

# **Teräsbetonipalkin vahvistaminen hiilikuitukomposiiteilla**

**Joonas Lonka  
Jesse Nissinen**

Opinnäytetyö

---



Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä(t) Joonas Lonka, Jesse Nissinen	
Työn nimi Teräsbetonipalkin vahvistaminen hiilikuitukomposiiteilla	
Päiväys 12.12.2012	Sivumäärä/Liitteet 84/14
Ohjaaja(t) Rakennetekniikan yliopettaja, TkT, Arto Puurula ja lehtori Juha Pakarinen	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Savonia-ammattikorkeakoulu	
Tiivistelmä	
<p>Tämän opinnäytetyön tavoitteena on tutkia hiilikuitukomposiittien soveltumista rakenteiden vahvistamiseen, sekä tutkia teoreettisten laskentakaavojen paikkansapitävyyttä käytännön sovelluksissa. Lisäksi tavoitteena oli tuottaa oppimateriaalia Savonia-ammattikorkeakoululle</p> <p>Opinnäytetyötä varten suunniteltiin kaksi teräsbetonipalkkia, jotka mitoitettiin kestävästi tasavahvasti leikkaus- ja taivutusrasitusta. Tämän jälkeen palkit valmistettiin suunnitelmien mukaisesti ja asennettiin teräksiin sekä hiilikuituihin venymiä mittaavia antureita. Toinen teräsbetonipalkki vahvistettiin liimaamalla hiilikuitutankoja taivutuslujuuden lisäämiseksi palkin alapintaan tehtyyn uraan NSM (Near Surface Mounted)- menetelmällä sekä hiilikuitukangasta palkin ympäri leikkauslujuuden lisäämiseksi. Vahvistamaton palkki korjattiin samalla menetelmällä ensimmäisen koepuristuksen jälkeen. Koepuristukset tehtiin Savonia-ammattikorkeakoulun betonitekniikanlaboratoriossa ja tuloksia verrattiin sekä käsinlaskennan arvoihin että tietokone ohjelmien laskelmiin.</p> <p>Tuloksista ilmeni, että hiilikuituvahvikkeet kasvattivat koepuristuksissa palkkien leikkaus- ja taivutuskapasiteettia huomattavasti. Palkkien vahvistaminen todettiin myös työteknisesti suhteellisen helpoksi ja nopeaksi, joka tekee siitä kustannustehokkaan ratkaisun rakenteiden vahvistamiselle.</p>	
Avainsanat Hiilikuitu, vahvistaminen, teräsbetonipalkki	
Julkinen	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Building and Structural Engineering			
Author(s) Joonas Lonka, Jesse Nissinen			
Title of Thesis Strengthening on Concrete Beams with Carbon Fiber Composites			
Date	12.12.2012	Pages/Appendices	84/14
Supervisor(s) Mr Arto Puurula, Principal Lecturer and Mr Juha Pakarinen, Lecturer			
Client Organisation/Partners Savonia University of Applied Sciences			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this thesis was to study strengthening of concrete beams with carbon fiber composites and produce teaching material to Savonia University of Applied Sciences.</p> <p>Two concrete beams were designed and produced for this thesis. Both beams were reinforced with steel reinforcement and the second one was also strengthened with carbon fiber composites. Strain gauges were installed to the beam steel reinforcement and carbon fibers. The first beam was tested in a laboratory without any carbon fiber composites. After the test the beam was repaired with carbon fiber composites using the NSM-method (Near Surface Mounted). The second beam was tested only once with carbon fiber composites. All the tests were completed during winter 2012. The test results were compared to calculations made by hand and computer.</p> <p>As a result, the laboratory tests showed that carbon fiber composites increase the shear and bending moment capacity of the beams significantly. The hand calculations gave similar results with the tests. The beam strengthening was also found to be an easy and quick operation.</p>			
Keywords Carbon fiber, strengthening, Near Surface Mounted Reinforcement, concrete beam			
public			



## SISÄLTÖ

SYMBOLIT .....	8
1 JOHDANTO.....	10
2 HIILIKUITUKOMPOSIITTI RAKENTAMISESSA .....	11
2.1.1 Käyttötarkoituksen muutos.....	12
2.1.2 Rakenteen rapautuminen .....	12
2.2 Betonirakenteiden vahvistaminen .....	13
3 MITOITUKSEN PERUSTEET .....	15
3.1 Vahvistetun betonirakenteen käyttäytyminen .....	15
3.2 Normit .....	16
3.3 Ympäristövaikutukset.....	17
3.3.1 Mitoitus .....	17
3.3.2 Lämpötila .....	18
3.3.3 Pakkaskestävyys.....	19
3.3.4 Kosteus .....	19
3.3.5 Hiilikuidun kestävyys .....	19
3.4 Rajatilat.....	20
3.4.1 Käyttörajatila .....	20
3.4.2 Murtorajatila .....	21
3.5 Varmuuskertoimet .....	21
3.5.1 Käyttörajatila .....	22
3.5.2 Murtorajatila .....	22
4 MATERIAALIT JA MENETELMÄT .....	23
4.1 Komposiittimateriaalit.....	23
4.1.1 Kuidut .....	24
4.1.2 Matriisi .....	26
4.1.3 Kuitukomposiitit .....	27
4.2 Vahvistusmenetelmät.....	28
4.2.1 Hiilikuitulevyjärjestelmä .....	29
4.2.2 Hiilikuitutankojärjestelmä .....	30
4.2.3 Hiilikuitukangasjärjestelmä .....	30
4.3 Yhteenveto .....	31
5 KOEPALKIN SUUNNITTELU .....	33
5.1 Käsin laskenta .....	33
5.1.1 Teräsbetonipalkin mitoitus .....	33

5.1.2	Taivutusraudoituksen laskeminen.....	35
5.1.3	Leikkausraudoituksen laskenta.....	37
5.1.4	Hiilikuituvahvistetun palkin mitoitus.....	39
5.1.5	Käsin laskennan yhteenveto ja piirustukset .....	45
6	PALKKIEN VALMISTUS.....	47
6.1	Raudoitukset .....	47
6.2	Muotin teko .....	48
6.3	Anturien asentaminen.....	48
6.4	Palkkien valaminen.....	49
6.5	Hiilikuitutankojen asentaminen .....	50
6.6	Hiilikuitukankaan asentaminen .....	52
7	MATERIAALIEN KOEISTUS .....	53
8	TIETOKONELASKENTA.....	54
8.1	Abaqus.....	54
8.1.1	Normaalipalkki.....	55
8.1.2	Vahvistettu palkki .....	58
8.1.3	Korjattu palkki.....	61
9	PALKKIEN KOEPURISTUKSET .....	64
9.1	Koepuristusten suorittaminen .....	64
9.2	Koepuristuksen tulokset.....	65
9.2.1	Normaalipalkin koeistus.....	65
9.2.2	Vahvistetun palkin koeistus.....	68
9.2.3	Korjatun palkin koeistus .....	71
10	TULOSTEN ANALYSOINTI .....	73
10.1	Normaalipalkki .....	73
10.2	Vahvistettu palkki.....	76
10.3	Korjattu palkki .....	79
11	YHTEENVETO.....	82
	LÄHTEET .....	84

## LIITTEET

Liite 1 Laskuesimerkki 1

Alkusanat

Haluamme kiittää Savonia-ammattikorkeakoulua mielenkiintoisesta opinnäytetyön aiheesta, sekä opinnäytetyön ohjaukseen osallistuneita henkilöitä.

Kuopiossa 12.12.2012

Joonas Lonka

Jesse Nissinen

## SYMBOLIT

$A_f$	Hiilikuidun poikkileikkauspinta-ala	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{haka}$	Haan poikkileikkaus pinta-ala	[mm <sup>2</sup> ]
$A_s$	Tarvittava teräspinta-ala	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s,min}$	Vähimmäisraudoitus pinta-ala	[mm <sup>2</sup> ]
$b$	Leveys	[mm]
$b_f$	Hiilikuitukankaan leveys	[mm]
$d$	Tehollinen korkeus	[mm]
$E_f$	Hiilikuidun kimmokerroin	[GPa]
$E_{fd}$	Kimmomoduulin mitoitusarvo	[GPa]
$E_{fk}$	Kimmomoduuli	[GPa]
$F$	Pistekuorma	[kN]
$F_A$	Tukireaktio	[kN]
$F_B$	Tukireaktio	[kN]
$F_{cm}$	Betonin puristuslujuus	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{ctm}$	Betonin vetolujuus	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{fd}$	Materiaalin mitoitusarvo	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{fk}$	Materiaaliarvo	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{mt}$	Teräksen myötölujuuden keskiarvo	[N/mm <sup>2</sup> ]
$g_{k,oma}$	Palkin omapaino	[kN/m]
$h$	Korkeus	[mm]
$l$	Palkin pituus	[mm]
$l_1$	Tuen etäisyys palkin päästä	[mm]
$l_2$	Pistekuorman etäisyys tuelta	[mm]
$L_{ef}$	Hiilikuituvahvikkeiden voimavarsi	[mm]
$M$	Momentti	[kNm]
$M_{f,Rm}$	Taivutuskestävyys vahvistettuna	[kNm]
$M_{rm}$	Taivutuskestävyys	[kNm]
$n$	hakojen lukumäärä	[kpl]
$r$	Hiilikuitukangaskaistojen väli	[mm]
$R_m$	Teräksen murtolujuuden minimiarvo	[N/mm <sup>2</sup> ]
$s$	hakaväli	[mm]
$s_f$	Hiilikuitukankaiden etäisyys	[mm]
$t_f$	Hiilikuitukankaan paksuus	[mm]
$T_g$	Lasisiirtymälämpötila	[°C]
$V$	Leikkausvoima	[kN]
$v_1$	Pienennyskerroin	

$w_f$	Hiilikuitukankaan poikkileikkaus leveys	[mm]
$V_{rd,f}$	Hiilikuitukankaiden leikkaukapasiteetti	[kN]
$V_{rd,s}$	Teräksen leikkaukapasiteetti	[kN]
$V_{Rm}$	Leikkaukestävyys	[kN]
$V_{Rm,max}$	Maksimileikkaukestävyys	[kN]
$X$	Puristussuorakaiteen korkeus	[mm]
$y$	Puristuspinnan korkeus	[mm]
$z$	Puristuspinnan tehollien korkeus	[mm]
$\beta$	Puristuspinnan suhteellinen korkeus	[mm]
$\beta_f$	Hiilikuitukankaiden asennuskulma	[°]
$\gamma_f$	Osavarmuuskerroin	
$\gamma_{fm}$	Hiilikuidun osavarmuuskerroin	
$\epsilon_f$	Hiilikuidun suhteellisen venymä	[‰]
$\eta$	Kerroin	
$\theta$	Oletettu leikkaukulma	[°]
$\mu$	Suhteellinen momentti	
$\rho_{w,min}$	Minimi leikkausraudoitussuhde	
$\rho$	Geometrinen raudoitussuhde	
$\sigma$	Jännitys	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\omega$	Mekaaninen raudoitussuhde	

## 1 JOHDANTO

Hiilikuidun käyttö rakentamisessa on vielä nykypäivänäkin suhteellisen harvinaista, vaikka hiilikuidulla on hyviä rakentamisessa tarvittavia ominaisuuksia, kuten säänkestävyys, korkea vetolujuus ja jäykkyys. Hiilikuidun ominaisuuksia pystytään kustannustehokkaasti parhaiten hyödyntämään jo olemassa olevien rakenteiden korjaamisessa ja vahvistamisessa.

Tämän opinnäytetyön aiheena on tutkia teräsbetonipalkin vahvistamista hiilikuiduilla sekä leikkaus- että taivutusrasituksia vastaan. Tavoitteena on määritellä teräsbetonipalkin raudoitus ja laskea palkin kestävyys pistekuormalle. Lisäksi määritetään hiilikuituvahvikkeiden tuoma lisäkapasiteetti sekä luodaan palkeista 3D-mallit epälineaariseen FEM-laskentaan tarkoitetulla Abaqus-ohjelmalla.

Opinnäytetyössä valmistetaan kaksi teräsbetonipalkkia, joista toinen vahvistetaan hiilikuitutangolla ja -kankaalla ja toinen teräsbetonipalkki korjataan hiilikuiduilla koepuristuksen jälkeen sekä koepuristetaan uudelleen. Palkit koepuristetaan murtorajaan asti, jonka jälkeen koepuristuksien tuloksia verrataan käsinlaskentaan ja Abaqus ohjelman antamiin arvoihin.

Opinnäytetyö tehdään osana Savonia-ammattikorkeakoulussa suoritettavaa hiilikuidun käyttömahdollisuuksia selvittävää tutkimusta teräsbetonirakenteiden vahvistamisessa. Työssä selvitetään hiilikuidun tuoma lisäkapasiteetti teräsbetonipalkkeihin, sekä pyritään selvittämään laskentateorian paikkansapitävyys käytännön sovellukseen. Työssä pohditaan myös mahdollisia ongelmakohtia hiilikuidun käyttämisessä rakenteen osana.

## 2 HIILIKUITUKOMPOSIITTI RAKENTAMISESSA

Täljsten, Blanksvärd, Sas (2011) ovat käsitelleet teoksessaan Hanbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer hiilikuituvahvistamista. Seuraavassa esitetään heidän tutkimustyön tuloksia.

Olemassa olevien rakenteiden korjaus- ja vahvistamistarve on selvästi lisääntynyt viimeisen vuosikymmenen aikana. Korjaus- ja vahvistamistarpeet johtuvat heikentyneistä rakenteiden ominaisuuksista tai niille asetetuista uusista vaatimuksista. Nämä vaatimukset liittyvät yleensä rakenteiden kantokykyyn, kestävyYTEEN, käyttötarkoitukseen tai esteettisyyteen.

Olemassa on ainakin kaksi hyvää perustetta vahvistaa olemassa olevia betonirakenteita. Ensinnäkin on yleensä aina halvempaa vahvistaa jo olemassa olevia rakenteita kuin purkaa ja rakentaa uusia tilalle. Toinen hyvä peruste on vahvistamistyön nopeus verrattuna uudisrakentamiseen. Myös ympäristönäkökulmat puoltavat rakenteiden ominaisuuksien parantamista, koska tällöin säästetään luonnonvaroja ja ympäristöä.

Valtaosa tämän päivän rakennuskannasta tulee olemaan vielä käytössä vuosikymmenienkin kuluttua, joten niistä tulee huolehtia asianmukaisesti. Tämä tarkoittaa säännöllisesti suoritettavia huoltotoimenpiteitä. Näistäkin toimenpiteistä huolimatta on vain ajan kysymys, koska rakenne tarvitsee perusteellisemmän korjauksen tai sen suorituskykyä on nostettava. Esimerkiksi uudisrakentaminen voi aiheuttaa sillalle liikennemäärien ja yliajavien ajoneuvojen painon kasvua, jolloin sillan rakenteet on päivitettävä vastaamaan nykypäivän vaatimuksia.

Jos keskitytään rakenteen puutteellisen kantokyvyn tarkastelemiseen, niin se voidaan yleisesti jakaa kahteen pääsyyhyn:

- rakenteen käyttötarkoitus muuttuu ja sen tulee kestää suurempia kuormia kuin se alun perin on mitoitettu
- rakenne on kulumisen tai onnettomuuden takia menettänyt kantavuuttaan, eikä näin pysty kantamaan sille mitoitettua kuormaa.

### 2.1.1 Käyttötarkoituksen muutos

Rakennuksilla on normaalisti fysikaalinen elinikä, esimerkiksi rakennukset suunnitellaan normaalisti kestäväksi 50 vuotta tai pitempään. On todennäköistä, että rakennukselle asetetut vaatimukset tai käyttötarkoitus tulevat muuttumaan tuona aikana. Rakenteilla ei aina ole ylimääräistä lujuutta mitoitettuna näitä muutoksia varten ja sen takia tarvitaan toimenpiteitä kuten rakenteiden lisävahvistuksia. Lisävahvistuksen tarve johtuu yleisimmin seuraavista syistä:

- suunnittelu- tai rakennusvirhe
- rakenteiden kuormat kasvavat suunnitelluista arvoista, esim. käyttötarkoituksen muuttuessa
- rakenteellisen toimintatavan muutos, esim. peruskorjauksen yhteydessä.

Kaikkien edellä mainittujen syiden korjaamiseen voidaan käyttää hyväksi hiilikuitukomposiittimateriaaleja.

### 2.1.2 Rakenteen rapautuminen

Betonirakenteiden rapautumista aiheuttaa moni fysikaalinen ja kemiallinen prosessi. Usein puhutaan rakenteiden rapautumisesta kloridien vaikutuksesta ja betonin suoja-kerroksen karbonatisoitumisesta. Molemmat näistä mekanismeista aiheuttaa terästen korroosiota. Muita tekijöitä, jotka aiheuttavat betonirakenteen kantavuuden heikkenemistä, ovat pakkasrapautuminen ja kalkin liukeneminen, jotka heikentävät betonirakenteen kestävyyttä ja voivat aiheuttaa äärimmäisessä tilanteessa onnettomuuden. Toimenpidetarpeiden aiheuttajia ovat:

- kunnossapidon laiminlyönti
- suunnittelu- tai rakennusvirhe
- onnettomuus, kuten tulipalo tai törmäys.

Toimenpiteitä voivat olla purkaminen ja uuden rakentaminen tai vanhan korjaaminen sekä parantaminen. Parhaiten sopiva toimintatapa tulee valita tilanteen mukaan.

Tulevaisuudessa voidaan rakenteen, joka ei ole saavuttanut vielä kriittistä astetta, rapautumista hidastaa tai pysäyttää kokonaan käyttämällä hiilikuitukomposiittimateri-



aaleja korjaus- ja vahvistamistoimenpiteissä. Sopiva hiilikuitumateriaali täytyy kuitenkin valita asiantuntijan ohjeiden mukaan tapauskohtaisesti.

## 2.2 Betonirakenteiden vahvistaminen

Ennen rakenteen vahvistamispäätöstä tarvitaan selvitys syistä, jotka aiheuttavat betonirakenteen vahvistamistarpeen. Muutamat perinteisemmät tavat, joilla vahvistetaan betonirakenteita, ovat poikkileikkauksen kasvattaminen, jännityspunoksilla tehty jälkijännitys, pintavaluun tehtävä uusi raudoitus, ruiskubetonointi tai palkin vaihtaminen. Nämä vahvistamistavat ovat toimineet hyvin aikaisemmin ja toimivat tulevaisuudessaakin.

1970-luvun puolivälissä yleistyi vahvistamistapa, jossa teräslevyt liimattiin suoraan betonirakenteen ulkopintaan. Vahvistamistapaa on käytetty paljon Keski-Euroopassa, Yhdysvalloissa sekä Japanissa. Ruotsissa on noin 15–20 siltaa vahvistettu tällä tavalla. Tällä vahvistamistavalla on kuitenkin muutamia haittoja, kuten teräslevyjen ruostuminen, niiden vaikea asennustyö sekä vahvistuslevyjen taivuttaminen rakenteen muotoiseksi.

1980-luvulla alettiin Japanissa tutkia mahdollisuutta käyttää kuituvahvistettuja polymeerejä betonirakenteiden vahvistamiseen. Niitä tutkittiin aluksi maanjäristyksistä aiheutuvien rasitusten hallintaan. Ensimmäisiä sovelluksia käytettiin savupiipuissa ja pilareissa. Käytetty työtapa muistutti paljon käsityötä, jota myös käytettiin lasikuituveneiden valmistuksessa. Siinä työtavassa vahvikkeet liimattiin suoraan rakenteen pintaan. Tuona aikana ilmestyivät myös ensimmäiset hiilikuituvahvistetut rakenteet. Nykyään tämän tyyppinen vahvistaminen on tyypillistä ja täysin hyväksyttyä ympäri maailmaa. Suurin osa markkinoilla olevista vahvistusmenetelmistä käyttää hiilikuitumateriaaleja, koska niiden kuitujen mekaaniset ominaisuudet sopivat hyvin rakenteiden vahvistamiseen. Lisäksi niiden hyviä kestävyysominaisuuksia voidaan hyödyntää kaikenlaisissa rakennusympäristöissä.

Ruotsissa alettiin tutkia tekniikkaa 80-luvun lopulla, jossa teräslevyjä liimattiin rakenteen ulkopinnalle. Komposiitit tulivat kuvaan 90-luvan alussa. Nykyään tehdään jatkuvaa tutkimus- ja kehitystyötä Ruotsissa hiilikuitukomposiittien käytöstä, joten tältä alalta on yli 30-vuoden kokemus. Tavallisin on rakenne, jota on pitänyt vahvistaa lisääntyneen taivutusjännityksen vuoksi, mutta vahvistuksia on tehty myös leikkaus- ja normaalivoimien vuoksi sekä reikien teon yhteydessä. Betonirakenteet ovat olleet

pääasiallisia vahvistuskohteita, vaikka viimeisen kymmenen vuoden aikana on kehitetty vahvistamismenetelmiä myös puu- ja teräsrakenteille.

### 3 MITOITUKSEN PERUSTEET

Täljsten ym. (2011) käsittelevät käsikirjassaan ensisijaisesti olemassa olevien rakenteiden vahvistamista hiilikuidulla. Rakenteen varman toiminnan takaamiseksi valitulla hiilikuitujärjestelmällä, on tärkeää, että järjestelmä on oikein mitoitettu ja rakenteen yksityiskohdat sopivat käsikirjassa esitettyihin vaatimuksiin. Se edellyttää että:

- järjestelmän valinnan ja mitoituksen tulee suorittaa insinööri, jolla on riittävä tietämys ja pätevyys mitoituksen suorittamiseen
- vahvistusmenetelmä on testattu ja hyväksytty kaikkine yksityiskohtineen
- työntekijällä on tarvittava taito ja kokemus asiasta. Lisäksi on oltava asiantuntevan työnjohto ja laatukontrolli.

Hiilikuituvahvisteita on tavallisesti asennettu niille rakenteen alueille, joille tulee veto-kuormitusta. Vahvisteet on mitoitettava niin, että rakenteella on riittävä jäykkyys ja kestävyys sekä se täyttää murto- ja käyttörajatilan vaatimukset.

#### 3.1 Vahvistetun betonirakenteen käyttäytyminen

On selvää, että hiilikuituvahvistetuilla rakenteilla voidaan saavuttaa suurempia rakenteellisia kantavuuksia kuin vahvistamattomilla. Ennen rakenteen hiilikuituvahvistamista täytyy tutkia, että rakenne on vahvistamiselle sopiva. Se tarkoittaa, ettei rakenne saa olla vahingoittunut eikä siinä saa olla laajaa raudituskorroosiota. Jos nämä kriteerit eivät toteudu täytyy vahvistaminen suorittaa jollain muilla vahvistusmenetelmillä.

Kun rakenne on todettu sopivaksi vahvistamiselle, on tärkeää, että betonipinta on puhdas ja sen kestävyys on riittävä voimille, jotka aiotaan siirtää ulkopinnalta komposiittimateriaalille. Ulkopinnan ja komposiittimateriaalin tartuntakestävyys saadaan korkealujuuksisella liimalla. Edellytykset onnistuneelle liimaukselle ovat täysin kuiva betonipinta ja vähintään kymmenen asteen lämpötila. Vahvistaminen komposiittimateriaaleilla on käyttökelpoista tilanteissa, joissa komposiitit altistuvat vetovoimille. Sellaisia tilanteita ovat esimerkiksi tapaukset, joissa lisätään leikkauskapasiteettia, tuki ja kenttämomenttikapasiteettia tai tapaukset joissa lisätään pilarien kantokykyä. Betonista ja liimatusta elementistä luodaan liittorakenne. Murtorajatilassa edellytetään näiden komponenttien täydellistä yhteistoimintaa. Rakenteiden vahvistamisen vaatimuksia tulee päivittää uusien tutkimustulosten perusteella. Tällä tavoin saadaan nyt ja tulevaisuudessa hyvin toimivia hiilikuituvahvistettuja betonirakenteita. On tärkeää

huomioida rakenteen käyttäytyminen kuormitettuna. Komposiittivahvikkeet ovat kuin pintaan liimattu raudoitus ja vahvikkeet myös käyttäytyvät suurelta osin raudoituksen kaltaisena, ainakin käyttörajatilassa teräkset ja komposiitit käyttäytyvät lineaarisesti. Vahvistamisen jälkeen voidaan havaita selvä rakenteen jäykkyyden kasvaminen osittain haljenneessa betonirakenteessa, halkeilemattomissa rakenteissa jäykistyminen on vähäisempää. Komposiiteista saadaan enemmän hyötyä murtorajatilatarkastelussa kuin käyttörajatilatarkastelussa. Terästen alkaessa myötäämään on komposiiteilla edelleen kapasiteettia jäljellä.

Taivutuskapasiteettia lisäävät vahvikkeet sijoitetaan rakenteeseen siten, että kuituihin kohdistuu vetorasitusta. Tämä koskee myös vahvistamista kaikkiin muihin suuntiin ja se täytyy ottaa huomioon komposiittien asennuksessa. Leikkausvoimille vahvistamisessa on optimaalista asentaa kuidut kohtisuoraan laskettua halkeamiskulmaa vastaan, mutta tavallisesti kuidut asennetaan kuitenkin pystysuoraan. Pilarien vahvistamisen yhteydessä kuidut kiedotaan pilarin ympärille, mikä estää pilarin laajenemisen poikittaissuunnassa kuorman vaikutuksesta.

Murtotavat, jotka mahdollisesti esiintyvät vahvistetuissa rakenteissa, ovat tavallisesti puristusmurto betonissa, ankkuroinnin pettäminen komposiitin ja betonin välistä sekä vetomurto komposiitissa. On tärkeää että komposiitit on ankkuroitu suurinta mahdollista vetovoimaa vastaan, jotta vältetään ankkurointimurrolta. Yleisesti ottaen suurin vahvistusvaikutus saadaan lähelle pintaan asennetuilla vahvikkeilla, eli vahvikkeet liimataan betonin suojakerrokseen uriin.

### 3.2 Normit

Vaatimukset hiilikuituvahvistamiselle löytyvät EN 1990 osasta 2. Sen ohjeet koskevat myös hiilikuituvahvistamista ja niiden mukaan täytyy ottaa huomioon kuorman vaikutus erilaisissa rakenteissa ja rakennusosissa.

On erittäin tärkeää, että vahvistettavan rakennusosan kunto selvitetään etukäteen ja dokumentoidaan, jotta vältetään asentamasta vahvikkeita vahingoittuneille tai raudoituskorroosiota sisältäville alueille. Vahingoittuneet rakenteet voivat vaatia niiden korjaamista ennen lisävahvistamista. On siis huolehdittava, että vahvikkeiden kiinnityspinta on ehjä ja kykenee siirtämään voimat hiilikuituvahvikkeille.

Erilaisia hiilikuituvahvistamismenetelmiä on saatavilla ja ne voivat poiketa nyt käsiteltävästä vahvistamismenetelmästä, liimatyyppin, sivelymenetelmän, kovettumisen, be-

tonin esikäsittelyn ja vahvistusmateriaalien osalta. Mitoituslaskelmissa käytetään usein nimellistä pinta-alaa, jos materiaalitoimittaja ei muuta ilmoita.

### 3.3 Ympäristövaikutukset

Betonirakenteet ovat normaalisti pitkäikäisiä ja ne altistuvat monille ympäristövaikutuksille kuten lämpö- ja kosteusrasituksille. Betonirakenteet, jotka ovat suunniteltu esimerkiksi merten lähelle, altistuvat klorideille, jotka aiheuttavat raudoitusten korroosiota. Myös karbonatisoitumisen johdosta betonirakenteiden raudoitteet voivat päästä ruostumaan, mikä heikentää rakenteen kestävyttä. Betonirakenne, jossa on laajalti korroosiota tai betoni on muuten kehnoa, on useasti sopimaton lisävahvistamiselle. Sopimattomuus on todettava kuitenkin tapauskohtaisesti. Tietyissä tilanteissa vauriot voivat olla keskittyneinä tietyille alueille. Nämä ovat suhteellisen yksinkertaista korjata ennen lisävahvistamista. Hiilikuitukomposiitti on betoniin ja teräsraudoitukseen verrattuna hyvin säänkestävää. Komponentti, joka joutuu eniten koetukselle vahvistamisen yhteydessä, on liima tai tarkemmin sanottuna rajapinta betonin ja epoksiliiman välillä. Vaikka mahdollinen murtuma vahvistetussa betonirakenteessa tavallisesti tapahtuu betonissa, voi sekä korkea lämpötila, kosteus että ultraviolettivalo vaikuttaa liimaan, joka ääritapauksissa voi aiheuttaa murtumisen itse liimassa. Liimasauman ympäristörasitusten kestävyys riippuu myös käytettävästä vahvistusmenetelmästä. Lähelle pintaa asennettavilla hiilikuituvahvikkeilla liimasaumassa liimakerros on paksumpi kuin viisi millimetriä. Liimakerrokset ovat myös suojaan betonin suojakerrokseen tehdyissä urissa. Hiilikuitukangasvahvikkeita käytettäessä liimasaumat ovat hyvin ohuita alle 0,5 millimetrin paksuisia. Hiilikuitukankaat on erityisen tärkeää suojata suoralta auringon paisteelta, sillä se vaikuttaa sekä matriisiin että liimasaumaan. Epoksiliimatuilla hiilikuituvahvikkeilla on saatu hyviä tuloksia yli 30-vuoden ajalta.

#### 3.3.1 Mitoitus

Mitoituksessa ympäristövaikutukset huomioidaan ensisijaisesti ottamalla huomioon käyttörajatilassa lämpötila. Myös toissijaiset vaikutukset, kuten pakkaskestävyys, voivat tulla määrääviksi tekijöiksi mitoituksessa.

### 3.3.2 Lämpötila

Eniten vaikutusta komposiitteihin on korkeilla lämpötiloilla. Kovamuovit, kuten epoksi ja vinyyliesteri, rakentuvat kemiallisista sidoksista. Nämä sidokset sitovat itseensä lämpöä ympärillä olevilta materiaaleilta. Lämpötilan noustua ominaislämpötilaa korkeammaksi, muovien lujuusominaisuudet alkavat laskea jyrkästi. Tätä lämpötilaa kutsutaan lasisiirtymälämpötilaksi ( $T_g$ ), jonka ylittämisen jälkeen alkavat materiaalit pehmentyä. Komposiittien valmistuksessa esimerkiksi vetopursottamalla niiden lämpötila voi nousta yli 180 asteen. Epoksin, joka kovettuu huoneenlämmössä, lasisiirtymälämpötila on tyypillisesti noin 50 astetta, mutta varmuuden vuoksi on ollut tapana ilmoittaa kovettumislämpötilaksi +20 astetta. Tämä merkitsee käytännössä, että liimatut komposiitteja ei tule sijoittaa suoraan auringonpaisteeseen ellei niitä lämpösuojata. Tavallisesti lämpösuojaus hoidetaan käyttämällä vaaleita värejä ulkopinnassa, jotta suurin osa lämpösäteilystä heijastuisi pois. Liimatut komposiittivahvikkeet eivät kestä tulipaloa ilman suojausta. Normaalitytapauksissa tämä ei ole ongelma, sillä tulipalon onnettomuuskuorma on alhaisempi kuin murtorajatilankuorma ja tämän vuoksi rakenteet kestävät yleensä laskennallisesti ilman hiilikuituvahvikkeitakin. Tämä ei kuitenkaan koske niitä rakenteita joiden rakennemalli voi muuttua, kuten vahvistettuja reikiä. Tällöin komposiitit tulee suojata palolta esimerkiksi palonsuojalevyillä.

