

Teräsbetonipalkkien taivutusvahvistaminen hiilikuitutangoilla

**Atte Heiskanen
Toni Hyttinen**

Opinnäytetyö

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä(t) Atte Heiskanen, Toni Hyttinen	
Työn nimi Teräsbetonipalkkien taivutusvahvistaminen hiilikuitutangoilla	
Päiväys 2.4.2013	Sivumäärä/Liitteet 74/9
Ohjaaja(t) Rakennetekniikan yliopettaja, TkT, Arto Puurula, opettaja Juha Pakarinen	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Savonia-ammattikorkeakoulu	
<p>Tiivistelmä</p> <p>Insinööriyön aiheena oli tutkia teräsbetonipalkkien taivutusvahvistamista hiilikuitutangoilla. Työn tavoitteena oli saada aiheesta Suomessa tehtyjen kokeiden tutkimustuloksia sekä suomenkielistä oppimateriaalia. Työssä keskityttiin erityisesti liimattavilla hiilikuitutangoilla tehtävään vahvistamiseen ja tutkittiin myös miten vahvistamismenetelmä soveltuu esim. korjauskohteisiin. Palkkien suunnittelu ja valmistus tehtiin osana tätä opinnäytetyötä syksyn 2011 sekä kevään 2012 aikana Savonia-ammattikorkeakoulun laboratoriotiloissa. Kokeiden tuloksia raportoitiin ja analysoitiin kevään 2013 aikana.</p> <p>Työssä valmistettiin kaksi samalla tavalla raudoitettua palkkia, jotka kuormitettiin murtoon saakka. Yksi palkista oli vahvistamaton ja toinen palkki oli taivutusvahvistettu yhdellä hiilikuitutangolla palkin vetopuolelta. Vahvistamaton palkki korjattiin sekä vahvistettiin kuormituskokeessa aikaansaadun murtumisen jälkeen kahdella hiilikuitutangolla palkin vetopuolelta, jotta voitaisiin tutkia hiilikuitutangon soveltuvuutta korjausrakentamisessa. Vahvistetun palkin tapauksessa tutkittiin pelkästään kapasiteetin lisäystä suhteessa vahvistamattomaan palkkiin. Palkkien kestävyysä laskettiin myös käsin Euronormi 2:n mukaan. Palkit mallinnettiin ja laskettiin lisäksi tietokoneavusteisesti MCFT (Modified Compression Field Theory) -menetelmään perustuvalla Response 2000 –ohjelmalla sekä epälineaariseen FEM – laskentaan perustuvalla Abaqus -ohjelmalla. Kokeiden, käsin tehtyjen laskujen ja tietokoneohjelmien tuloksia vertailtiin keskenään.</p> <p>Tuloksina saatiin, että palkin vahvistaminen yhdellä hiilikuitutangolla lisää taivutuskapasiteettia tässä tapauksessa kaksinkertaisesti sekä pienentää taipumaa noin puoleen. Teoria, joka pohjautuu Luulajan teknillisessä yliopistossa tehtyihin tutkimuksiin, vastasi koetulosten ja laskelmien välillä noin 10 %:n tarkkuudella. Lisäksi todettiin, että itse vahvistamistyö ei ole kovin vaikea toteuttaa ja se voidaan tehdä kohtuullisilla resursseilla.</p>	
Avainsanat Rakennesuunnittelu, korjausrakentaminen, taivutusvahvistaminen, hiilikuitu, teräsbetonipalkki	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme In Construction Engineering			
Author(s) Atte Heiskanen, Toni Hyttinen			
Title of Thesis Flexural strengthening of concrete beams with CFRP bars (Carbon Fibre Reinforced Polymer)			
Date	Date	Date	Date
Supervisor(s) Mr Arto Puurula, Principal Lecturer, PhD and Mr Juha Pakarinen, Teacher			
Client Organisation/Partners Savonia University of Applied Sciences			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this thesis was to study how to use bars of carbon fibre reinforced polymers for flexural strengthening of concrete beams. The aim of this work was to get research results based on test performed in Finland and to produce study material in the Finnish language. The study concentrates especially on NSM (Near Surface Mounted) strengthening and repair of concrete beams where carbon fibre bars are mounted in grooves filled with epoxy on the bottom side of the beam. Concrete beams were designed and produced as a part of this thesis during autumn 2011 and spring 2012 in the laboratory of Savonia University of Applied Sciences. The results of tests were analyzed in spring 2013.</p> <p>Two similarly reinforced concrete beams were produced and then loaded to failure. One of these beams was not strengthened; the other beam was strengthened with one carbon fibre bar as NSM. To find out the usability of the carbon fibre bar's in repair of concrete beams the first beam was after loading to failure first repaired and then strengthened with two carbon fibre bars as NSM. The increase of flexural capacity was studied in the strengthened beam. The capacity of concrete beams was calculated manually based on Eurocode 2. The concrete beams were also modeled and calculated with MCFT (Modified Compression Field Theory) based Response software and non-linear FEM (Finite Element Method) based Abaqus software. The results of the tests were compared to the hand and computer calculations.</p> <p>As a conclusion, the carbon fibre strengthening with one bar was found to double the flexural capacity and reduce displacement of the tested concrete beams by half. The theory based on research performed in Luleå University of Technology in Sweden gave close results to the test results in this thesis. Furthermore, it was also discovered that the strengthening itself was not so hard to carry out and can be made with reasonable resources.</p>			
<p>Keywords Structural design, repair, flexural strengthening, Carbon Fibre Reinforced Polymers, concrete beam</p>			

Alkusanat

Haluamme molemmat kiittää kaikkia, jotka ovat edesauttaneet työn valmistumista kaikissa eri vaiheissa. Erityismaininnan ansaitsee laboratorioinsinööri Eemeli Lehmusoksa, joka auttoi kaikissa laboratorioissa tehdyissä kokeissa. Haluamme myös kiittää työn ohjaajaamme yliopettaja Arto Puurulaa, joka ohjasi työtämme parhaalla ammattitaidollaan.

Kuopiossa 2.4.2013

Atte Heiskanen

Toni Hyttinen

SISÄLTÖ

SYMBOLIEN SELITTEET	9
1 JOHDANTO.....	11
1.1 Tausta ja tavoitteet.....	11
1.2 Hiilikuitu materiaalina.....	11
1.3 Rakenteiden vahvistaminen hiilikuitukomposiitilla	12
1.4 Hiilikuidun edut ja haitat	13
2 MITOITUS TAIVUTUKSELLE	14
2.1 Hiilikuituvahvistamisen käyttökohteet	14
2.2 Mitoittaminen taivutusmomentille.....	17
2.2.1 Taivutusmurtumisen teoriaa	17
2.2.2 Käyttörajatila	17
2.2.3 Murtorajatila	18
2.2.4 Materiaalien menekit	18
2.2.5 Yksinkertainen mitoitus.....	19
2.3 Yksityiskohtainen poikkileikkausanalyysi.....	20
2.3.1 Murtumistapojen määrittäminen.....	20
2.3.2 Käyttörajatila	22
2.3.3 Murtorajatila	25
2.4 Komposiitin ankkurointi	29
2.5 Kuoriutumisen laskeminen hiilikuidun päässä	34
2.6 NSM vahvistaminen ja ankkurointi.....	38
2.7 Yksityiskohtaisia ratkaisuja ankkurointitavoista	40
2.8 Laskuesimerkki taivutusvahvistamisesta NSM:llä.....	42
2.8.1 Kohteen esittely	42
2.8.2 Vahvistamislaskelma.....	44
3 INSINÖÖRITYÖN VAIHEET	52
3.1 Palkkien suunnittelu	52
3.2 Palkkien valmistus	53
3.3 Venymäliuskat.....	54
3.4 Hiilikuitutankojen asennus	55
3.5 Materiaalien koestukset.....	56
3.5.1 Betoni	56
3.5.2 Teräskaset.....	57
3.6 Suunnittelussa käytettävät mitoitusohjelmat	57

3.6.1	Abaqus	57
3.6.2	Frame Analysis	58
3.6.3	Response 2000.....	58
4	PALKKIEN LASKELMAT	59
4.1	Vahvistamaton palkki	59
4.2	Vahvistettu palkki.....	61
4.3	Korjattu palkki	63
5	TULOKSET	65
5.1	Vahvistamaton palkki	65
5.2	Vahvistettu palkki.....	67
5.3	Korjattu palkki	70
5.4	Tulosten pohdinta	71
	LÄHTEET	74

LIITTEET

Liite 1 Abaqus -ohjelman tulokset vahvistamattomasta palkista

Liite 2 Abaqus -ohjelman tulokset vahvistetusta palkista

Liite 3 Abaqus -ohjelman tulokset korjatusta palkista

Liite 4 StoFRP Bar tekninen tietolehti

Liite 5 Tietokoneohjelmissa käytetyt materiaaliarvot

SYMBOLIEN SELITTEET

A_f	Hiilikuidun poikkileikkauspinta-ala	[mm ²]
A_s	Tarvittava teräspinta-ala	[mm ²]
b	Leveys	[mm]
b_p	Hiilikuitutangon leveys	[mm]
b_g	Uran leveys	[mm]
d	Tehollinen korkeus	[mm]
E_f	Hiilikuidun kimmokerroin	[Pa]
$E_{c,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin	[N/mm ²]
F_f	Voima hiilikuidussa	[kN]
F_s	Voima teräksessä	[kN]
f_{cm}	Betonin puristuslujuus	[N/mm ²]
f_{ctm}	Betonin vetolujuus	[N/mm ²]
f_{mt}	Teräksen murtolujuus	[N/mm ²]
$g_{k,oma}$	Palkin omapaino	[kN/m]
h	Korkeus	[mm]
I_c	Betonin jäyhyysmomentti	[mm ⁴]
I_s	Teräksen jäyhyysmomentti	[mm ⁴]
I_1	Ideaalinen jäyhyysmomentti	[mm ⁴]
k_b	Muotokerroin	[-]
L	Palkin jänneväli	[mm]
L_e	Ankkurointipituus	[mm]
L_{per}	Uran pintojen pituus	[mm]
M	Momentti	[kNm]
t_p	Hiilikuitutangon korkeus	[mm]
t_g	Uran syvyys	[mm]
x	Puristussuorakaiteen korkeus	[mm]
ϵ_f	Hiilikuidun suhteellinen venymä	[-]
ϵ_u	Palkin suhteellinen venymä	[-]
ϵ_s	Teräksen suhteellinen venymä	[-]
ϵ_c	Betonin suhteellinen venymä	[-]
μ	Suhteellinen momentti	[-]
ω	Mekaaninen raudoitussuhde	[-]
ρ	Geometrinen raudoitussuhde	[-]
λ	Betonin lujuuden huomioiva kerroin	[-]
η	Betonin lujuuden huomioiva kerroin	[-]

