutusmomentti $M_{\Delta T} :$	$M_{\Delta T} = \frac{\alpha * \Delta T * E_c * h^2}{12}$	=	0,00	kNm/m

##### 4. Murtorajatilamitoitus

###### 4.1 Pääraudoitus

Minimiraudoitus $A_{s\min} :$	$A_{s\min} = 0.25 * \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} * A_c$	=	337,92	mm <sup>2</sup> /m
Suojabetonin paksuus $c :$		=	0,03	m
Tehollinen korkeus $d :$		=	0,3	m
Epäkeskisyyss $e_d :$	$e_d = \frac{M_d + M_{\Delta T}}{N_d}$	=	0,83	m

Taivutusmomentti  $M_{sd}$ :  $M_{sd} = M_d + M_{\Delta T}$  = 138,00 kNm/m

Suhteellinen momentti  $\mu$ :  $\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}}$  = 0,110  
<math>\mu\_b=0,358</math>

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus  $\beta$ :  $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}$  = 0,116

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega = \beta$

Vaadittava teräsmäärä  $A_s$ :  $A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}}$  = 1572,95 mm<sup>2</sup>/m

#### 4.2 Leikkauskapasiteetti

Kerroin  $k$ :  $k = 1.6 - d \geq 1.0$  = 1,30

Suhteellinen teräsmäärä  $\rho$ :  $\rho = \frac{A_s}{b * d} \leq 0.02$  = 0,0067

Leikkauskapasiteetin perusarvo  $V_{c0}$ :  $V_{c0} = 0.3 * k * (1 + 50 * \rho) * f_{ctd} * b * d$  = 201,09 kN/m

Kerroin  $\beta_3$ :  $\beta_3 = 1 - \left( \frac{N_d}{A_c * f_{ctd}} \right)$  = 0,629

Leikkauskapasiteetti  $V_c$ :  $V_c = \beta_3 * V_{c0}$  = 126,56 kN/m

#### 4.3 Työsaumarauhoitus

Leikkausvoima  $v_d$ :  $v_d = \frac{V_d}{b * h}$  = 0,00 N/mm<sup>2</sup>

Kerroin  $\beta_2$ : 0,30

Suhteellinen tartuntarauhoitus  $A_{sv}/sb$ : 0,0011

Kerroin  $\beta_1$ : 0,60

Leikkauskapasiteetti  $v_u$ :  $v_u = \beta_1 * \frac{A_{sv}}{s * b} * f_{yd} + \beta_2 * f_{ctd}$  = 0,67 N/mm<sup>2</sup>

#### 5. Käyttörajatilamitoitus



### 5.1 Kutistuman ja viruman vaikutus

Taivutusmomentti  $M_{sk}$  : 
$$M_{sk} = M_k + M_{\Delta T} - N_k * a_s = 80,00 \text{ kNm/m}$$

Laatan kimmoinen taivutusvastus  $W_{ce}$  : 
$$W_{ce} = \frac{b * h^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^3$$

#### Kutistuma

Laatan muunnettu paksuus  $h_e$  : 259,26

Kerroin  $k_{sh}$  : 0,711

Loppukutistuman perusarvo  $\epsilon_{cs0}$  : 0,0004

Loppukutistuma  $\epsilon_{cs}$  : 
$$\epsilon_{cs} = k_{sh} * \epsilon_{cs0} = 0,00028$$

#### Viruma

Kerroin  $k_t$  : 1,0

Kerroin  $k_{ch}$  : 0,791

Virumaluvun perusarvo  $\phi_0$  : 2

Virumaluku  $\phi$  : 
$$\phi = k_t * k_{ch} * \phi_0 = 1,581$$

Betonin vetojännitys  $\sigma_c$  : 
$$\sigma_c = \frac{\epsilon_{cs}}{\frac{1 + \phi}{E_c} + \frac{1}{\rho * E_s}} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti  $M_c$  : 
$$M_c = \sigma_c * W_{ce} = 6,91 \text{ kNm/m}$$

### 5.2 Halkeilukapasiteetti

Halkeilua aiheuttava momentti  $M_{kH}$  : 
$$M_{kH} = M_{sk} + M_c = 86,91 \text{ kNm/m}$$

Laatan vetokapasiteetti  $N_r$  : 
$$N_r = A_c * f_{ctk} = 675,84 \text{ kN/m}$$

Laatan momenttikapasiteetti  $M_r$  : 
$$M_r = 1,7 * W_{ce} * f_{ctk} = 67,02 \text{ kNm/m}$$

Kerroin k (veto) : 1,0

Ehto halkeilukapasiteetille : 
$$\frac{N_k}{k * N_r} + \frac{M_{kH}}{M_r} \leq 1 = 1,44$$

Viruksen betonin kimmomoduli  $E_{cc}$  :

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} = 10609 \text{ N/mm}^2$$

Kimmomodulien suhde  $\alpha_e$  :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cc}} = 18,85$$

Puristuspinnan korkeus  $x$  :

$$x = \alpha_e * \rho * \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e * \rho}} - 1 \right) * d = 0,118 \text{ m}$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  :