Kun kyseessä ovat matalat lämpötilat, niin alle -30 asteen pakkasessa liiman ominaisuudet alkavat muuttua ja liimasta tulee jäykempää ja sen kimmokerroin kasvaa ja murtotavasta saattaa tulla hauras. Tutkimus Luulajan teknillisessä yliopistossa kuitenkin osoitti, että vaikutus on pikemminkin päin vastainen. Suurin osa betonipalkeissa valmistettiin huoneenlämmössä ja koestettiin sen jälkeen pakkasessa murtoon asti. Kaikissa kylmässä vahvistetuissa palkeissa havaittiin korkeampi kuormituksenkestävyys sekä suurempi muodonmuutoskyky ennen murtoa.

Yleensä on ollut tapana nostaa esille materiaaliominaisuuksista puhuttaessa ero betonin ja hiilikuidun lämpölaajenemisessa. Betoni ja teräs laajenevat noin 10 kertaa enemmän kuin hiilikuitu. Tämä vaikutus on huomattavasti pienempi vahvistetuilla rakenteilla, tutkimus osoittaa että lämpölaajenemisesta aiheutuva lisäjännitys 50 asteen lämpötilassa pudottaa kantokykyä ainoastaan 5 prosenttia, mutta sitä ei voida katsoa suoraan johtuvaksi pelkästään lämpölaajenemisesta vaan pikemminkin se johtuu lasisiirtymälämpötilasta.

### 3.3.3 Pakkasekestävyys

Komposiitit ja käytettävät liimat eivät ole herkkiä pakkaselle, mutta vahvistettava betoni voi olla. Betonirakenteissa, joissa vettä voi liikkua kapillaarisesti, on tärkeää, ettei betonin pintaa peitetä tiiviillä materiaalilla. Betonissa kulkevalla vedellä täytyy olla mahdollisuus haihtua pois rakenteesta. Riskinä on myös veden kerääntyminen komposiitin taakse. Jäätyessä vesi laajentuu ja voi irrottaa komposiitit pikku hiljaa betonista. Nyrkkisääntönä voidaan pitää, että vähintään kolmas osa betonipinnasta tulee olla paljaana. Vahvikkeilla peitettyä pinta-alaa voidaan kuitenkin kasvattaa, mikäli suurin osa rakenteen pinnasta jää paljaaksi, kuten esimerkiksi ulkopuolelta ympäriinsä vahvistetuissa savupiipuissa ja silloissa, joiden pohja on lähes täysin vahvikkeiden peitossa. Tällöin rakenne pystyy hengittämään edelleen toiseen suuntaan. Kymmenenkään vuoden rakenteen käytön aikana ei ole havaittu mitään kosteus- tai pakkasongelmia.

### 3.3.4 Kosteus

Kosteus ja kosteudensietokyky eivät ole tavallisesti ongelmia hiilikuitukomposiiteille. Epoksi sitoo kosteutta, mutta nykyään markkinoilta löytyy järjestelmä, jossa käytettävä matriisi sitoo kosteutta vähemmän kuin yhden prosentin ja se voidaan asentaa myös veden alla. Epoksiliimat ovat enemmän herkkiä kosteudelle ja liimaa, joka sitoo enemmän kuin kolme prosenttia vettä ei voida käyttää vahvistamiseen. Tärkeämpää kuin liiman ja matriisin kosteudensietokyky on että betoni on riittävän hyvin kuivunut ennen liimauksen suorittamista. Vahvistamisessa käytettäville liimoille on esitetty vaatimukset SS-EN1504-4 standardissa.

### 3.3.5 Hiilikuidun kestävyys

Rakenteen pintaan liimatut hiilikuituvahvikkeet kestävät terästä paremmin useita ympäristörasituksia. Hiilikuitukomposiiteilla on myös paljon parempi väsymiskestävyys. Hiilikuitukomposiitit ovat kuitenkin herkkiä suorille iskuille ja ne venyvät ennen murtoa huomattavasti terästä vähemmän. Komposiittimateriaalien säilyttämistä pitkään ulkona täytyy välttää, sillä matriisi rapautuu UV-valon vaikutuksesta. UV-valo vaikuttaa vain vähäisesti mekaanisiin ominaisuuksiin alentamalla matriisin taipuisuutta, joten se voi halkeilla kuormituksen alaisena, jolloin ympäristövaikutukset pääsevät helpommin vahingoittamaan itse hiilikuitumateriaalia.

### 3.4 Rajatilat

Hiilikuitujen mitoituksessa tulee ottaa huomioon:

- lisävahvistuksen vaikutus poikkileikkauksessa, kun rakenne toimii liittorakenteena
- voimat siirtyvät betonilta liimakerroksen kautta hiilikuitumateriaalille.

Olemassa olevaa rakennetta voidaan käyttää mitoituksen lähtökohtana ja ehdot tällaiselle rakenteelle kerrotaan SS-EN 1504-9 standardissa. Standardissa määritetään seuraavat asiat:

- vahvistamistyöhön kuuluvat tehtävät (rakennelaskelmat sekä laadunvalvonnan)
- ohjeet kuinka vahvistetut rakenteet tulee tarkastaa ja huoltaa rakenteen käyttöaikana
- tieto henkilökohtaisesta osaamisesta (koulutus, kokemus yms.).

Kaikki dokumentit arkistoidaan tarkoituksenmukaisesti ja ne sisältävät laskelmat sekä käyttörajatilassa (KRT) että murtorajatilassa (MRT).

#### 3.4.1 Käyttörajatila

Käyttörajatilamitoituksen tarkoitus on varmistaa, ettei rakenteeseen synny käyttöä haittaavia tai ulkonäköä heikentäviä muutoksia normaalissa käytössä. Tällaisia teki-joitä varten on asetettu rakenteille raja-arvoja:

- jännitykset rajataan niin pieniksi, etteivät ne aiheuta muodonmuutoksia rakenteisiin normaalissa käytössä
- muodonmuutoksille ja taipumille on asetettu raja-arvot, joita on noudatettava. Lisäksi täytyy ottaa huomioon vieressä olevien rakenneosien vaikutukset
- huomioidaan tartuntaan vaikuttavat halkeamat, koska halkeamat betonirakenteessa voivat vaikuttaa kestävyyyteen ajan myötä.



### 3.4.2 Murtorajatila

Murtorajatilassa rakennetta tai sen osan kestävyyttä tarkastellaan laskentakuormalle, sekä pyritään välttämään rakenteen mahdollisessa murtotilanteessa haurasmurtuminen.

Murtorajatilassa mahdollinen murtotapa on tyypiltään sitkeä murto, jolloin rakenteeseen alkaa ilmestyä näkyviä halkeamia jo kauan ennen lopullista murtoa. Tällöin rakenne voidaan korjata ennen lopullista murtoa. Rakenteiden murto aiheutuu liian suurista jännityksistä suhteessa materiaalin ominaisuuksiin tai tartunnan pettämisestä.

Hiilikuitukomposiitit venyvät suoraviivaisesti jännityksen mukaan murtoon asti. Se tarkoittaa, ettei komposiittimateriaaleilla ole selvää myötörajaa kuten teräksellä.

### 3.5 Varmuuskertoimet

Mitoitusprosessissa on useita epävarmuustekijöitä. Nämä epävarmuustekijät voidaan jakaa seuraaviin ryhmiin:

- epävarmuus kuorman suuruudesta ja paikasta
- epävarmuus materiaalien ominaisuuksista
- epävarmuus teorian ja käytännön välillä
- epävarmuus laskenta- ja mitoitusmenetelmissä.

Näitä epävarmuustekijöitä kompensoidaan käyttämällä varmuusmarginaaleja. Marginaalit muodostuvat eri osavarmuuskertoimien summana.

Mitoituksessa käytettävät materiaalien arvot  $f_{fd}$  ja  $E_{fd}$  lasketaan kaavoista:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f}, \quad (3.1)$$

$$E_{fd} = \frac{E_{fk}}{\gamma_f} \quad (3.2)$$

Tässä  $f_{fk}$  ja  $E_{fk}$  ovat hiilikuitumateriaalin ominaisarvoja (5% fraktiili) ja  $\gamma_{fm}$  on materiaalin osavarmuuskerroin.

Hiilikuituvahvistaminen jaetaan esivalmistettujen materiaalien käyttöön, kuten levyjen ja sauvojen käyttöön sekä työmaalla valmistettaviin vahvikkeisiin, kuten hiilikuitukankailla vahvistamiseen. Ensiksi mainitut tuotteet valmistetaan teollisesti, kun taas vahvistaminen hiilikuitukankailla valmistetaan komposiittirakenteeksi työmaalla.

Rakenteet mitoitetaan tavallisesti murtorajatilassa, mutta rakenneosat joihin ei haluta suuria muodonmuutoksia mitoitetaan käyttörajatilassa. Näissä rajatiloissa on huomattavia eroja ja murtorajatilasta ylitykset voivat aiheuttaa merkittäviä vahinkoja, joten varmuuskertoimien on oltava suurempia kuin käyttörajatilassa.

### 3.5.1 Käyttörajatila

Osavarmuuskerroin  $\gamma_{fm}$  on käyttörajatilassa 1,0 hiilikuitukomposiitilla, jos ei muuta ole määrätty.

### 3.5.2 Murtorajatila

Osavarmuuskerroin  $\gamma_{fm}$  on murtorajatilassa laminaateilla ja tangoilla 1,20 ja kankaalla 1,35, jos ei muuta ole määrätty. Murtorajatilassa teräksen annetaan myötää ja sen antama kapasiteetti katsotaan vakioksi. Tavallisesti murtotapa on vahvistetuilla betonirakenteilla komposiitin murtuminen, tartunnan pettäminen tai betonin puristusmurto. Tartunta pettää yleensä, kun betonin vetomurtolujuus ylittyy lähellä liimatun komposiitin pintaa. Puristusmurto lasketaan SS-EN 1992 standardin mukaan.

## 4 MATERIAALIT JA MENETELMÄT

Esitetyt mitoitusosuudet käsittelevät komposiittimateriaaleilla vahvistettuja betonirakenteita. Komposiitti materiaalina tarkoittaa kahden tai useamman materiaalin yhdistelmää, missä materiaalit toimivat liittorakenteena. Polymeerikomposiitti voidaan määrittellä materiaaliksi, joka koostuu pitkistä tai lyhyistä kuiduista, mitkä ovat liittyneet yhdeksi materiaaliksi polymeerimatriisin avulla. Kuitumateriaalit koostuvat usein lasi-, aramidi- tai hiilikuiduista, mutta on myös muita kuitumateriaaleja kuten basalttikuidut. Matriisimateriaalit ovat tavallisesti jonkun tyyppisiä kovamuoveja esimerkiksi epoksi- tai vinyyliesterimuoveja. On olemassa myös harvemmin vahvistamisessa käytettyjä lämpömuovattavista kestopuoveista valmistettuja matriiseja. Komposiittimateriaalien mekaaniset ominaisuudet määräytyvät kuidun, matriisin ja tartuntakerroksen ominaisuuksista, sekä kuitujen suunnasta. Edellä mainituilla kuiduilla on korkeampi murtolujuus kuin raudoitusteräksillä ja ne käyttäytyvät lineaarisesti murtoon asti. Hiilikuitukomposiiteissa on kuituja 35–75 prosenttia tilavuudesta valitusta kuitulaadusta, valmistusmenetelmästä ja halutuista ominaisuuksista riippuen. Loppuosa hiilikuitukomposiittimateriaaleissa muodostuu matriisista.

Betonirakenteen vahvistamisessa käytettävä tavallisin yhdistelmä on hiilikuidun ja epoksiliiman yhdistelmä. Normaalisti komposiitit liimataan betonin ulkopintaan tai suojakerroksen sisään, mutta käytössä on myös vahvistamismenetelmä, jossa vahvikkeet kiinnitetään mekaanisesti ilman liimausta.

### 4.1 Komposiittimateriaalit

Kaikessa mitoituksessa ja analyyseissä on materiaalien ominaisuuksien perusteellinen tuntemus tärkeää. Materiaalin ominaisuudet riippuvat myös raaka-aineen valmistusmenetelmästä. Verrattuna tavallisesti käytettyihin rakennusmateriaaleihin, kuten teräkseen ja rautaan, on hiilikuituvahvistetuista komposiittimateriaaleista verrattain vähän kokemusta ja tutkittua tietoa rakennusteollisuudessa. Terästä ja betonia on tutkittu ja käytetty tiiviisti viimeiset 100 vuotta ja siten on saatu tarkat materiaalien ominaisuudet tietoon, joita voidaan käyttää rakenteiden mitoituksessa. Tutkimus- ja kehitystyö on ollut kuitenkin huomattavaa viimeisen 20 vuoden aikana ja nykyään on olemassa sekä määräykset että mitoitusohjeet hiilikuitukomposiittirakenteille. Nykyisin on paljon käytännön kokemusta erityyppisistä kohteista ympäri maailman. Materiaaliominaisuuksissa on monia samankaltaisuuksia betonin kanssa, esimerkiksi ominaisuudet ovat kuormitus suunnasta riippuvaisia, mikä tarkoittaa kuitujen suunnan huomioimista komposiitissa. Tangot ja levyt on asennettava kuitujen pituussuunta-

sesti, koska ne ovat kestävämpiä ja jäykempiä kuitujen suunnassa. Lisäksi materiaaliominaisuudet eroavat veto- ja puristuskestävyyden osalta toisistaan. Ominaisuudet ovat mekaanisesti huomattavasti parempia vedolle kuin puristukselle johtuen kuitujen heikosta puristuskestävyydestä. Kuitujen tehtävä on vahvistaa ja jäykistää rakennetta, kun taas matriisin tehtävä on sitoa kuidut toimimaan yhdessä ja suojata kuituja. Lisäksi voimat kuljetetaan kuiduille matriisin välityksellä.

Hiilikuituvahvistetut komposiitit voidaan valmistaa monilla eri tavoilla, eikä niiden tarvitse muistuttaa teräsrakenteita ulkonäöllisesti. Ne voivat olla minkä muotoisia tahansa käyttökohteesta riippuen. Mitat voivat vaihdella millimetrin suuruisesta koko rakenneosan suuruiseen elementtiin kuten esimerkiksi I-palkkiin. Kuriositeettina voidaan mainita H-poikkileikkauksena valmistettu siltapalkki, jossa hiilikuidun korkeus oli 1200 millimetriä.

Hiilikuitutuotteet, joita yleensä käytetään vahvistamisessa, on valmistettu vetopursotamalla. Tässä menetelmässä yhtenäiset pitkät kuidut vedetään liima-altaan lävitse ja ne saavat samalla ulkomuotonsa ja kovettuvat tavallisesti jo työkoneiden luomasta lämmöstä. Teoreettisesti on mahdollista valmistaa äärettömän pitkä komposiittielementti. Esimerkiksi hiilikuitulevyt valmistetaan keskimäärin n. 200 metrisistä levyistä, jolloin ne ovat kasaan rullattuna noin 1,5 metriä halkaisijaltaan. Hiilikuitutangot ovat jäykkiä taivutettavaksi rullalle, joten kuljetusteknisistä syistä niiden pituus rajoittuu 12 metriin.

Komposiittirakenne voidaan muodostaa myös vasta työmaalla. Silloin hiilikuitukangas asennetaan betonipintaan liimakerroksen päälle, jonka jälkeen kankaan päälle levitetään uusi liimakerros.

#### 4.1.1 Kuidut

Rakenteelliset- ja toiminnallisetvaatimukset, jotka asetetaan kuiduille, ovat korkea kimmokerroin ja murtolujuus sekä hyvä taivutuskestävyys. Pieni hajonta materiaaliominaisuuksissa kuitujen kesken on myös katsottu eduksi. Materiaalin käsittely on helppoa kuitujen keveyden vuoksi. Rakenteiden vahvistamisessa hiilikuitu on täysin hallitseva kuitumateriaali. Muita vähemmän käytettyjä kuitumateriaaleja ovat lasi-, aramidi (kevlar)- sekä basalttikuidut.

TAULUKKO 4.1 Kuitumateriaalien ominaisuuksia

Materiaali	Tiheys (kg/m <sup>3</sup> )	Vetokestävyys (MPa)	Kimmokerroin (GPa)	Murtovenymä (%)	Lämpölaajenemiskerroin (10 <sup>-6</sup> /°C)
E-lasi	2500	3450	72,4	2,4	5
S-lasi	2500	4580	85,5	3,3	2,9
AR-lasi	2270	1800 - 3500	70 - 76	2,0 - 3,0	-
Hiilikuitu HM	1950	2500 - 4000	350 - 650	0,5	-1,2 – (-0,1)
Hiilikuitu HS	1750	3500	240	1,1	-0,6 – (-0,2)
Aramidi	1440	3620	62 - 175	1,4	Pituussuunta -2,0, säteen- suunnassa 59
Basaltti	2800	4840	89	3,1	8
Teräs	7500	n.550	210	0,2	10

#### 4.1.1.1 Lasikuitu

Lasikuitu on epäorgaaninen kuitu, joka valmistetaan sulasta lasimassasta puristamalla tai puhaltamalla pienten suulakkeiden lävitse. Tällöin valmiiden kuitujen paksuudeksi tulee keskimäärin 3-20 mikrometriä. Tavallisimmin lasikuidut koostuvat E-lasista, S-lasista ja alkaaleja kestävästä (AR) lasista. E-lasilla on pienet valmistuskustannukset ja sillä on monia käyttötarkoituksia muoviteollisuudessa. S-lasilla on suurempi kimmokerroin ja vetokestävyys verrattuna E-lasiin, mutta sen korkeat valmistuskustannukset vähentävät sen käyttöä.

AR-lasikuitu kestää hyvin emäksistä ympäristöä ja sitä valmistaan lisäämällä zirkoniumia lasimassaan valmistuksen yhteydessä. Materiaalin ominaisuudet ovat muuten samanlaisia E-lasin kanssa. Lasikuidun ominaisuudet heikkenevät korkeissa lämpötiloissa, mutta normaaleissa rakennusolosuhteissa sen ominaisuudet pysyvät muuttumattomina. Kuormituksenalaisena ominaisuudet heikkenevät ajan myötä, samoin kemikaalit voivat heikentää lasikuitujen ominaisuuksia. Tämän vuoksi lasikuidut eivät sovi aina jatkuvasti kuormitettujen rakenteiden vahvistamiseen.

#### 4.1.1.2 Hiilikuitu

Hiilikuidun kehitys alkoi 1950-luvulla Yhdysvalloissa, ja jatkui sitten 1960-luvulla Iso-Britanniassa ja Japanissa. Tarkoituksena oli löytää vahva, jäykkä ja kevyt materiaali korkeanteknologian sovelluksiin, kuten lento- ja sotateollisuuteen. Hiilikuitu on epäorgaaninen kuitu, joka valmistetaan 10 000 kuidun nipuissa, jossa yksittäisen kuidun keskimääräinen paksuus on 5-15 mikrometriä.

Olemassa on kaksi erityyppistä tapaa valmistaa hiilikuitua, joiden suurimpana erona on raakamateriaali. Molemmat valmistusmenetelmät sisältävät lämpökäsittelyn, venytyksen ja hapettamisen. Lämpökäsittelyssä lämpötila voi nousta 2000 asteeseen halutusta hiilikuitulaadusta riippuen. Hiilikuidun rakenne koostuu erilaisista kristallirakenteista, jotka vaikuttavat hiilikuidun ominaisuuksiin. Hiilikuidun kimmokerroin ja kestävyysominaisuudet ovat suhteellisen vakioita jopa korkeissa lämpötiloissa. Hiilikuitu ei ole myöskään herkkä ympäristörasituksille, joita rakennustyömailla esiintyy.

Hiilikuidut käyttäytyvät lineaarisesti murtoon asti. Parhaana hiilikuitulaatuna pidetään polyakrylinitriitistä (PAN) valmistettua materiaalina, mutta sen valmistaminen on kallista. Tätä hiilikuitulaatua käytetään kuitenkin rakenteiden vahvistamisessa.

#### 4.1.1.3 Aramidikuidut

Aramidikuidut ovat orgaanisia kuituja, jotka valmistetaan suulakkeiden läpi puristetusta ja vedetystä aromaattisten polyamidien liuksesta. Aramidikuitujen paksuus on noin 10–15 mikrometriä. Aramidikuidun hyviä ominaisuuksia ovat isku- ja väsymiskestävyys, pieni virumaluku ja korkeiden lämpötilojen kesto. Huonoina puolina voidaan pitää sen herkkyyttä UV-valolle ja materiaalin vedenimukykyä.

#### 4.1.1.4 Basalttikuidut

Basalttikuidut valmistetaan basaltista, johon on valmistuksessa lisätty eri mineraaleja, kuten plagioklaasia, pyrokseenia ja oliviinia. Basalttikuidut valmistetaan samankaltaisella menetelmällä kuin lasikuidut. Kuitujen paksuus on 9-12 mikrometriä. Basalttikuitujen materiaaliominaisuudet sijaitsevat E- ja S-lasien välissä, mutta basalttikuidut kestävät paremmin tulta ja emäksistä ympäristöä. Basalttikuidut ovat huomattavasti halvempia kuin hiilikuidut, mutta kalliimpia kuin lasikuidut. Basalttikuidut eivät ole yhtä yleisessä käytössä rakennustyömailla kuin hiili- ja lasikuidut.

#### 4.1.2 Matriisi

Matriisin tehtävänä on sitoa kuidut yhteen, jakaa voimat kuitujen kesken ja suojata kuituja ympäristörasituksilta. Niinpä on tärkeää, että murtovenymä matriisissa on suurempi kuin kuiduilla. Kuitukomposiiteilla, joita käytetään rakennusteollisuudessa, on tavallisesti kovamuovi matriisi, joka koostuu polyesteristä, epoksista tai vinyyliesteris-

tä. Kovamuovi koostuu kahdesta tai useammasta komponentista, jotka reagoivat kemiallisesti sekoitettaessa yhteen ja kovettuvat.

TAULUKKO 4.2 Matriisien ominaisuudet

Ominaisuus	Matriisi		
	Polyesteri	Epoksi	Vinyyliesteri
Tiheys (kg/m <sup>3</sup> )	1200 - 1400	1200 - 1400	1150 - 1350
Vetokestävyys (MPa)	34,5 - 104	55 - 130	73 - 81
Kimmokerroin (GPa)	2,1 - 3,45	2,75 - 4,10	3,0 - 3,5
Murtovenymä (%)	1,0 - 6,5	1,5 - 9,0	4,0 - 5,0
Poissonin luku	0,35 - 0,39	0,38 - 0,40	0,36 - 0,39
Lämpölaajenemiskerroin	55 - 100	45 - 65	50 - 75
Kosteuspitoisuus (%)	0,15 - 0,60	0,08 - 0,15	0,14 - 0,30

Matriisilla on suuri vaikutus useisiin komposiittien mekaanisiin ominaisuuksiin, esimerkiksi poikkittaiseen kimmomoduuliin, mikä on huomattavasti matalampi kuin kuitujen suunnassa. Poikkisuuntainen kimmomoduuli on ainoastaan sadasosa kuitujen suuntaisesta kimmomoduulista. Kuitulevyissä matriisi ottaa poikkittaissuuntaista kuormaa, joten on tärkeää huomioida kuinka levyt sijoitetaan suhteessa kuormitukseen. Matriisimateriaalin ominaisuudet määrittävät myös komposiittien kitkakertoimen sekä lommahduskestävyyden.

#### 4.1.3 Kuitukomposiitit

Matriisi luo kuitujen kanssa kuitukomposiittirakenteen ja sen ominaisuudet riippuvat käytettyjen kuitujen ja matriisin ominaisuuksista. Kontaktipinta näiden materiaalien välissä ja kuitujen kosteus vaikuttaa olennaisesti komposiitin ominaisuuksiin. Kuitujen antaessa komposiittirakenteelle sen vahvuuden ja jäykkyyden, on komposiittirakenne samalla tavalla vetorasituksen alla lineaarisesti murtoon asti käyttäytyvä materiaali kuten pelkät kuidutkin. Kuitukomposiiteilla on olennaisesti pienempi puristuskestävyys kuin vetokestävyys. Heikkoon puristuskestävyyteen vaikuttaa yksittäisestä kuitujen taipumus nurjahtaa eri suuntiin.

Usein komposiiteilla, joita käytetään rakennustyömailla, kuidut on suunnattu yhteen suuntaan. Käytössä on myös kahteen tai kolmeen eri suuntaan suunnattuja kuitumateriaaleja. Yksisuuntaisissa kuitukomposiiteissa materiaalin ominaisuudet määräytyvät kuitujen suunnasta, joten on tärkeää huomioida kuinka komposiittia kuormitetaan suhteessa kuitusuuntaan. Tutkimukset osoittavat, että kuormituksen suunnan poike-

nessa kuitujen suunnasta 30 astetta täytyy vetolujuutta pienentää hiilikuidulla 70 %, aramidikuiduilla 55 % ja lasikuiduilla 35 %.

Teräkseen verrattuna kuitukomposiiteilla on yleisesti paremmat väsymiskestävyysominaisuudet. Hiilikuitukomposiiteilla on todella hyvät väsymiskestävyysominaisuudet, ne ovat jopa parempia kuin aramidikuiduilla. Väsymiskestävyysominaisuudet lasikuiduilla ovat hyvät, kun jännitysaste pysyy alle 25 % niiden staattisesta kestävydestä.

Virumaluku aramidikuiduilla on suurempi kuin lasikuiduilla, kun taas hiilikuitu ei käytännössä viru ollenkaan edes korkeilla jännitystasoilla. Lasikuidussa ei tapahdu virumaa, kun jännitys on pienempi kuin 25 %. Aramidikuiduilla tämä jännitys on 60 % murtojännityksestä.

Ympäröivällä lämpötilalla on suuri vaikutus matriisiin. Komposiittien saavuttaessa lasisiirtymälämpötilan  $T_g$  muuttuu matriisin mekaaniset ominaisuudet huomattavasti. Esivalmistetuissa komposiittituotteissa, kuten vetopursotetuissa sauvoissa tai levyissä, voi  $T_g$  olla suurempi kuin 180 astetta. Komposiiteilla, jotka valmistetaan huoneenlämmössä kovettuvista matriiseista, voi  $T_g$  olla niinkin alhainen kuin 55 astetta. Komposiitteja liimattaessa rakenteen pintaan huoneenlämmössä kovettuvilla epoksiliimoilla, joudutaan tietyissä tapauksissa suojamaan vahvikkeet tulipalolta.

Lämpölaajeneminen vaihtelee komposiittimateriaaleilla ja on usein eri kuin betonilla. Sillä on kuitenkin niin pieni vaikutus kokonaisuuteen, ettei sitä ole pystytty kunnolla edes osoittamaan.

## 4.2 Vahvistusmenetelmät

Betonirakenteen hiilikuituvahvistamismenetelmiä on ollut markkinoilla jo 20-vuoden ajan. Ruotsissa ensimmäiset vahvistetut betonirakenteet tehtiin 90-luvun puolivälissä, ja nykyään vahvistettuja kohteita on muutamia satoja. Syyt vahvistamiseen vaihtelevat, mutta tavallisin syy on halu rakenteen kestävänsä suurempia kuormia tai rakenteen toiminnan muuttuminen esimerkiksi reiänteon yhteydessä. Markkinoilla on nykyään monia erilaisia vahvistusmenetelmiä. Usein materiaalitoimittaja suosittelee jotain vahvistusmenetelmää kohteeseen. Materiaalitoimittajan ohjeita tulee seurata tarkasti ja eri toimittajien materiaaleja ei tule käyttää sekaisin keskenään. Sen seurauksena voi olla, ettei liima toimi täysin toisen valmistajan toimittaman hiilikuidun kanssa. Vaikka on olemassa monia eri vahvistusmenetelmiä, kaikissa menetelmissä on yh-



teistä vahvikkeiden liimaaminen betonin ulkopintaan. Jos betonin ulkopinta on huonosti puhdistettu tai siinä olevaa sementtiliimakerrosta ei ole poistettu, tulee betonin pinta hioa tai hiekkapuhaltaa hyvän tartunnan saavuttamiseksi. Liimausta ei tule tehdä märkään betonipintaa eikä alle 10 asteen lämpötilassa. Tavallisesti materiaalin toimittaja lähettää tuotteiden mukana ohjeet materiaalien käytöstä.

Kovamuovien kanssa työskennellessä on tärkeää työntekijöiden asianmukainen koulutus ja määrättyjen suojarusteiden käyttäminen. Työstä syntyvät jätteet tulee käsitellä määräyksien mukaisesti. Kovettunut epoksi voidaan usein käsitellä rakennusjätteenä, kun taas kovettumattomat tuotteet tulee käsitellä ongelmajätteenä.

#### 4.2.1 Hiilikuitulevyjärjestelmä

Tämä järjestelmä koostuu hiilikuitulevyistä sekä tixotrooppisesta kaksikomponenttisesti epoksiliimasta. Materiaalinen toimittaja suosittelee usein primerin sivelyä betonin ulkopintaan tartunnan varmistamiseksi. Primerin käytön perusteena on estää liiman imeytyminen betonipinnan sisälle pois ulkopinnalta. Liimasaumat ovat usein hyvin ohuita, joten on olemassa vaara liiman imeytymisestä betonin sisälle, jolloin ulkopinnalle ei jää tarpeeksi liimaa. Aina ei voida tietää kuinka paljon liimaa imeytyy betoniin, joten primeriä suositellaan aina käytettäväksi. Hiilikuitulevyt on usein suojattu suojamuovilla, joka poistetaan juuri ennen liimausta. Näin vältetään hiilikuitupinnan likaantumiselta ennen liimausta. Järjestelmää voidaan käyttää kaikille näkyvissä oleville rakenteille kuten palkeille. Myös läpivientien yhteydessä hiilikuitulevyt voivat olla edullinen vaihtoehto.

Liimausprosessi on melko yksinkertainen. Betonipinnan valmistelun jälkeen liima sekoitetaan käyttövalmiiksi. Liimaa levitetään levyn keskialueelle noin 1,5–3,0 millimetrin paksuisena kerroksena ja reuna-alueille noin 1,0 millimetrin kerroksena. Sen jälkeen levy asennetaan tarkasti oikealle paikalle betonipintaan. Tämän jälkeen levyä puristetaan kevyesti pintaa vasten käsin tai kumirullalla ja ylipursuava liima poistetaan. Riippuen käytettävistä materiaaleista ja ympäristön lämpötilasta liiman täysi kovettuminen kestää 4–7 päivää. Ympäristön lämpötilan ollessa noin 20 astetta 80 % -kovettumislujuus saavutetaan jo yhdessä vuorokaudessa.