τ_f	Leikkausjännitys vahvistettuna	[N/mm ²]
$\bar{\delta}_f$	Leikkauslujuus vahvistettuna	[N/mm ²]
φ	Viruma-arvo	[-]
σ_s	Teräksen jännitys	[N/mm ²]
σ_c	Betonin jännitys	[N/mm ²]

1 JOHDANTO

1.1 Tausta ja tavoitteet

Opinnäytetyön tarkoituksena on kartoittaa hiilikuidun käyttöä rakentamisessa. Työssä pyritään ottamaan huomioon lähinnä korjausrakentamiseen käyvät sovellukset. Aiheesta Suomessa ei ole vielä tehty paljon tutkimusta, joten tarvetta tällaiselle tutkimukselle on. Tätä työtä voi tulevaisuudessa käyttää mm. opetusmateriaalina tai sitä voi käyttää myös käytännön apukirjana suunniteltaessa vahvistamistöitä.

Tarkoituksena on myös laboratoriokokeiden avulla selvittää, miten hiilikuituvahvistaminen vaikuttaa teräsbetonipalkkeihin, lähinnä sen momenttikapasiteetin lisäykseen. Tutkimuksissa valmistetaan kaksi samanlaista palkkia, joista toinen on vahvistamaton ja toinen vahvistettu. Nämä palkit kuormitetaan Savonia-ammattikorkeakoulun laboratoriotiloissa murtoon asti. Koetulosten avulla analysoidaan vahvistamisen tuomia hyötyjä.

Tämän työn lisäksi samaan aikaan Savonia-ammattikorkeakoulun insinööriopiskelijat Ville Kantola ja Tommi Auvinen ovat tutkineet palkin leikkausvahvistamista hiilikuidulla sekä Jesse Nissinen ja Joonas Lonka ovat tutkineet normaaliraudoitettua palkkia vahvistamista hiilikuidulla. Molemmat työparit ovat tehneet myös tutkimuksistaan opinnäytetyön. Tulevaisuudessa tutkimustieto erilaisilla ulkoisilla vahvikkeilla tehtävistä vahvistuksista voi olla erittäin arvokasta rakennusteollisuudessa, koska rakennuskantamme vanhenee vauhdilla ja korjaustarpeita ilmenee usein. (Auvinen & Kantola 2012; Lonka & Nissinen 2012.)

1.2 Hiilikuitu materiaalina

Hiilikuitu on komposiittirakenne, joka koostuu kuidusta ja kovettajista. Komposiitteja on jo pitkään käytetty avaruus- ja ilmailuteknologiassa sekä laiva- ja autoteollisuudessa. Materiaalin käyttö yleisesti teknisellä alalla johtuu siitä, että komposiitit ovat melko lujia sekä luotettavia materiaaleja. Näin ollen eri komposiitteja on maailmalla tutkittu erittäin paljon ja kokemusta itse materiaalista on runsaasti eri olosuhteissa.

Eräs komposiittimateriaaleista on FRP (Fibre Reinforced Polymer), jossa kuidut ovat polymeerin välityksellä sidoksissa toisiinsa. Polymeeri on molekyyli, jossa useat pienet monomeerit ovat liittyneet toisiinsa kemiallisin sidoksien. FRP:tä ei ole käytetty

kovin pitkään rakennustekniikassa. Sitä on ensimmäisen kerran käytetty Japanissa 80-luvulla.

1.3 Rakenteiden vahvistaminen hiilikuitukomposiitilla

Kantavat rakenteet tarvitsevat ajan kuluessa korjausta ja vahvistamista. Rakenteita täytyy korjata, kun niiden kapasiteetti on ylitetty tai vahvistaa, kun tarvitaan lisäkapasiteettia. Syitä korjaus- tai vahvistamistarpeisiin on monia. Yleisimpiä syitä kuitenkin ovat käyttötarkoituksen muutos, kuormituksen lisäys sekä suunnittelu- ja valmistusvirheet. Ratkaisuna ongelmiin on kehitetty erityisiä jälkikäteen asennettavia komposiittimateriaaleja, joista tässä opinnäytetyössä käsitellään lähinnä hiilikuitua. Tietoa on saatavilla eräiden valmistajien kotisivuilta (Sto [www-sto.com](http://www.sto.com)). Betonirakenteiden terästen korroosio vaikuttaa käyttöikänsä. Eli käyttämällä ruostumatonta hiilikuitua voidaan myös lisätä rakenteen käyttöikää sekä pidentää huoltovälejä.

Rakenteen vahvistaminen tai korjaaminen tulee yleensä kyseeseen, jos rakenteen nykyinen kapasiteetti on ylitetty tai tullaan ylittämään. Tällaisia rakenteita ovat yleensä sillat. Vanhojen siltojen kapasiteetti saattaa ylittyä, koska nykyään esim. rekkojen akselipainot ovat kasvaneet aikaisemmista.

Hyviä käyttökohteita hiilikuituvahvisteiden käytölle ovat mm. siltojen pilarit, palkit ja laatat, lisäksi hiilikuituvahvistuksia voidaan myös käyttää asuinrakennusten rakenteissa. Valmistajalla on olemassa eri tuotteita eri käyttökohteisiin ja –tarkoituksiin. Erityisesti pilareihin on tarkoitettu käytettäväksi hiilikuitukangasta, joka liimataan ja pyöritetään pilarin ympäri. Lisäksi kangas sopii hyvin pilareihin, koska se on taipuisaa ja siten hyvin muokattavissa. Kangasta käytetään myös palkkeihin leikkausvoimakapasiteetin lisäämiseksi. Palkkeihin ja laattoihin voidaan käyttää tankoa, laminaattia tai verkkoa. Laminaatti ja verkko voidaan asentaa betonin pintaan, mutta tangolle on tehtävä ura. Kaikkiin tuotteisiin käytetään vain niille tarkoitettuja erikoisepoksiliimoja, jotka ovat erittäin lujia ja kestäviä.

Rakenteiden vahvistamissyitä on monia, joista esimerkiksi voidaan mainita taipuman ja halkeilun pienentäminen, kantavien rakenteiden poistaminen ja siitä johtuvan rakennemallin muuttuminen. Myös kantavaan laattaan aukon tekeminen tai rakenteen vaurioituminen korroosion tai mekaanisen rasituksen, kuten törmäyksen vuoksi, voivat aiheuttaa vahvistamistarpeita.

1.4 Hiilikuidun edut ja haitat

Hiilikuidun ehdoton etu on sen suuri lujuus ja jäykkyys suhteessa sen painoon. Sillä on myös suhteellisen korkea kimmokerroin, joten se ei juurikaan veny kuormituksen kasvaessa. Esimerkiksi valmistaja ilmoittaa StoFRP Bar:n kimmokertoimen olevan 160 - 260 GPa sekä tangon vetomurtolujuudeksi 2000 - 2500 MPa. Vertailuna sanotakoon harjateräksen kimmokertoimen olevan 200 GPa ja murtolujuuden olevan noin 550 - 600 MPa. Mitä suuremman kimmokertoimen omaavaa, mitä jäykempää, hiilikuitutankoa käytetään sitä nopeammin ja sitä enemmän hiilikuitu lisää rakenteen kantokykyä. Hiilikuituyhdisteet ovat myös hyvin pitkäikäisiä eivätkä ne väsy ajan kuluessa. (Sto www-sivut.)

Hiilikuitu on myös helppo asentaa rakenteeseen ja sen asennusaika on suhteellisen lyhyt. Asennettaessa sitä on myös helppo käsitellä keveytensä ansiosta. Lujuutensa ansiosta rakenteessa voidaan käyttää suhteellisen pieniä poikkileikkauksia, eikä näin ollen koko rakenteen dimensiot kasva juuri ollenkaan.

Toisaalta haitaksi voidaan katsoa hiilikuidun huono kestävyys mekaanista rasitusta kohtaan. Se ei kestä kovia iskuja, joten vahvikkeet tulisi suojata esimerkiksi ilkeillä. Hiilikuitutangot voidaan kuitenkin suojata asentamalla ne niitä varten sahattuihin uriin. Myös asennusolosuhteet ovat oltava hyvät. Tämä tarkoittaa, että asentajilla on oltava todellista ammattitaitoa, ja että esimerkiksi epoksiliimoja käytetään määräysten ja ohjeiden mukaisesti. Lisäksi ilman lämpö- ja kosteusolosuhteet ovat oltava oikeanlaiset.

Hiilikuituvahvisteita ei ainakaan Suomessa ole käytetty kovin pitkään, joten sen käyttö ei ole vielä yleistynyt. Rakennesuunnittelijoita, jotka tuntevat hiilikuituvahvistamisen, on vähän eikä kokemusta yleisesti alalla näin ollen ole kovin paljon. Tämä asia voitaisiin korjata opettamalla oppilaitoksissa enemmän korjausrakentamista sekä siihen liittyviä menetelmiä.