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,261 \text{ m}$$

Teräksen jännitys halkeaman kohdalla  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{kH}}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 213,49 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen jännitys halkeaman syntyessä  $\sigma_{sr}$  :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 175,56 \text{ N/mm}^2$$

Poikkileikkauksen vetovyöhykkeen pinta-ala  $A_{ce1}$  :

$$A_{ce1} = s * (h - d + 7.5 * \phi) = 17000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

tai:

$$A_{ce1} = 15 * \phi * (h - d + 7.5 * \phi)$$

Terästen pinta-alan suhde vetovyöhykkeen pinta-alaan  $\rho_r$  :

$$\rho_r = \frac{A_{s1}}{A_{ce1}} = 0,0118$$

Kerroin  $k_w$  : 0,085

Raud. keskim. venymä  $\varepsilon_{sm}$  :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{1}{25 * k_w} * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00073$$

$y_1, y_2, y_3$  ja  $y_4$  :

$y_1 : 7,5 * \phi$	=	120,00	mm
$y_2 : d - x$	=	182,41	mm
$y_3 : h - d$	=	50,00	mm
$y_4 : y_2 + \min[y_1, y_3]$	=	232,41	mm
$y = y_2 - y_1 \geq 0$	=	62,41	mm

Betonin venymä  $A_{ce1}$ :n alareunassa  $\varepsilon_1$  :

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_{sm} * y_4}{y_2} = 0,00093$$

Betonin venymä  $A_{ce}$ :n yläreunassa  $\varepsilon_2$  :

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_{sm}}{y_2} * y = 0,00025$$

Kerroin  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} = 1,27$$

Halkeaman ominaisleveys  $w_k$  :

$$w_k = \varepsilon_{sm} * \left( 3,5 * c + \alpha * k_w * \frac{\phi}{\rho_r} \right) = 0,183 \text{ mm}$$

1. LÄHTÖARVOT				OSA		
<b>1.1 Kuormitukset</b>						
Momentti	$M_d =$	138	kNm/m	① POHJALAATTA		
Normaalivoima	$N_d =$	167	kN/m	② SIVUSEINÄ		TAI
Leikkausvoima	$V_d =$	0	kN/m	③ SIVUSEINÄ		//
Momentti	$M_k =$	80	kNm/m	④ PÄÄTYSEINÄ		TAI
Normaalivoima	$N_k =$	96	kN/m	⑤ PÄÄTYSEINÄ		//
Leikkausvoima	$V_k =$	0	kN/m	⑥ KANSILAATTA		
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				<b>2. TULOKSET</b>		
Betonin nimellislujuus	$K =$	30	N/mm <sup>2</sup>	<b>2.1 Raudoitus</b>		
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	Minimiraudoitus $A_{smin}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500	N/mm <sup>2</sup>		337,92	22
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>				OK!		
Ympäristöluokka		2		Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$		0,110
Rakenneluokka		2		OK!		
Suhteellinen kosteus	RH =	70	%	Pääraudoitus $A_s$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0	°C		1572,95	1570,80
<b>1.4 Laatan mitat</b>				Lisää raudoitusta!		
Kaistan pituus	$L =$	6	m	Työsaumaraudoitus $A_{sw}$	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]
Kaistan leveys	$b =$	1	m		335,10	0
Kaistan paksuus	$h =$	0,35	m	OK!		
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3	m	<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>		
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>				Leikkauskapasiteetti $V_c =$		
Pääraudoitus $A_s$					kN/m	Käyttöaste [%]
Teräksen halkaisija	$\phi =$	20	mm		119,61	0
Tankojako	$s =$	200	mm	OK!		
Työsaumaraudoitus $A_{sw}$ (2-leikk.)				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>		
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8	mm	Halkeilukapasiteetti	1,42	142
Tankojako	$s =$	300	mm	Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!		
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>				Halkeaman leveys $w_k$		
				Sallittu [mm]	Laskettu [mm]	Käyttöaste [%]
				0,1	0,324	324
				Halkeilu mitoittaa!		

Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c =$	1,5			
Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s =$	1,2			
Betonin puristuslujuuden ominaisarvo $f_{ck} :$	$f_{ck} = 0,7 * K$	=	21,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} :$	$f_{ctk} = 0,2 * K^{\frac{2}{3}}$	=	1,93	N/mm <sup>2</sup>
Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo $f_{cd} :$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	=	14,0	N/mm <sup>2</sup>
Betonin vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd} :$	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	=	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Teräksen lujuuden laskenta-arvo $f_{yd} :$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	416,67	N/mm <sup>2</sup>
Betonin kimmomoduli $E_c :$	$E_c = 5000 * k * \sqrt{K}$	=	27386	N/mm <sup>2</sup>

#### LASKENNAN VAIHEET

##### 3. Lämpölaerosta aiheutuva taivutusmomentti

Lämpötilakerroin  $\alpha =$  0,00001 1/<sup>o</sup>C

Lämpölaerosta  $\Delta T$  aiheutuva taivutusmomentti  $M_{\Delta T} :$

$$M_{\Delta T} = \frac{\alpha * \Delta T * E_c * h^2}{12} = 0,00 \text{ kNm/m}$$

##### 4. Murtorajatilamitoitus

###### 4.1 Pääraudoitus

Minimiraudoitus  $A_{s,min} :$

$$A_{s,min} = 0,25 * \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} * A_c = 337,92 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Suojabetonin paksuus  $c :$  = 0,03 m