#### 4.2.2 Hiilikuitutankojärjestelmä

Luulajan teknillisessä yliopistossa on kehitetty tekniikka, jossa hiilikuitutangot voidaan joko liimata tai valaa betonin suojakerrokseen. Tätä tekniikkaa kutsutaan Near Surface Mounted (NSM)- tekniikaksi. Betoniin sahatun uran koko sovitetaan sauvan mittojen mukaan, normaalisti sahausura on 2–3 mm suurempi kuin sauvan leveys. Urien puhdistus on tärkeää ja se tulee aloittaa heti sahausuksen jälkeen. Sahauspölyn poistamiseen sopii esimerkiksi 100–150 bar:n korkeapainepuhallus. Puhdistamisen jälkeen sahausurat suositellaan käsiteltäväksi primerilla. Liimaa levitetään uriin ja sauvan pinnalle. Liimakerroksen paksuuden tulee olla 1–10 millimetriä ja leveydeltään 10–50 millimetriä. Liiman levityksen jälkeen sauvat painetaan niitä varten valmistettuihin uriin. Sahausurat eivät kuitenkaan saa olla niin syviä että betonissa olevat teräksiset voivat vaurioitua.

Liimakerrosta kasvatettaessa 1–4 millimetrillä sauvat voidaan asentaa kokonaan liimakerroksen peittoon. Ylimääräinen liima poistetaan ja liiman kuivumisen suhteen käytetään samoja menettelytapoja kuin hiilikuitulevyjen kanssa.



Kuva 1 Hiilikuitusauvoja, (B.Täljsten, T.Blanksvärd, G.Sas 2011)

Sauvat voidaan myös valaa betonin sisään. Silloin epoksiliima korvataan korkearvoisilla polymeereillä ja sauvoina kannattaa käyttää kvartsihiekkakerroksella pinnoitettuja hiilikuitusauvoja tartunnan varmistamiseksi.

#### 4.2.3 Hiilikuitukangasjärjestelmä

Hiilikuitukankaassa on kuituja moneen eri suuntaan ja järjestelmä on käyttökelpoinen leikkausvahvistamiseen ja monimuotoisille rakenteille. Hiilikuitukangasta käytettäessä työskennellään paljaiden kuitujen kanssa ja ne ovat matto- tai kangasmuodossa. Kä-

sittely tulee tehdä varovasti, jottei kuituja vahingoiteta tai liata ennen liimausta. Kangasta varten tulee betonipinta tasoittaa ja puhdistaa. Hiilikuitulevyillä ja -tangoilla käytettiin tixotrooppista liimaa, mutta hiilikuitukankaan kanssa käytetään hyvin juoksevaa liimaa. Hiilikuitukangasta liimattaessa liima levitetään kumirullaa käyttäen. Betonipinta täytyy hiekkapuhaltaa tai hioa ennen primerin levittämistä. Sen jälkeen liima levitetään rullalla betonin pinnalle ja kangas asetetaan liiman päälle. Tämän jälkeen levitetään kankaan päälle uusi liimakerros. Kankaita voidaan liimata päällekkäin enintään 10 kerrosta, tällöin jokaisen kangaskerroksen väliin tulee levittää liimakerros. Liiman ei tarvitse antaa kuivua ennen uuden kangaskerroksen asentamista.

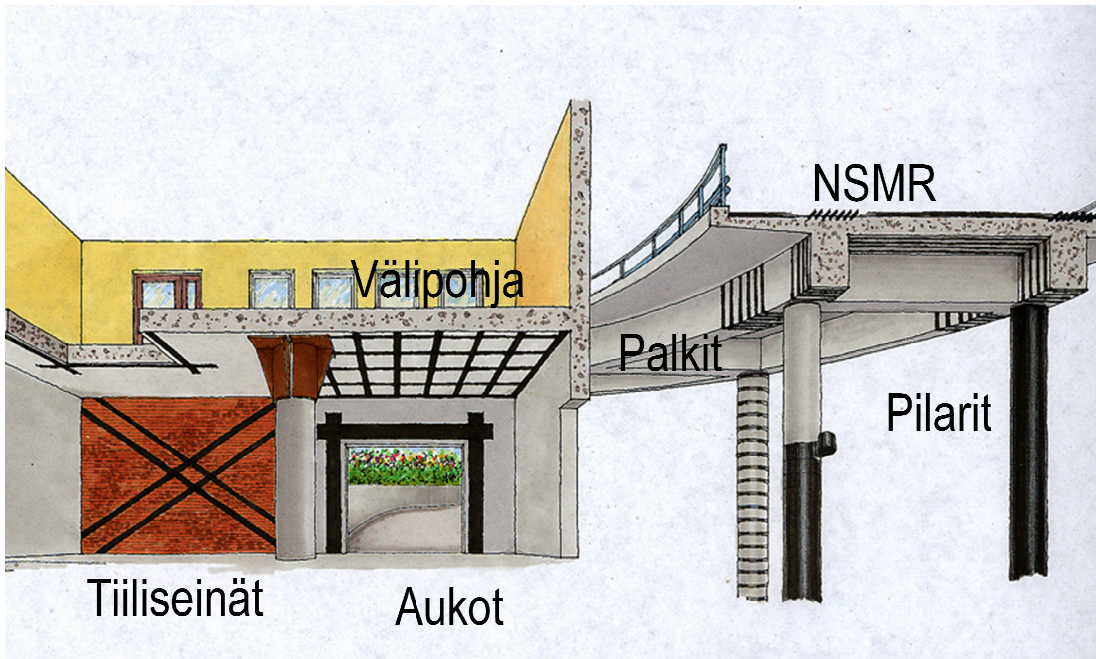
Kangas on suhteellisen heikkoa, vain noin 0,1–0,2 millimetrin paksuista ja sen leveys vaihtelee riippuen vahvistuskohteen suuruudesta. Liimakerroksen paksuus betonipintaa vasten on alle 0,5 millimetriä. Lämpötila ja kosteus vaikuttavat liiman kovettumiseen samoin kuin hiilikuitulevyjen ja –sauvojen tapauksessa.



Kuva 2, Hiilikuitukangas, (B.Täljsten ym. 2011)

### 4.3 Yhteenveto

Komposiitit, varsinkin hiilikuitukomposiitit, ovat todella käyttökelpoisia rakenteiden vahvistamiseen. Tässä on käsitelty ainoastaan betonirakenteiden vahvistamista, mutta on mahdollista käyttää näitä samoja menetelmiä myös teräs- ja puurakenteiden vahvistamiseen. Betonin laadulla on merkittävä vaikutus rakenteiden vahvistamisessa. Jos betonipinnan kestävyys on huono, niin tartunnasta ei saada kunnollista ja silloin vahvistuksella ei saada haluttua lopputulosta. Näin voi tapahtua myös matalissa lämpötiloissa tai betonipinnan ollessa kostea liimauksen aikaan. On siis tärkeää seurata materiaalitoimittajan antamia ohjeita, huolehtia työntekijän kouluttamisesta ja asianmukaisten suojarusteiden käytöstä. Hyvään lopputulokseen vaikuttaa myös aikaisempi kokemus hiilikuituvahvistamisesta.

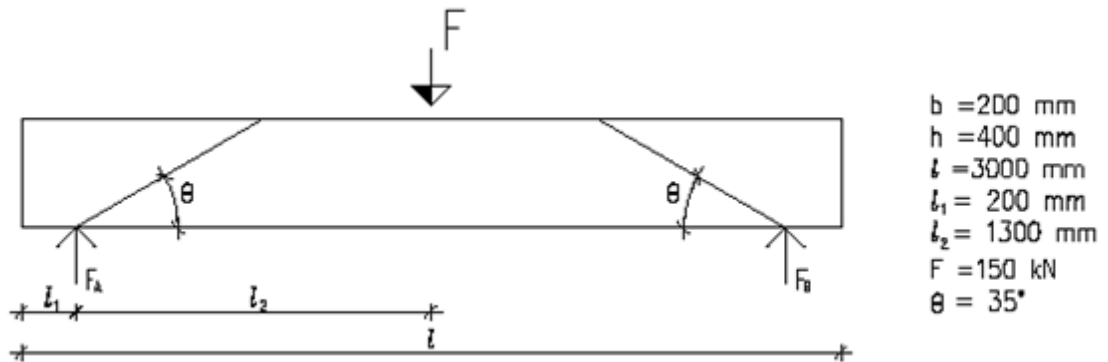


KUVA 3. Hiilikuitukomposiittien käyttökohteita. (Muokattu lähteestä Täljsten ym.2011)

## 5 KOEPALKIN SUUNNITTELU

### 5.1 Käsien laskenta

Koepalkkien suunnittelu aloitettiin selvittämällä palkeille sopivat mitat, kuormat ja betonin lujuusluokka Excel-taulukkolaskentaohjelmaa käyttäen. Teräkseksi valittiin harjateräs A500HW ja betonin lujuusluokaksi valittiin C30/35. Aluksi mitoituskuormana käytettiin 150kN:in pistekuormaa keskellä palkkia.



KUVA 4. Palkin havainne piirustus.

#### 5.1.1 Teräsbetonipalkin mitoitus

Palkin omanpaino laskettiin kaavasta 5.1, ja teräsbetonin tiheytenä käytettiin  $25 \text{ kN/m}^3$

$$g_{k,oma} = b * h * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,2\text{m} * 0,4\text{m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2,0\text{kN} / \text{m} \quad (5.1)$$

missä:

b on palkin leveys

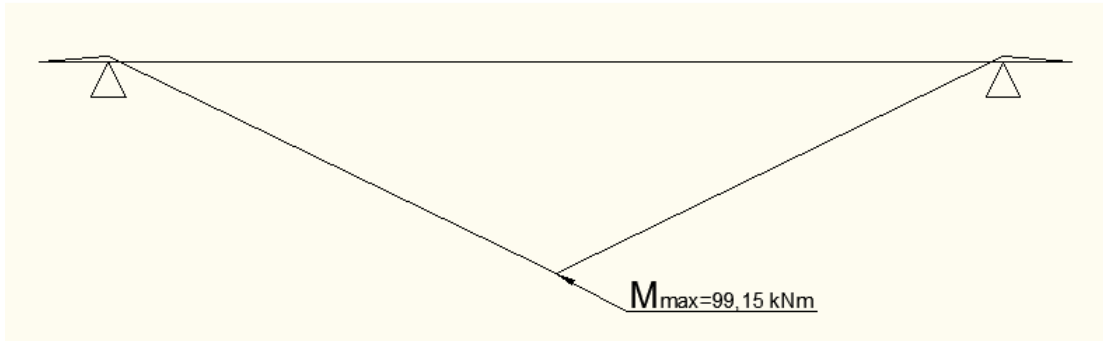
h on palkin korkeus

Omapainoksi saatiin  $g_{k,oma}=2,0 \text{ kN/m}$ , josta kuormista aiheutuvat tukireaktiot  $F_A$  laskettiin kaavasta 5.2.

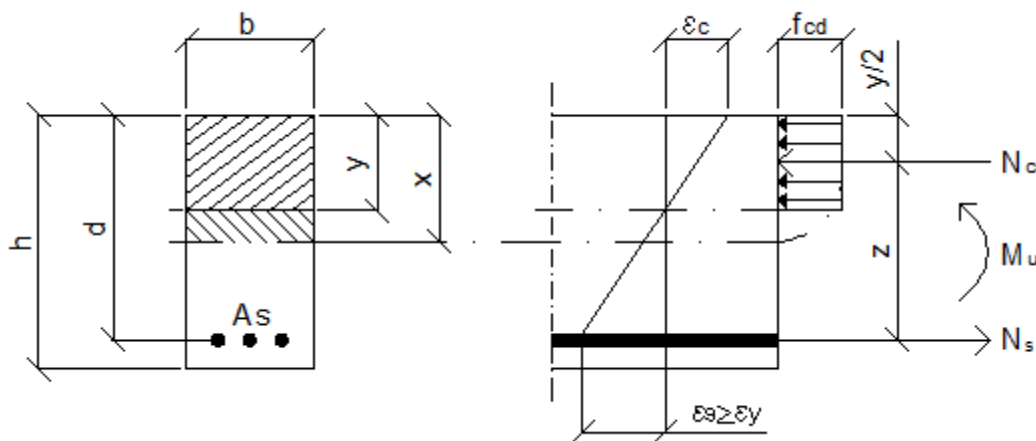
$$F_A = \frac{g_{k,oma} * l + F}{2} = \frac{2,0\text{kN} / \text{m} * 3\text{m} + 150\text{kN}}{2} = 78,0\text{kN} \quad (5.2)$$

Tukireaktioksi saatiin  $F_A=78,0 \text{ kN}$ . Tukireaktion arvosta pystyttiin laskemaan mitoittava momentin M kaavasta 5.3.

$$\begin{aligned}
 M &= -F_A * l_2 - g_{k,oma} * \frac{l}{2} * \frac{(l_1 + l_2)}{2} \\
 &= -78,0 \text{ kN} * 1,3 \text{ m} - 2,0 \text{ kN/m} * \frac{3 \text{ m}}{2} * \frac{(0,2 \text{ m} + 1,3 \text{ m})}{2} = 99,15 \text{ kNm}
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$



KAAVIO 5.1 Vahvistamattoman palkin momenttikaavio



Kuva 5 Havainnekuva palkissa vaikuttavista voimista

Momentiksi saatiin  $M=99,15 \text{ kNm}$ . Tämän jälkeen arvioitiin palkin teholliseksi korkeudeksi  $d$  354 millimetriä. Betonin C30/35 puristuslujuus  $f_{cm}$  on  $38 \text{ N/mm}^2$ . Näiden arvojen perusteella laskettiin suhteellisen momentin  $\mu$  kaavasta 5.4.

$$\mu = \frac{M}{f_{cm} * b * d^2} = \frac{99,15 * 10^6 \text{ Nmm}}{38 \text{ N/mm}^2 * 200 \text{ mm} * 354^2 \text{ mm}^2} = 0,104
 \tag{5.4}$$

Suhteelliseksi momentiksi saatiin  $\mu = 0,104$ , joka on tasapainoraidoitettun palkin raja-arvoa pienempi ( $\mu \leq 0,358$ ), joten puristumurron vaaraa ei ole. Puristuspinnan suhteellinen korkeus  $\beta$  laskettiin kaavasta 5.5.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,104} = 0,110 \quad (5.5)$$

Puristuspinnan suhteelliseksi korkeudeksi saatiin  $\beta = 0,110$ . Tämän jälkeen laskettiin palkin puristuspinnan korkeus  $y$  kaavasta 5.6.

$$y = \beta * d = 0,110 * 354 \text{ mm} = 39,0 \text{ mm} \quad (5.6)$$

Puristuspinnan korkeudeksi tuli  $y = 39,0$  mm. Seuraavaksi laskettiin palkin sisäinen vipuvarsi  $z$  kaavasta 5.7.

$$z = d - \frac{y}{2} = 354 \text{ mm} - \frac{39,0 \text{ mm}}{2} = 334,49 \text{ mm} \quad (5.7)$$

Vipuvarreksi tuli  $z = 334,49$  mm.

### 5.1.2 Taivutusraudoituksen laskeminen

Valitun teräksen myötölujuuden keskiarvo  $f_{mt}$  kaavasta 5.8.

$$f_{mt} = R_m + 1,4 * 0,05 * R_m = 550 \text{ N/mm}^2 + 1,4 * 0,05 * 550 \text{ N/mm}^2 = 588,5 \text{ N/mm}^2 \quad (5.8)$$

missä:

$R_m$  on teräksen murtolujuuden minimiarvo

Teräksen myötölujuuden keskiarvoksi laskettiin  $f_{mt} = 588,5$  N/mm<sup>2</sup>. Tarvittava teräsmäärä  $A_s$  laskettiin kaavasta 5.9.

$$A_s = \frac{M}{z * f_{mt}} = \frac{99,15 * 10^6 \text{ Nmm}}{334,49 \text{ mm} * 588,5 \text{ N/mm}^2} = 503,7 \text{ mm}^2 \quad (5.9)$$

Tarvittavaksi teräsmääräksi tuli  $A_s = 503,7$  mm<sup>2</sup>. Riittävä teräsmäärä saatiin kahdella T20 teräksellä, jolloin teräsmääräksi tuli 628,3 mm<sup>2</sup>. Tarkastettiin vielä, että palkille määrätty minimirauδοitus täyttyi. Minimirauδοitus  $A_{s,min}$  laskettiin kaavasta 5.10.

$$A_{s,\min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{mt}} * b_t * d = 0,26 * \frac{2,9N / mm^2}{588,5N / mm^2} * 200mm * 354mm = 90,7mm^2 \quad (5.10)$$

Minimiraudoitukseksi laskettiin  $A_{s,\min}=90,7 \text{ mm}^2$ , jonka laskettu 2T20 rauditus ylittää. Seuraavaksi laskettiin palkin taivutusmomentti kestävyys kaavasta 5.11.

$$M_{Rm} = \mu * b * d^2 * f_{cm} \quad (5.11)$$

Taivutusmomentti kestävyden laskemiseksi täytyi ensiksi selvittää sekä geometrinen raudoitussuhde  $\rho$  kaavasta 5.12, että mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  kaavasta 5.13 ja niiden perusteella suhteellinen momentti  $\mu$  kaavasta 5.14.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{628,3mm^2}{200mm * 354mm} = 0,0089 \quad (5.12)$$

$$\omega = \rho * \frac{f_{mt}}{f_{cm}} = 0,0089 * \frac{588,5N / mm^2}{38N / mm} = 0,137 \quad (5.13)$$

$$\mu = \omega \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 0,137 * \left(1 - \frac{0,137}{2}\right) = 0,128 \quad (5.14)$$

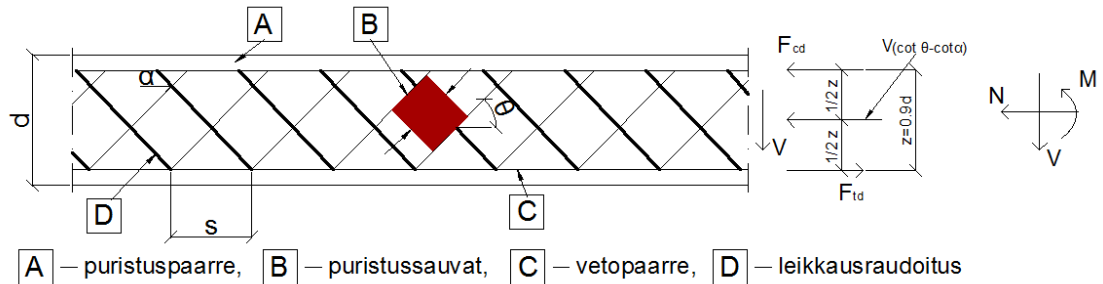
Geometriseksi raudoitussuhteeksi laskettiin  $\sigma = 0,0089$  ja mekaaniseksi raudoitussuhteeksi  $\omega = 0,137$ . Suhteelliseksi momentiksi laskettiin  $\mu = 0,128$ , joka on pienempi kuin raja-arvo 0,358.

$$M_{Rm} = 0,128 * 200mm * 354^2 mm^2 * 38N / mm^2 = 121,9kNm$$

Näiden tulosten perusteella laskettiin taivutusmomentti kestävydeksi kaavasta 5.11  $M_{Rm}=121,9 \text{ kNm}$ :ä, joka on yhtä suuri kuin 185 kN pistekuormasta aiheutuva taivutusmomentti.

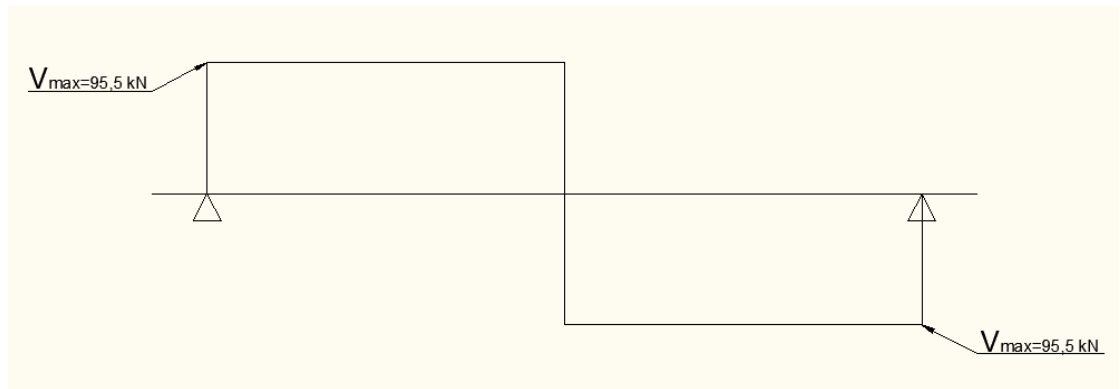


## 5.1.3 Leikkausraudoituksen laskenta



Kuva 6 Havainnekuva palkin leikkausvoimista

Leikkausraudoitus mitoitettiin taivutusmitoituksesta saadulle 185 kN:n keskeiselle pisteuormalle, joka aiheutti tuille 95,5 kN:ia leikkausvoimaa.  $\theta$



KAAVIO 5.2 Vahvistamattoman palkin leikkausvoimakaavio

Leikkausraudoituksen laskentaan arvioitiin betoniin tulevien halkeamien kulmaksi  $30^\circ$ , jolloin  $\cot\theta=1,732$ . Leikkausrasituksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin  $v_1$  laskettiin kaavasta 5.15.

$$v_1 = 0,6 * \left( 1 - \frac{f_{cm}}{250} \right) = 0,6 * \left( 1 - \frac{38 \text{ N/mm}^2}{250} \right) = 0,51 \quad (5.15)$$

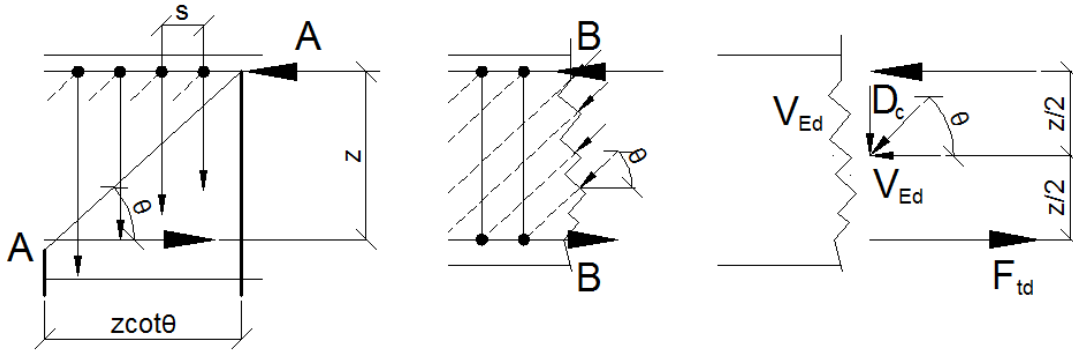
Halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroimeksi saatiin  $v_1=0,51$ . Pystyäkseen laskemaan palkin poikkileikkauksen maksimileikkauskestävyyden arvon, jouduttiin laskemaan uudestaan mekaaniseen raudoitussuhteen, puristuspinnan tehollisen korkeus sekä puristuspinnan korkeus kaavoista 5.5, 5.6 ja 5.7.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,128} = 0,137$$

$$y = 0,137 * 354\text{mm} = 48,7\text{mm}$$

$$z = 354\text{mm} - \frac{48,7\text{mm}}{2} = 329,7\text{mm}$$

Nyt pystyttiin laskemaan maksimileikkauslujuuden arvo  $V_{Rm,max}$  kaavasta 5.16.



Kuva 7 Havainnekuva ristikkomallista leikkausraudoituksen ollessa vertikaalinen

$$V_{Rm,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cm}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{200\text{mm} * 329,7\text{mm} * 0,51 * 38\text{N/mm}^2}{1,732 + 0,577} = 553\text{kN} \quad (5.16)$$

Palkin poikkileikkauksen maksimileikkauslujuudeksi saatiin  $V_{Rm,max} = 553$  kN:ia, joka on suurempi kuin leikkausrasitus  $V = 95,5$  kN:ia, joten leikkausraudoitteen tarvittava poikkileikkaus pinta-ala pituusyksikköä kohden  $\frac{A_s}{s}$  laskettiin kaavasta 5.17.

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V}{z * f_{ct} * \cot \theta} = \frac{95500\text{N}}{329,7\text{mm} * 38\text{N/mm}^2 * 1,732} = 284,2\text{mm}^2/\text{m} \quad (5.17)$$

Leikkausraudoitukseksi määräytyi  $284,2$  mm<sup>2</sup>/m. Haki valittiin halkaisijaltaan 6 mm:ä olevia kaksileikkeisiä hakoja, jolloin yhden haan kahden leikkeen poikkileikkauspinta-ala tuli  $56,55$  mm<sup>2</sup>:ä. Seuraavaksi laskettiin hakojen lukumäärä n metriä kohti kaavasta 5.18.

$$n(\text{kpl}) = \frac{s}{A_{haka}} = \frac{284,2\text{mm}^2}{56,55\text{mm}^2} = 5,025\text{kpl}/\text{m} \quad (5.18)$$

Kappalemääräksi saatiin  $n = 5,025$  kpl/m, jolloin hakaväli s laskettiin kaavasta 5.19.

$$s = \frac{1000\text{mm}}{n} = \frac{1000\text{mm}}{5,025\text{kpl/m}} = 199\text{mm} \quad (5.19)$$

Hakaväliksi saatiin  $s=199$  millimetriä. Leikkausraudoitukseksi valittiin T6 k200, jolloin leikkauskestävyys laskettiin kaavasta 5.20.

$$\begin{aligned} V_{rd,s} &= \frac{A_s}{s} * z * f_{mt} * \cot \theta = 284,2\text{mm}^2 / \text{m} * 329,7\text{mm} * 588,5\text{N} / \text{mm}^2 * 1,732 \\ &= 95,5\text{kN} \end{aligned} \quad (5.20)$$

Leikkauskestävyyden arvoksi laskettiin  $V_{rd,s}=95,5$  kN, joka on yhtä suuri kuin leikkausrasitus. Seuraavaksi tarkastettiin, että minimihakojen vaatimukset täyttyvät. Selvitettiin leikkausraudoitussuhteen vähimmäisarvon  $\rho_{w,\min}$  kaavasta 5.21.

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{cm}}}{f_{mt}} = \frac{0,08 * \sqrt{38,0\text{N} / \text{mm}^2}}{588,5\text{N} / \text{mm}^2} = 0,0008 \quad (5.21)$$

Leikkausraudoitussuhteen vähimmäisarvoksi  $\rho_{w,\min}=0,0008$ . Minimiraudoitus  $\frac{A_{s,\min}}{s}$  laskettiin kaavasta 5.22.

$$\frac{A_{s,\min}}{s} = \rho_{w,\min} * b_w = 0,0008 * 200\text{mm} = 160\text{mm}^2 / \text{m} \quad (5.22)$$

Minimiraudoitukseksi määräytyi  $160 \text{ mm}^2/\text{m}$ , joka on vähemmän kuin valitussa raudoituksessa.

#### 5.1.4 Hiilikuituvahvistetun palkin mitoitus

Vahvistettava palkki oli samanlainen teräsbetonipalkki kuin edellä laskettu. Palkin alapintaan asennettiin yksi hiilikuitutanko. Aluksi laskettiin hiilikuitutangon tuoma lisä taivutuskapasiteettiin ja sen mukaan mitoitettiin vastaava lisä leikkausvoimakapasiteettiin ja siihen tarvittava hiilikuitukankaan määrä.

### 5.1.4.1 Taivutuskapasiteetin laskenta

Laskenta aloitettiin hiilikuidulla vahvistetun teräsbetonipalkin puristussuorakaiteen korkeuden  $X$  laskemisella kaavasta 5.23, jonka jälkeen pystyttiin määrittämään palkin taivutusmomenttikapasiteetti hiilikuituvahvistettuna  $M_{f,Rm}$  kaavasta 5.24. Hiilikuitutankojen materiaali ominaisuudet, sekä laskentaan tarvittavat arvot on esitetty taulukossa 5.1. Taulukon arvot kerättiin edellä olevasta laskennasta ja materiaalivalmistajan ilmoittamista tiedoista.

TAULUKKO 5.1 Hiilikuitutankojen materiaaliarvot.

Vetoraudoituksen poikkipinta-ala ( $A_s$ )	628,3 mm <sup>2</sup>
Teräksen murtolujuus ( $f_{mt}$ )	588,5 N/mm <sup>2</sup>
Palkin tehollinen korkeus ( $d$ )	354 mm
Hiilikuitutankojen poikkileikkaus pinta-ala ( $A_f$ )	100 mm <sup>2</sup>
Hiilikuitutankojen suhteellinen venymä ( $\epsilon_f$ )	12 ‰
Hiilikuidun kimmomoduuli ( $E_f$ )	160 GPa
Palkin korkeus ( $h$ )	400 mm

$$X = \frac{A_s * f_{mt} + \epsilon_f * E_f * A_f}{\eta * f_{cm} * b} \quad (5.23)$$

$$= \frac{628,3 \text{ mm}^2 * 588,5 \text{ N/mm}^2 + \frac{12}{1000} * 160 * 10^3 \text{ N/mm}^2 * 100 \text{ mm}^2}{1 * 38 \text{ N/mm}^2 * 200 \text{ mm}} = 73,9 \text{ mm}$$

jossa  $\eta=1,0$  suorakaide poikkileikkaukselle. Teräsbetonipalkin puristussuorakaiteen korkeudeksi laskettiin  $X=73,9$  mm:ä.

$$M_{Rm} = A_s * f_{mt} * (d - 0,4X) + \epsilon_f * E_f * A_f * (h - 0,4 * X)$$

$$= 628,3 \text{ mm}^2 * 588,5 \text{ N/mm}^2 * (354 \text{ mm} - 0,4 * 73,9 \text{ mm})$$

$$+ \frac{12}{1000} * 160 * 10^3 * 100 \text{ mm}^2 * (400 \text{ mm} - 0,4 * 73,9 \text{ mm})$$

$$= 191,1 \text{ kNm} \quad (5.24)$$

Hiilikuidulla vahvistetun teräsbetonipalkin momenttikestävyydeksi laskettiin  $M_{Rm}=191,1$  kNm:ä, joka on suurempi kuin vahvistamattoman palkin 121,9 kNm momenttikestävyys. Vahvistetun palkin momenttikestävyyttä vastaava rasitus saavutetaan 292 kN:n keskeisellä pistekuormalla.