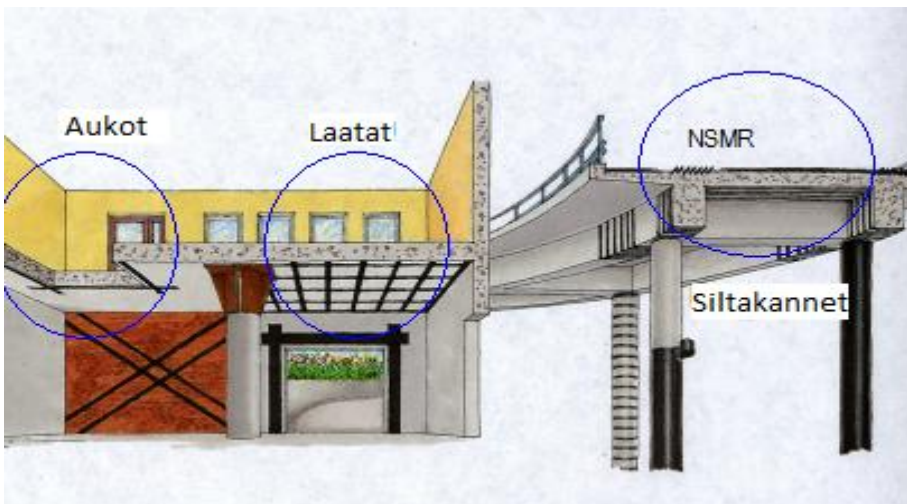
2 MITOITUS TAIVUTUKSELLE

Tässä luvussa käsitellään Täljstenin, Blanksvärdin ja Sasin (2011) Ruotsissa julkaistusta teoksesta, *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer*, esitettyjä tutkimuksia ja laskuja taivutusvahvistamisesta.

2.1 Hiilikuituvahvistamisen käyttökohteet

Hiilikuituvahvistaminen on yksi tapa vahvistaa rakennetta ja lisätä sen momenttikapasiteettia. Hiilikuituvahvistamisessa voidaan käyttää joko laminaattia, kangasta tai tankoja, jotka upotetaan suojabetoniin sahattuihin epoksiliimalla puoleksi täytettyihin uriin käyttäen ns. NSM (Near Surface Mounted) tekniikkaa. Kuvassa 1 on esitetty tavallisimmat käyttökohteet taivutusvahvistamiselle.

NSM on menetelmä, jossa poikkileikkaukseltaan suorakaiteen tai pyöreän muotoisia hiilikuitutankoja liimataan betonin pintakerrokseen tehtyyn uraan. Ennen liimausta betonin pintaan sahataan ura, joka puhdistetaan huolellisesti. Uran sahauksessa on huolehdittava että rauditus ei vaurioidukaan.



KUVA 1. Hiilikuituvahvistamisen käyttöpaikkoja (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 29)

Yleisesti voidaan sanoa, että laminaatti soveltuu parhaiten tasaisille pinnoille sekä seiniin ja lattioihin. Kangasta käytetään paikoissa, joissa edellytetään suurempaa joustavuutta esimerkiksi kaarevissa pinnoissa pilareissa tai paikoissa, joissa on reikiä. Ennen vahvistamista betoni täytyy puhdistaa ja hioa niin, että heikko betonin ulkopinta poistetaan ja kivimateriaali paljastetaan, jolloin saavutetaan hyvät olosuhteet

tartuntalujuudelle. Pinta täytyy puhdistaa hionnan jälkeen pölystä. Ennen liimausta käytetään tavallisesti vahvistamisjärjestelmään tarkoitettua pohjustusainetta. Pohjustusaineen kuivumisen jälkeen asennetaan liima ja hiilikuitu. Käytettäessä laminaattia liima levitetään suoraan laminaatin päälle. On myös huolehdittava että liimanpaksuus on ohjeiden mukainen.

Vahvistamismenetelmää on käytetty useissa erityyppisissä rakenteissa. Alla kuvataan lyhyesti pysäköintihallin ja sillan vahvistamisprojektia, joissa vahvistetaan rakenteita NSM-tangoilla sekä laminaateilla.

Kuvaus

Pysäköintihallista (kuva 2) löydettiin huomattavia halkeamia kantavien poikittaispalkkien betonista. Lähempi tarkastelu paljasti, että palkit olivat alimitoitettuja. Mahdollisia vahvistusmenetelmiä oli useita, mutta lopullisiksi vaihtoehdoiksi jäi vahvistaminen hiilikuitulaminaateilla tai hiilikuitutangoilla. Valinnassa päädyttiin jälkimmäiseen menetelmään, joka oli myös esteettisempi.

Toimenpiteet

Ennen vahvistustoimenpiteitä laskettiin palkkien kantavuudet. Laskelmat osoittivat, että palkit tarvitsivat lisävahvistamista. Sekä hiilikuitulaminaatti että hiilikuitutanko, ns. NSM, olivat mahdollisia vahvistamismenetelmiä. Pysäköintihallin omistaja valitsi NSM vaihtoehdon. Betonipeitteen paksuuden kartoitus (> 20 mm) varmisti, että vahvistusmenetelmä oli myös käytännössä toteutettavissa. Palkkeihin merkittiin alueet, joihin urat sahattaisiin. Urat sahattiin muunnellulla timanttisahalla, jossa oli tuplaterät. Sahauksen jälkeen ura puhdistettiin ja pohjustettiin. Kun pohjustusaine kovettui, täytettiin ura puoliksi kahta komponenttia sisältävällä epoksiliimalla ja tanko painettiin sahausuraan. Pinta viimeisteltiin kaapimalla ylimääräinen liima pois. Liimauksen jälkeinen tulos näkyy oikealla kuvassa 2.



KUVA 2. Pysäköintihallin vahvistettu palkki (Täljsten ym. 2011, 30)

Kuvaus

Ruotsin Källosundissa sijaitsee elementtirakenteinen kotelopalkkisilta, joka on valmistettu etenevällä ulokemenetelmällä. Silta valmistui vuonna 1959. Reunapalkkien korvaamista suunniteltaessa täytyi tutkia miten kauas siltakannen ulokkeita voisi rasittaa rakennusvaiheen aikana. Jotta korvaus voitaisiin tehdä, aloitettiin uuden kantavuusluokituksen vaatimat laskelmat. Nämä laskelmat antoivat viitteitä siitä, ettei kantavuus ollut riittävä. Tästä johtuen päädyttiin sillan vahvistamiseen, koska taivutusmomenttikapasiteetti osoittautui osissa loppujännettä liian alhaiseksi.

Toimenpiteet

Vahvistusmenetelmä, joka osoittautui edullisemmaksi kotelopalkkisillan tapauksessa, oli vahvistaminen liimattavalla hiilikuitulaminaatilla. Ennen varsinaista vahvistamistyötä aloitettiin tavanomaiset vahvistamislaskelmat sekä suoritettiin tarkastukset. Tarvitavat telineet rakennettiin, betonipinta hiekkapuhallettiin, pohjustettiin ja lopuksi laminaatit liimattiin sillan alapintaan (kuva 3). Vahvistus voidaan nähdä kuvassa 3 ennen lopullista pinnan maalausta.

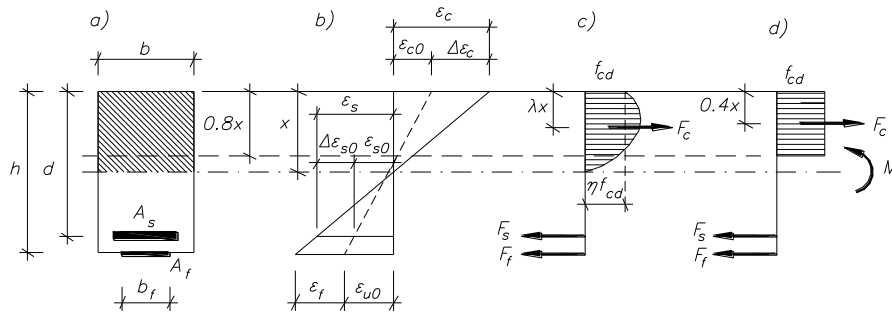


KUVA 3. Sillan vahvistamisen vaiheet (Täljsten ym. 2011, 31)

2.2 Mitoittaminen taivutusmomentille

2.2.1 Taivutusmurtumisen teoriaa

Mitoittamisen kannalta rakenteiden vahvistamisessa on otettava huomioon rakenteeseen vahvistamisen aikana vaikuttavat rasitukset. Rasitukset vaihtelevat rakenteen tyyppin mukaan. Poikkileikkauksen jännitykset voidaan havainnollistaa kuvan 4 tavalla.



KUVA 4. Palkin poikkileikkauksen jännitykset (Täljsten ym. 2011, 32)

Katkoviiva kuvassa 4, kohdassa b) esittää kuormitusta rakenteessa ennen vahvistamista, ja jatkuva viiva vahvistamisen jälkeen kuormituksen alaisena. Betonirakenteen kuormituksessa on yleensä kolme vaihetta:

- Vaihe 1: halkeilematon betoni
- Vaihe 2: betoni on halkeillut, mutta jännitykset jakautuvat lineaarisesti poikkileikkauksessa.

Edellä mainitut vaiheet ovat käyttörajatilassa.

Murtorajatilassa on vaihe 3, jossa sekä puristuspuolen betoni että vetoteräkset on käytetty täysin hyväksi. Poikkileikkaustyyppinä ovat normaaliraudoitettu, tasapaino- ja ylitraudoitettu poikkileikkaus. Normaaliraudoitettu poikkileikkauksessa vetoraudoitus saavuttaa myötörajan ennen betonin murtumista ja ylitraudoitetussa poikkileikkauksessa vetoraudoitus ei saavuta myötörajaa betonin murtuessa. Kun vetoraudoitus saavuttaa myötörajan ja betoni puristuslujuuden yhtä aikaa, kutsutaan poikkileikkausta tasapainoraudoitetuksi.