Tehollinen korkeus  $d :$  = 0,3 m

Epäkeskisyyys  $e_d :$

$$e_d = \frac{M_d + M_{\Delta T}}{N_d} = 0,83 \text{ m}$$

Taivutusmomentti  $M_{sd}$  : 
$$M_{sd} = M_d + M_{\Delta T} = 138,00 \text{ kNm/m}$$

Suhteellinen momentti  $\mu$  : 
$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,110$$
  
 $\leq \mu_b = 0,358$

Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus  $\beta$  : 
$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 0,116$$

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega = \beta$

Vaadittava teräsmäärä  $A_s$  : 
$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 1572,95 \text{ mm}^2/\text{m}$$

#### 4.2 Leikkauskapasiteetti

Keroin  $k$  : 
$$k = 1,6 - d \geq 1,0 = 1,30$$

Suhteellinen teräsmäärä  $\rho$  : 
$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \leq 0,02 = 0,0052$$

Leikkauskapasiteetin perusarvo  $V_{c0}$  : 
$$V_{c0} = 0,3 * k * (1 + 50 * \rho) * f_{ctd} * b * d = 190,05 \text{ kN/m}$$

Keroin  $\beta_3$  : 
$$\beta_3 = 1 - \left( \frac{N_d}{A_c * f_{ctd}} \right) = 0,629$$

Leikkauskapasiteetti  $V_c$  : 
$$V_c = \beta_3 * V_{c0} = 119,61 \text{ kN/m}$$

#### 4.3 Työsaumarauhoitus

Leikkausvoima  $v_d$  : 
$$v_d = \frac{V_d}{b * h} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

Keroin  $\beta_2$  : 0,30

Suhteellinen tartuntarauhoitus  $A_{sv}/sb$  : 0,0011

Keroin  $\beta_1$  : 0,60

Leikkauskapasiteetti  $v_u$  : 
$$v_u = \beta_1 * \frac{A_{sv}}{s * b} * f_{yd} + \beta_2 * f_{ctd} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

#### 5. Käyttörajoitukset

### 5.1 Kutistuman ja viruman vaikutus

Taivutusmomentti  $M_{sk}$ :  $M_{sk} = M_k + M_{\Delta T} - N_k * a_s$  = 80,00 kNm/m

Laatan kimmoinen taivutusvastus  $W_{ce}$ :  $W_{ce} = \frac{b * h^2}{6}$  = 0,0204 m<sup>3</sup>

#### Kutistuma

Laatan muunnettu paksuus  $h_q$ : 259,26

Kerroin  $k_{sh}$ : 0,711

Loppukutistuman perusarvo  $\varepsilon_{cs0}$ : 0,0004

Loppukutistuma  $\varepsilon_{cs}$ :  $\varepsilon_{cs} = k_{sh} * \varepsilon_{cs0}$  = 0,00028

#### Viruma

Kerroin  $k_i$ : 1,0

Kerroin  $k_{ch}$ : 0,791

Virumaluvun perusarvo  $\phi_0$ : 2

Virumaluku  $\phi$ :  $\phi = k_i * k_{ch} * \phi_0$  = 1,581

Betonin vetojännitys  $\sigma_c$ :  $\sigma_c = \frac{\varepsilon_{cs}}{\frac{1 + \phi}{E_c} + \frac{1}{\rho * E_s}}$  = 0,27 N/mm<sup>2</sup>

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti  $M_c$ :  $M_c = \sigma_c * W_{ce}$  = 5,54 kNm/m

### 5.2 Halkeilukapasiteetti

Halkeilua aiheuttava momentti  $M_{kH}$ :  $M_{kH} = M_{sk} + M_c$  = 85,54 kNm/m

Laatan vetokapasiteetti  $N_r$ :  $N_r = A_c * f_{ctk}$  = 675,84 kN/m

Laatan momenttikapasiteetti  $M_r$ :  $M_r = 1.7 * W_{ce} * f_{ctk}$  = 67,02 kNm/m

Kerroin k (veto): 1,0

Ehto halkeilukapasiteetille:  $\frac{N_k}{k * N_r} + \frac{M_{kH}}{M_r} \leq 1$  = 1,42

Viruksen betonin kimmomoduli  $E_{cc}$  :

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} = 10609 \text{ N/mm}^2$$

Kimmomodulien suhde  $\alpha_e$  :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cc}} = 18,85$$

Puristuspuunnan korkeus  $x$  :

$$x = \alpha_e * \rho * \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e * \rho}} - 1 \right) * d = 0,107 \text{ m}$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  :

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,264 \text{ m}$$

Teräksen jännitys halkeaman kohdalla  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{kH}}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 267,10 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen jännitys halkeaman syntyessä  $\sigma_{sr}$  :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z * A_s} + \frac{N_k}{A_s} = 222,52 \text{ N/mm}^2$$