### 5.1.4.2 Leikkauskapasiteetin laskenta

Vahvistettu palkki mitoitettiin kestävänsä 292 kN:n keskeinen pistekuorma, josta aiheutui päätyuille 149 kN:n leikkausvoima. Palkin hakarautoitus ottaa leikkausvoimasta 95,5 kN:ia, joten hiilikuitukankaalla täytyi saada 53,5 kN:n lisäkapasiteetti. Palkin hiilikuitukankaiden mitoituksessa tapahtui virhe, joka huomattiin vasta vahvikkeiden asentamisen jälkeen. Tämän vuoksi palkin leikkauskapasiteetista tuli suurempi kuin tarvittava leikkauskapasiteetti oli.

TAULUKKO 5.2. Hiilikuitukankaan materiaaliarvot ja asennustiedot.

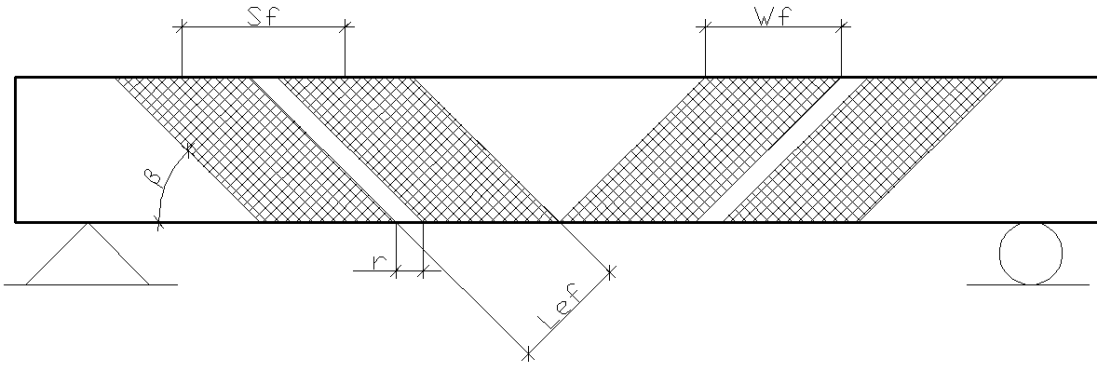
Hiilikuitukankaan paksuus ( $t_f$ )	0,17 mm
Hiilikuitukankaan leveys ( $w_f$ )	300 mm
Hiilikuitukankaan suhteellinen venymä ( $\epsilon_f$ )	11 ‰
Hiilikuitukankaan kimmomoduuli ( $E_f$ )	290 GPa
Palkin tehollinen korkeus ( $d$ )	354 mm
Hiilikuitukankaiden asennuskulma ( $\beta_f$ )	45°
Betonin halkeamien oletettu kulma ( $\Theta$ )	30°
Hiilikuitukangaskaistojen tyhjä väli ( $r$ )	75 mm

Leikkauskapasiteetin  $V_{rd,f}$  laskemista varten kaavasta 5.25 tarvitsi ensin laskea hiilikuitukankaiden keskikohtienväli  $s_f$  kaavasta 5.26 ja hiilikuitukankaan poikkileikkauspinta-ala  $A_f$  kaavasta 5.27.

$$V_{Rd,f} = A_f * \epsilon_{fd} * E_f * L_{ef} * \sin \beta_f * \cos^2 \alpha \quad (5.25)$$

$$s_f = w_f + r = 300\text{mm} + 75\text{mm} = 375\text{mm} \quad (5.26)$$

$$A_f = \frac{(2t_f * w_f)}{s_f} = \frac{(2 * 0,17\text{mm} * 300\text{mm})}{375\text{mm}} = 0,272\text{mm}^2 \quad (5.27)$$



KUVA 8 Hiilikuitukankaiden laskennan havainnepiirustus

Hiilikuitukankaan poikkileikkaus pinta-alaksi saatiin  $0,272 \text{ mm}^2$ . Tämän jälkeen laskettiin hiilikuitukankaan tehollinen venymä  $\varepsilon_{fd}$  kaavasta 5.30. Tätä varten tarvitsi laskea kertoimia kaavoista 5.28 ja 5.29.

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - w_f / s_f}{1 + w_f / s_f}} = \sqrt{\frac{2 - 300\text{mm} / 375\text{mm}}{1 + 300\text{mm} / 375\text{mm}}} = 0,82 \geq 1 \quad (5.28)$$

$$G_f = 0,03 * k_b * \sqrt{f_{cm} * f_{ctm}} = 0,03 * 1 * \sqrt{38\text{N} / \text{mm}^2 * 3,39\text{N} / \text{mm}^2} = 0,34\text{N} / \text{mm}^2 \quad (5.29)$$

$$\varepsilon_{fd} = \sqrt{\frac{2 * G_f}{E_f * t_f}} = \sqrt{\frac{2 * 0,34\text{N} / \text{mm}^2}{290000\text{N} / \text{mm}^2 * 0,17\text{mm}}} = 0,0037 \frac{1}{\text{mm}} \quad (5.30)$$

Hiilikuituvahvikkeiden voimavarren  $L_{ef}$  selvittämistä varten tarvitsi ensin laskea hiilikuituvahvikkeiden ankkurointipituus  $l_{ef}$  kaavasta 5.31 ja hiilikuituvahvikkeiden tehollinen korkeus  $d_{ef}$  kaavasta 5.31.

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f * t_f}{2 * f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{290000\text{N} / \text{mm}^2 * 0,17\text{mm}}{2 * 3,39\text{N} / \text{mm}^2}} = 85,3\text{mm} \quad (5.31)$$

$$d_{ef} = \min(0,9 * d; d_f - l_{ef}) = \min(0,9 * 354\text{mm}; 354\text{mm} - 85,3) = 268,7\text{mm} \quad (5.32)$$

Seuraavaksi laskettiin hiilikuituvahvikkeiden voimavarsi  $L_{ef}$  kaavasta 5.33.

$$L_{ef} = d_{ef} * (\cot \theta + \cot \beta_f) = 268,7\text{mm} * (\cot 30^\circ + \cot 45^\circ) = 734,2\text{mm} \quad (5.33)$$

Seuraavaksi laskettiin  $\alpha$ -kulma kaavasta 5.34.

$$\alpha = \theta + \beta - 90^\circ = 30^\circ + 45^\circ - 90^\circ = -15^\circ \quad (5.34)$$

Tämän jälkeen voitiin laskea hiilikuitukankaiden tuoman lisäleikkauskapasiteetin  $V_{Rd,f}$  kaavasta 5.25.

$$\begin{aligned} V_{rd,f} &= A_f * \varepsilon_f * E_f * l_{ef} * \sin \beta_f * \cos^2 \alpha \\ &= 0,272 \text{mm}^2 * 0,0037 \frac{1}{\text{mm}} * 290000 \text{N} / \text{mm}^2 * 734,2 \text{mm} * \sin 45^\circ * \cos^2 (-15^\circ) \\ &= 142,0 \text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rm} = V_{rd,s} + V_{rd,f} = 95,5 \text{kN} + 142,0 \text{kN} = 237,5 \text{kN} \quad (5.35)$$

Hiilikuitukankaan tuomaksi leikkauskapasiteetiksi laskettiin  $V_{rd,f}=142,0$  kN:ia, jolloin teräksen ja hiilikuitukankaan yhdistetyksi leikkauskapasiteetin summaksi tuli  $V_{Rm}=237,5$  kN:ia.

#### 5.1.4.3 Korjatun palkin laskenta

Korjatun palkin laskenta aloitettiin olettamalla, että palkin alapinnan vetoteräkset olivat murtuneet puristuskokeessa. Tällöin hiilikuitutangot ottaisivat kaiken palkille tulevan taivutusjännityksen. Palkin alapintaan asennettiin kaksi hiilikuitutankoa. Palkin taivutusmomentti kapasiteetti laskettiin kaavasta 5.24. Vetoterästen kantokykyä ei huomioitu, koska ne oletettiin murtuneiksi.

$$\begin{aligned} M_{Rm} &= 0 \text{mm}^2 * 588,5 \text{N} / \text{mm}^2 * (354 \text{mm} - 0,4 * 73,9 \text{mm}) \\ &+ \frac{12}{1000} * 160 * 10^3 * 200 \text{mm}^2 * (400 \text{mm} - 0,4 * 73,9 \text{mm}) \\ &= 142,2 \text{kNm} \end{aligned}$$

Tämän suuruinen taivutusmomentti syntyy, kun palkin keskikohtaan kohdistuu 217 kN:in pistekuorma. Tällöin pistekuormasta aiheutuu palkkiin 111,5 kN:in leikkausvoima. Oletettiin, että palkin leikkausteräkset olivat ehjiä puristuskokeen jäljiltä, joten niiden leikkauskapasiteetti huomioitiin laskelmissa. Tarvittavan lisäleikkauskapasiteetin suuruudeksi tuli 111,5 kN - 95,5 kN=16,0 kN:ia. Tarvittava lisäleikkauskapasiteetin

määrä todettiin hyvin pieneksi, joten päätimme käyttää 150 mm levyisiä kangassuikaleita.

Korjatun palkin hiilikuitukangasvahvikkeiden laskennassa tapahtui myös virhe, joka huomattiin vasta palkin vahvistamisen jälkeen. Seuraavaksi lasketaan palkin todellinen leikkauskapasiteetti vahvistamisen jälkeen. Kapasiteetin laskemisessa käytettiin samoja kaavoja, kuin vahvistetun palkin leikkauskapasiteetin laskennassa.

$$s_f = w_f + r = 150\text{mm} + 350\text{mm} = 500\text{mm}$$

$$A_f = \frac{(2t_f * w_f)}{s_f} = \frac{(2 * 0,17\text{mm} * 150\text{mm})}{500\text{mm}} = 0,102\text{mm}^2$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - w_f / s_f}{1 + w_f / s_f}} = \sqrt{\frac{2 - 150\text{mm} / 500\text{mm}}{1 + 150\text{mm} / 500\text{mm}}} = 1,14 \geq 1$$

$$G_f = 0,03 * k_b * \sqrt{f_{cm} * f_{ctm}} = 0,03 * 1,14 * \sqrt{38\text{N} / \text{mm}^2 * 3,39\text{N} / \text{mm}^2} = 0,39\text{N} / \text{mm}^2$$

$$\varepsilon_{fd} = \sqrt{\frac{2 * G_f}{E_f * t_f}} = \sqrt{\frac{2 * 0,39\text{N} / \text{mm}^2}{290000\text{N} / \text{mm}^2 * 0,17\text{mm}}} = 0,004 \frac{1}{\text{mm}}$$

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f * t_f}{2 * f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{290000\text{N} / \text{mm}^2 * 0,17\text{mm}}{2 * 3,39\text{N} / \text{mm}^2}} = 85,3\text{mm}$$

$$d_{ef} = \min(0,9 * d; d_f - l_{ef}) = \min(0,9 * 354\text{mm}; 354\text{mm} - 85,3) = 268,7\text{mm}$$

$$L_{ef} = d_{ef} * (\cot \theta + \cot \beta_f) = 268,7\text{mm} * (\cot 30^\circ + \cot 45^\circ) = 734,2\text{mm}$$

$$\alpha = \theta + \beta - 90^\circ = 30^\circ + 45^\circ - 90^\circ = -15^\circ$$



$$\begin{aligned}
 V_{rd,f} &= A_f * \varepsilon_f * E_f * l_{ef} * \sin \beta_f * \cos^2 \alpha \\
 &= 0,102 \text{mm}^2 * 0,004 \frac{1}{\text{mm}} * 290000 \text{N} / \text{mm}^2 * 734,2 \text{mm} * \sin 45^\circ * \cos^2 (-15^\circ) \\
 &= 56,9 \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rm} = V_{rd,s} + V_{rd,f} = 95,5 \text{kN} + 56,9 \text{kN} = 152,4 \text{kN}$$

Korjatun palkin leikkauskapasiteetiksi saatiin vahvistamisen jälkeen 152,4 kN:ia. Tämän suuruinen leikkausrasitus muodostuu kun keskeistä pistekuormaa on 299 kN:ia.

Edellisessä laskelmassa oli oletuksena, että vetoteräkset olivat täysin murtuneet puristuskokeessa. Seuraavaksi lasketaan korjatun palkin taivutuskestävyys, mikäli vetoteräkset ovat ehjiä. Kaavasta 5.24 laskettiin yhdistetyksi kapasiteetiksi  $M_{Rm}$ .

$$\begin{aligned}
 M_{Rm} &= 628,3 \text{mm}^2 * 588,5 \text{N} / \text{mm}^2 * (354 \text{mm} - 0,4 * 73,9 \text{mm}) \\
 &+ \frac{12}{1000} * 160 * 10^3 * 200 \text{mm}^2 * (400 \text{mm} - 0,4 * 73,9 \text{mm}) \\
 &= 265,1 \text{kNm}
 \end{aligned}$$

Tällaista momenttia vastaava keskeinen pistekuorma on 405 kN:ia, tällöin palkkiin kohdistuu leikkausvoimaa 205,5 kN:ia. Laskennallisesti 205,5 kN:n leikkausvoimakapasiteetti saavutettaisiin käyttämällä 150 millimetrin leveysiä ja 0,17 millimetrin paksuisia hiilikuitukangasvahvikkeita ja liimaamalla ne 95 millimetrin välein toisistaan 45 asteen kulmaan.

### 5.1.5 Käsien laskennan yhteenveto ja piirustukset

Taulukkoihin (5.3), (5.4), (5.5) ja (5.6) on kerätty käsien laskennalla saadut palkkien rasitukset ja kestävyudet. Mitoitusten perusteena oli saada käyttöasteet mahdollisimman lähelle toisiaan, ettei tiedettäisi ennen puristuskokeita murtuuko palkki leikkaus- vai taivutusrasituksesta.

TAULUKKO 5.3. Vahvistamattoman palkin yhteenveto, pistekuorma 185 kN.

	Laskettu rasitus	Laskettu kestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	$M_{\max} = 121,9 \text{ kNm}$	$M_{Rm} = 121,9 \text{ kNm}$	100 %
Leikkausvoima	$V_{\max} = 95,5 \text{ kN}$	$V_{Rm} = 95,5 \text{ kN}$	100 %

TAULUKKO 5.4. Vahvistetun palkin yhteenveto, pistekuorma 292 kN.

	Laskettu rasitus	Laskettu kestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	$M_{smax} = 191,5 \text{ kNm}$	$M_{Rm} = 191,1 \text{ kNm}$	100 %
Leikkausvoima	$V_{max} = 149 \text{ kN}$	$V_{Rm} = 237,5 \text{ kN}$	63 %

TAULUKKO 5.5. Korjatun palkin yhteenveto olettaen vetoteräkset murtuneeksi, pistekuorma 217 kN.

	Laskettu rasitus	Laskettu kestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	$M_{max} = 142,2 \text{ kNm}$	$M_{Rm} = 142,2 \text{ kNm}$	100 %
Leikkausvoima	$V_{max} = 111,5 \text{ kN}$	$V_{Rm} = 152,4 \text{ kN}$	73 %

TAULUKKO 5.6. Korjatun palkin yhteenveto olettaen vetoteräkset ehjiksi, pistekuorma 405 kN.

	Laskettu rasitus	Laskettu kestävyys	Käyttöaste
Taivutusmomentti	$M_{max} = 265,1 \text{ kNm}$	$M_{Rm} = 265,1 \text{ kNm}$	100 %
Leikkausvoima	$V_{max} = 205,5 \text{ kN}$	$V_{Rm} = 152,4 \text{ kN}$	135 %

## 6 PALKKIEN VALMISTUS

Koepalkit valmistettiin Savonia-ammattikorkeakoulun betonilaboratoriossa. Puumateriaalit ja teräkset tilattiin Kuopion K-Raudasta, valmisbetoni tilattiin Luja Betonilta ja hiilikuitukomposiitit toimitti STO Scandinavia.

### 6.1 Raudoitukset

Betonipalkin raudoitukset tehtiin piirustusten mukaisesti A500HW harjateräksestä. Aluksi katkottiin T20 teräksestä 3 metrin pituiset tangot, jotka toimivat vetoraidoitteena. Palkin yläpintaan tulevat työteräkset katkottiin myös 3 metrin pituisiksi T8 teräksestä. Seuraavaksi valmistettiin palkin haat, jotka väännettiin venki-penkissä noin 1 metrin pituisista T6 teräksistä. Hakojen valmistuksen jälkeen aloitettiin raudoitteiden kasaaminen. Hakaset kiinnitettiin rautalangalla alapinnan vetoteräksiin sekä yläpinnan työteräksiin. Viimeisenä asennettiin ankkurointiteräkset palkkien molempiin päihin pääterästen sisäpuolelle. Lopuksi valmistettiin vielä nostolenkin T10 teräksestä palkeille jatkokäsittelyn helpottamiseksi.



KUVA 9 Valmiit raudoitteet ja muotti.

## 6.2 Muotin teko

Muotin teko aloitettiin sahaamalla puutavara oikein mittaisiksi. Muotista oli tehty 3D-suunnitelma, josta saatiin puutavaroille ja vanerilevyille oikeat mitat. Muotin kokoaminen aloitettiin pohjan tasauksella, jonka jälkeen vanerista rakennetut seinät kiinnitettiin pohjaan. Seinien valun aikainen paikoillaan pysyminen varmistettiin muotin kiertävällä tuenoilla. Palkin ala- ja yläreunoihin asennettiin kolmiorimat, jotta hiilikuitukan-kaan asentaminen helpottuisi. Myös hiilikuitutangoille varattiin asennuspaikat muotin pohjaan kiinnitetyillä puurimoilla.

## 6.3 Anturien asentaminen

Raudoitteiden venymän mittaamista varten kiinnitettiin teräsiin venymäliuskoja suunnitelman mukaisesti. Antureiden kiinnitys aloitettiin hiomalla teräkset sileäksi hiomalaikalla. Pinta viimeisteltiin akkuporakoneeseen kiinnitetyllä viimeistelylaikalla.



KUVA 10 Teräksen hionta



KUVA 11 Teräksen viimeistely

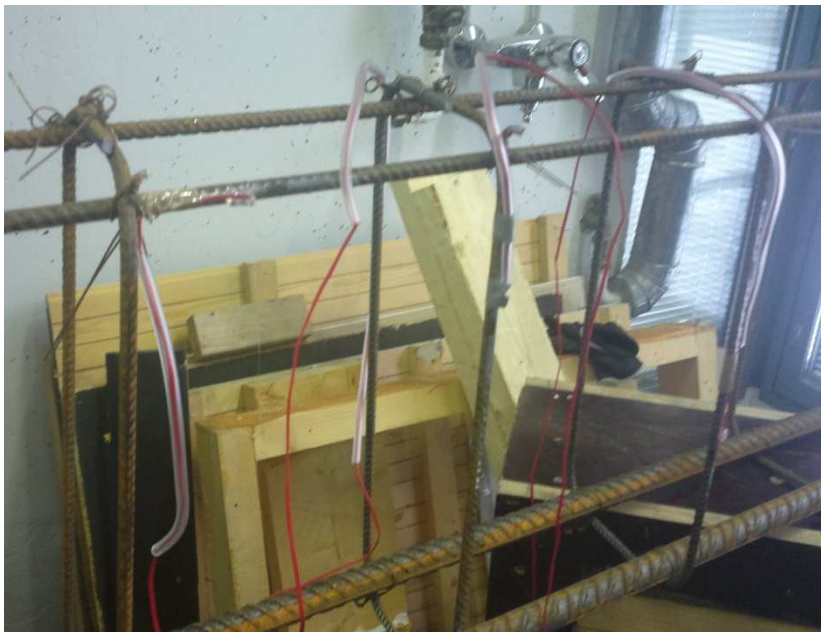
Ennen anturin liimausta tasoitettu kohta täytyy karhentaa liimauksen pitävyyden parantamiseksi hienolla hiomapaperilla ja puhdistaa asetonilla rasvasta ja muusta liasta.

Terästen pintakäsittelyn jälkeen aloitettiin venymäliuskojen kiinnitys, jotka liimattiin teräkseen siihen tarkoitettulla erikoisliimalla. Kaikki palkkeihin kiinnitetyt venymäliuskat otettiin samasta valmistuserästä, jotta varmistuttiin mahdollisimman tarkasta mitaustuloksesta. Antureista poistettiin suojamuovit, jonka jälkeen liima levitettiin anturin pinnalle ja painettiin teräksen pituussuuntaisesti asennuskohtaan. Venymäliuskaa täytyy puristaa terästä vasten noin kaksi minuuttia liiman kovettumista varten. Liimatun venymäliuskan päälle levitettiin kerros valkovaseliinia, jottei kosteus pääsisi vaikuttamaan anturiin. Valkovaseliinin päälle levitettiin vielä suojakerrokseksi harmaata

silikonia, jottei betonimassa riko valkivaseliinikerrosta valuvaiheessa. Venymäliuskojen sähköjohdot suojattiin työntämälle ne ohuiden muoviletkujen sisään. Muoviletkut kiinnitettiin teipeillä terästen kylkiin ja tuotiin palkin yläpinnasta ulos.



KUVA 12 Liimattu venymäliuska



KUVA 13 Venymäliuskat asennettuina

#### 6.4 Palkkien valaminen

Ennen palkkien valamista raudotteet nostettiin muotin sisälle ja asennettiin raudoituskorokkeiden avulla oikeaan korkoon. Sivuttaissiirtyminen estettiin samoilla korokkeilla. Valmisbetoni tuotiin paikalle betoniautolla, josta se valutettiin ulos ränniä pitkin mahdollisimman lähelle muottia. Betoni kannettiin muottiin muovisangoilla ja tasattiin



betonilapion ja puupalikoiden avulla. Kun betonimassa oli valettu muottiin, se tiivistettiin vibraattorilla, jotta betonimassa työntyisi raudoitteiden väleihin ja poistaisi ylimääräiset ilmakuplat. Lopuksi palkin pinta tasattiin puulinjurilla hiertämällä ja asennettiin muottiin viimeiset tukilaudat. Muottien valamisen yhteydessä valettiin myös betonin puristuslujuuskokeita varten betonilieriöt.



KUVA 14 Palkkien valaminen

## 6.5 Hiilikuitutankojen asentaminen

Hiilikuitutangot asennettiin niitä varten jo muotintekovaiheessa varattuihin 15 x 15 millimetrin uriin. Urien pinnasta hiottiin kulmahiomakoneella betonin sementtiliimakerros pois ja tartunnan varmistamiseksi uran pinnat karhennettiin. Seuraavaksi urat puhdistettiin paineilmalla ja imurilla, jotta betonipöly ei heikentäisi liimauksen lopputulosta.



Kuva 15 Uran primerointia. Palkki on käännetty ylösalaisin

Puhdistetut urat käsiteltiin primerilla, jonka jälkeen urien pohjalle levittiin liimakerros. Hiilikuitutanko painettiin liimalla täytettyyn uraan niin syväälle, että hiilikuitutangon ja betonipinnan väliin jäi muutaman millimetrin paksuinen liimakerros. Lopuksi hiilikuitutangon päälle levitettiin liimakerros, jolloin tangosta jäi näkyviin pieni alue venymäliuskojen asennusta varten. Liimakerros jätettiin kuivumaan viikoksi ennen koeistuksia.



Kuva 16 Liimattu hiilikuitutanko

## 6.6 Hiilikuitukankaan asentaminen

Palkin ulkopinnasta hiottiin sementtliimakerros pois kulmahiomakoneella niiltä alueilta jonne oli tarkoitus liimata hiilikuitukangasvahvikkeet. Tämän jälkeen pinnat puhdistettiin paineilmapuhalluksella. Hiilikuitukankaiden paikat merkattiin palkin kylkiin tussilla ja näille alueille siveltiin primer-kerros. Kuivuneen primer-kerros päälle siveltiin ensimmäinen liimakerros. Valmiiksi oikean mittaiseksi leikatut hiilikuitukankaat asetettiin liiman päälle tussilla merkattuihin kohtiin 45 asteen kulmaan. Tässä vaiheessa todettiin, että vaikka hiilikuitukangasvahvike toimii tehokkaammin leikkausvoimaa vastaan tässä asennossa, on niiden asentaminen huomattavan vaikeaa. Kulmaan asentaessa hiilikuitukangasta jouduttiin leikkaamaan palkin kulmia ylitettäessä. Lisäksi hiilikuitukangas pyrki nousemaan irti betonipinnasta liimauksen aikana, sillä kangasta oli vaikea kiristää betonipintaa vasten. Betonipintaan asennettujen hiilikuitukankaiden päälle levitettiin toinen liimakerros. Liima annettiin kovettua viikon ajan ennen kuin se koeistettiin.



Kuva 17 Hiilikuidulla vahvistettu palkki valmiina kokeistukseen



## 7 MATERIAALIEN KOEISTUS

Koepalkkien valmistuksessa käytetyt materiaalit koeistettiin talven 2012 aikana Savonia-ammattikorkeakoulun materiaali- ja betonitekniikan laboratoriossa. Materiaalikoeket suoritettiin kolmen opinnäytetyöryhmän yhteistyönä.

Pienemmät harjateräksset 6 millimetrin halkaisijasta 12 millimetrin halkaisijaan koeistettiin materiaalitekniikan laboratoriossa olevalla Matertest Oy:n vetokoneella, ja kaikki loput betoni-, teräs- ja hiilikuitukoekappaleet koeistettiin betonitekniikan laboratorion koepuristimilla.

Materiaalien koeistuksilla oli tarkoitus selvittää materiaalien todelliset lujuusarvot tarkasti, jotta palkkien kestävyys pystyttiin laskemaan oikeilla materiaali arvoilla. Materiaalikoeket saatuja lujuusarvoja käytettiin soveltuvilta osin Abaqus-tietokonelaskelmissa. Koeistuksilla pystyttiin myös varmistamaan tilattujen materiaalien ominaisuuksien olevan samoja kuin materiaalitoimittaja oli ilmoittanut.

Palkkien alapinnassa käytettyjen T20 harjaterästen myötörajaksi saatiin vetokokeissa  $573 \text{ N/mm}^2$  ja murtorajaksi  $666 \text{ N/mm}^2$  ja hakoina käytettyjen T6 harjaterästen myötörajaksi saatiin noin  $581 \text{ N/mm}^2$  ja murtorajaksi noin  $672 \text{ N/mm}^2$ . Mitoituksessa kaikkien terästen myötölujuutena käytettiin  $588,5 \text{ N/mm}^2$ .

Tarkemmat materiaalikoeket tulokset julkaistaan Savonia – ammattikorkeakoululle tehdyissä Ville Kantolan ja Tommi Auvisen hiilikuidun käyttöä leikkausvahvistamisessa käsittelevässä opinnäytetyössä sekä Atte Heiskasen ja Toni Hyttisen hiilikuidun käyttöä taivutusvahvistamisessa käsittelevässä opinnäytetyössä.

## 8 TIETOKONELASKENTA

### 8.1 Abaqus

Abaqus 3D-ohjelma on palkin epälineaariseen FEM (engl. Finite Element Method) laskentaan soveltuva tietokoneohjelma, joka käyttää laskennassa elementtimenetelmää. Ohjelmaan mallinnettiin kaikki kolme palkkia ja ohjelman laskennallisia arvoja verrattiin koepuristuksien tuloksiin.

Ohjelmaan mallinnetuissa palkeissa pyrittiin käyttämään todellisia testattuja materiaaliarvoja. Teräksien vetokokeissa saatiin mitattua luotettavasti vain teräksen myötö- ja murtoraja. Vetokokeissa tapahtuneen liukuman takia teräksen kimmokerrointa ei pystytty laskemaan, eikä teräksen venymä arvot olleet tarkkoja, sama koskee todennäköisesti myös hiilikuitukankaita, sillä niiden mitattu kimmokerroin jäi huomattavasti materiaalivalmistajan ilmoittamaa kimmokerrointa pienemmäksi. Selvittämättä jäi tarkoittaako hiilikuituvalmistaja ilmoittamallaan kimmokertoimella valmiin komposiittimateriaalin kimmokerrointa vai hiilikuitukangasta sinällään. Hiilikuitutankoja ei ollut ylimääräisiä, joten niistä ei ole testattuja tuloksia. Betonin materiaalikokeista selvisi betonin puristuskestävyys.

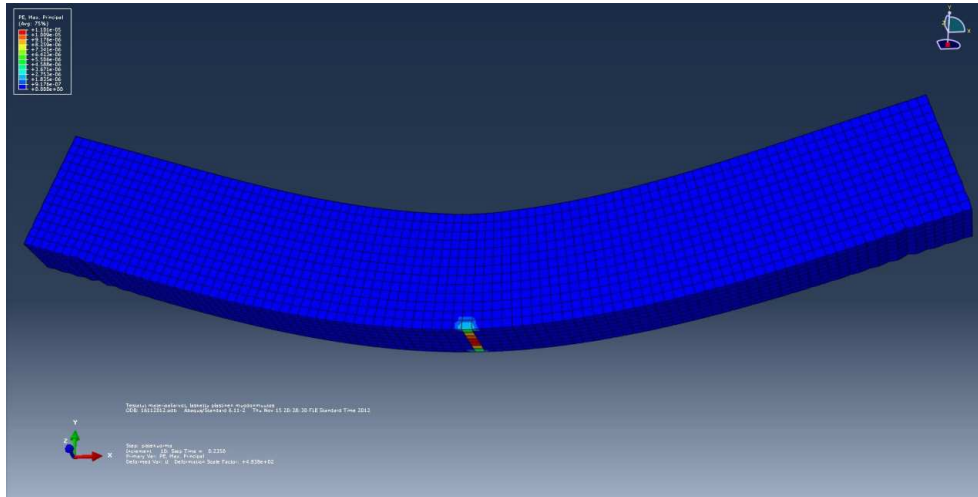
Abaqus-mallissa käytettiin terästen myötörajana vetokokeista saatua 573 MPa:ia ja kimmokertoimena koepuristusten venymäliuskatiedoista laskettua 195 GPa:ia. Betonin puristuslujuutena käytettiin mitattua 58 MPa:ia. Hiilikuitutangoissa käytettiin materiaalivalmistajan ilmoittamaa 2000 MPa:in murtolujuutta, 12 ‰ murtovenymää sekä kimmokertoimena 160 GPa:ia. Hiilikuitukankaissa käytettiin kimmokertoimena 290 GPa:ia, murtolujuutena 2000 MPa:ia ja murtovenymänä 19 ‰, jotka materiaalivalmistaja ilmoitti.

Abaqus-ohjelmassa käytettiin solmupisteverkkoa, jossa solmupisteitä oli kolmen senttimetrin välein. Abaqus-ohjelma ilmaisee palkissa olevien komponentteihin vaikuttavat jännitykset ja muodonmuutokset eri värein mitattavien suureiden arvojen suuruuksien mukaan.

Pistekuorma mallinnettiin yläpintaan keskelle palkkia vaikuttamaan paineena 200x200 millimetrin alueelle. Abaqus laskentaa jatkettiin 20 %:a palkin koepuristuksen kestävyttä pidemmälle, jotta palkin mallin käyttäytymistä pystyttiin seuraamaan pidemmälle.