2.2.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa pidetään huoli siitä, ettei betonirakenteisiin synny suuria halkeamia tai muodonmuutoksia, mutta käyttörajatilamitoitus voi myös koskea esim. rakennusosan värähtelyä. Ulkoisilla komposiittimateriaaleilla on suotuisia vaikutuksia halkeamien jakautumiseen ja halkeamaleveyksiin. Ulkoisilla komposiittimateriaaleilla

vahvistaminen voi myös lisätä rakenneosien jäykkyyttä ja näin ollen vähentää muodonmuutoksia.

2.2.3 Murtorajatila

Rakenne on saavuttanut murtorajatilan, kun se ei pysty enää kantamaan kuormitusyhdistelmää, jolle se on mitoitettu. Se siis saavuttaa rajatilan, jonka jälkeen murtuminen tapahtuu. Murtorajatilan periaatetta voidaan soveltaa koko rakennukseen tai yksittäiseen toissijaiseen rakennusosaan. Tämä tarkoittaa, että murtumisen seuraukset voivat vaihdella huomattavasti tapauksesta toiseen.

Mitoitusarvot materiaaleille ja kuormille saadaan käyttämällä yhdistelykertoimia. Laskentamalli valitaan halutun murtotavan mukaisesti. Lisäksi betonirakenteiden vahvistamisessa liimattavien komposiittien yhteydessä noudatetaan samoja määräyksiä kuin tavallisissa betonirakenteissa, joka aikaisemmin noudatti pitkälti kansallisia normeja. Tällä hetkellä olevan tiedon mukaan siirtyminen Eurokoodeihin toteutetaan Suomessa kesällä 2013.

2.2.4 Materiaalien menekit

Ennen yksityiskohtaista suunnittelua on aina suositeltavaa tehdä alustava mitoitus, joka perustuu siihen olettamukseen, että tietyistä komposiitin poikkileikkausalasta lasketaan momenttikapasiteetti tai että tarvittavan momenttikapasiteetin perusteella lasketaan tarvittava komposiitin poikkipinta-ala. Momenttikapasiteetti murtorajatilassa poikkileikkauksessa voidaan karkeasti arvioida olevan

$$M_d \approx 0.9(A_s f_y d + A_f \varepsilon_f E_f h) \quad (1)$$

Vaihtoehtoisesti voidaan laskea hiilikuitukomposiitin poikkipinta-ala:

$$A_f \approx \frac{(M_d / 0.9 - A_s f_y d)}{\varepsilon_f E_f h} \quad (2)$$

Karkean laskelman tarkkuus kaavoissa 1 ja 2 on suhteellisen hyvä, mutta jos rauditusmäärä on suuri tai kuorma vahvistamisen aikana on huomattava, on tehtävä tarkempi tarkastelu. Lisäksi on aina tarkastettava tarvittava ankkurointipituus sekä erilaiset murtotavat, jotka ovat erityisen kriittisiä liittyen betonipintaan liimattaviin kom-

posiitteihin. Kaavoissa 1 ja 2 on myös otettava huomioon muut rajoitukset ja siksi on otettava laskelmissa huomioon turvallisuustekijät. Venymä rajoitetaan laminaatissa kaavan 26 mukaisesti, hiilikuituvahvistuksen ja betonin rajapinnassa syntyvistä vaakasuuntaisista halkeamista johtuen. Tämän rajoituksen ansioista estetään halkeamisen kasvu.

On suositeltavaa, että suunnittelussa käytetään alustavaa mitoitusta ainoastaan vaadittavien materiaalimenekkien selvittämiseksi ja vahvistamisen kustannusarvion laskemiseen.

2.2.5 Yksinkertainen mitoitus

Yksinkertaisessa mitoituksessa oletetaan, että mahdollisia puristuseräksiä ei oteta huomioon, mutta jos halutaan huomioida kyseinen raudoitus, suositellaan lähestymistapaa, joka esitetään kirjassa Täljsten (2004). Kun palkki on ainoastaan vetoraudoitettu, olettaen että $\omega \leq \omega_{bal}$, voidaan käyttää seuraavaa laskutapaa:

1. Lasketaan puuttuva kantokyky.
2. Lasketaan nykyinen, vahvistuksen aikana vaikuttava jännitys, vahvistettavassa poikkileikkauksessa.
3. Käytetään kaavaa 2 hiilikuitukomposiitin poikkipinta-alan arvioimiseksi.

Laske puristuspinnan korkeus, x :

$$x = \frac{A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f}{\eta f_{cd} b} \quad (3)$$

Sen jälkeen momenttikapasiteetti voidaan arvioida seuraavasti:

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \varepsilon_f E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (4)$$

Ja sen jälkeen lasketaan tarkempi poikkipinta-ala hiilikuitukomposiitille:

$$A_f = \frac{M_d - A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\varepsilon_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad (5)$$

jossa $\lambda = 0,8$ sekä $\eta = 1,0$ suorakulmaiselle poikkileikkaukselle, jonka betonin $f_{ck} \leq 50$ MPa. Tämä tarkoittaa, että laskelma on iteratiivinen ja näin ollen $x:n$ voi joutua korjaamaan kaavassa 3 ja sitten laskea kaava 5 uudelleen. Kuitenkaan ei välttämättä tarvita montaa iteraatiota, jotta päädytään oikeaan tulokseen. Myötävaikuttava leveys, b , on tavallisesti leveys puristusalueella, jota käytetään yleensä vain T-poikkileikkauksessa. Tapauksessa, jossa tasapainoraidoitettua poikkileikkausta ei voida saada aikaan, ja täten välttää betonin puristumurtuminen, käytetään tarkempaa mitoituslaskentaa. Jotta saavutetaan tasapainoraidoitettu poikkileikkaus, on seuraava ehto täyttyttävä:

$$\omega \leq \omega_{bal}$$

jossa:

$$\omega_{bal} = \frac{\lambda}{1 + \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{u0}}{\varepsilon_{cu}}} \quad (6)$$

$$\omega = \frac{A_s f_y + A_f \varepsilon_f E_f}{b h f_{cd}} \quad (7)$$

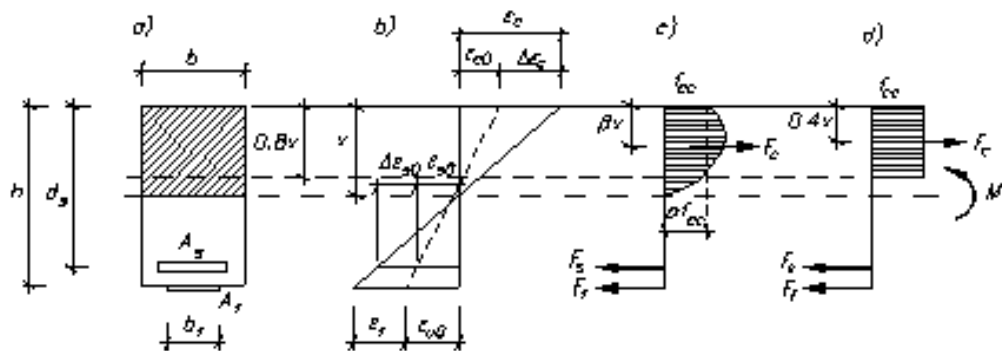
Tapauksissa, jossa $\omega > \omega_{bal}$, on tehtävä tarkempi menettely (katso Täljsten 2004).

2.3 Yksityiskohtainen poikkileikkausanalyysi

2.3.1 Murtumistapojen määrittäminen

Yksityiskohtaisessa analyysissä otetaan huomioon sekä käyttö- että murtorajatila. On tärkeää ottaa huomioon kuormat, jolle rakenne on käytön aikana altistunut, toisin sanoen, onko poikkileikkaus haljennut vai ei. Samoin pitää huomioida kuormitus, mikä rakenteeseen kohdistuu itse vahvistamisen aikana. Tämän lisäksi täytyy arvioida momenttikapasiteetti murtorajatilassa.

Kuvassa 5 on raudoitettu poikkileikkaus, joka on vahvistettu hiilikuitukomposiitilla ja siten saanut suuremman momenttikapasiteetin.

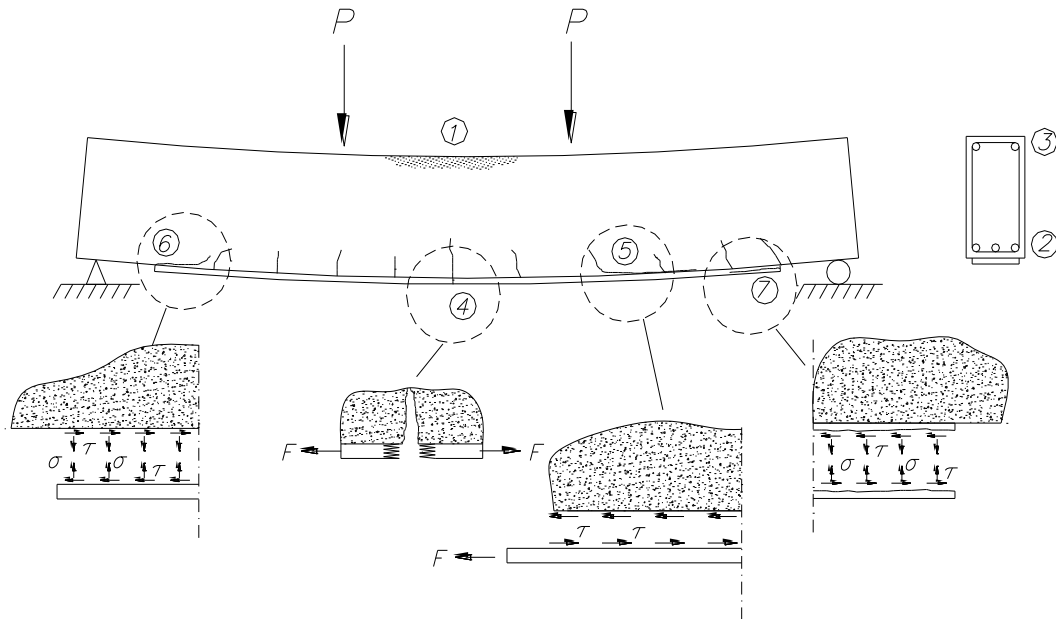


KUVA 5. Raudoitettu, vahvistettu poikkileikkaus (Täljsten ym. 2011, 35)

Kuvassa 5 ε_{c0} esittää venymää palkin alapinnassa vahvistamisen yhteydessä, ε_c ja ε_{s0} venymää betonissa vetoraudoituksessa vahvistamisen aikana. ε_f on venymä laminaatissa kuormituksen yhteydessä ja venymälisää kuvaa $\Delta\varepsilon$. Perinteisessä betonisuunnittelussa vaaditaan puristuman olevan murtorajatilassa alle 3,5 %.