Poikkileikkauksen vetovyöhykkeen pinta-ala  $A_{ce1}$  :

$$A_{ce1} = s * (h - d + 7.5 * \phi) = 40000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

tai:

$$A_{ce1} = 15 * \phi * (h - d + 7.5 * \phi)$$

Terästen pinta-alan suhde vetovyöhykkeen pinta-alaan  $\rho_r$  :

$$\rho_r = \frac{A_{s1}}{A_{ce1}} = 0,0079$$

Kerroin  $k_w$  : 0,085

Raud. keskim. venymä  $\varepsilon_{sm}$  :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{1}{25 * k_w} * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00090$$

$y_1, y_2, y_3$  ja  $y_4$  :

$y_1 : 7,5 * \phi$	=	150,00	mm
$y_2 : d - x$	=	193,07	mm
$y_3 : h - d$	=	50,00	mm
$y_4 : y_2 + \min[y_1, y_3]$	=	243,07	mm
$y = y_2 - y_1 \geq 0$	=	43,07	mm

Betonin venymä  $A_{ce1}$  n alareunassa  $\varepsilon_1$  :

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_{sm}}{y_2} * y_4 = 0,00113$$



Betonin venymä  $\epsilon_{sm}$ :n yläreunassa  $\epsilon_2$  :

$$\epsilon_2 = \frac{\epsilon_{sm}}{y_2} * y = 0,00020$$

Kerroin  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\epsilon_1} = 1,18$$

Halkeaman ominaisleveys  $w_k$  :

$$w_k = \epsilon_{sm} * \left( 3,5 * c + \alpha * k_w * \frac{\phi}{\rho_r} \right) = 0,324 \text{ mm}$$

## Halkeamaleveyden laskenta taivutetulle seinälle eurokoodin mukaan

### Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T32 K275 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.082 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.571$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.147 \text{ mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

#### Seinät taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.615$$

#### Taivutuskestävyys

Materiaaliminaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{\text{nom}} - 10 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimirauditus

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.6 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 32\text{mm} \quad K_{t1} := 275\text{mm}$$

$$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2925 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raudoitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 9.748 \times 10^{-3}$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajallassa

$$m_{\text{krt}} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{\text{cr}} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.083 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t = \infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.975\%$$

Kimkokertoimien suhde

$$\alpha_c := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.129$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta  
aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\varepsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.404 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä  
aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 8.255 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{\text{krt}} + m_c = 88.255 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 128 \cdot \text{mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 257 \cdot \text{mm}$
Vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} = 117.202 \cdot \text{MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,ef} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 0.125 \text{ m}$
Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala	$A_{c,eff} := h_{c,ef} \cdot b = 0.125 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$
Keroin lyhytaikaikuormille (0,6 lyhytaikaikuormille) (0,4 pitkäaikaikuormille)	$k_t := 0.4$
Vetotankojen keskimääräinen halkaisija	$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 32 \cdot \text{mm}$
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.023$
Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä	$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0004$
Kertoimet	$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$
Betonipeite vetoteräksen alapintaan	$c_{nom} := c_{nom} = 40 \cdot \text{mm}$
Jakovälin tarkistus	$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 280 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 275 \cdot \text{mm}$
Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:	
Suurin halkeamaväli	$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 368.515 \cdot \text{mm}$
Halkeamaleveys	$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.13 \cdot \text{mm}$
	$w_k < w_{sall}$

## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T20 K125 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.082 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.571$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.147 \cdot \text{mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.615$$

### Taivutuskestävyys

Materiaaliminäisyydet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \cdot \text{MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{\text{nom}} - 10 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimiraidoitus

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.6 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 20\text{mm} \quad K_{t1} := 125\text{mm}$$

$$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2513 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raidoitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 8.378 \times 10^{-3}$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajatilassa

$$m_{krt} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.083 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t = \infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.838\%$$

Kimmo kertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.129$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\varepsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.354 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 7.233 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{krt} + m_c = 87.233 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_c \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_c) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_c)}{b} = 121 \cdot \text{mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 260 \cdot \text{mm}$
Vetorausoituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} = 133.598 \cdot \text{MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 0.125 \cdot \text{m}$
Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala	$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 0.125 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$
Kerros lyhytaikaiskuormille (0,6 lyhytaikaiskuormille) (0,4 pitkäaikaiskuormille)	$k_t := 0.4$
Vetotankojen keskimääräinen halkaisija	$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 20 \cdot \text{mm}$
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.02$
Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä	$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0004$
Kertoimet	$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$
Betonipeite vetoteräksen alapintaan	$c_{nom} := c_{nom} = 40 \cdot \text{mm}$
Jakovälin tarkistus	$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 250 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 125 \cdot \text{mm}$
Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:	
Suurin halkeamaväli	$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 305.102 \cdot \text{mm}$
Halkeamaleveys	$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.122 \cdot \text{mm}$
	$w_k < w_{sall}$

## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T16 K100 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.082 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $\gamma_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.571$$

$$w_{k1} := 0.05 \text{ mm} + \frac{0.2 \text{ mm} - 0.05 \text{ mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.147 \text{ mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.615$$