### 8.1.1 Normaalipalkki

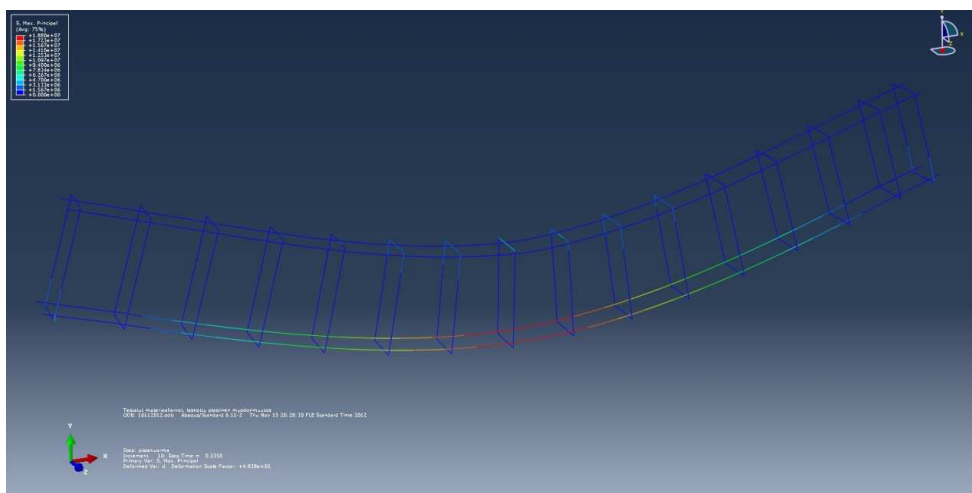
Normaalipalkki mallinnettiin vastamaan valmistettuja palkkeja ja siihen vaikuttavana pistekuormana käytettiin suurinta koepuristuksen aikaista kuormaa, joka oli 185 kN. Tätä vastaava paine oli 4,625 MPa:ia.



KUVA 18 Normaalipalkin ensimmäinen halkeama 40 kN pistekuorman kohdalla

Kuvasta 18 nähdään palkin ensimmäisen halkeaman syntyneen noin 40 kN pistekuorman kohdalla, jossa halkeama myös syntyi koepuristuksessa. Tämä pystytään näkemään kuvasta 37 sivulta 66 puristuskokeen tulostähtäimen kulmakertoimen muutoksesta, sekä kuvasta 38 sivulta 66 palkin kylkeen merkatuista halkeamakohtista.

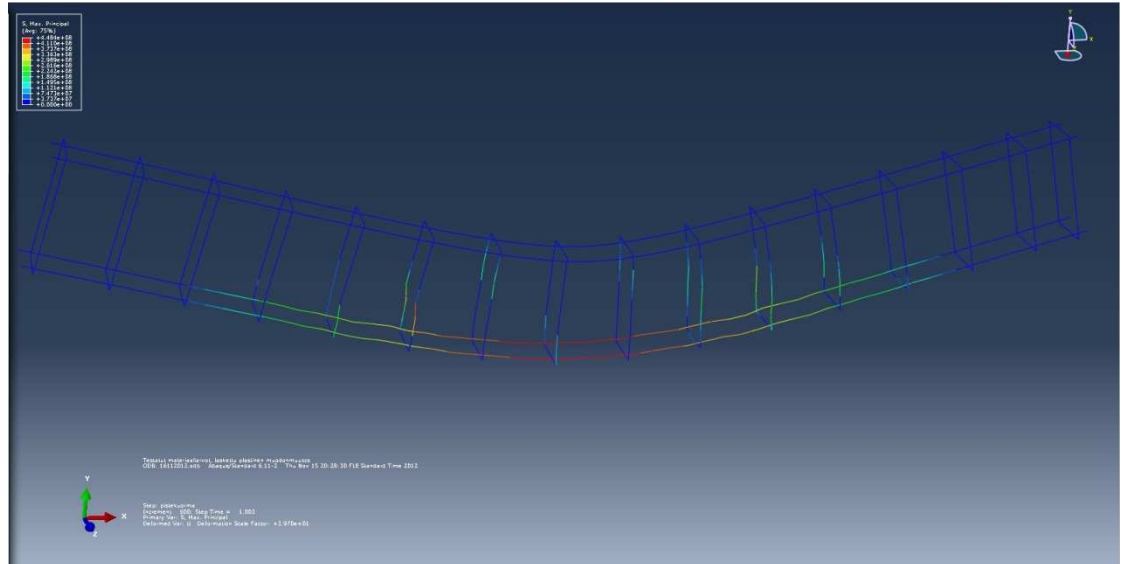
Kuviosta 9.1 pystytään näkemään, että teräsännitykset alkavat kasvaa nopeasti ensimmäisen halkeaman syntymän jälkeen. Kuvasta 19 nähdään alapinnan terästen jännitysten olevan suurimmillaan 18 MPa:ia tässä vaiheessa.



KUVA 19 Teräsännitykset 40 kN pistekuorman kohdalla

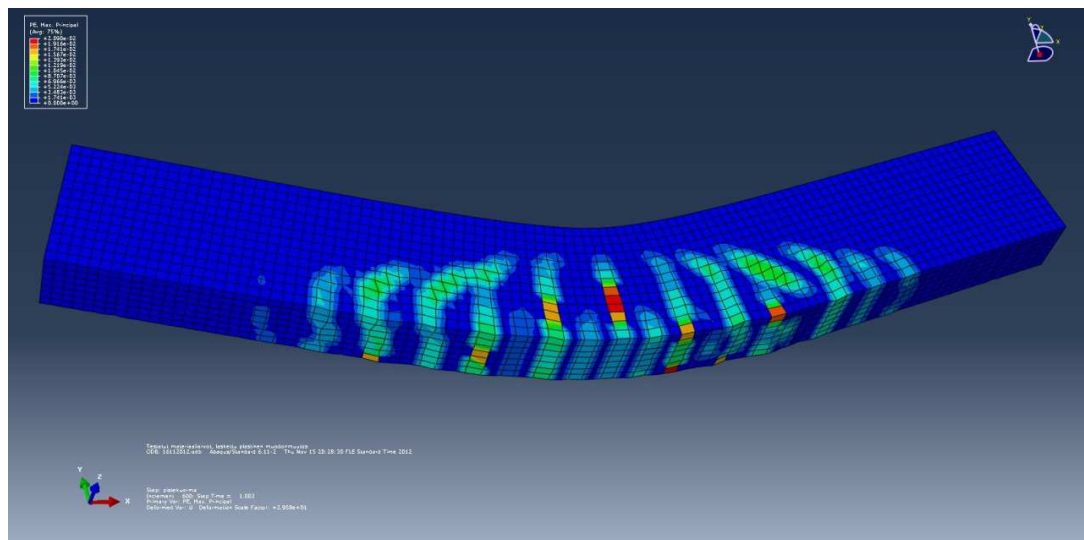


Kuvasta 22 nähdään terästen jännitysten kasvaneen alapinnan teräksissä 450 MPa:iin ja haoissa jännitykset ovat suurimmillaan 410 MPa:ia. Kuvan teräshakojen jännityksistä pystyy selvästi havaitsemaan syntyvän leikkauskulman.



KUVA 22 Teräsjännitykset 185 kN pistekuorman kohdalla

Kuvasta 23 havaitaan palkin halkeilleen voimakkaasti. Halkeamat ovat syntyneet odotetusti teräshakojen kohdille ja halkeamat ovat alkaneet kääntyä selvästi koe-kuormituksen mukaiseen asentoon, kuten kuvasta 38 sivulta 66 nähdään.

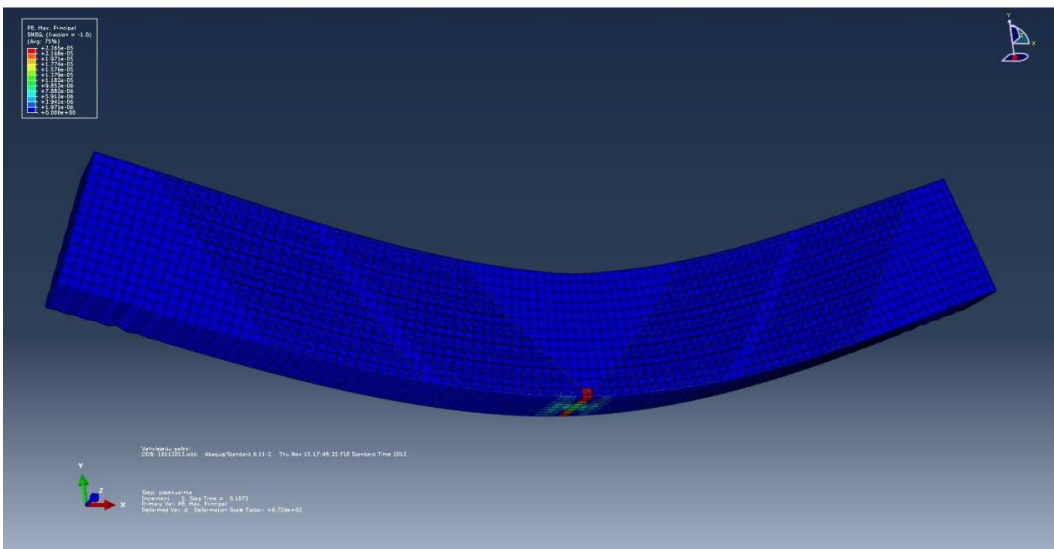


KUVA 23 Normaali-palkin halkeamat 185 kN pistekuorman kohdalla

### 8.1.2 Vahvistettu palkki

Vahvistettu palkki mallinnettiin vastaamaan valmistettua palkkia terästen ja hiilikuitukomponenttien osalta. Abaqus-ohjelmaan luotiin materiaalit hiilikuitukankaalle ja -tangolle, jotka vastasivat materiaaliominaisuuksiltaan hiilikuitutoimittajan ilmoittamia arvoja. Hiilikuitujen liimaa ei mallinnettu, vaan hiilikuitukankaat ja -tanko asetettiin mallissa 5 millimetriä betonin sisään, jotta ohjelma pystyi huomiomaan ne laskennassa. Tällä tavoin mallinnetussa palkissa hiilikuitujen ja betonin välillä on täydellinen tartunta todellisuudesta poiketen.

Pistekuormana käytettiin puristuskokeen suurinta kuormaa, joka oli 304 kN. Tällaista kuormaa vastasi 200x200 millimetrin alueelle tuleva 7,6 MPa:in paine.



KUVA 24 Vahvistetun palkin ensimmäinen halkeama 33 kN kohdalla

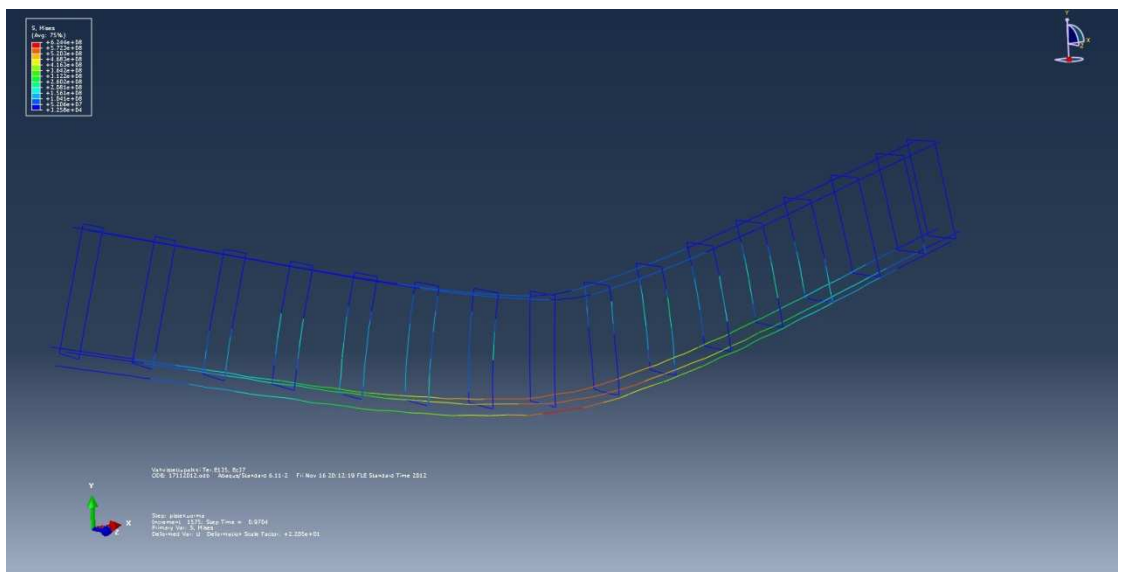
Kuvasta 24 nähdään vahvistetun palkin alapintaan syntyneen 0,02 millimetrin halkeama hiilikuitukankaiden väliin. Kuvasta 43 sivulta 70 halkeamaa ei pystytä näkemään, mutta kuvioista 9.2 halkeama voidaan päätellä syntyneen teräsjännitys käyrien kulmakertoimen muutos kohdasta.

Pistekuorman ollessa 285 kN:ia havaitaan kuvasta 25 alapinnan teräksissä olevan jännitystä 556 MPa:ia, mikä oli niiden myötöraja vetokokeiden mukaan. Tässä vaiheessa alapinnan hiilikuitutangossa vallitsee 510 MPa:in jännitys. Kuvista 25 ja 26 on piilotettu näkyvistä hiilikuitukankaat kuvan selkeyttämiseksi.



KUVA 25 Vahvistetun palkin jännitykset 285 kN pistekuorman kohdalla

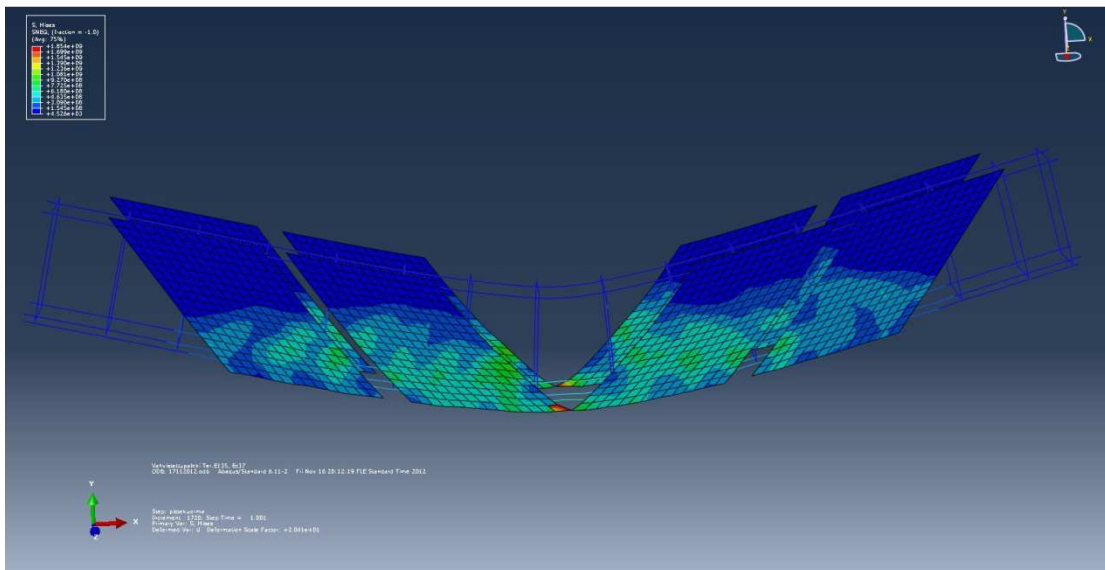
Kuvassa 26 on pistekuorma kasvanut 10 kN edellisestä tilanteesta. Nyt hiilikuidun jännitys on alkanut kasvamaan voimakkaasti alapinnan vetoterästen myödyttäessä. Hiilikuitutangon jännitys on kasvanut 624 MPa:iin teräsjännitysten pysyessä noin 560 MPa:ssa. Hakojen jännityksiä ovat tässä vaiheessa 250 MPa:in suuruisia.



KUVA 26 Vahvistetun palkin jännitykset 295 kN pistekuorman kohdalla

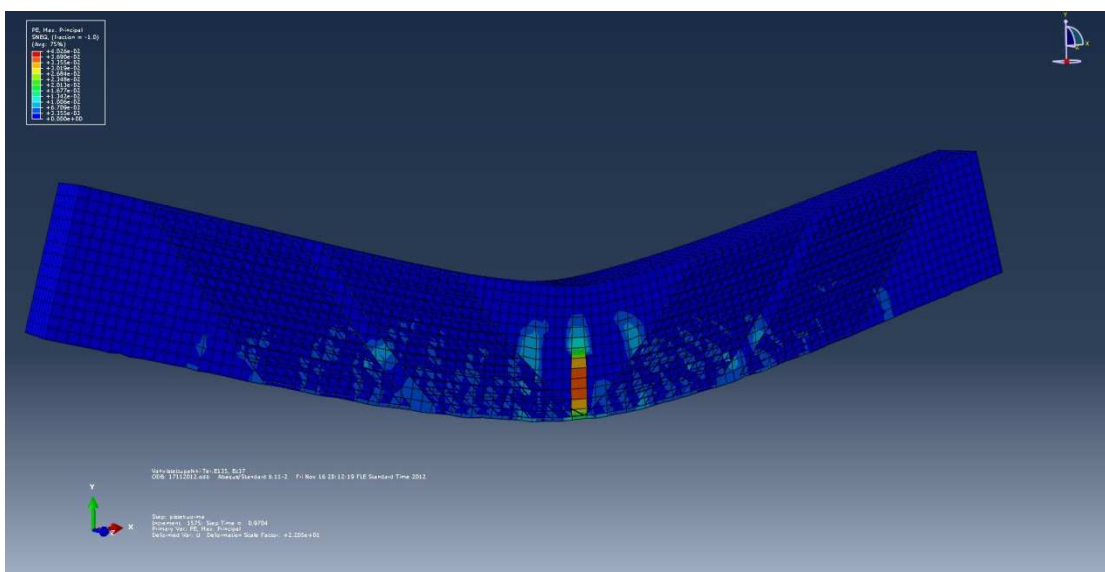
Kuvasta 27 nähdään alapinnan terästen jännityksiä pysyneen 560 MPa:ssa ja hiilikuitutangon jännityksen nousseen lähelle 780 MPa:ia. Palkin keskikohdassa olevien hiilikuitukankaiden terävät kärjet keräävät jännitystä laskenta mallissa todellisuutta enemmän, joten kankaiden suurimpia jännityksiä näillä kohdilla on turha huomioida. Vahvistettuun palkkiin ei todellisuudessa syntynyt tällaisia teräviä kulmia, sillä asennettujen hiilikuitukangasvahvikkeiden kulmat pyöristyivät asennuksen yhteydessä.

Kankaissa jännitykset näyttävät kasvavan suurimmiksi betonin halkeamien kohdilla, näillä kohdin vallitsee noin 1 000 MPa:in jännitys.



KUVA 27 Jännitykset 304 kN pistekuorman kohdalla

Kuvasta 28 nähdään vahvistetun palkin halkeamien muodostuminen Abaqus-mallissa 304 kN pistekuorman kohdalla. Hiilikuitukankaat ovat vähentäneet palkin halkeilua huomattavasti verrattuna kuvan 23 sivulla 57 normaalipalkin halkeamiin. Kuten kuvasta 43 sivulta 70 huomataan, ovat koepuristuksessa syntyneet halkeamat samankaltaisia.

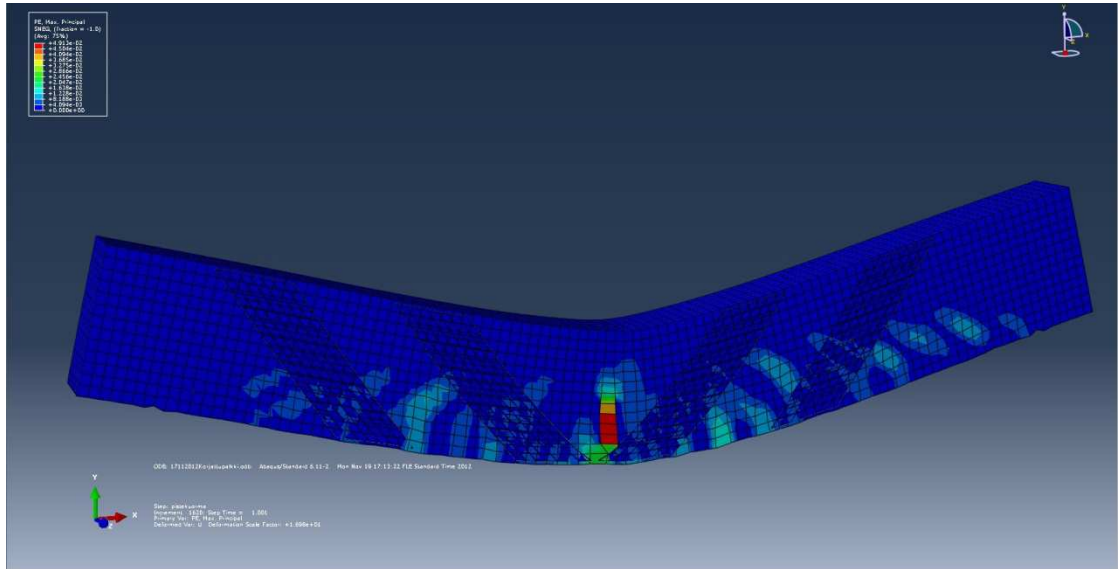


KUVA 28 Vahvistetun palkin halkeamat 304 kN pistekuorman kohdalla



### 8.1.3 Korjattu palkki

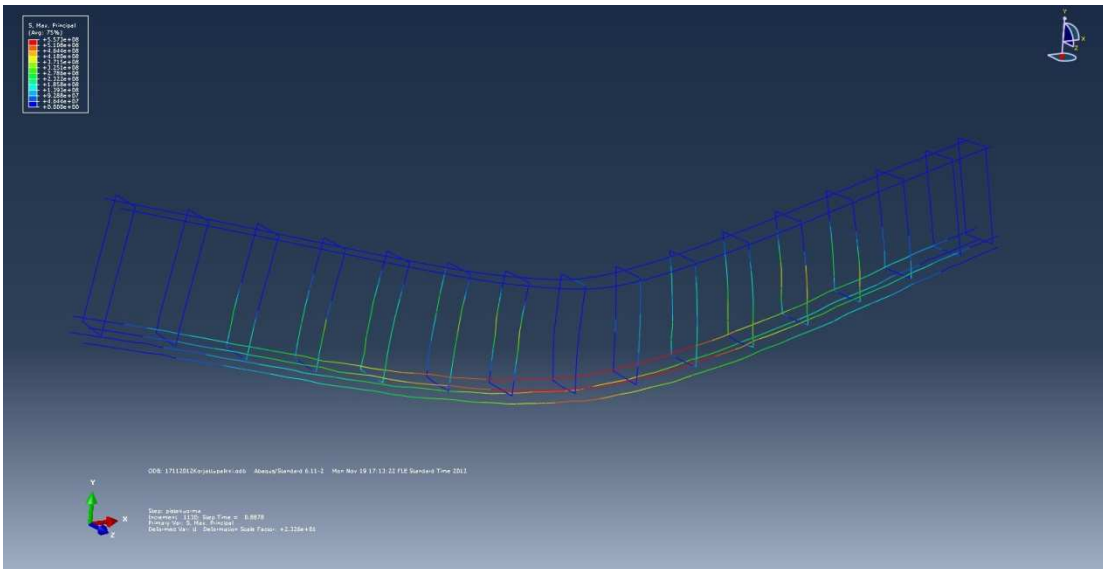
Korjattu palkki mallinnettiin samalla tavoin kuin vahvistettu palkki. Erona palkkien välillä oli hiilikuitukankaiden leveys sekä hiilikuitutankojen lukumäärä. Palkin kuormaksi asetettiin 8,5 MPa:n paine. Normaalipalkin puristuskokeessa syntyneitä vaurioita sekä materiaalien muuttuneita ominaisuuksia ei mittaustuloksien puuttumisen johdosta mallinnettu.



KUVA 29 Korjatun palkin 340 kN pistekuorman kohdalla

Kuvasta 29 nähdään palkin Abaqus-malliin syntyneet halkeamat 340 kN pistekuorman kohdalla. Halkeamat eivät vastaa koepuristuksissa esiintyneitä halkeamia, koska edellisestä koepuristuksesta aiheutuneita halkeamia ei ollut mallissa.

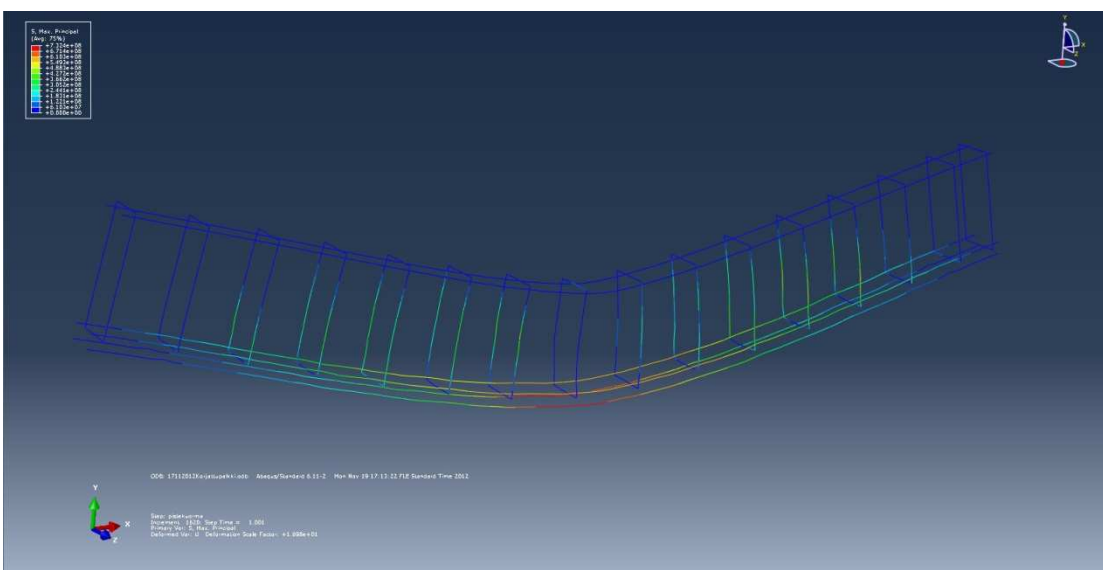
Kuvissa 30 ja 31 on esitetty terästen ja hiilikuitutankojen jännityksiä ja kuvista on poistettu hiilikuitukankaat kuvien selventämiseksi. Kuvassa 37 302 kN pistekuorman kohdalla terästen jännitykset ovat 573 MPa:ia, eli ne ovat juuri saavuttaneet myötörajojensa. Tässä vaiheessa hiilikuitutangossa vallitsee noin 500 MPa:in jännitys.



KUVA 30 Teräksen ja hiilikuidun jännitykset 302 kN pistekuorman kohdalla

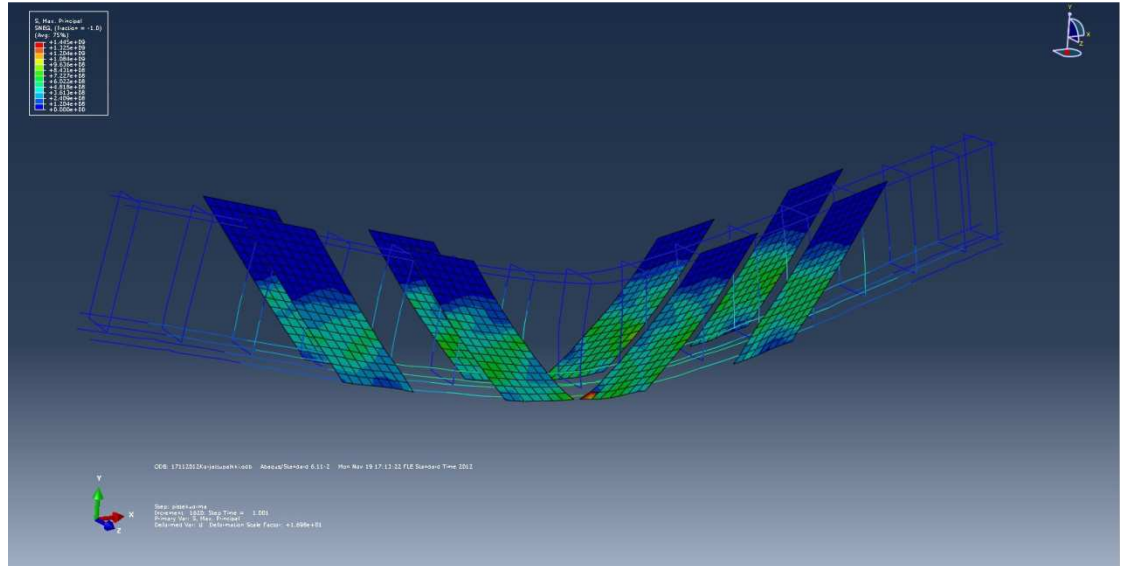
Kuvasta 31 nähdään terästen jännityksien olevan edelleen 340 kN pistekuorman kohdalla noin 575 MPa:n luokkaa, kun taas hiilikuitutankojen jännitykset ovat nousseet jo terästen myötämisen johdosta 730 MPa:iin.

Palkin hakojen jännityskeskittymistä nähdään palkissa syntyvä leikkauskulma. Palkin alapinnan vetoterästen saavuttaessa myötörajojansa 302 kN pistekuorman kohdalla, palkin teräshaoissa suurimmat jännitykset olivat 420 MPa:in luokkaa. Kuvassa 31 teräshakojen jännitykset ovat nousseet 480 MPa:iin.

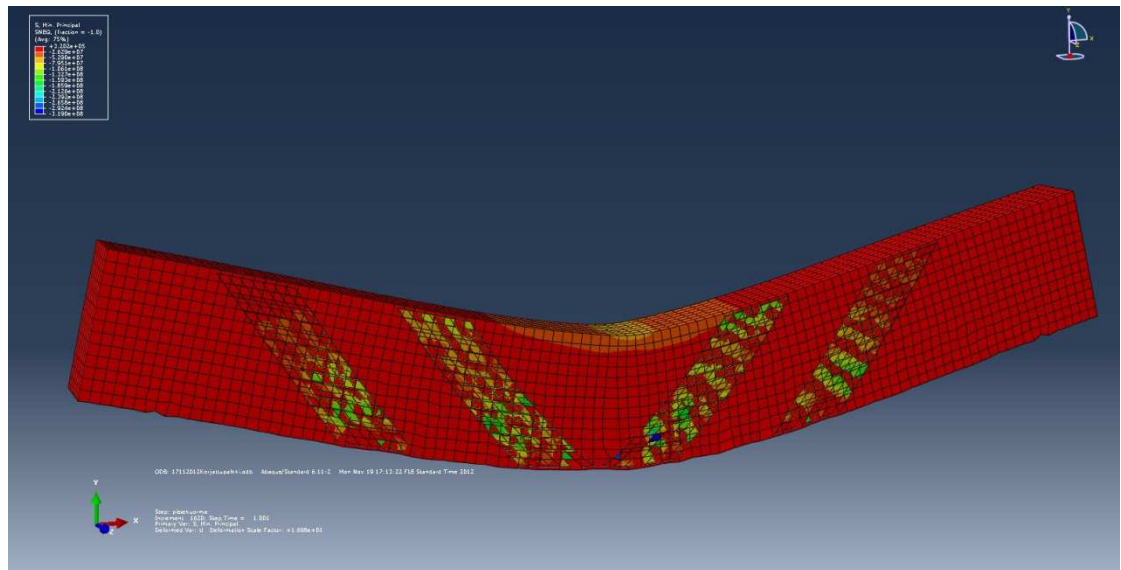


KUVA 31 Teräksen ja hiilikuidun jännitykset 340 kN pistekuorman kohdalla

Kuvasta 32 nähdään hiilikuitukankaiden jännitykset 340 kN pistekuorman kohdalla. Jännitykset keskittyivät taas hiilikuitukankaan terävään kulmaan, jossa oli noin 1 450 MPa:ia. Muualla kankaissa jännitys oli suurimmillaan 800 MPa:ia.