Yksityiskohtaisessa analyysissä tarkastellaan murtumia, jotka tapahtuvat murtorajatilassa. Komposiitivahvistamisessa taivutuksessa voi murtuminen tapahtua viidellä eri tavalla, jotka näkyvät kuvassa 6. Murtumistavat ovat:

1. betonin puristusmurto
2. vetoraudoituksen myötääminen (ei välttämättä murtotapa)
3. laminaatin vetomurto
4. tartunnan pettäminen ankkurointialueella
5. halkeamismurtuminen komposiitin päässä, kattaa myös mahdollisen komposiitin sisäisen hiilikuitusäikeiden suuntaisen murtumisen.



KUVA 6. Murtumistavat vahvistetussa palkissa (Täljsten ym. 2011, 36)

2.3.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa lasketaan komposiitin asennuksen yhteydessä vallitsevaa venymätilaa, samalla tavalla kuin tavallisesti raudoitettun poikkileikkauksen tapauksessa. Joissain tapauksissa on otettava huomioon myös betonin viruma. Mikäli muodonmuutokset ovat suurempia kuin sallittu, voidaan rakenteita joutua tukemaan tai mahdollisesti esijännittämään komposiittia. Jälkimmäinen tarkoittaa yleensä myös komposiitin korkeampaa käyttöastetta.

Komposiitin venymätila asennuksen yhteydessä johtuu osittain rakenteeseen aikaisemmin kohdistuneista kuormista, tosin tässä valitaan keskimääräinen kuormitus. Jos rakenteeseen kohdistuu kuormaa, jota ei voida poistaa asennuksen ajaksi, voidaan rakennetta tukea tai esim. esikorottaa, jolloin rakenne vapautuu osittain kuormasta.

Keskimääräinen kuorma

Keskimääräisestä kuormasta johtuva momentti M_0 , katsotaan olevan pitkäaikaiskuormaa, josta johtuu betonin virumaluvun arvo φ . Tässä $E_{c,eff}$ on tehollinen kimmo kerroin, joka ottaa huomioon virumisen betonissa:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (8)$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{ce}} \quad (9)$$

missä E_s on teräksen kimmokerroin sekä E_{ce} betonin kimmokerroin.

Betonin halkeilun tai halkeamattomuuden tarkistus tehdään EC2 mukaan kappaleista 7.1(2) ja 3.1.8. Poikkileikkaus on halkeillut jos taivutusvetojännitys ylittää betonin vetolujuuden $f_{ctm,fl}$.

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1.6 - h/1000)f_{ctm}, f_{ctm}\} \quad (10)$$

Betonin halkeilu tarkistetaan laskemalla betonin vetojännitys poikkileikkauksen alapinnassa:

$$\sigma_c = \frac{M_0}{I_c + \alpha_s I_s} y = \frac{M_0}{I_1} y \quad (11)$$

I_c sekä I_s ovat betonin ja teräksen jäyhyysmomentteja. I_1 määritelmän mukaan ideaalinen jäyhyysmomentti. Etäisyys poikkileikkauksen painopisteeseen y_0 , poikkileikkauksen yläpinnasta, voidaan laskea seuraavasti:

$$y_0 = \frac{A_c y_{tp,c} + (\alpha_s - 1) A_s d}{A_c + (\alpha_s - 1) A_s} \quad (12)$$

mikäli poikkileikkaus on suorakulmainen, voidaan yhtälö kirjoittaa:

$$y_0 = \frac{bh \frac{h}{2} + (\alpha_s - 1) A_s d}{bh + (\alpha_s - 1) A_s} \quad (13)$$

Suurin jännitys poikkileikkauksen yläpinnassa $\sigma_{cök}$, ja alapinnassa σ_{culk} , voidaan laskea:

$$\sigma_{cök} = \frac{M_0}{I_c + \alpha_s I_s} y_0 = \frac{M_0}{I_1} y_0 \quad (14)$$

$$\sigma_{cuk} = \frac{M_0}{I_c + \alpha_s I_s} (h - y_0) = \frac{M_0}{I_1} (h - y_0) \quad (15)$$

Jännitys raudoituksessa lasketaan seuraavasti:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_0}{I_c + \alpha_s I_s} (d - y_0) = \alpha_s \frac{M_0}{I_1} (d - y_0) \quad (16)$$

Ideaalinen jäyhyysmomentti suorakulmaisessa poikkileikkauksessa, kun leveys on b ja korkeus on h :

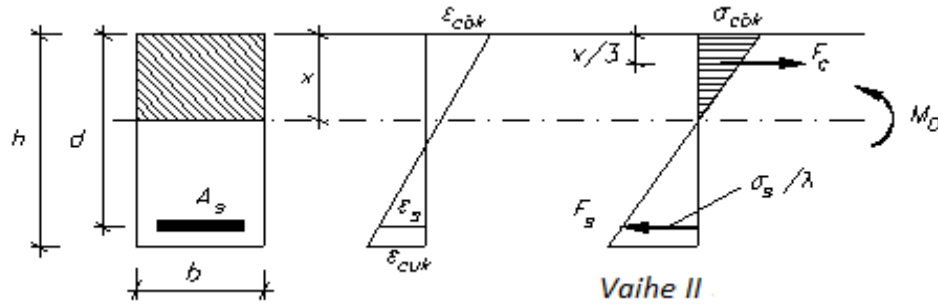
$$I_1 = I_c + \alpha_s I_s = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + (\alpha_s - 1) A_s (d - y_0)^2 \quad (17)$$

Kun poikkileikkaus ei ole haljennut kuormituksen tässä vaiheessa, venymäksi saadaan:

$$\varepsilon_{cök} = \frac{\sigma_{cök}}{E_{c,eff}} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{cuk} = \frac{\sigma_{cuk}}{E_{c,eff}} \quad (19)$$

Vaiheessa 2 poikkileikkaus on haljennut eli $\sigma_{cuk} > f_{ctm,fl}$, joten vain palkin puristuspuolen tuoma lisäys otetaan huomioon, katso kuva 7.



KUVA 7. Suorakaiteen muotoisen betonipalkin poikkileikkaus vaiheessa II, kun halkeaminen on tapahtunut (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 38)

Tapauksessa, jossa ainoastaan taivutusmomentti vaikuttaa poikkileikkauksessa, poikkileikkauksen painopiste ja neutraaliakseli yhtyvät ja niiden sijainti voidaan määrittää staattisen momentin yhtälöllä neutraaliakselin suhteen.

$$bx \frac{x}{2} = \alpha_s A_s (d - x) \Rightarrow x^2 + \frac{2\alpha_s A_s}{b} x - \frac{2\alpha_s A_s d}{b} = 0 \quad (20)$$

Jäyhyysmomentti vaiheessa 2 voidaan laskea seuraavasti:

$$I_2 = \frac{bx^3}{12} + bx \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_s A_s (d - x)^2 \quad (21)$$

ja venymät, σ_{cuk} ja $\sigma_{cök}$, lasketaan kaavoilla 18 ja 19.

Lisäkuorma

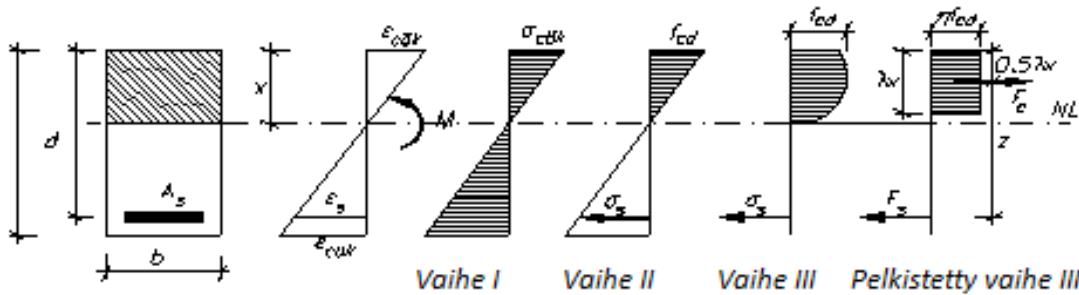
Samaa lähestymistapaa kuin edellä voidaan soveltaa kuormituksen lisäämisen aiheuttamalle momentille, M_1 . On kuitenkin huomattava, että venymä pienenee, jos rakenteen kuormitusta vähennetään, ja lisääntyy, kun kuormaa lisätään.

2.3.3 Murtorajatila

Mitoitus murtorajatilassa voi olla työlästä tapauksessa, jossa lasketaan poikkileikkauksista, joka on sekä puristus- että vetoraidoitettu, tarkemmat ohjeet katso (Täljsten 2004). Yksinkertaisesti raidoitettujen poikkileikkauksien murtuminen voidaan jakaa viiteen eri murtotapaan, jotka näkyvät kuvassa 6. Seuraavassa tarkastellaan murtumista komposiitissa sekä puristusmurtumista betonissa. Ankuroinnin pettäminen sekä kuoriutumismurtuminen käsitellään seuraavassa kappaleessa.