### Taivutuskestävyys

Materiaaliminaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonipeite

$$c_{nom} := 40 \text{ mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{nom} - 10 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$



Vaadittu minimiraidoitus

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.6 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 16\text{mm} \quad K_{t1} := 100\text{mm}$$

$$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raidoitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 6.702 \times 10^{-3}$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajatilassa

$$m_{krt} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.083 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t = \infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.67\%$$

Kimokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.129$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta  
aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.29 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä  
aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 5.927 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{krt} + m_c = 85.927 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspuunnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 111 \cdot \text{mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 263 \cdot \text{mm}$
Vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} = 162.452 \cdot \text{MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 0.125 \cdot \text{m}$
Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala	$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 0.125 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$
Kerroin lyhytaikaikuormille (0,6 lyhytaikaikuormille) (0,4 pitkäaikaikuormille)	$k_t := 0.4$
Vetotankojen keskimääräinen halkaisija	$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 16 \cdot \text{mm}$
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.016$
Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä	$\varepsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0005$
Kertoimet	$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$
Betonipeite vetoteräksen alapintaan	$\underline{c} := c_{nom} = 40 \cdot \text{mm}$
Jakovälin tarkistus	$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 240 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 100 \cdot \text{mm}$
Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:	
Suurin halkeamaväli	$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 305.102 \cdot \text{mm}$
Halkeamaleveys	$w_k := s_{r,max} \cdot \varepsilon_{av} = 0.149 \cdot \text{mm}$
	$w_k < w_{sall}$

## Halkeamaleveyden laskenta, vesitiivis allas T20 K200 raudoitus

Hydrostaattinen painekorkeus

$$h_D := 5450\text{mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350\text{mm}$$

Lietteen tiheys

$$\gamma_m := 1236 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$f_{m1} := h_D \cdot \gamma_m \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 66.082 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sallittu halkeamaleveys

Tiiveyttä vaativissa rakenteissa halkeamaleveyden raja-arvo  $w_{k1}$  määritellään hydrostaattisen painekorkeuden  $h_D$  suhteena säiliörakenteen seinän paksuuteen  $h$ .  
SFS-EN 1992-3 7.3.1

$$\text{Jos } h_D/h \leq 5 \quad w_{k1} = 0.2\text{mm}$$

$$\text{Jos } h_D/h \leq 35 \quad w_{k1} = 0.05\text{mm}$$

$$\alpha := \frac{h_D}{h} = 15.571$$

$$w_{k1} := 0.05\text{mm} + \frac{0.2\text{mm} - 0.05\text{mm}}{35 - 5} \cdot (35 - \alpha) = 0.147\text{mm}$$

$$w_{\text{sall}} := w_{k1}$$

### Seinät taivutettuna laattarakenteena

Maksimi taivutusmomentit (tulokset Robotista)

$$M_{Ed} := 130 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_k := 80 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \frac{M_k}{M_{Ed}} = 0.615$$

### Taivutuskestävyys

Materiaaliominaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad f_{ck} := 25\text{MPa} \quad E_{cm} := 31\text{GPa}$$

$$E_s := 200\text{GPa} \quad f_{ctm} := 2.6\text{MPa} \quad \lambda := 0.8$$

$$f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.2\text{MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15}$$

Betonipeite

$$c_{\text{nom}} := 40\text{mm}$$

Seinän paksuus

$$h := 350\text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - c_{\text{nom}} - 10\text{mm} = 300\text{mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Vaadittu minimiraudoitus

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{sk}} = 405.6 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_{t1} := 20\text{mm} \quad K_{t1} := 200\text{mm}$$

$$A_{s,\text{prov}} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{t1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{K_{t1}} = 1571 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Rauoitussuhde

$$\rho := \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 5.236 \times 10^{-3}$$

**Halkeamaleveys**

Maksimimomentti Käyttörajatilassa

$$m_{krt} := M_k \quad A_{s1} := A_{s,\text{prov}}$$

Taivutusvastus

$$W_c := \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Halkeilumomentti

$$m_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 53.083 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_k$$

Virumaluku  $t = \infty$  (ks. by60 taulukko s.24)

$$\varphi_{t\infty} := 1.5 \quad \frac{A_{s,\text{prov}}}{b \cdot d} = 0.524\%$$

Kimokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t\infty}}} = 16.129$$

Kutistuma

ks. SFS-EN 1992-1-1 s.33-34

$$k_h := 0.75$$

$$\epsilon_{cd,0} := 0.00027$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

$$\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0.00024$$

Betonin kutistumasta aiheutuva vetojännitys

$$\sigma_{cs} := \frac{\epsilon_{cs}}{\left( \frac{1 + \varphi_{t\infty}}{E_{cm}} \right) + \frac{1}{\rho \cdot E_s}} = 0.232 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetojännityksestä aiheutuva momentti

$$m_c := \sigma_{cs} \cdot W_c = 4.732 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Halkeilua aiheuttava momentti