KUVA 32 Hiilikuitukankaiden jännitykset 340 kN pistekuorman kohdalla



KUVA 33 Betonin jännitykset 340 kN pistekuorman kohdalla

Kuvassa 33 on esitetty palkin puristusjännitykset. Keskellä palkkia pistekuorman alueella momentista aiheutuva palkin puristuspuolen palkin pituusakselin suuntainen jännitys on noussut 340 kN pistekuorman kohdalla noin 60 MPa:iin. Palkissa käytetyn betonin puristuskestävyys oli materiaalikokeiden mukaan 58 MPa:ia.

## 9 PALKKIEN KOEPURISTUKSET

Palkkien koepuristukset suoritettiin Savonia-ammattikorkeakoulun betoniteknikan laboratoriossa alkuvuodesta 2012.

### 9.1 Koepuristusten suorittaminen

Koepuristamiset aloitettiin siirtämällä betonipalkit puristuskoneeseen. Palkin keski-kohta siirrettiin koneen puristuskappaleen kohdalle, sekä asetettiin palkin tuet oikeille paikoille. Tukien alle sijoitettiin 10 millimetrin paksuiset neopreenipalat, kuten kuvasta 35 nähdään. Palkin paikalleen asettamisen jälkeen taipumamittari asetettiin paikoilleen keskelle palkkia, kuten kuvasta 34 nähdään.

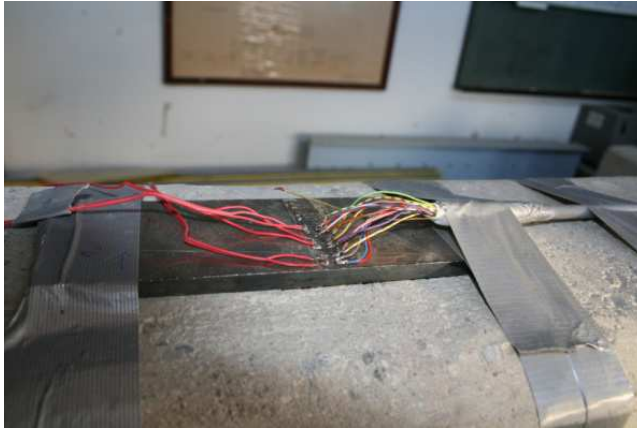


KUVA 34 Taipumamittari



KUVA 35 Palkin tuki

Palkkiin asennetut venymäliuskat juotettiin kiinni tietokoneeseen liitettävään kaapeliin tiedonsiirtoa varten, kuten kuvassa 36 nähdään. Venymäliuskat mittasivat betonin, teräksen sekä hiilikuitujen venymää koko puristuskokeen ajan ja tiedot kirjautuivat ylös automaattisesti Excel-taulukkolaskentaohjelmaan.



KUVA 36 Venymäliuskojen liitos

Kun kaikki kokeessa tarvittavat mittalaitteet olivat asennettu ja kalibroitu paikoilleen, pystyttiin aloittamaan koepuristukset. Aluksi koepuristuksessa voimaa lisättiin 10 kN erissä, jonka jälkeen palkin kylkiin merkattiin tussilla syntyneet halkeamat. Merkkauksen jälkeen voimaa lisättiin seuraavat 10 kN. Kun palkissa alkoi näkyä selvää taipumaa ja betoninhalkeilu lisääntyi selvästi, pidettiin halkeamien merkkaustaukoja 5 kN välein. Näin jatkettiin aina puristuskokeen loppuun saakka.

## 9.2 Koepuristuksen tulokset

Venymäliuskat mittasivat terästen ja hiilikuitujen suhteellinen venymän  $\varepsilon$  yksikössä  $\mu\text{mm}/\text{m}$ . Terästen ja hiilikuitujen jännitykset  $\sigma$  laskettiin kaavioihin Hooken-lain mukaan kaavasta 9.1.

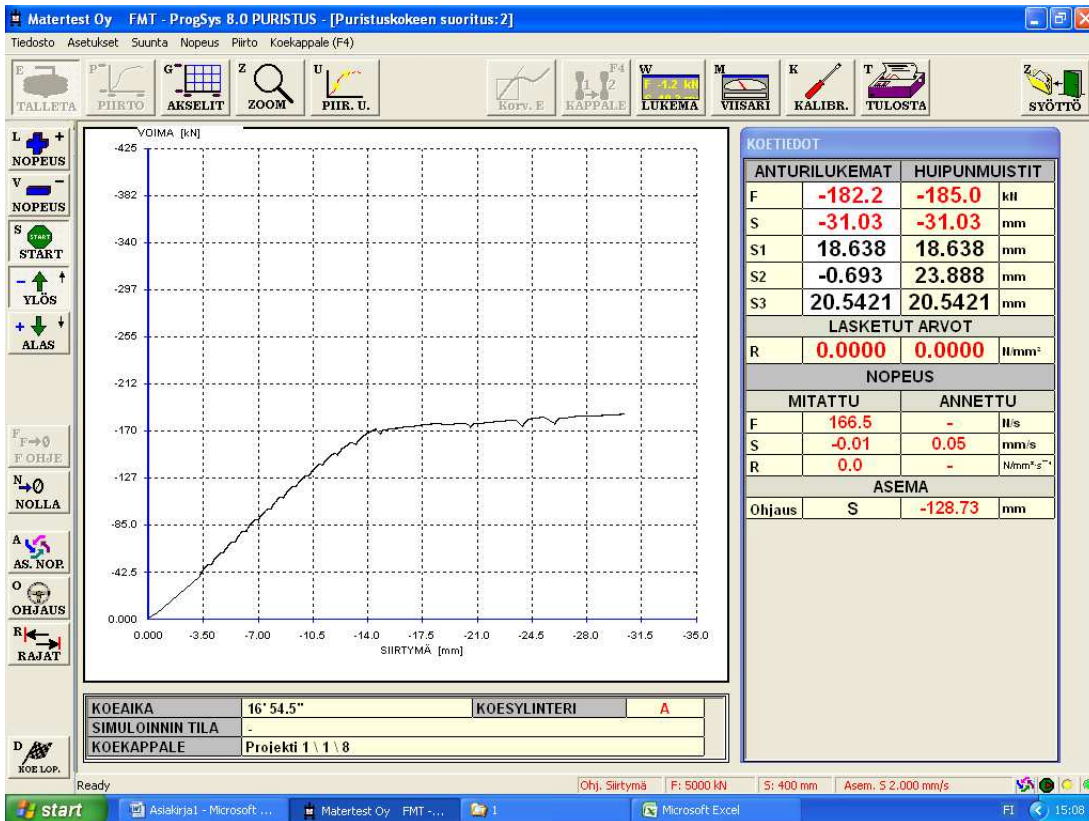
$$\sigma = E * \varepsilon \quad (9.1)$$

jossa terästen kimmokertoimena  $E$  käytettiin venymäliuskatiedoista määritettyä 195 GPa, hiilikuitutangolla materiaalitoimittajan ilmoittamaa 160 GPa ja hiilikuitukankaalla vetokokeista mitattua 150 GPa.

### 9.2.1 Normaalipalkin koeistus

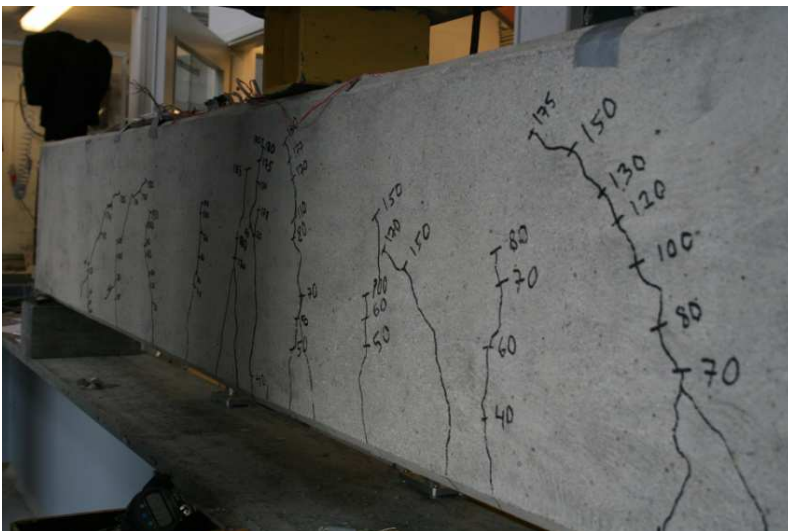
Vahvistamattoman palkin tarkoituksena oli toimia vertailupalkkina vahvistetulle palkille, sekä myöhemmin toimia esimerkkinä palkin korjaamisesta hiilikuituvahvikkeilla.





KUVA 37 Teräsbetonipalkin puristuskokeen tulokset, taipuma – kuorma käyrä

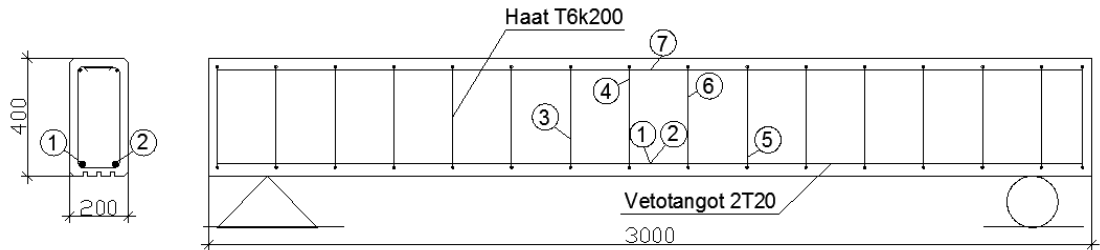
Kuten kuvasta 37 näemme, alkoi normaalipalkin vetoraudoitus myödetä selvästi 170 kN jälkeen. Lopetimme koepuristuksen saavutettuumme lasketun kestävyuden 185 kN:n, jotta palkin myöhempi korjaus olisi mahdollista. Tässä vaiheessa palkki oli taipunut jo 24 mm alaspäin keskikohdasta ja taipuma jatkoi kasvua kuormaa lisäämättä. Tässä vaiheessa myös palkin betoni oli haljennut keskeltä alareunasta aina yläreunaan asti. Palkin kuorma poistettiin ja palkki siirrettiin odottamaan korjausta.



KUVA 38 Teräsbetonipalkin halkeamat lopputilanteessa

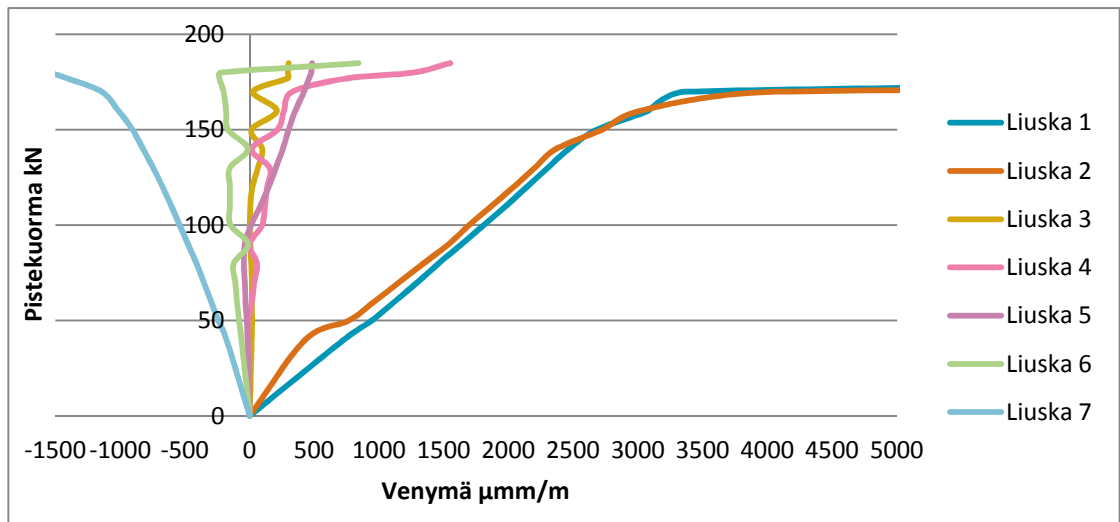
### 9.2.1.1 Teräsbetonipalkin liuskatiedot

Normaalipalkkiin asennettiin valun yhteydessä seitsemän kappaletta venymäliuskoja, joista numerot 1 ja 2 sijaitsivat vetoteräksissä, 3–6 leikkausraudoitteissa sekä numero 7 yläpinnan työteräksessä.



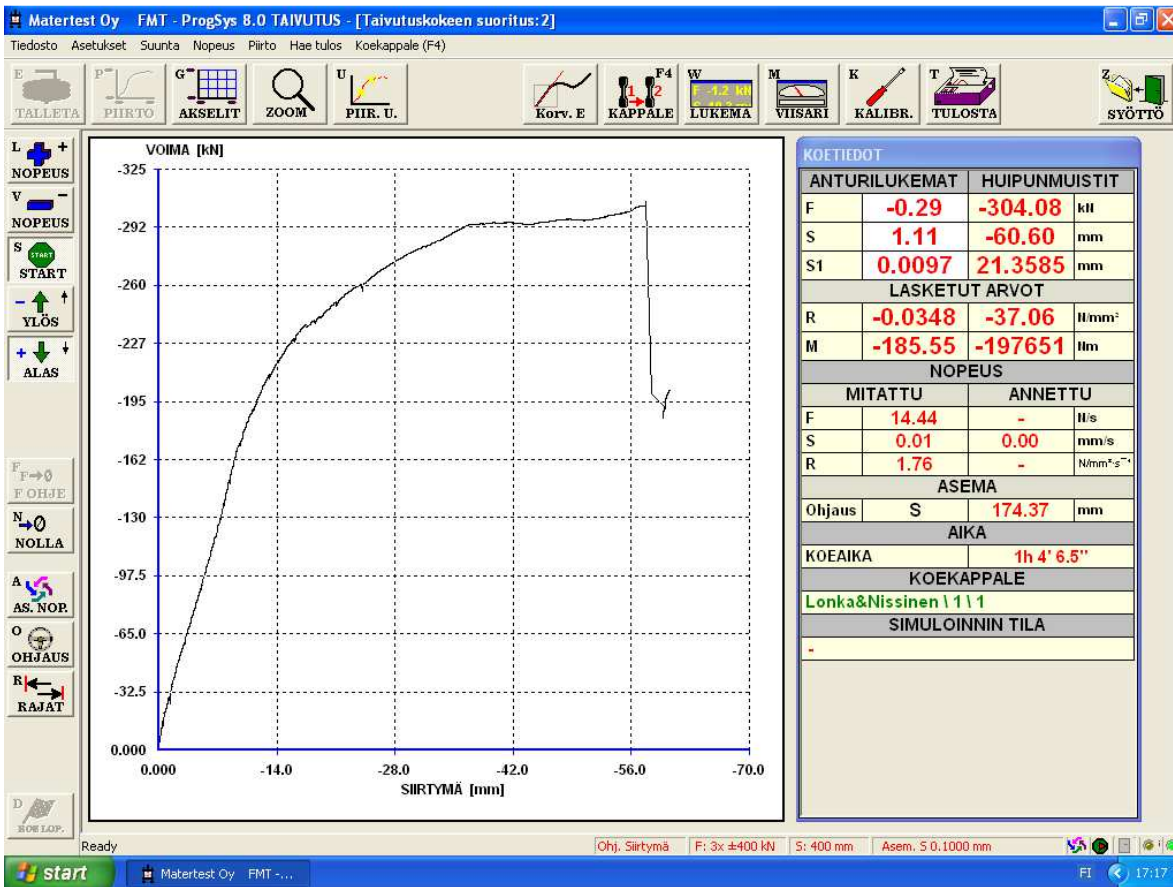
Kuva 39 Teräsbetonipalkin venymäliuskojen sijainnit

Kuviossa 9.1 on esitettyä normaalipalkin puristuskokeen venymäliuskojen antamat tiedot. Kaaviosta nähdään selkeästi alapinnan terästen myötääminen pistekuorman kasvaessa yli 170 kN:n. Leikkausraudoissa olleet venymäliuskat eivät sattuneet halkeamien kohdille, joten niistä ei saatu selkeitä mittaustuloksia. Yläpintaan asennetun teräksen huomataan puristuvan, sillä venymä on negatiivista.



KUVIO 9.1 Normaalipalkin venymäliuskatiedot

## 9.2.2 Vahvistetun palkin koeistus



KUVA 40 Vahvistetun palkin puristuskokeen tulokset

Vahvistetun palkin koepuristus loppui 304 kN:ssa keskeistä pistekuormaa. Tässä kohdassa palkin alapintaan sijoitetun hiilikuitutangon tartunta petti, mutta hiilikuitutanko ei katkennut vaan siitä tuli ulkopuolinen vetotanko. Tässä vaiheessa hiilikuitutangon jännitys väheni tartunnan pettäessä ja palkin kantokyky romahti, kuten kuvasta 40 nähdään. Palkin taipuma oli tässä vaiheessa 21 mm.

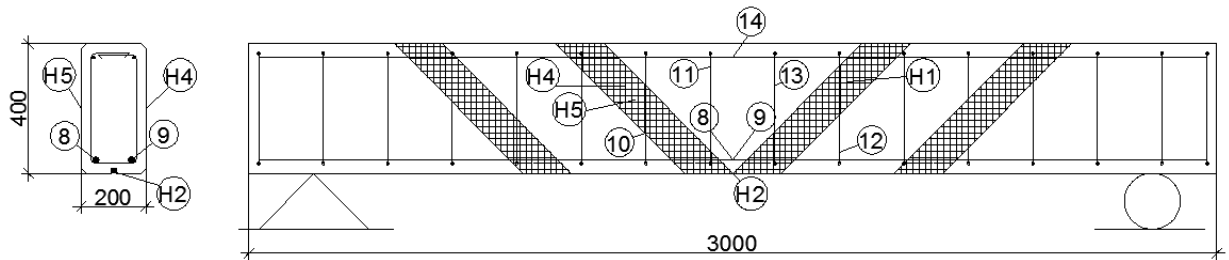


KUVA 41 Vahvistettu palkki koepuristuksessa



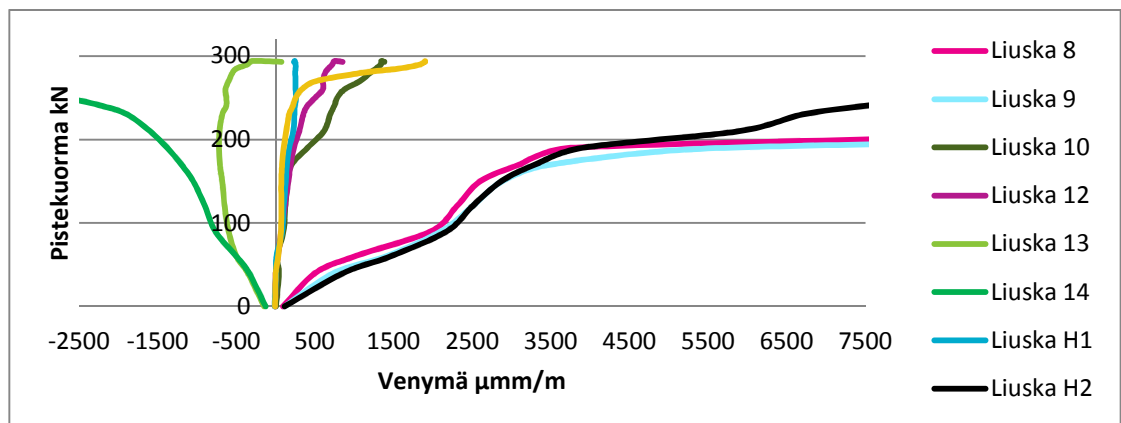
### 9.2.2.1 Vahvistetunpalkin liuskatiedot

Hiilikuituvahvistettuun palkkiin asennettiin valun yhteydessä seitsemän kappaletta venymäliuskoja, joista numerot 8 ja 9 sijaitsevat vetoteräksissä, 10–13 leikkausraudoitteissa sekä numero 14 yläpinnan työteräksessä. Liuskasta 11 ei saatu venymäarvoja. Liuskat H1–H5 sijaitsevat hiilikuituvahvikkeissa, joista H2 oli hiilikuitutangossa. H3:sta ei myöskään saatu venymäarvoja.



KUVA 42 Vahvistetunpalkin venymäliuskojen sijainti

Kuviosta 9.2 on vahvistetun palkin koepuristuksen venymäliuskatiedot. Kaaviosta nähdään terästen alkavan myötäämään noin 200 kN:n pistekuorman kohdalla, jonka jälkeen hiilikuitutangon venymä alkaa kasvaa jyrkemmin. Kuten normaalipalkissa leikkausteräksiin ja hiilikuitukankaisiin asennetut venymäliuskat eivät osuneet halkeamien kohdille, jolloin liuskojen kohdalle ei tullut juurikaan venymää. Liuska H4 vahingoittui koepuristuksen yhteydessä, joten sen antamia tuloksia ei tule huomioida.



KUVIO 9.2 Vahvistetunpalkin venymäliuskatiedot



KUVA 43 Vahvistettu palkki murtui hiilikuitutangon liimauksen pettäessä.

Kuvista 43 ja 44 nähdään palkin murtumakohta, joka sijaitsi odotetusti keskellä palkkia. Kuvasta 44 nähdään hiilikuitutangon liimauksen pettämisikohta. Hiilikuitutanko tuli murtumishetkellä liiman sisästä selkeästi näkyviin, mutta kuorman poistamisen jälkeen palkin taipuman alkaessa poistua, hiilikuitutanko vetäytyi takaisin liimakerroksen sisään. Tämän takia hiilikuitutankoa ei ole enää näkyvissä kuvassa 44. Liimauksen pettäessä tanko tuli niin suurella voimalla liimakerroksesta ulos, että se rikkoi samalla hiilikuitukankaan.



KUVA 44 Palkin murtumiskohta

### 9.2.3 Korjatun palkin koeistus



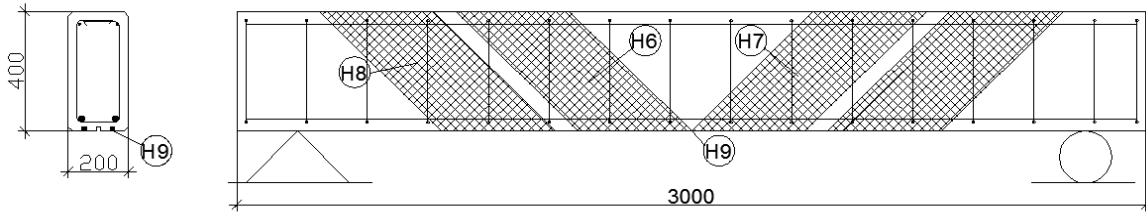
KUVA 45 Korjatun palkin puristuskokeen tulokset

Aikaisemmin puristettu normaalipalkki, jota uskallettiin kuormittaa 185 kN:iin asti, kesti tässä kokeessa hiilikuidulla vahvistettuna melkein 340 kN pistekuorman. Tässäkään vaiheessa hiilikuituvahvikkeiden kantokyky ei vielä ylittynyt, vaan betonin puristuslujuus ylittyi momentista aiheutuvan puristuspuolen palkin akselinsuuntaisen jännityksen vaikutuksesta pistekuorman kohdalla. Tästä seurasi betonipalkin yläreunan puristusmurto, kuten kuvasta 46 voidaan havaita. Palkki taipui korjattuna 25,1 mm, mutta kokonaistaipuma oli tätäkin suurempi sillä palkkiin oli jäänyt edellisen kuormituskokeesta taipumaa noin 15 mm.



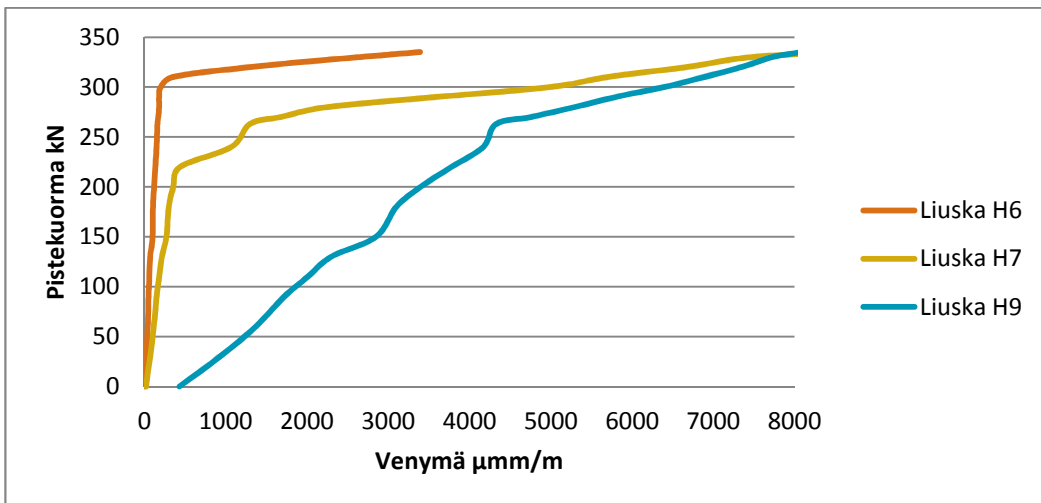
KUVA 46 Korjatun palkin puristumurtuma

### 9.2.3.1 Korjatun palkin venymäliuskatiedot



KUVA 47 Korjatun palkin venymäliuskojen sijainti

Koska palkin teräsiin kiinnitetyt venymäliuskat olivat tuhoutuneet aikaisemmassa puristuskokeessa, saatiin mitattua venymäliuskatietoja ainoastaan hiilikuitujen pintaan asennetuista liuskoista. Liuska H9 oli asennettu palkin alapinnassa olevaan hiilikuitutankoon ja loput liuskoista oli asennettu hiilikuitukankaiden pintaan kuvan 47 mukaisesti.



KUVIO 9.3 Korjatunpalkin venymäliuskatiedot

Kuviosta 9.3 nähdään hiilikuitutangon venymän kasvavan tasaisesti pistekuorman kasvaessa. Hiilikuitukankaissa venymät alkavat kasvaa 200 kN pistekuorman jälkeen betonin halkeilun johdosta. Halkeaman synnyn jälkeen hiilikuitukankaat pitävät palkin koossa ja niiden venymät alkavat kasvaa tasaisesti.

## 10 TULOSTEN ANALYSOINTI

Seuraavaksi vertaillaan koetuloksia käsinlaskentaan ja tietokonelaskuihin, sekä pohditaan tulosten todenperäisyyttä ja mahdollisia virhetekijöitä.

### 10.1 Normaalipalkki

TAULUKKO 10.1 Normaalipalkin vertailutaulukko

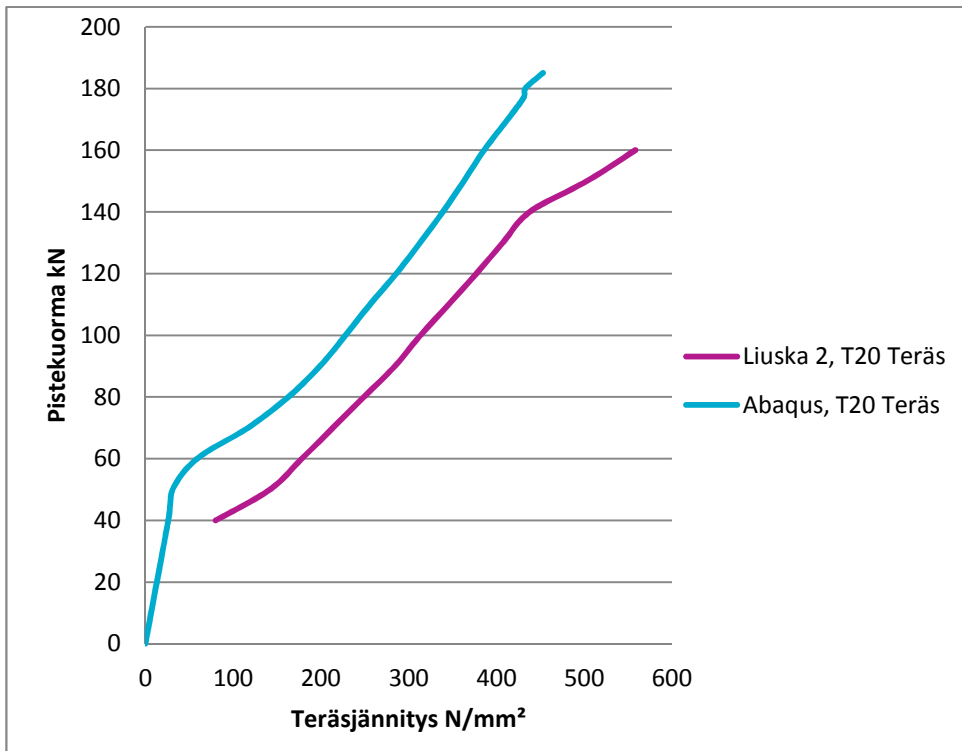
	Pistekuorma (kN)	Taivutus (kNm)	Leikkaus (kN)	Ero koepuristukseen (%)
Koepuristus	185	121,9	95,5	
Käsinlaskenta	185	121,9	95,5	0

Koepuristuksen ja käsinlaskennan arvot ovat täysin samoja, koska koepuristus lopetettiin 185 kN pistekuorman kohdalla, mutta palkki olisi kuitenkin kestänyt vielä jonkin verran lisäkuormaa.

Kuvasta 37 sivulta 66 nähdään terästen saavuttaneen myötörajansa 170 kN kohdalla, jonka jälkeen palkki jatkoi taipumistaan, vaikkei pistekuorma lisääntyneeseen. Sama ilmiö voidaan todeta venymäliuskatiedoista kuvista 9.1. Venymäliuskatietojen mukaan terästen myötöraja oli noin 570 MPa:in kohdalla.