Murtuminen komposiitissa

Tässä tapauksessa komposiitin venymäraja on määräävä ja vastaa tapausta, jossa $\omega < \omega_{bal}$, jos $\omega > \omega_{bal}$ on kyseessä yliiraudoitettu poikkileikkaus, jossa betoni murtuu puristuspuolelta. Kun vahvistamisen tavoitteena on suurempi taivutusmomenttikestävyys murtorajatilassa, vetorauditus saavuttaa useimmiten myötörajan. Jännitys-suorakaide betonin puristusalueella vastaa betonin jännitys-venymäkäyrää. Kun tämä tiedetään, voidaan puristusresultantti ja sen paikka määrittää. Tässä yhteydessä suunnittelumääräyksissä noudatetaan EC2 (2008) määräyksiä. Tyypillisesti oletetaan, että puristusalue on suorakulmainen, katso kuva 8, jossa yleensä valitaan arvot $\lambda = 0,8$ ja $\eta = 1,0$.



KUVA 8. Jännitysten jakautumisen vaiheet palkissa kuormituksen eri vaiheissa (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 39)

Parametrit λ ja η voidaan myös laskea tarkemmin, mikäli tiedetään seuraavat betonin lujuusarvot (katso kaavat 22 ja 23).

$$\lambda = 0.8 \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (22)$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \text{ kun } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (23)$$

$$\eta = 1.0 \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (24)$$

$$\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \text{ kun } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (25)$$

Pitkittäissuuntainen halkeilu

Liimattavalla laminaatilla vahvistettu poikkileikkaus on tarkistettava koskien liiman ja betonin välisessä rajapinnassa tapahtuvaa pitkittäissuuntaista halkeilua. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että komposiittimateriaalin venymää ei voida täysin hyödyn-

tää. Tätä asiaa koskien merkittävää tutkimusta ovat tehneet esimerkiksi ACI (2002), Smith & Teng (2002), Lu et al. (2007), Said and Wu (2007) , viitteet katso Täljsten ym. 2011. Seuraavassa käytetään amerikkalaisen standardin ACI-4401.2R-08, ASI (2008) mukaista mallia.

$$\varepsilon_{fd,ic} = 0.41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad (26)$$

jossa f_{cd} on betonin suunnittelupuristuslujuus murtorajatilassa. E_f on komposiitin kimmo kerroin ja t_f on komposiitin paksuus sekä n on hiilikuitukerrosten lukumäärä, joka usein liittyy hiilikuitukankaaseen.

Murtuminen komposiitissa

Tutkitaan uudelleen kuvaa 5, josta saadaan seuraava vaakasuuntainen tasapainoyhtälö:

$$F_c = F_s + F_f \quad (27)$$

joka voidaan kirjoittaa:

$$\lambda \eta f_{cd} b x = A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f \quad (28)$$

ja tästä saadaan:

$$x = \frac{A_s f_y + \varepsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b} \quad (29)$$

Betonin murtopuristuma tarkastetaan seuraavasti:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{cuk}}{\left(\frac{h}{x} - 1\right)} \quad (30)$$

jos $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu}$, täytyy soveltaa betonin puristusmurtoa laskuissa, muutoin toimitaan kuten seuraavassa. Tässä pitää myös tarkastaa, onko vetoraudoituksen murtojännitys on ylittynyt, eli:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (31)$$

Jos $\varepsilon_s < f_y/E_s$, korvataan f_y kaavoissa 28 ja 29 σ_s :llä, joka lasketaan seuraavasti:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (32)$$

Momenttikapasiteetti murtorajatilassa voidaan laskea seuraavasti:

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \varepsilon_f E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (33)$$

tai, jos tiedetään tarvittava momenttikapasiteetti, ja halutaan laskea tarvittava komposiitin poikkipinta-ala:

$$A_f = \frac{M - A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\varepsilon_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad (34)$$

Siinä tapauksessa, jos vetorausitus ei myödy, voidaan f_y korvata σ_s kaavoissa 33 ja 34. Momenttikapasiteetin laskentamenettely tietyn komposiitin pinta-alan perusteella tai pinta-alan laskenta momenttitarpeen perusteella, on iteratiivinen prosessi, jossa täytyy antaa tietty alkuarvo laminaatin pinta-alaksi tai taivutusmomentiksi. Laskentatapa kuvataan esimerkkilaskussa.

Betonin puristuma

Jos voidaan olettaa, että murtotavaksi tulee betonin puristusmurto, ei komposiitin venymätasoa tunneta. Jos alustavissa laskelmissa lähdetään siitä, että vetorausitus on saavuttanut myötörajan, vaakasuuntaiseksi tasapainoyhtälöksi saadaan:

$$\lambda f_{cd} b x = A_s f_y + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{cuk} - \varepsilon_{u0} \right) E_f A_f \quad (35)$$

josta x voidaan ratkaista käyttäen apuna seuraavaa toisen asteen yhtälöä:

$$C_1 x^2 + C_2 x + C_3 = 0 \quad (36)$$

jossa

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \lambda f_{cd} b \\ C_4 &= A_s f_y + (\varepsilon_{cuk} + \varepsilon_{u0}) E_f A_f \\ C_5 &= -\varepsilon_{cuk} E_f A_f h \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

Raudoituksen venymä tarkistetaan kaavan 31 ja, jos $\varepsilon_s < f_y/E_s$ korvataan f_y kaavoissa 35-37 ε_s , joten uusi iteraatio näyttää tältä. Näin ollen momenttikapasiteetti lasketaan seuraavasti:

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{cuk} - \varepsilon_{u0} \right) E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (38)$$

Tapauksessa, jossa $\varepsilon_s < f_y/E_s$ korvataan f_y kaavassa 47 arvioidulla arvolla σ_s . Kun tarvittava momenttikapasiteetti tunnetaan ja halutaan laskea komposiitin ala, voidaan kaava 39 kirjoittaa muotoon:

$$A_f = \frac{M - A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{cuk} - \varepsilon_{u0} \right) E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad (39)$$

2.4 Komposiitin ankkurointi

Komposiitin riittävä ankkuroituminen on tärkeää, jotta lisävahvistamisen tuomaan kapasiteettiin voidaan luottaa. Tavallisesti riittää, että mitoitetaan tarpeeksi pitkälle ankkurointipituudelle, mutta joskus myös mekaaninen ankkurointi voi olla tarpeen. Betoniin liimattavan hiilikuitumateriaalin ankkurointipituuteen vaikuttaa betonin laatu ja liimauksen lopputulos, sekä vahvistusmateriaalin ominaisuudet.

Oikein suoritettussa lisävahvistamisessa on betoni aina heikoin lenkki. Se aiheuttaa myös sen että komposiittimateriaalin koko kapasiteettia ei voida siirtää rakenteisiin eli betoni murtuu komposiitin alla ennen kuin komposiitin kapasiteetti täyttyy. Tämä on todettu myös laboratoriokokeissa Täljsten (1994), jossa on osoitettu betonin alkavan murtua ja halkeilla kun jännitykset komposiitissa saavuttavat 400 - 500 MPa. Käytän-

nössä se tarkoittaa myös sitä, että voimat hiilikuidussa eivät ankkuroidu samalla tavalla kuin normaalissa raudoituksessa. Tästä erosta johtuen tulee käyttää hiilikuidun ankkurointiin suunniteltuja kaavoja.

Ankkuroinnin tarkastelu tämän luvun kaavoissa perustuu samaan malliin kuin tavallisen vetoraudoituksenkin ankkurointi. Leikkausvoimasta aiheutuvien vinojen halkeamien välissä vaikuttavat puristussauvat aikaansaavat vetovoimalisän taivutusmomentista johtuvaan vetoraudoituksessa vaikuttavaan vetovoimaan. Tästä syystä vetovoimakäyrää levitetään tukien suuntaan mitan a_l verran (kuva 9)

Kuvan 9, a_l määritetään pystysuuntaisille haioille seuraavasti:

$$a_l = \frac{z}{2}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (40)$$

missä θ on leikkaushalkeaman kulma ja α on hakojen kulma. Yleensä voidaan käyttää $z = 0.9d$ ja halkeaman kulmana 45° tai 90° , jolloin a_l voidaan laskea käyttäen kaavaa:

$$a_l = 0.45d \quad (41)$$

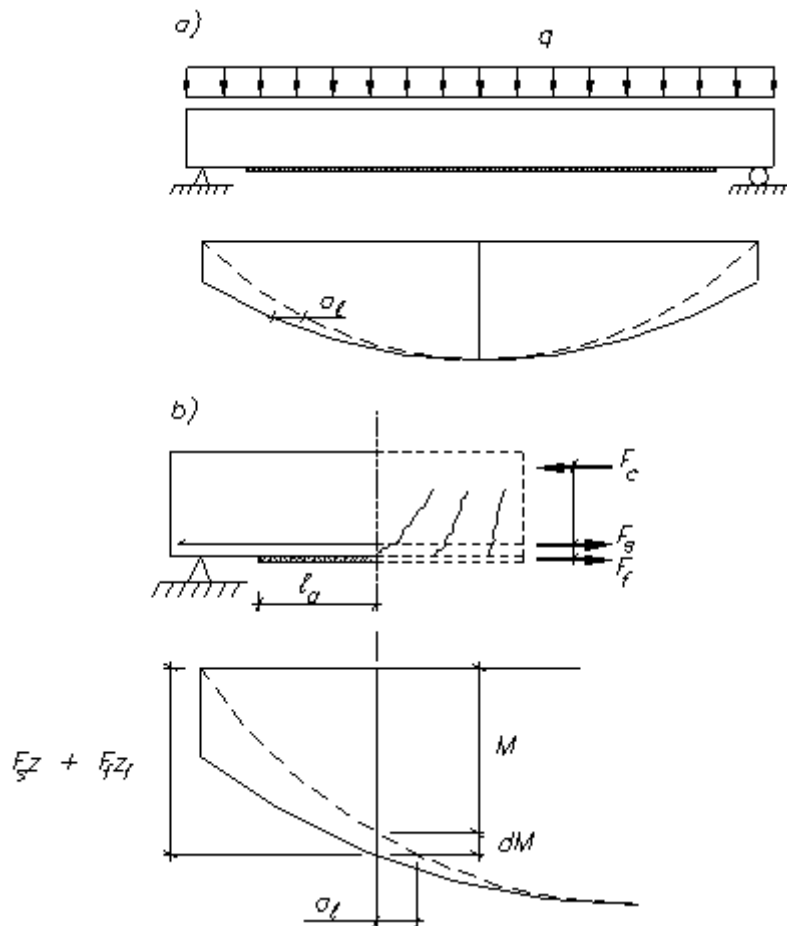
Laminaattiin aiheutuva vetovoima taivutusmomentista M ja taivutusvoiman lisämomentista dM jaetaan olemassa olevan raudoituksen ja liimatun komposiitin mukaan:

$$F_f = \frac{M + dM}{z_f} - F_s \frac{z}{z_f} \quad (42)$$

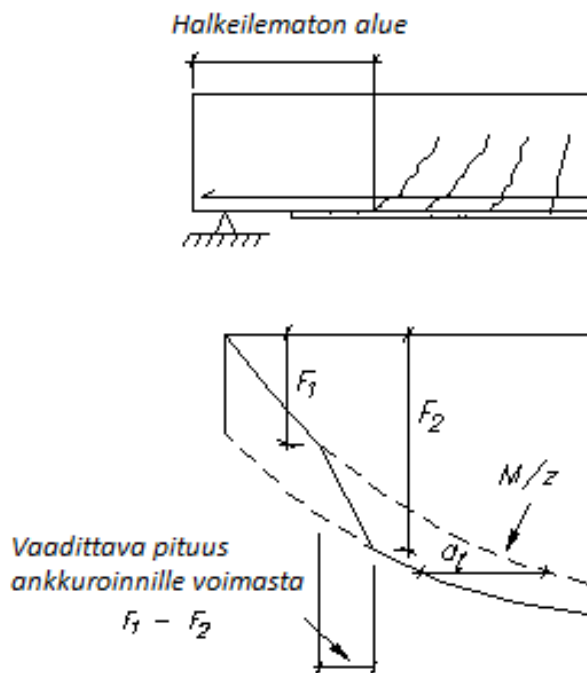
jossa $M_{xa} = (M + dM)$ ja oletusarvot $z = 0.9d$ ja $z_f = 0.9h$, voidaan kirjoittaa muotoon:

$$F_f = \frac{M_{xa}}{0.9h} - F_s \frac{d}{h} \quad (43)$$

jossa F_s suurin voima, joka voidaan välittää teräsraudoitukseen riippuen jännitystasosta tai käytettävissä olevasta ankkuroinnista.



KUVA 9. Vetovoimakuvion siirtymä (Täljsten ym. 2011, 44)



KUVA 10. Vetovoimien variaatiot halkeillun ja halkeilemättömän alueen välissä, leikkausraudoittamattomassa palkissa (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 45)

Olettaen, että taivutuksessa suorat poikkileikkaukset pysyvät suorina, saadaan

$$\varepsilon_f = \varepsilon_s \frac{h}{d} \quad (44)$$

$$\begin{aligned} F_s &= \varepsilon_s E_s A_s \\ F_f &= \varepsilon_f E_f A_f \end{aligned} \quad (45)$$

jolloin sijoittamalla kaavaan 42 saadaan:

$$F_f = \frac{M_{xa}/0.9h}{1 + \frac{E_s A_s}{E_f A_f} \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^2} \quad (46)$$

Mitoitavaksi poikkileikkaukseksi valitaan kohta *a* missä ankkurointipituus l_e on optimaalinen. l_e lasketaan kaavasta:

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} \quad (47)$$

jossa E_f on hiilikuidun kimmokerroin, t_f hiilikuidun paksuus ja f_{ctm} betonin vetolujuuden keskiarvo EC2:n mukaisesti määriteltynä, kaava 48.

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, \quad f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ [MPa]} \quad (48)$$

Tässä mitoitusohjeessa edellytetään, että leikkausjännitykset laminaatin ja betonin välissä ovat määrääviä. Täten voidaan laskea voima laminaatissa ja siitä voimasta määräytyvä pienin matka laminaatin pään ja tuen välille, jolloin vältytään ankkurointimurtumiselta. Laminaatti tulee ankkuroida mahdollisen taivutuksesta aiheutuvan halkeaman ulkopuolelle. Laskelmien tulee seurata seuraavia vaiheita:

On laskettava matka viimeiseen halkeamaan, x_{cr} jonka poikkileikkauksen taivutusvetolujuus vastaa betonin halkeilumomenttia. Tällöin voidaan käyttää vain halkeamat-

toman betonipoikkileikkauksen taivutuskestävyyttä, tai jos tarvitaan tarkempia laskelmia, sisällytetään taivutusvastuksen laskentaan sekä hiilikuitukomposiitit että teräsraudoitus, kaavan 49 mukaisesti.

$$M_{x_{cr}} = W_c f_{ctm} \quad (49)$$

Lasketaan mitta a_i , sekä momentti M_{x_a} poikkileikkauksessa x_a . Lasketaan hiilikuituvahvistuksessa vaikuttava vetovoima siten että hiilikuitu teräsvetoraudoituksen kanssa yhdessä voivat ottaa momentin M_{x_a} . Hiilikuituvahvisteessa vaikuttavaksi voimaksi valitaan suurempi kaavoista 43 tai 46 saatava arvo. Tarkistetaan, että laskentapoikkileikkauksen hiilikuidussa vaikuttava voima ei ylitä kaavan 50 antamaa arvoa $F_{f,e}$:

$$F_{f,e} = \varepsilon_{f,x} A_f E_f \quad (50)$$

jossa

$$\varepsilon_{f,x} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}} \quad (51)$$

ja

$$G_f = 0.03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad (52)$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f / b}{1 + b_f / b}} \geq 1.0 \quad (53)$$

jossa k_b muotokerroin, joka kuvaa kuinka suuri vahvistuksen ala on suhteessa vahvistamattomaan alaan rakenteessa. b_f on hiilikuitukomposiitin leveys ja b on rakenteen leveys. On otettava huomioon, että leveyksien suhteen ehto $b_f/b \geq 0.33$ tulee täytyä (jos $b_f/b < 0.33$ tulee k_b :n arvoksi valita $b_f/b = 0.33$:a vastaava arvo).

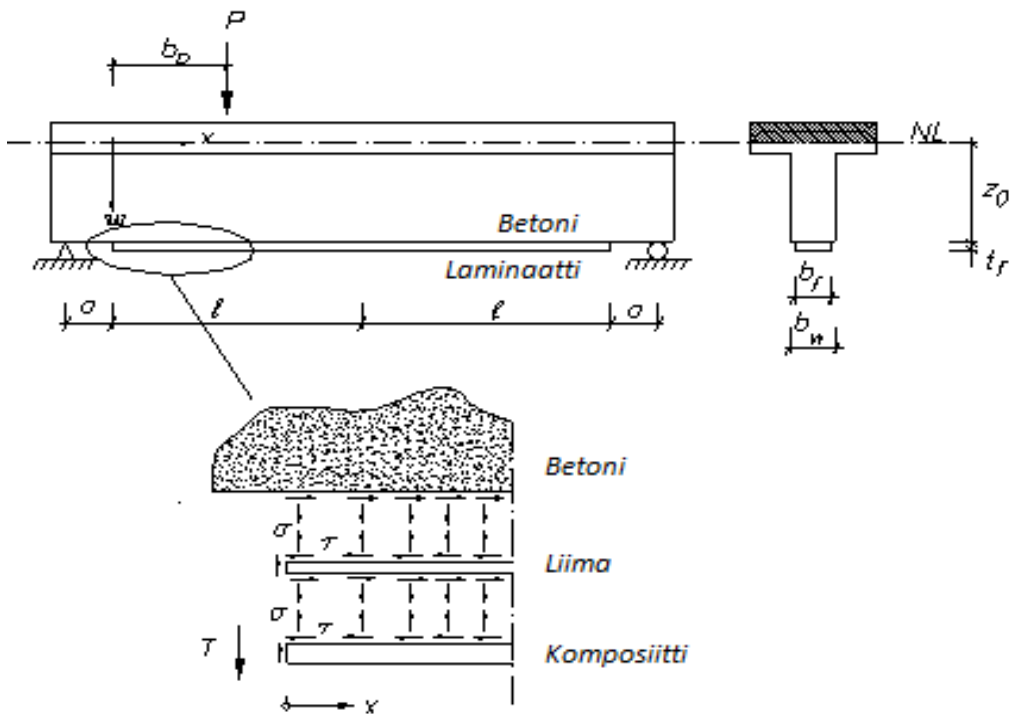
Jos kaavan 50 ehto ei täyty, on muutettava ankkuroinnin kiinnityskohtaa poikkileikkauksessa, jotta voima hiilikuidussa laskee tai lisättävä hiilikuidun poikkileikkausala ja laskettava uusi ankkurointipituus kaavan 47 mukaisesti. Kuitenkaan ankkurointipituudeksi ei suositella lyhyempää kuin 250 mm. On huomioitava myös, että ankkurointipi-

tuus määräytyy tuen ja hiilikuidunpään välisestä matkasta, joka vuorostaan vaikuttaa kuoriutumismoimiin laminaatin päässä, lisää seuraavassa luvussa.

Jos kaavan 47 mukaista riittävää ankkurointipituutta ei saavuteta, joudutaan käyttämään mekaanista ankkurointia, (katso kuvat 16-19).