$$m_k := m_{krt} + m_c = 84.732 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Puristuspinnan korkeus (halkeillut)	$x := \frac{\left[ (\alpha_e \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot b \cdot (A_{s1} \cdot d \cdot \alpha_e) \right]^{0.5} - (A_{s1} \cdot \alpha_e)}{b} = 101 \cdot \text{mm}$
Sisäinen momenttivarsi	$z := d - \frac{x}{3} = 266 \cdot \text{mm}$
Vetorausoituksessa vaikuttava jännitys	$\sigma_s := \frac{m_k}{A_{s1} \cdot z} = 202.417 \cdot \text{MPa}$
Vedetyn pinnan korkeus	$h_{c,eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 0.125 \cdot \text{m}$
Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala	$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 0.125 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$
Kerroin lyhytaikaikuormille (0,6 lyhytaikaikuormille) (0,4 pitkäaikaikuormille)	$k_t := 0.4$
Vetotankojen keskimääräinen halkaisija	$\phi_{eq} := \phi_{t1} = 20 \cdot \text{mm}$
Tehollinen rauditussuhde	$\rho_{s,eff} := \frac{A_{s,prov}}{A_{c,eff}} = 0.013$
Keskimääräinen teräksen ja betonin välinen venymäero halkeamien välillä	$\epsilon_{av} := \max \left[ 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} \right] = 0.0006$
Kertoimet	$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$
Betonipeite vetoteräksen alapintaan	$c := c_{nom} = 40 \cdot \text{mm}$
Jakovälin tarkistus	$5 \cdot \left( c + \frac{\phi_{t1}}{2} \right) = 250 \cdot \text{mm} > K_{t1} = 200 \cdot \text{mm}$
Raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan, lopullinen halkeamaväli voidaan laskea kaavasta:	
Suurin halkeamaväli	$s_{r,max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{s,eff}} = 406.563 \cdot \text{mm}$
Halkeamaleveys	$w_k := s_{r,max} \cdot \epsilon_{av} = 0.247 \cdot \text{mm}$
	$w_k > w_{sall}$

## Halkeamaleveyden laskenta taivutetulle seinälle rakentamismääräyskokoelman mukaan

1. LÄHTÖARVOT				2. TULOKSET			
<b>1.1 Kuormitukset</b>				<b>2.1 Rauditus</b>			
Momentti	$M_d =$	138	kNm/m	Minimiraudoitus $A_{s,min}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	337,92	Käyttöaste [%]
Normaalivoima	$N_d =$	0	kN/m				
Leikkausvoima	$V_d =$	0	kN/m				
Momentti	$M_k =$	80	kNm/m				
Normaalivoima	$N_k =$	0	kN/m				
Leikkausvoima	$V_k =$	0	kN/m				
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>			
Betonin nimellislujuus	$K =$	30	N/mm <sup>2</sup>	Leikkauskapasiteetti $V_c =$	kN/m	224,03	Käyttöaste [%]
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>				
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500	N/mm <sup>2</sup>				
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>			
Ympäristöluokka		2		Halkeilukapasiteetti		1,34	Käyttöaste [%]
Rakenneluokka		2					
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70	%	Halkeaman leveys $w_k$	Sallittu [mm]	0,1	Käyttöaste [%]
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0	°C				
<b>1.4 Laatan mitat</b>				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>			
Kaistan pituus	$L =$	6	m	Halkeaman leveys $w_k$	Laskettu [mm]	0,166	Käyttöaste [%]
Kaistan leveys	$b =$	1	m				
Kaistan paksuus	$h =$	0,35	m				
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3	m				
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>			
Pääraudoitus $A_s$							
Teräksen halkaisija	$\phi =$	32	mm				
Tankojako	$s =$	275	mm				
Työsaumaraudoitus $A_{sv}$ (2-leikk.)							
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8	mm				
Tankojako	$s =$	300	mm				