Terästen todelliset materiaalin kestävyysarvot olivat materiaalikokeiden mukaan pienemmät, kuin mitä laskelmissa käytettiin, joten palkki alkoi myötätä aikaisemmin. Käsinlaskennan mukaan terästen olisi tullut alkaa myötäämään kun teräsännitys on 588,5 MPa:ia, mutta kuten kuvista 9.1 nähdään, teräkset alkoivat myötätä jo 570 MPa:in kohdalla.

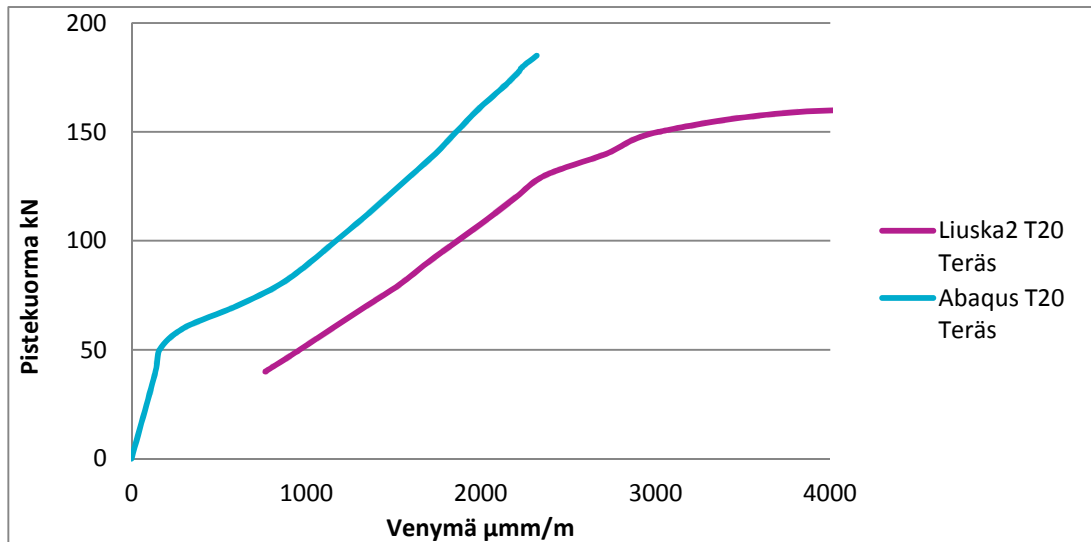
Abaqus-ohjelman laskentamallista saatuja jännitys-, venymä- ja taipuma-arvoja verrattiin koepuristuksesta saatuihin tuloksiin. Kuviossa 10.1 on verrattu koepuristuksen venymäliuskatiedoista laskettuja jännityksiä Abaqus-ohjelman laskemiin terästen jännityksiin. Terästen jännitykset näyttävät kasvavan samalla kulmakertoimella, mutta Abaqus-ohjelman laskuissa terästen jännitykset alkoivat kasvaa noin 20 kN:ia pistekuormaa myöhemmin. Kuvioon 10.1 on terästen jännitykset laskettu olettaen teräksen kimmokertoimen olevan 195 GPa:ia.



KUVIO 10.1 Koepuristuksen ja Abaqus-ohjelma laskemien teräsännityksien vertailu kuvio

Myös kuviosta 10.2 nähdään sama asia kuin kuviosta 10.1, että Abaqus-mallissa jännitykset ja sen seurauksena teräksen venymät kasvavat vastaamaan koepuristuksen tuloksia 20 kN pistekuormaa myöhemmin. Jos Abaqus-mallin laskentaa olisi jatkettu pidemmälle, olisi alapinnan teräkset saavuttaneet myötörajojensa, joka oli 573 MPa:ia, ja niiden jännitys- ja venymäkäyrät olisivat kääntyneet samansuuntaisiksi, kuin venymäliuskoilla koepuristuksessa mitatut arvot.

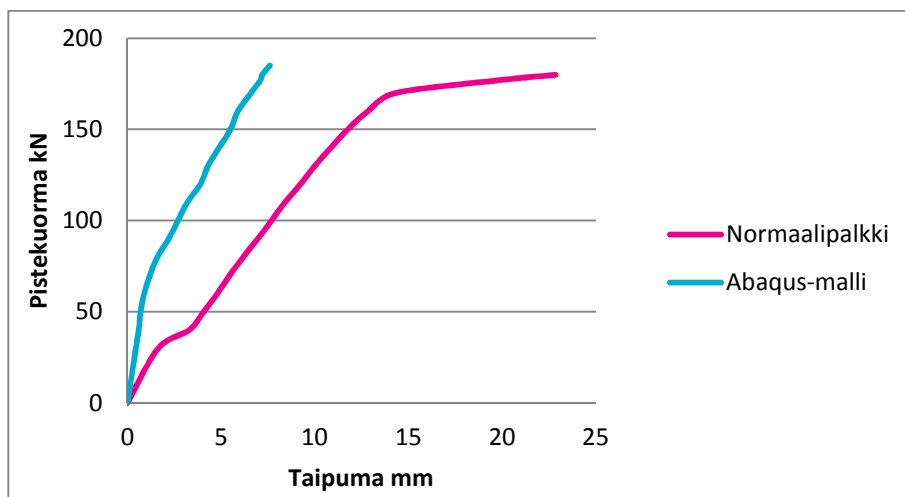
Kuvioista 10.1 ja 10.2 venymäliuskojen käyrät alkavat vasta 40 kN pistekuormaa, sillä se oli ensimmäinen kohta, mistä venymäliuskatiedot kirjattiin ylös. On todennäköistä, että käyrät käyttäytyisivät samaan tapaan kuin Abaqus-ohjelman laskemat käyrät, koska 40 kN kohdalla syntyi palkkiin ensimmäinen halkeama ja sen seurauksena terästen jännitykset alkoivat kasvaa.



KUVIO 10.2 Venymäliuskatietojen ja Abaqus-ohjelman laskemien venymien vertailukuvio

Abaqus-mallin ja koepuristuksessa mitatuissa taipumissa oli merkittävä eroavaisuus, kuten kuvioista 10.3 nähdään. Taipumaan vaikuttaa merkittävästi materiaalien kimmokerroimet ja plastinen käyttäytyminen. Terästen vetokokeissa tapahtuneen liukuman vuoksi ei kimmokerrointa voitu määrittää tarkasti, eikä myöskään teräksen plastista käyttäytymistä. Myöskään betonin kimmokerrointa tai plastista käyttäytymismallia ei ollut saatavilla.

Lopputaipuman eroavaisuus johtuu myös samasta syystä kuin jännitysten ja venymienkin eroavaisuus, eli jännitykset eivät lähteneet nousemaan yhtä aikaisessa vaiheessa kuin koepuristuksessa. Jos Abaqus-laskentaa olisi jatkettu pidemmälle ja teräkset olisivat saavuttaneet myötörajojensa, taipumakäyrä olisi kääntynyt samansuuntaiseksi kuin koepuristuksesta mitattu taipumakäyrä.



KUVIO 10.3 Abaqus-mallin ja koepuristuksen taipumien vertailukaavio



Syitä Abaqus-ohjelmaan mallinnetun palkin käytöksen eroavaisuuteen voidaan selittää ainakin mallissa käytettyjen ja todellisten materiaaliarvojen eroavaisuuksilla. Mallissa käytetyt betonin materiaaliominaisuuksien arvot oli haettu toisesta Abaqus-mallista, jossa betonin puristuskestävyys oli sama kuin materiaalikokeissa mitattu käytetyn betonin puristuskestävyys. Mikäli koepalkkien betoni halkeili aikaisemmin ja enemmän kuin Abaqus-mallissa, merkitsisi se suurempia jännityksiä teräksissä halkeamien kohdilla. Suurempien jännitysten vaikutuksesta olisi myös venymät ja taipuma olleet suurempia.

Abaqus-mallin taipumaa yritettiin kasvattaa pienentämällä huomattavan paljon betonin ja terästen kimmokertoimia, mutta toimenpiteellä ei ollut vaikutusta kuin palkin taipumaan. Kimmokertoimien pienentämisestä huolimatta palkkia ei saatu taipumaan saman verran kuin koepuristuksessa. Tämän kokeilun perusteella pääteltiin betonin plastisen käyttäytymisen vaikuttavan palkin sisäisiin jännityksiin enemmän kuin kimmokertoimen.

Abaqus-mallissa pistekuorma mallinnettiin 200x200 millimetrin alueelle kohdistuvana paineena. Koepuristuksessa pistekuorma kohdistui noin 100x200 millimetrin kokoiselta lattateräkseltä, joka oli puristimen ja palkin välissä. Tällöin kuorma jakautui pienemmälle alueelle, kuin Abaqus-mallissa ja saattaisi kasvattaa terästen jännityksiä hieman nopeammin Abaqus-mallissa.

## 10.2 Vahvistettu palkki

Taulukosta 10.2 nähdään, että koepuristuksen ja käsinlaskennan arvot ovat hyvin lähellä toisiaan. Kuvasta 40 sivulta 68 pystytään havaitsemaan, että koepuristuksessa vahvistetun palkin teräkset alkoivat myödetä noin 240 kN pistekuorman kohdalla.

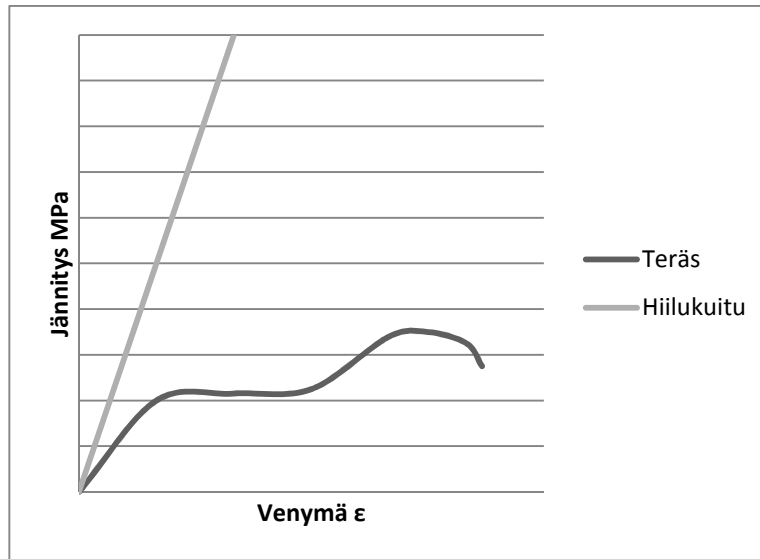
TAULUKKO 10.2 Vahvistetun palkin vertailutaulukko

	Pistekuorma (kN)	Taivutus (kNm)	Leikkaus (kN)	Ero koepuristukseen (%)
Koepuristus	304,1	199,3	155,1	
Käsinlaskenta	292	191,1	149	-4,0

Kuviosta 9.2 sivulta 69 nähdään, että palkin terästen alkaessa myötäämään alkaa hiilikuidun jännitys nousemaan jyrkästi. Teoreettisestikin tarkasteltuna terästen ja hiilikuidun venymien tulee kasvaa samassa tahdissa teräksen myötörajaan saakka.



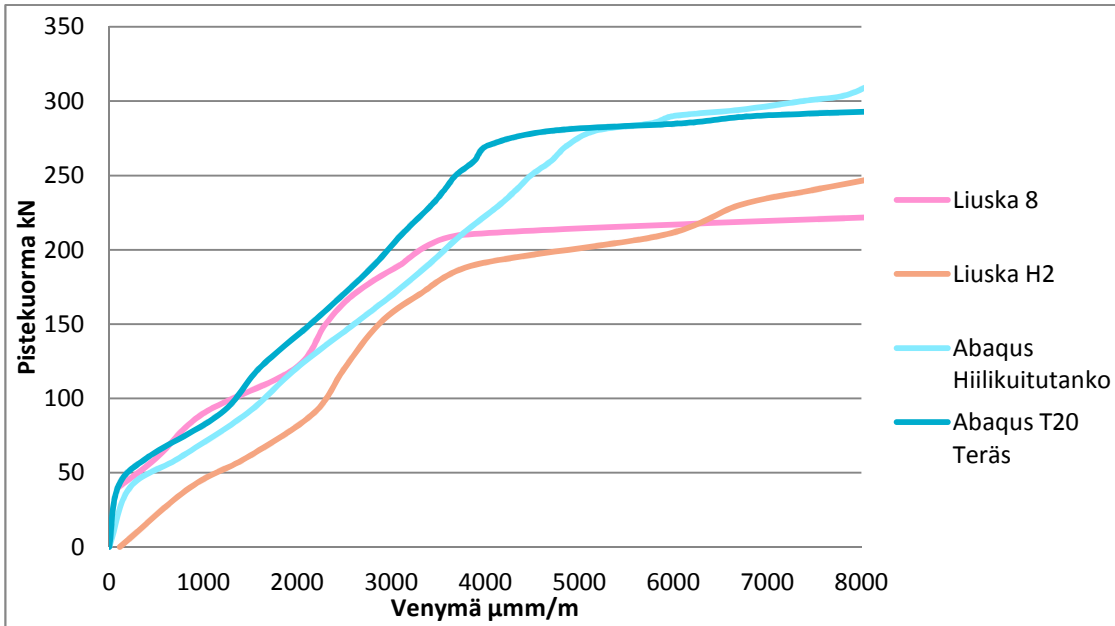
Teräksen myötörajan jälkeen alkaa hiilikuidun jännitys kasvaa jyrkästi, joka voidaan havaita kuviosta 9.2. Hiilikuidun murtovenymän ollessa huomattavasti pienempi kuin teräksen, tarkoittaa se, ettei teräs murru koskaan ennen hiilikuitua. Tämä teoria havaitaan selkeästi kuviosta 10.1, johon on havainnollistettu teräksen ja hiilikuidun venymä suhteessa jännitykseen. Kuviosta nähdään, että hiilikuidun murtovenymän kohdalla teräs on vasta myötörajalla, ja sen venymä kasvaa, mutta jännitys pysyy samana hiilikuidun murtoon saakka.



KUVIO 10.1 Havainnekuviot teräksen ja hiilikuidun venymä suhteessa jännitykseen

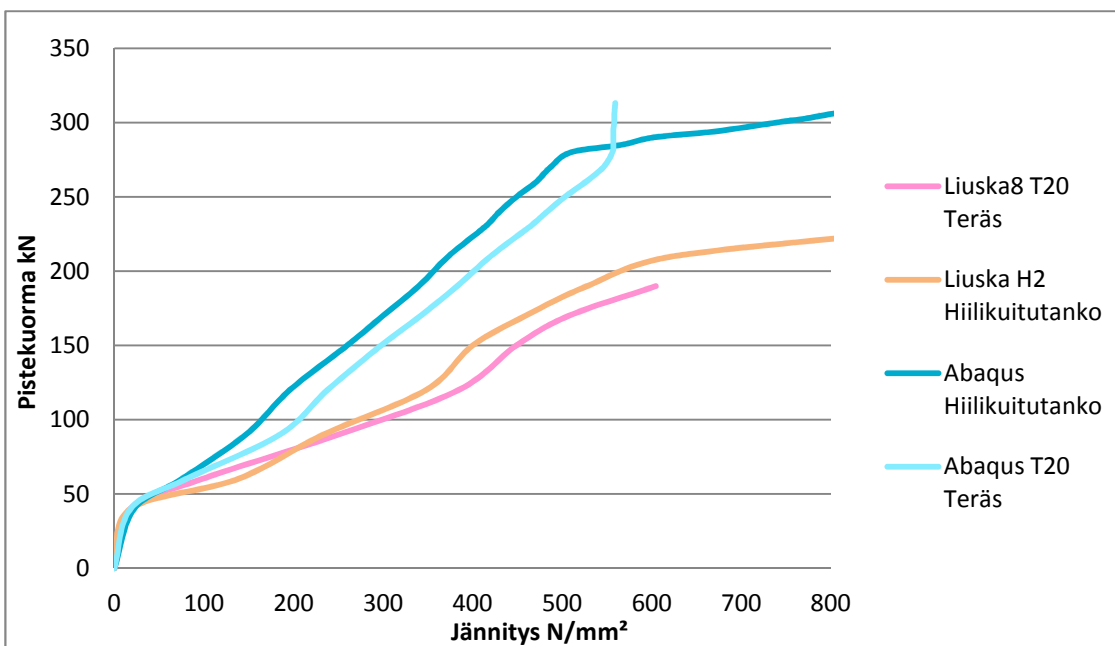
Palkin taipuman odotettiin kasvavan lineaarisesti suhteessa pistekuormaan terästen myötörajaan saakka, jossa tapahtuisi pieni notkahdus ja tämän jälkeen sen oletettiin käyttäytyvän lineaarisesti murtoon saakka, kuten hiilikuilla on ominaista. Kuitenkin kuvasta 40 sivulta 63 nähdään, että palkki alkoi selvästi myödetä 292 kN kohdalla. Tämä myötääminen oletettiin johtuvan hiilikuitutangon liimauksesta, koska palkin murtuminen tapahtui liimauksen petettyä, kuten kuvasta 44 sivulta 70 nähdään.

Abaqus-mallin tiedot kerättiin kaavioihin helpottamaan tulosten vertailua. Abaqus-mallin ja koepuristuksen venymäliuska tiedot täsmäävät hyvin toistensa kanssa. Kuten kuviosta 10.4 nähdään, on Abaqus-mallin ja koepuristuksista saatujen tulosten kuvaajat ovat geometrialtaan lähes identtiset. Käyrien erovaisuutena on myötäämis-kohta, joka Abaqus-mallissa tulee myöhemmin kuin koepuristuksessa.



KUVIO 10.4 Abaqus-mallin ja koepuristuksen venymien vertailu kaavio

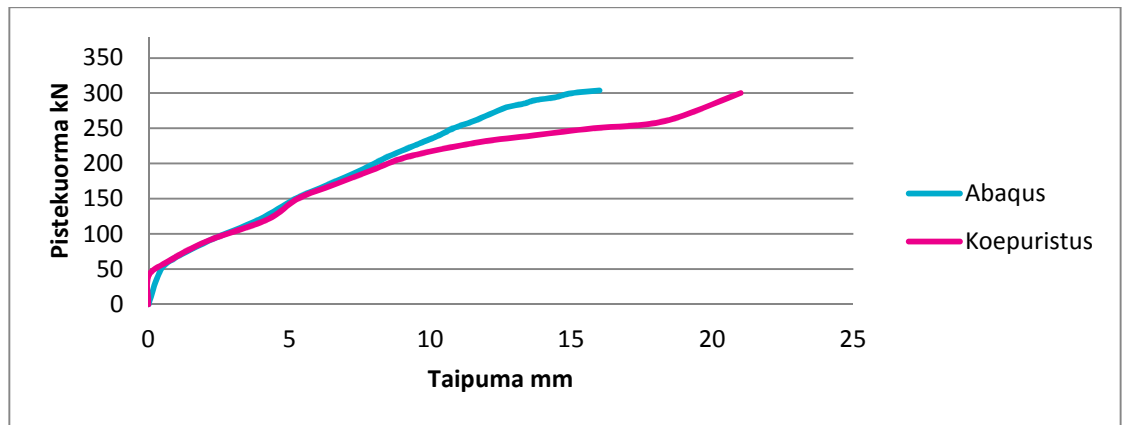
Kuviosta 10.5 venymäliuska 8:n käyrä on katkaistu teräksen myötörajan kohdalta, koska tämän jälkeen teräs alkoi venyä ja jännityskäyrä, joka oli laskettu Hooken-lain mukaan, alkoi antaa liian suuria arvoja ollakseen todellisia. Kuviosta 10.5 nähdään hiilikuidun jännityksen lähtevän jyrkkään nousuun terästen saavuttaessa myötörajan. Liuska 8:n käyrä on katkaistu myötörajan kohdalta, mutta se olisi tullut teräksen plastisuusominaisuuksien mukaan käyttäytymään samoin kuin Abaqus-mallissa oleva teräs käyttäytyi.



KUVIO 10.5 Koepuristusten ja Abaquksen laskemien jännitysten vertailu kaavio

Kuviosta 10.6 havaitaan Abaqus-mallin taipuman vastaavan koepuristuksessa mitattua taipumaa 200 kN:n pistekuormaa asti. Tällä kohtaa teräkset alkoivat myödetä koepuristuksessa, mutta Abaqus-mallissa terästen jännitykset olivat vasta noin 400 MPa:ia.

Osatekijänä koepuristuksen ja Abaqus-mallin taipuman eroon voi olla hiilikuitujen erilaiset tartuntamallit. Abaqus-malliin hiilikuidut oli sijoitettu betonin sisään, joten niillä oli täydellinen tartunta mallissa, kun taas todellisuudessa hiilikuidut sijaitsivat liimakerroksien sisällä. Liimakerroksissa tapahtui todellisuudessa muodonmuutoksia, joita Abaqus-malliin ei ole mallinnettu. Mallissa hiilikuitukankaat olisi pitänyt mallintaa siten, että niillä on jäykkyyttä ainoastaan kankaiden pituussuunnassa.



KUVIO 10.6 Abaqus-mallin ja koepuristuksen taipumien vertailu kaavio

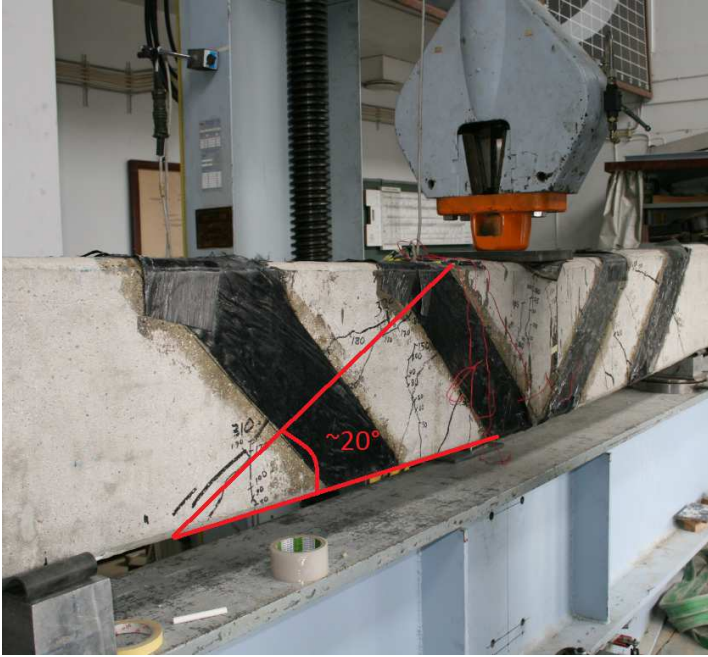
Vahvistetussa palkissa käytettiin samoja betonin ja terästen ominaisarvoja kuin normaalipalkissakin eli materiaalien muita tarkkoja ominaisarvoja ei ollut käytettävissä kuin terästen myötö- ja murtolujuus sekä betonin puristuslujuus. Myöskään tarkkoja hiilikuitujen vetolujuuksien keskiarvoja ei ollut käytettävissä, vaan mallissa käytettiin materiaalitoimittajan ilmoittamia arvoja.

Vahvistetun palkin mallissa oli sama ongelma kuin normaalipalkin mallissa verrattuna koepuristukseen eli malleissa jännitykset alkoivat nousta myöhemmin. Syitä tähän pohdittiin jo normaalipalkin tulosten analysoinnin yhteydessä.

### 10.3 Korjattu palkki

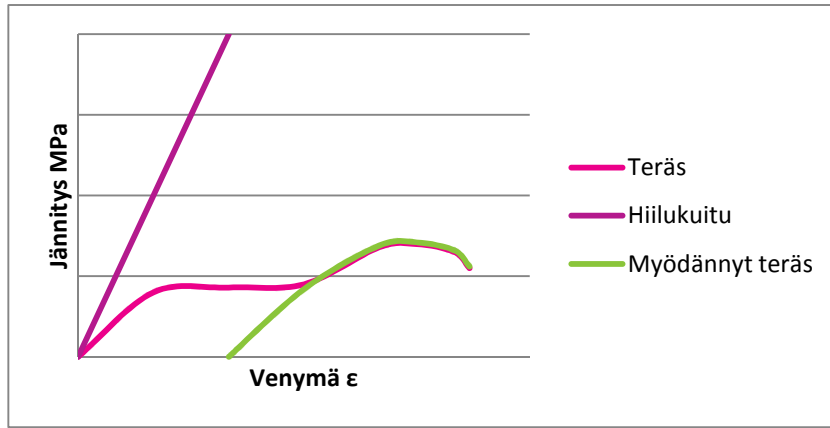
Korjatussa palkissa tapahtui puristusmurto momentista aiheutuvan puristuspuolen palkin akselin suuntaisen jännityksen johdosta 339,9 kN pistekuorman kohdalla. Tällaisesta pistekuormasta aiheutuu 222,6 kNm momentti ja 173 kN leikkausrasitus.

Puristuskokeen aikana todettiin, että aikaisemman puristuskokeen jäljiltä alapinnan teräkset eivät olleet murtuneet. Tällöin käsinlaskettuna palkin kestävyys olisi ollut 265,1 kNm ja leikkauskestävyyden olisi pitänyt olla ainoastaan 147,5 kN. Tämän mukaan olisi korjatun palkin pitänyt murtua leikkausjännityksestä jo huomattavasti aikaisemmin. Aikaisemmissa laskelmissa oletettiin leikkauskulmaksi 30°, mutta kuten kuvasta 48 nähdään, oli todellinen leikkauskulma noin 20°. Tällöin palkin laskennalliseksi leikkauskestävyydeksi tuli 212,5 kN:ia.



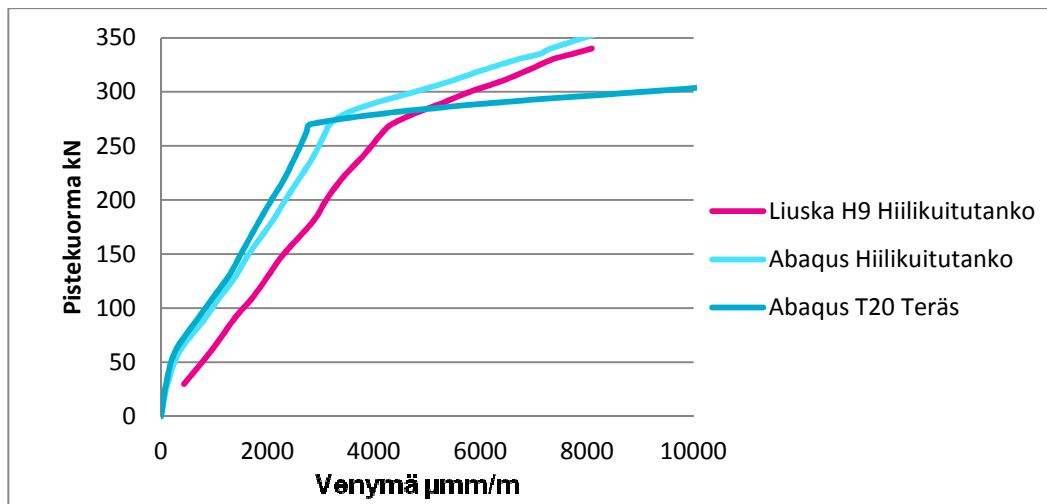
KUVA 48 Korjatun palkin leikkauskulma

Kuvasta 45 sivulta 71 nähdään palkin taipuman kasvaneen lineaarisesti suhteessa koepuristuksen pistekuormaan nähden. Kuvioista 9.3 sivulta 72 venymäliuskatiedoista nähdään taas alapintaan asennettujen hiilikuitutankojen jännitysten kasvavan lineaarisesti koko koepuristuksen ajan. Tästä voidaan päätellä alapinnan harjaterästen jännitysten menneen ensimmäisessä koepuristuksessa hyvin lähelle murtorajaa, koska palkissa ei tapahtunut minkäänlaista myötäämistä kokeen aikana ennen kuin puristuspinna alkoi murtumaan. Kuvioon 10.2 on havainnollistettu teräksen käyttäytyminen myötörajan ylityksen jälkeen. Teräs ei palaudu enää takaisin alkuperäiseen pituuteensa, vaan siihen jää venymä. Teräksellä ei tämän jälkeen myöskään ole enää myötörajaa vaan sen venymä kasvaa lineaarisesti suhteessa jännitykseen murtoon saakka, kuten kuvion 10.2 myödanneen teräksen vihreä viiva selventää.



KUVIO 10.2 Havainnekuviota materiaalien venymistä suhteessa jännitykseen

Kuviosta 10.7 nähdään Abaqus-mallin laskeman hiilikuidun venymäkäyrän olevan jälleen samanmuotoinen kuin koepuristuksen venymäliuskasta mitattu venymäkäyrä. Korjatun palkin mallissa oli sama virhe kuin normaali- ja vahvistetun palkin malleissa, eli Abaqus-mallit olivat jäykempiä kuin mitä palkit olivat todellisuudessa.



KUVIO 10.7 Koepuristusten venymäliuskatulosten ja Abaqus-mallin venymien vertailukuviota

Kuten kuvasta 33 sivulta 63 huomattiin, oli Abaqus-mallissa betonin puristusjännitys ylittänyt momentista aiheutuvan palkin puristuspuolen palkin akselinsuuntaisen jännityksen vaikutuksesta pistekuorman kohdalla. Myös puristuskokeessa palkin yläpinnassa tapahtui puristumurtuma tällä samalla kuormalla.

## 11 YHTEENVETO

Opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia hiilikuitukomposiittien soveltumista rakenteiden vahvistamiseen, sekä tutkia teoreettisten laskentakaavojen paikkansapitävyyttä käytännön sovelluksissa. Lisäksi tavoitteena oli tuottaa oppimateriaalia Savonia-ammattikorkeakoululle

Rakenteiden hiilikuituvahvistaminen todettiin yksinkertaiseksi ja nopeaksi toimenpiteeksi. Tämä auttaa hiilikuidun käytön yleistymisessä varmasti tulevaisuudessa, kunhan urakoitsijat saavat lisää tietoa ja käytännön kokemuksia hiilikuidun käyttömahdollisuuksista. Hiilikuituvahvikkeiden suunnittelu ja tarvittavan määrän laskeminen ei ole nykyisillä mitoitusohjeilla työlästä ja ohjeiden todettiin antavan tässä opinnäytetyössä todellisuutta vastaavia arvoja.

Palkkien valmistus ei poikennut tavallisten teräsbetonipalkkien valmistuksesta mitenkään. Hiilikuitutankojen asennuksen työläin vaihe on varmasti urien tekeminen betoniin hiilikuituvahvikkeiden suojaksi ja tartuntapinnan lisäämiseksi. Hiilikuitukankaat kannattaa asentaa työn helpottamiseksi asentoon, jossa hiilikuitukankaaseen ei tarvitse tehdä taitoksia esimerkiksi nurkkien kohdalla. Hiilikuitukankaiden kulmaan asentaminen on sen verran hankalaa, ettei siitä saatu hyöty leikkauskapasiteetissa korvaa asennuksen hankaluutta, vaan on helpompi laittaa hieman enemmän hiilikuitukangasta.