OSA

① POHJALAATTA

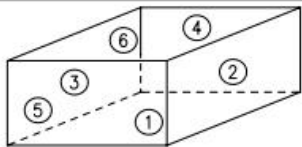










② SIVUSEINÄ

③ SIVUSEINÄ

④ PÄÄTYSEINÄ

⑤ PÄÄTYSEINÄ

⑥ KANSILAATTA

1. LÄHTÖARVOT			OSA		
<b>1.1 Kuormitukset</b>					
Momentti	$M_d =$	138 kNm/m	① POHJALAATTA		
Normaalivoima	$N_d =$	0 kN/m	② SIVUSEINÄ		TAI 
Leikkausvoima	$V_d =$	0 kN/m	③ SIVUSEINÄ		// 
Momentti	$M_k =$	80 kNm/m	④ PÄÄTYSEINÄ		TAI 
Normaalivoima	$N_k =$	0 kN/m	⑤ PÄÄTYSEINÄ		// 
Leikkausvoima	$V_k =$	0 kN/m	⑥ KANSILAATTA		
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>			<b>2. TULOKSET</b>		
Betonin nimellislujuus	$K =$	30 N/mm <sup>2</sup>	<b>2.1 Rauditus</b>		
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000 N/mm <sup>2</sup>	Minimiraudoitus $A_{smin}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m] 337,92 <b>OK!</b>	Käyttöaste [%] 13
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>	Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$	0,110 <b>OK!</b>	
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>			<b>Pääraudoitus <math>A_s</math></b>		
Ympäristöluokka		2	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	1172,15	Valittu [mm <sup>2</sup> /m] 2513,27 <b>OK!</b>
Rakenneluokka		2			Käyttöaste [%] 47
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70 %	<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>		
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0 °C	<b>Leikkauskapasiteetti <math>V_{c,0} =</math></b>		
<b>1.4 Laatan mitat</b>			kN/m		
Kaistan pituus	$L =$	6 m	213,71 <b>OK!</b>		
Kaistan leveys	$b =$	1 m	Käyttöaste [%] 0		
Kaistan paksuus	$h =$	0,35 m	<b>2.3 Halkeaman leveys</b>		
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3 m	<b>Halkeilukapasiteetti</b>		
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>			1,32		
Pääraudoitus $A_s$			<b>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</b>		
Teräksen halkaisija	$\phi =$	20 mm	Käyttöaste [%] 132		
Tankojako	$s =$	125 mm	<b>Halkeaman leveys <math>w_k</math></b>		
Työsaumaraudoitus $A_{sv}$ (2-leikk.)			Sallittu [mm] 0,1		
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8 mm	Laskettu [mm] 0,127		
Tankojako	$s =$	300 mm	Käyttöaste [%] 127 <b>Halkeilu mitoittaa!</b>		

1. LÄHTÖARVOT				OSA										
<b>1.1 Kuormitukset</b>														
Momentti	$M_d =$	138	kNm/m	① POHJALAATTA										
Normaalivoima	$N_d =$	0	kN/m	② SIVUSEINÄ	TAI									
Leikkausvoima	$V_d =$	0	kN/m	③ SIVUSEINÄ	— // —									
Momentti	$M_k =$	80	kNm/m	④ PÄÄTYSEINÄ	TAI									
Normaalivoima	$N_k =$	0	kN/m	⑤ PÄÄTYSEINÄ	— // —									
Leikkausvoima	$V_k =$	0	kN/m	⑥ KANSILAATTA										
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				<b>2. TULOKSET</b>										
Betonin nimellislujuus	$K =$	30	N/mm <sup>2</sup>	<b>2.1 Raudoitus</b>										
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	Minimiraudoitus $A_{s,min}$	<table border="1"> <tr> <td>Vaadittu [mm<sup>2</sup>/m]</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td>337,92</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>OK!</b></td> </tr> </table>	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	337,92	17	<b>OK!</b>				
Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]													
337,92	17													
<b>OK!</b>														
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500	N/mm <sup>2</sup>	Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$	<table border="1"> <tr> <td>0,110</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><b>OK!</b></td> </tr> </table>	0,110	<b>OK!</b>							
0,110														
<b>OK!</b>														
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>				<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>										
Ympäristöluokka		2		Pääraudoitus $A_s$	<table border="1"> <tr> <td>Vaadittu [mm<sup>2</sup>/m]</td> <td>Valittu [mm<sup>2</sup>/m]</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td>1172,15</td> <td>2010,62</td> <td>58</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>OK!</b></td> </tr> </table>	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	1172,15	2010,62	58	<b>OK!</b>		
Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]												
1172,15	2010,62	58												
<b>OK!</b>														
Rakenneluokka		2		Työsaumarauδοitus $A_{s,w}$	<table border="1"> <tr> <td>Valittu [mm<sup>2</sup>/m]</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td>335,10</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>OK!</b></td> </tr> </table>	Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]	335,10	0	<b>OK!</b>				
Valittu [mm <sup>2</sup> /m]	Käyttöaste [%]													
335,10	0													
<b>OK!</b>														
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70	%	<b>2.3 Halkeaman leveys</b>										
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0	°C	Leikkauskapasiteetti $V_{s,w}$	<table border="1"> <tr> <td>kN/m</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td>201,09</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>OK!</b></td> </tr> </table>	kN/m	Käyttöaste [%]	201,09	0	<b>OK!</b>				
kN/m	Käyttöaste [%]													
201,09	0													
<b>OK!</b>														
<b>1.4 Laatan mitat</b>				<b>2.3 Halkeaman leveys</b>										
Kaistan pituus	$L =$	6	m	Halkeilukapasiteetti	<table border="1"> <tr> <td>1,30</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</b></td> </tr> </table>	1,30	Käyttöaste [%]	<b>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</b>						
1,30	Käyttöaste [%]													
<b>Kapasiteetti ei riitä! Tarkista raudoituksen riittävyys tai paksunna laattaa!</b>														
Kaistan leveys	$b =$	1	m	Halkeaman leveys $w_k$	<table border="1"> <tr> <td>Sallittu [mm]</td> <td>Laskettu [mm]</td> <td>Käyttöaste [%]</td> </tr> <tr> <td>0,1</td> <td>0,150</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><b>Halkeilu mitoitaa!</b></td> </tr> </table>	Sallittu [mm]	Laskettu [mm]	Käyttöaste [%]	0,1	0,150	150	<b>Halkeilu mitoitaa!</b>		
Sallittu [mm]	Laskettu [mm]	Käyttöaste [%]												
0,1	0,150	150												
<b>Halkeilu mitoitaa!</b>														
Kaistan paksuus	$h =$	0,35	m											
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3	m											
<b>1.5 Raudoituksen tiedot</b>														
Pääraudoitus $A_s$														
Teräksen halkaisija	$\phi =$	16	mm											
Tankojako	$s =$	100	mm											
Työsaumarauδοitus $A_{s,w}$ (2-leikk.)														
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8	mm											
Tankojako	$s =$	300	mm											



1. LÄHTÖARVOT				OSA	
<b>1.1 Kuormitukset</b>					
Momentti	$M_d =$	138	kNm/m	① POHJALAATTA	
Normaalivoima	$N_d =$	0	kN/m	② SIVUSEINÄ	
Leikkausvoima	$V_d =$	0	kN/m	③ SIVUSEINÄ	
Momentti	$M_k =$	80	kNm/m	④ PÄÄTYSEINÄ	
Normaalivoima	$N_k =$	0	kN/m	⑤ PÄÄTYSEINÄ	
Leikkausvoima	$V_k =$	0	kN/m	⑥ KANSILAATTA	
<b>1.2 Materiaalien tiedot</b>				<b>2. TULOKSET</b>	
Betonin nimellislujuus	$K =$	30	N/mm <sup>2</sup>	<b>2.1 Rauditus</b>	
Teräksen kimmomoduli	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	Minimiraudoitus $A_{min}$	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m] Käyttöaste [%]
Teräksen nimellislujuus	$f_{yk} =$	500	N/mm <sup>2</sup>	337,92	22
<b>1.3 Ympäristö- ja rakenneluokka</b>				OK!	
Ympäristöluokka		2		Puristuspinnan suhteellinen korkeus $\mu$	0,110
Rakenneluokka		2		OK!	
Suhteellinen kosteus	$RH =$	70	%	Pääraudoitus $A_s$	
Lämpötilaero	$\Delta T =$	0	°C	Vaadittu [mm <sup>2</sup> /m]	Valittu [mm <sup>2</sup> /m] Käyttöaste [%]
<b>1.4 Laatan mitat</b>				1172,15	
Kaistan pituus	$L =$	6	m	1570,80	
Kaistan leveys	$b =$	1	m	OK!	
Kaistan paksuus	$h =$	0,35	m	Valittu [mm <sup>2</sup> /m] Käyttöaste [%]	
Tehollinen korkeus	$d =$	0,3	m	Työsaumarauditus $A_{sw}$	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				335,10	
Pääraudoitus $A_s$				OK!	
Teräksen halkaisija	$\phi =$	20	mm	<b>2.2 Laatan leikkautuminen</b>	
Tankojako	$s =$	200	mm	Leikkauskapasiteetti $V_c =$	kN/m Käyttöaste [%]
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				190,05	
Työsaumarauditus $A_{sv}$ (2-leikk.)				OK!	
Teräksen halkaisija	$\phi =$	8	mm	<b>2.3 Halkeaman leveys</b>	
Tankojako	$s =$	300	mm	Halkeilukapasiteetti	1,28 Käyttöaste [%]
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				128	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				OK!	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				Halkeaman leveys $w_k$	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				Sallittu [mm]	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				0,1	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				Laskettu [mm]	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				0,264	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				Käyttöaste [%]	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				264	
<b>1.5 Raudituksen tiedot</b>				Halkeilu mitoittaa!	

## Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Materiaaliominaisuudet  
Teräs A500HW, Betoni C25/30

$$f_{sk} := 500 \text{MPa} \quad f_{ck} := 25 \text{MPa} \quad E_{cm} := 31 \text{GPa}$$

$$E_s := 200 \text{GPa} \quad f_{ctm} := 2.6 \text{MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.452 \quad A_s := 3142 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Seinän paksuus

$$h := 350 \text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := 300 \text{mm}$$

Tarkastelu leveys

$$b := 1$$

Teräsännitys halkeileessa tilassa,  
arvo otettu aiemmista laskelmista

$$\sigma_s := 153.91 \text{MPa}$$

Taulukko 7.2N Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat  $\phi_s^*$  (ks. Huom. 1)

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
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:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}; h_{cr} = 0,5 h; (h - d) = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_3 = 0,4 \text{ [AC]} \text{ ja } k_4 = 1,0 <$$

Haluttu halkeamaleveys on alle 0,2mm, mutta taulukon arvoja ei voida suoraan käyttää johtuen taulukon erilaisista oletuksista.

Tankojen enimmäishalkaisijan muuntaminen:  $\phi_{sx} := 25 \text{mm}$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

Jännitysjakautuma ennen halkeilua,  
taivutetulle rakenteelle

$$k_c := 0.4$$

Puristuspuunnan korkeus

$$x := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + [(\alpha_e - 1) \cdot (A_s \cdot d)]}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot A_s} = 0.181 \text{ m}$$

Vetoalueen korkeus

$$h_{cr} := h - x = 0.169 \text{ m}$$

Tankojen enimmäishalkaisija

$$\phi_s := \phi_{sx} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2.9 \text{ MPa}} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d)} = 15.167 \text{ mm}$$