Venymäliuskojen asennuksen suurta merkitystä kokeiden kannalta ei ymmärretty vielä työn alkuvaiheessa, mutta koepuristus tulosten analysointi vaiheessa niiden merkitys korostui. Jälkikäteen ajateltuna venymäliuskojen sijaintia olisi tullut pohtia tarkemmin, sekä asentaa niitä useampiin kohtiin, jotta oltaisi saatu venymäarvoja terästen ja hiilikuitujen eri osista.

Käsinlaskenta vastasi hyvin todellisuutta, kuten osattiin olettaa teräsbetonipalkin kohdalla, mutta vahvistetun palkin laskelmien tarkkuus yllätti positiivisesti. Koepuristukset osoittivat hiilikuituvahvikkeiden toimivan myös käytännössä.

Abaqus-mallintamisesta saatuja tuloksia pystyttiin hyvin vertaamaan koepuristuksessa mitattuihin tuloksiin. Abaqus-mallin laskemat tulokset vastaisivat vieläkin paremmin mitattuja tuloksia, jos malliin olisi pystytty syöttämään tarkemmat materiaaliarvot. Tulosten tarkastelussa tuleekin kiinnittää mallin epätarkkuuksien vuoksi enemmän huomiota käyrien muotojen yhteneväisyyteen kuin yksittäisten arvojen tarkasteluun.

Mikäli käyrien muodot ovat lähes identtisiä, mutta hieman eri kohdissa kaaviota, kertoo se ainoastaan materiaaliarvojen eroavaisuudesta mallin ja todellisuuden välillä.

Mielenkiintoisena jatkotutkimusaiheena pohdittiin hiilikuituvahvikkeiden käyttämistä teräsbetonipilareissa, sekä hiilikuituvahvikkeiden käyttämistä esimerkiksi puurakenteissa.

## LÄHTEET

Täljsten, B.; Blanksvärd, T.; Sas, G. 2011. Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer. Luulaja: Department of Civil, Environmental and Natural resources engineering, Division of Structural and Construction engineering, Luleå University of Technology.

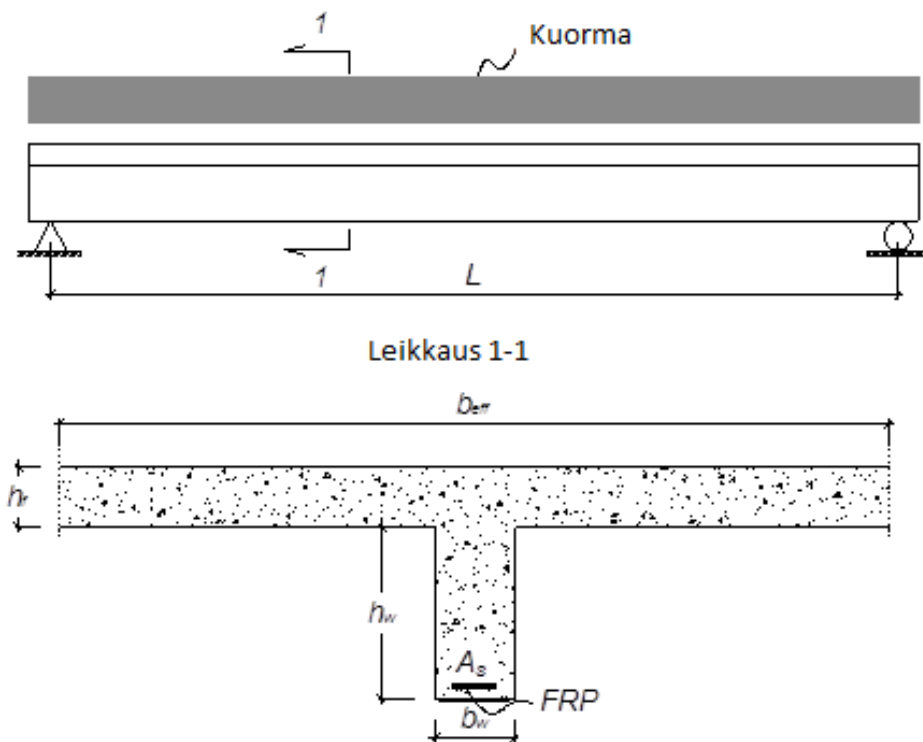


## LIITE 1

## LASKUESIMERKKI 1

## Taivutus

Palkki kuvassa 1 on osa pysäköintitalon palkistoa ja se täytyy vahvistaa uusille kuormille. Palkki on tasaisesti kuormitettu koko sen kahdeksan metrin matkalta. Palkilla tämänhetkinen momenttikestävyys on 200 kNm ja tulevan momenttikestävyuden tulee olla 430 kNm. Taulukossa 1 kerrotaan vahvistettavan palkin lähtöarvot. Vahvistaminen tullaan suorittamaan hiilikuitulevyllä. Sen mekaaniset ominaisuudet on kerrottu taulukossa 3.



Kuva 1 Palkin periaatepiirustus (Muokattu lähteestä Täljsten, B. Blanksvärd, T. Sas, G. 2011)

## TAULUKKO 1 Teräsbetonipalkin lähtöarvot

<i>Lyhenne</i>	<i>Arvo</i>	<i>Yksikkö</i>	<i>Kuvaus</i>
$b_f = b_{eff}$	2610	mm	Laatan tehollinen leveys (EC2 5.3.2.1)
$h_f$	180	mm	Laatan korkeus
$h_w$	520	mm	Palkin korkeus

$h=$	700	mm	Kokonaiskorkeus
$c=$	30	mm	Suojabetonin paksuus
$b_w=$	250	mm	Uuman leveys
$A_c=$	599800	mm <sup>2</sup>	Betonin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_s=$	1256.6	mm <sup>2</sup>	Terästen pinta-ala
$\varnothing_t=$	20	mm	Alapinnan teräksen halkaisija
$d=$	660	mm	Tehollinen korkeus
$L=$	8000	mm	Palkin jänneväli
$B=$	5000	mm	Palkkijako
$A_{sw}=$	157.1	mm <sup>2</sup>	Hakojen pinta-ala
$\varnothing_s=$	10	mm	Hakaterästen halkaisija
$s=$	250	mm	Hakajako

Vahvistaminen tehdään Eurocode 2:n ja Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer –käsikirjan kappale 4:n mukaan. Betonin, teräksen sekä hiilikuidun osavarmuuskertoimet ovat esitetty taulukossa 2.

TAULUKKO 2 Materiaalien osavarmuuskertoimet

<i>Betoni</i>	<i>Teräs</i>	<i>FRP</i>
$\gamma_c = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_{frp} = 1.2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	$\alpha_{ct} = 0.85$	
$\varphi_{ef} = 2.0$		
$\gamma_E = 1.2$		

#### Vaihe 1. Lähtötilanteen selvittäminen

On todella tärkeää selvittää vahvistettavan rakenteen lähtötiedot. Aluksi lasketaan mitoitusarvot rakenteessa käytettäville materiaaleille Eurocode 2 ja vahvistamiskäsikirja mukaan. Nämä arvot on esitetty taulukossa 3.

TAULUKKO 3 Materiaalien ominaislujuudet

<i>Betoni</i>	<i>Ominaisarvot</i>			<i>Teräs</i>	<i>Ominaisarvot</i>		
	$f_{ck}$	40	MPa		$f_{yk}$	500	MPa
	$f_{ctm}$	3.5	MPa		$E_s$	210	GPa
	$E_{cm}$	35	GPa				
<i>Betoni</i>	<i>Mitoitusarvot</i>			<i>Teräs</i>	<i>Mitoitusarvot</i>		
	$f_{cd}$	22.6	MPa		$f_{yd}$	435	MPa
	$f_{ctm}$	3.5	MPa		$E_{sd}$	183	GPa

Aloitetaan laskemalla betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde:

$$\alpha_s = \frac{E_{sd}}{E_{c,eff}} = \frac{E_s(1+\varphi_{ef})}{E_{cm}} = \frac{210(1+2)}{35} = 18.0$$

Selvitetään olemassa olevan palkin lähtötiedot ja huomioidaan alkuperäinen hyötykuorma. Seuraavaksi lasketaan etäisyys neutraaliakselista yhdistetyn T-poikkileikkauksen mukaan.

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{b_{eff}h_f \frac{h_f}{2} + b_w h_w \left( h_f + \frac{h_w}{2} \right) + (\alpha_s - 1) A_s d}{b_f h_f + b_w h_w + (\alpha_s - 1) A_s} = \\ &= \frac{2610 \cdot 180 \cdot \frac{180}{2} + 250 \cdot 520 \left( 180 + \frac{520}{2} \right) + (18.0 - 1) \cdot 1256.6 \cdot 660}{2610 \cdot 180 + 250 \cdot 520 + (18.0 - 1) 1256.6} = \\ &= 182.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ideaalinen jäykkyysmomentti voidaan laskea seuraavan kaavan mukaan:

$$\begin{aligned} I_1 &= I_c + (\alpha_s - 1) I_s = \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left( y_o - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left( y_o - h_f - \frac{h_w}{2} \right)^2 + \\ &+ (\alpha_s - 1) A_s (d - y_o)^2 = \\ &= \frac{2610 \cdot 180^3}{12} + 2610 \cdot 180 \left( 182.9 - \frac{180}{2} \right)^2 + \frac{250 \cdot 520^3}{12} + \\ &+ 250 \cdot 520 \left( 182.9 - 180 - \frac{520}{2} \right)^2 + (18.0 - 1) \cdot 1256.6 \cdot (660 - 182.9)^2 = \\ &= 2.17 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Tämän jälkeen voidaan laskea terästen maksimijännitys palkin vetopuolella.

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_0}{I_c + (\alpha_s - 1) I_s} (d - y_o) = \frac{M_0}{I_1} (d - y_o) = \\ &= \frac{200 \cdot 10^6}{2.17 \cdot 10^{10}} (660 - 182.9) = 4.40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= \frac{M_0}{I_c + (\alpha_s - 1)I_s} (h - y_0) = \frac{M_0}{I_1} (h - y_0) = \\ &= \frac{200 \cdot 10^6}{2.17 \cdot 10^{10}} (700 - 182.9) = 4.76 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Eurocode 2:n mukaan poikkileikkaushalkeamat syntyvät jos taivutusjännitys menee yli betonin vetolujuuden ( $f_{ctm}$ ). Tässä tapauksessa poikkileikkaus voidaan olettaa halkeilleeksi, koska jännitykset palkin alareunassa ylittävät betonin vetolujuuden ( $f_{ctm}$ ). Koska poikkileikkaus on haljennut, pitää palkin poikkileikkauksen hitausmomentin aste II laskea.

Olettaen, että neutraaliakselin sijainti on laipassa, voidaan etäisyys neutraaliakselille laskea seuraavasta yhtälöstä.

$$\frac{b_f x^2}{2} = \alpha_s A_s (d - x) \Rightarrow \underbrace{\frac{b_f}{2}}_A x^2 + \underbrace{\alpha_s A_s}_B x + \underbrace{(-\alpha_s A_s d)}_C$$

jossa muuttuja  $x$  ratkeaa toisen asteen yhtälöstä:

$$x = -\frac{B}{2A} \pm \sqrt{\left(\frac{B}{2A}\right)^2 - \frac{C}{A}} = \frac{25581}{2 \cdot 1305} \pm \sqrt{\left(\frac{25581}{2 \cdot 1305}\right)^2 - \frac{17061541}{1305}} = 104.5 \text{ mm}$$

Oletetaan, että neutraaliakseli laipassa on matalalla, jolloin hitausmomentin aste II voidaan laskea yhtälöstä:

$$\begin{aligned}I_2 &= I_c + \alpha_s I_s = \frac{b_f x^3}{12} + b_f x \left(\frac{x}{2}\right)^2 + (\alpha_s - 1) A_s (d - x)^2 = \\ &= \frac{2610 \cdot 104.5^3}{12} + 2610 \cdot 104.5 \left(\frac{104.5}{2}\right)^2 + \\ &+ (20.6 - 1) 1256.6 (660 - 104.5)^2 = 0.90 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Vaihe 2. Määritetään alkuperäiset venymä- ja taivutusehdot

Olettaen, että tasomaiset poikkipinnat pysyvät tasoina, saadaan seuraavat jännitykset uloimmalle puristetulle betoninosalle. Vetorausoitusta myötä momenttikermitukselle  $M_{01} = 200 \text{ kNm}$ , mikä oli kuormitus käyttörajatilassa.

$$\sigma_{c\ddot{o}} = \frac{M_{01}}{I_2} x = \frac{200 \cdot 10^6}{0.90 \cdot 10^{10}} 104.5 = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{01}}{I_2} (d - x) = 20.6 \frac{200 \cdot 10^6}{0.90 \cdot 10^{10}} (660 - 104.5) = 254.80 \text{ MPa}$$

Molemmat jännitykset betonissa ja vetoteräksissä ovat alle mitoituskestävyysarvon. Jännitys momenttikestävyydelle pelkälle vahvistukselle,  $M_{02} = 170 \text{ kNm}$ , saadaan samasta kaavasta:

$$\sigma_{c\ddot{o}} = \frac{M_{02}}{I_2} x = \frac{170 \cdot 10^6}{0.90 \cdot 10^{10}} 104.5 = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{02}}{I_2} (d - x) = 20.6 \frac{170 \cdot 10^6}{0.90 \cdot 10^{10}} (660 - 104.5) = 216.58 \text{ MPa}$$

Vastaava venymä voidaan laskea poikkileikkaukselle:

$$\varepsilon_{c\ddot{o}} = \varepsilon_{c0} = \frac{\sigma_{c\ddot{o}}}{E_{eff}} = \frac{1.98}{11.67 \cdot 10^3} = 0.17 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} = \frac{\sigma_s}{E_{sd}} = \frac{216.58}{183 \cdot 10^3} = 1.18 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{s,M_{02}} = \frac{\varepsilon_s (h - x)}{d - x} = \frac{1.08(700 - 104.5)}{660 - 104.5} = 1.16 \text{ ‰}$$

Vaihe 3. Vaadittavan vahvistuksen määrä

Aloitetaan tarvittavan vahvistusmäärän selvittäminen käyttämällä yksinkertaistettua kaavaa. Tyypilliset materiaaliominaisuudet hiilikuitulevylle on esitetty taulukossa 4.

TAULUKKO 4. Hiilikuidun arvot

FRP	Ominaisarvot		Mitoitusarvot	
	$\varepsilon_{fk}$	15 ‰	$\varepsilon_f$	12.50 ‰
$E_{fk}$	160 GPa	$E_f$	133.33 GPa	

Mitoittava venymä täytyy kuitenkin rajoittaa ottaen huomioon sisäiset halkeamamuodostumiset, jotka on kuvattu käsikirjan kappaleessa 4, sekä Atte Heiskasen ja Toni Hyttisen hiilikuidulla taivutusvahvistamista käsittelevässä opinnäytetyössä.

$$\varepsilon_{fd,ic} = 0.41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_{fd}t_f}} = 0.41 \sqrt{\frac{22.67}{1 \cdot 133.33 \cdot 10^3 \cdot 1.4}} = 4.52$$

Nyt voidaan yksinkertaisella kaavalla ratkaista tarvittava hiilikuidun määrä:

$$A_f = \frac{M_d/0.9 - A_s f_{yd} d}{\varepsilon_f E_f h} = \frac{430 \cdot 10^6 / 0.9 - 1256.6 \cdot 434.78 \cdot 660}{4.52 \cdot 10^{-3} \cdot 133.33 \cdot 10^3 \cdot 700} = 277 \text{ mm}^2$$

Laskettu hiilikuituala vastaa lähinnä kahta hiilikuitulevyä, jonka mitat ovat 100 x 1,4 millimetriä. Vaadittavan pinta-alan laskennan jälkeen voimme laskea betonin puristuspuunnan korkeus. Merkille pantavaa on, että tässä ei oteta huomioon virumaa koska tavallisesti viruma on loppunut vahvistamisen yhteydessä.

Puristuspuunnan korkeus lasketaan seuraavasti:

$$x = \frac{A_s f_{yd} + \varepsilon_{fd,ic} E_{fd} A_f}{\lambda \zeta f_{cd} b_w} = \frac{1256.6 \cdot 434.78 + 4.52 \cdot 133.33 \cdot 280}{0.8 \cdot 1.0 \cdot 22.67 \cdot 250} = 157.7 \text{ mm}$$

Kun puristuspuunnan korkeus tiedetään, voidaan laskea momenttikapasiteetti seuraavasta kaavasta:

$$\begin{aligned} M &= A_s f_{yd} \left( d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \varepsilon_{fd,ic} E_{fd} A_f \left( h - \frac{\lambda}{2} x \right) = \\ &= 1256.6 \cdot 434.78 \left( 660 - \frac{0.8}{2} 157.7 \right) + 4.52 \cdot 133.33 \cdot 280 \left( 700 - \frac{0.8}{2} 157.7 \right) = \\ &= 433.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momenttikapasiteetti vahvistetulla poikkileikkauksella ylittää vaadittavan momenttikestävyys arvon, mikä oli  $M_d = 430 \text{ kNm}$ .

#### Vaihe 4. Poikkileikkauksen normaaliraudoitus

Murtotavan hallitseminen on erittäin tärkeää, toisinsanoin varmistetaan poikkileikkauksen olevan normaalirauδοitettu, eikä betonin puristuskestävyyttä ylitetä. Tällainen tilanne voi tulla eteen varsinkin, kun momenttikapasiteettia on vahvistettu. Tämä tapahtuu hallitsemalla venymät ja voimat poikkileikkauksessa, kun poikkileikkaus on tasapainoisesti ja maksimaalisesti raudoitettu, niin puristusrumtumisen on mahdollista.

$$\omega_{bal} = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{fd,ic} + \varepsilon_{u0}}{\varepsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{4.52 + 1.16}{3.5}} = 0.305$$

Maksimaalisesti raudoitettu poikkileikkaus on silloin:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd} + A_f \varepsilon_{fd,ic} E_{fd}}{b_{eff} h f_{cd}} = \frac{1256.6 \cdot 434.78 + 280 \cdot 4.52 \cdot 133.33}{2610 \cdot 700 \cdot 22.67} = 0.017$$

Kun  $\omega_{bal} > \omega$ , on poikkileikkaus normaaliraudoitettu.

#### Vaihe 5. Ankkurointi pituus

- i. *Laske etäisyys viimeisestä halkeamasta,  $x_{cr}$ , siellä poikkileikkauksen taivutusvetokestävyys vastaa betonin halkeamamomenttia. Lausetta voidaan sieventää kun käytetään ainoastaan betonin poikkileikkauksen taivutusvastusta, jolloin saadaan varmalla puolella olevia tuloksia.*

Aloitetaan laskemalla poikkileikkauksen painopiste:

$$y_0 = \frac{b_{eff} h_f \frac{h_f}{2} + b_w h_w \left( h_f + \frac{h_w}{2} \right)}{b_{eff} h_f + b_w h_w} = \frac{2610 \cdot 180 \cdot \frac{180}{2} + 250 \cdot 520 \left( 180 + \frac{520}{2} \right)}{2610 \cdot 180 + 250 \cdot 520} = 165.9 \text{ mm}$$

Lasketaan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti:

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{b_{eff} h_f^3}{12} + b_{eff} h_f \left( y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \left( y_0 - h_f - \frac{h_w}{2} \right)^2 = \\
 &= \frac{2610 \cdot 180^3}{12} + 2610 \cdot 180 \left( 165.9 - \frac{180}{2} \right)^2 + \frac{250 \cdot 520^3}{12} + \\
 &+ 250 \cdot 520 \left( 165.9 - 180 - \frac{520}{2} \right)^2 = \\
 &= 1.67 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Lasketaan poikkileikkauksen taivutusvastus:

$$W_c = \frac{I_c}{y_0} = \frac{1.67 \cdot 10^{10}}{165.9} = 1.01 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

Lasketaan momentti, missä viimeinen halkeama syntyy:

$$M_{x_{cr}} = W_c f_{ctm} = 1.01 \cdot 10^8 \cdot 3.5 = 351.80 \text{ kNm}$$

Lasketaan etäisyys viimeiseen halkeamaan, kuorma oletetaan tasaiseksi kuormaksi ilman pistekuormaa ja palkki vapaasti tuetuksi. Momenttiyhtälö ja leikkausvoima määritetään seuraavasti:

$$M_x(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2}$$

$$V_x(x) = R_A - qx$$

Lasketaan palkin tukireaktio:

$$R_A = \frac{qL}{2} = \frac{53.8 \cdot 8 \cdot 10^3}{2} = 215 \text{ kN}$$



Tällöin tasaiseksi kuormaksi tulee:

$$\frac{q}{2} = \frac{53.8}{2} = 26.9 \text{ kN / m}$$

Näiden avulla ratkaistaan  $x$  momenttiyhtälöstä, jossa  $M_{x_{cr}}$  on etäisyys viimeiseen halkeamaan.

$$x = 2294.2 \text{ mm}$$

- ii. *Lasketaan siirtomitta,  $a_i$ , ja momentti,  $M_{x_a}$ , leikkauksessa  $x_a$ , katso käsikirjan kuvio 4.7 ja Atte Heiskasen ja Toni Hyttisen Savonia - ammattikorkeakoululle tekemä opinnäytetyö.*

Tässä hyväksytään yksinkertaistus ja oletetaan että halkeamakulma on  $45^\circ$  ja haat ovat  $90^\circ$  kulmassa.

$$a_i = 0.45d = 0.45 \cdot 660 = 297.0 \text{ mm}$$

Momentti siirretään pituuden,  $a_i$ , päähän viimeisestä halkeama pisteestä,  $x_{cr}$ , saadaan silloin momenttiyhtälöstä:

$$M_{x_a} = 376.66 \text{ kNm}$$

- iii. *Lasketaan momentista  $M_{x_a}$ , jonka teräsraudoitteet maksimissaan kestävät, vetovoima komposiitissa.*

Teräsraudoituksen myödetessä murtorajatilassa, niihin kohdistuva voima on:

$$F_s = A_s f_{yd} = 1256.6 \cdot 434.78 = 546.4 \text{ kN}$$

Silloin komposiittiin kohdistuva voima on:

$$F_f = \frac{M_{x_a}}{0.9h} - F_s \frac{d}{h} = \frac{376.66}{0.9 \cdot 700} - 546.36 \cdot 10^3 \frac{660}{700} = 82.73 \text{ kN}$$

Tai vaihtoehtoisesti

$$F_f = \frac{M_{x_a} / 0.9h}{1 + \frac{E_{sd}A_s}{E_{fd}A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2} = \frac{\frac{376.66}{0.9 \cdot 700}}{1 + \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1256.6 \left(\frac{660}{700}\right)^2}{133.33 \cdot 10^3 \cdot 280}} = 85.60 \text{ kN}$$

Valitaan arvo, joka antaa suuremman voiman hiilikuidulle:

$$F_f = 85.60 \text{ kN}$$

- iv. Varmistetaan, ettei aikaisemmin laskettu voima ylitä,  $F_{f,e}$ , sallittua voimaa, jolle komposiitit voidaan ankkuroida betonipintaan.

$$F_{f,e} = \varepsilon_{f,x} A_f E_{fd}$$

jossa

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/b_c}} = \sqrt{\frac{2 - \frac{2 \cdot 100}{250}}{1 + \frac{2 \cdot 100}{250}}} = 0.82 \quad (k_b \leq 1)$$

$$G_f = 0.03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} = 0.03 \cdot 1.0 \sqrt{40 \cdot 3.5} = 0.35 \text{ Nmm} / \text{mm}^2$$

$$\varepsilon_{f,x} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_{fd} t_f}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.35}{133.33 \cdot 10^3 \cdot 1.4}} = 1.95 \%$$

Ensimmäinen halkeama muodostuu, kun venymä komposiitissa voiman,  $F_f$ , vaikutuksesta on:

$$\varepsilon_f = \frac{F_f}{E_{fd} A_f} = \frac{72.81 \cdot 10^3}{133.33 \cdot 10^3 \cdot 280} = 2.29 \%$$

Koska venymä komposiitissa on suurempi kuin sallittu venymä ( $\varepsilon_{f,x} < \varepsilon_f$ ) täytyy ankkuroinnin uusi paikka laskea. Sallitut voimat komposiitissa ovat ankkurointi paikkaa laskehtaessa:

$$F_{f,e} = \varepsilon_{f,x} A_f E_{fd} = 1.95 \cdot 280 \cdot 133.33 = 72.81 \text{ kN}$$

Selvittämällä,  $F_f$ , voidaan sen avulla ratkaista seuraavista kaavoista momentti, jolle ankkurointi täytyy laskea:

$$\begin{aligned} M_{f,e} &= 0.9h F_{f,e} \left( 1 + \frac{E_{sd} A_s}{E_{fd} A_f} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \right) = \\ &= 0.9 \cdot 700 \cdot 72.81 \cdot 10^3 \left( 1 + \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 1256.6}{133.33 \cdot 10^3 \cdot 280} \left( \frac{660}{700} \right)^2 \right) = 320.37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

sekä

$$\begin{aligned} M_{f,e} &= 0.9h \left( F_{f,e} + F_s \left( \frac{d}{h} \right) \right) = \\ &= 0.9 \cdot 700 \left( 72.81 \cdot 10^3 + 546.36 \cdot 10^3 \left( \frac{660}{700} \right) \right) = 370.41 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Valitaan edellisten kaavojen antamista arvoista pienempi

$$M_{f,e} = 320.37 \text{ kNm}$$

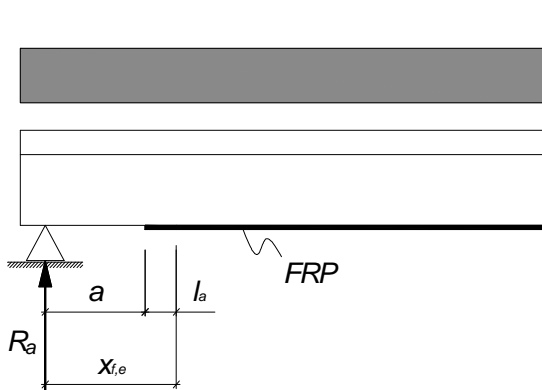
Etäisyys mistä ankkuroinnin täytyy alkaa,  $x_{f,e}$ , ratkaistaan momenttiyhtälöstä:

$$M_{x_{f,e}} = R_A x_{f,e} - \frac{qx^2}{2} \Rightarrow x_{f,e} = 1980.3 \text{ mm}$$

Tarvittava ankkurointipituus saadaan:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_{fd} t_f}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{133.33 \cdot 10^3 \cdot 1.4}{2 \cdot 3.5}} = 163.3 \text{ mm}$$

Tarvittava ankkurointipituus on kuitenkin vähintään 250mm. Pituus, a, on riippuvainen kuinka tuki asemoituu palkkiin nähden.



KUVA 2 Ankkurointipituus (Täljsten, B. Blanksvärd, T. Sas, G. 2011)

$$a = x_{f,e} - l_e = 1980.3 - 250 = 1730.3 \text{ mm}$$

Koska mitta, a, on suhteellisen suuri, niin on mahdollista ankkuroida komposiittien voima lähemmäs tukea, jolloin saadaan pienempi ankkurointijännitys komposiiteille. Tässä tapauksessa esitetään, että komposiitit asennetaan niin lähelle tukea kuin on mahdollista.

Vaihe 6. Leikkaus voimat komposiitin päässä

v. Aluksi valitaan etäisyys jolla komposiitin pää on tuesta.

Valitaan a=100mm (ankkuroimalla hiilikuidut lähelle tukea minimoidaan leikkausjännitys).

Tasaisesti kuormitettuna maksimi leikkausjännitykseksi tulee:

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \frac{q}{2} \frac{G_a}{s E_{cd} W_c} \frac{(a^2 + 2al)\lambda + l}{\lambda^2} = \\ &= 26.9 \frac{4.7 \cdot 10^3}{2 \cdot 29.17 \cdot 10^3 \cdot 1.00 \cdot 10^8} \frac{(100^2 + 2 \cdot 100 \cdot 4000)0.109 + 4000}{0.109^2} = 0.16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

, jossa  $l=L/2$  ja  $z_0=h-x$  sekä

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_a b_f}{s} \left[ \frac{1}{E_{fd} A_f} + \frac{1}{E_{cd} A_c} + \frac{z_0}{E_{cd} W_c} \right]} =$$

$$= \sqrt{\frac{4.7 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 100}{2} \left[ \frac{1}{133.33 \cdot 10^3 \cdot 280} + \frac{1}{29.17 \cdot 10^3 \cdot 599800} + \frac{595.52}{29.17 \cdot 10^3 \cdot 1.00 \cdot 10^8} \right]} = 0.109$$

- vi. Lasketaan vetojännitys poikkileikkauksen alapinnassa laminaatin kärjestä. Poikkileikkaus voidaan tarkastella halkeilemattomana, kun  $a \ll x_{cr}$ . Vahvistamisen jälkeen palkin päähän syntyvät leikkausjännitykset:

$$q_{ennen} = 21.25 \text{ kN/m (palkin omapaino + hyötykuorma, } M_{01})$$

$$\Delta q = q_{jälkeen} - q_{ennen} = 53.75 - 32.5 \text{ kN/m}$$

Se antaa tukireaktioiksi:

$$R_A = \frac{qL}{2} = \frac{32.5 \cdot 8000}{2} = 130 \text{ kN}$$

Lasketaan momentti kun  $a=100\text{mm}$

$$M_x(x) = R_A a - q \frac{a^2}{2} = 130 \cdot 10^3 \cdot 100 - 32.5 \cdot 10^3 \frac{100^2}{2} = 12.7 \text{ kNm}$$

Lasketaan jännitykset poikkileikkauksen alapinnassa:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_1} (h - y_0) = \frac{12.7 \cdot 10^6}{2.17 \cdot 10^{10}} (700 - 182.9) = 0.30 \text{ MPa}$$

vii. Käytetään seuraavaa murtokriteeriä pääjännityksille laminaatin päässä:

$$\sigma_1 < f_{ctm}$$

Siinä pääjännitykset voidaan ilmaista:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left[ \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]} = \\ &= \frac{0.30 + 0.16}{2} + \sqrt{\left( \frac{0.30 - 0.16}{2} \right)^2 + 0.16^2} = 0.40 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Huomioidaan varmalla puolella oleva yksinkertaistus hyväksymällä että  $\sigma_y = \tau_{xy} = \tau_{\max}$ .

Kohdassa iv. asetettu ehto on siten täytetty ja halkeamajännitykset ovat toleranssien sisällä eikä mekaanista ankkurointia siten tarvita. Jos hiilikuitulaminaatin ankkurointi olisi tehty kohdassa  $a=1790,8\text{mm}$  olisi halkeamajännityksistä tullut huomattavasti suurempia ( $s_1=6,39\text{MPa}$ ) ja ankkurointi siinä kohdassa ei olisi ollut mahdollista. Ankkuroinnin optimointi olisi johtanut hiilikuidun ankkurointiin kohdassa  $a=944\text{mm}$ .