2.5 Kuoriutumismoiman laskeminen hiilikuidun päässä

Erityisesti palkkien lisävahvistamisessa voidaan tarvita laskea laminaatin päässä vaikuttavat jännitykset (katso kuva 11). Näiden jännitysten yhteisnimitys on kuoriutumisjännitykset, mutta ne voidaan jakaa leikkaus- ja normaalijännityksiin.



KUVA 11. Kuoriutumisjännitykset hiilikuidun päässä (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 47)

Tavallisesti normaalijännitykset ovat pieniä suhteessa leikkausjännityksiin. Suorat vetokokeet betoniin liimatuilla komposiiteilla kuvaavat mahdollista murtumaa hyvin. Viimeisten 15 vuoden aikana on tutkittu mitä tapahtuu liimatun laminaatin päässä, tästä rakennemalleja ovat esittäneet Holzenkampfer (1994), Täljsten (1994, 1997), Brosens and Van Gemert (1999), Chen & Teng (2001), Smith & Teng (2002); CNR DT 200 (2004), Yao et al. (2005), Toutanji et al. (2006,2007), viitteet katso Täljsten ym. 2011. Rakennemallit perustuvat usein teoreettisten tarkastelujen ja laboratoriokeiden yhdistelmiin. Koetulosten perusteella on määritetty kalibrointikertoimia. Teoreettisten tarkastelujen yhtälöistä voi tulla pitkiä ja monimutkaisia, katso esim. Täljsten

ten (1994), eivätkä ne suoraan sovellu käytettäväksi suunnittelutoimistoissa ilman että niitä on yksinkertaistettu. Seuraavassa käytetään tällaista yksinkertaistettua varmallalla puolella olevaa lähestymistapaa.

Suurin leikkausjännitys mielivaltaisesti sijoitetulla pistekuormalla voidaan laskea:

$$\tau_{max} = \frac{P}{2} \frac{G_a}{sE_c W_c} \frac{(2\ell + a - b_p)(a\lambda_2 + 1)}{a + \ell \lambda_b^2} \quad (54)$$

ja tasaisella kuormalla:

$$\tau_{max} = \frac{q}{2} \frac{G_a}{sE_c W_c} \frac{(a^2 + 2a\ell)\lambda_b + \ell}{\lambda_b^2} \quad (55)$$

jossa:

$$\lambda_b^2 = \frac{G_a b_f}{s} \left[\frac{1}{E_f A_f} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c W_c} \right] \quad (56)$$

Ratkaiseva tekijä, johon voi vaikuttaa, on etäisyys a tuelta. Mitä suurempi tämä etäisyys on, sitä korkeampi on arvioitu kuoriutumisjännitys. Tämän takia suositellaan valitsemaan $a < 100$ mm.

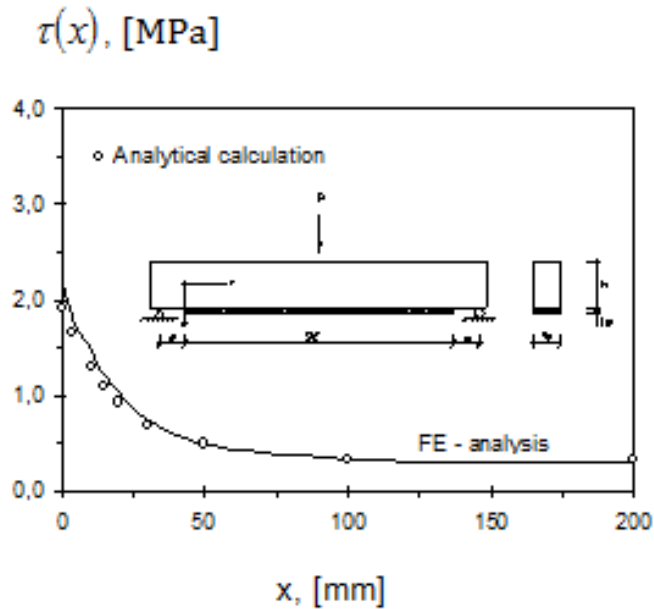
Normaalijännitysten laskelmat ovat monimutkaisia (Täljsten 1997). Pelkistetyssä tavassa oletetaan, että pystysuunnassa vaikuttavat normaalijännitykset σ_y ovat yhtä suuria kuin leikkausjännitykset τ_{xy} . Kuva 12 esittää taivutusjännitysten jakautumisen vapaasti tuetulle betonipalkille, jota on vahvistettu hiilikuitulaminaateilla alapuolelta. Tällöin seuraava murtokriteeri on voimassa:

$$\sigma_1 < f_{ctm}$$

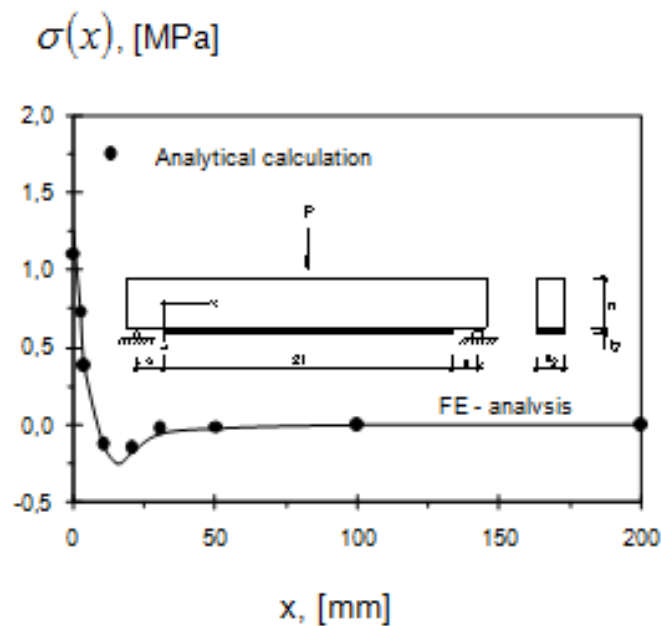
jossa σ_1 on pääjännitys, joka lasketaan seuraavasti:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2} \quad (57)$$

Hiilikuidun päät tulee ankkuroida mekaanisesti, mikäli tämä ehto ei toteudu.



KUVA 12. Leikkaus- ja normaalijännitysten vaihtelu yksiaukkoisessa vahvistetussa palkissa (Täljsten ym. 2011, 49)



KUVA 13. Murtokriteeri, jossa σ_x lasketaan komposiitin pään kohdalla vaikuttavasta taivutusmomentista (Täljsten ym. 2011, 49)

σ_x lasketaan komposiitin pään kohdalla vaikuttavasta taivutusmomentista

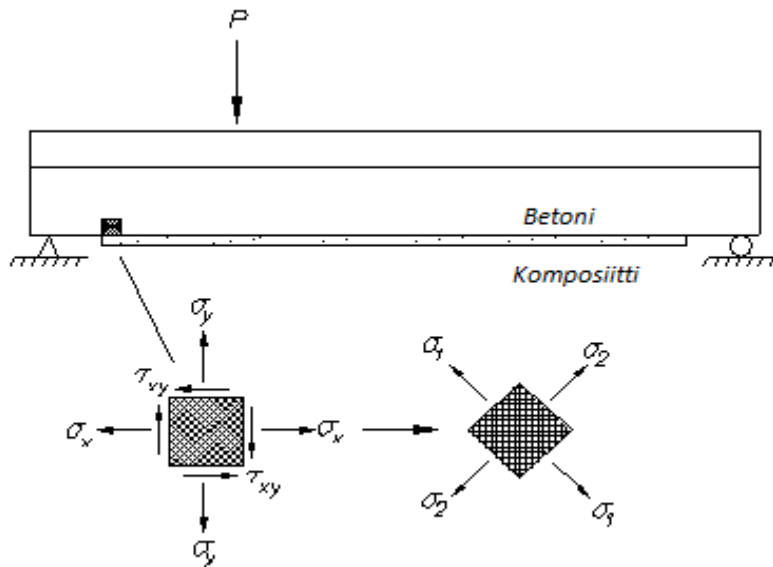
$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_1} (h - y_0) \quad (58)$$

jossa I_1 on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti vaiheessa 1, joka lasketaan seuraavasti:

$$I_1 = I_c + (\alpha_s - 1)I_s + \alpha_f I_f = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + (\alpha_s - 1)A_s (d - y_0)^2 + \alpha_f A_f (d_f - y_0)^2 \quad (59)$$

Mikäli poikkileikkaus on haljenneessa tilassa komposiitin pään kohdalla, vaiheen 1 jäyhyysmomentti tulee korvata vaiheen 2 jäyhyysmomentilla.

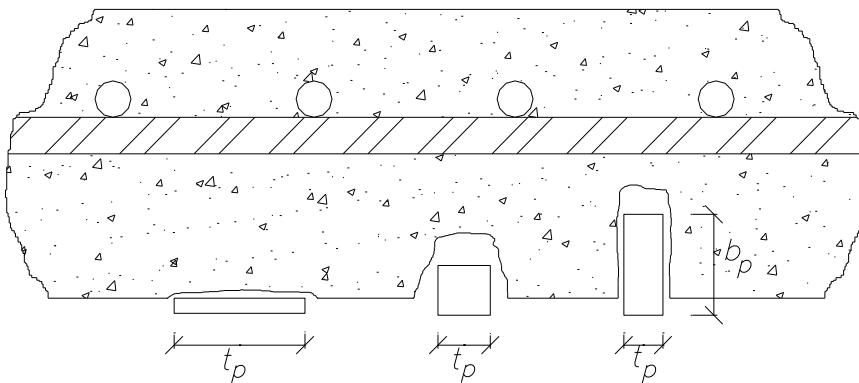
$$I_2 = I_c + \alpha_s I_s + \alpha_f I_f = \frac{bx^3}{12} + bx \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_s A_s (d - x)^2 + \alpha_f A_f (d_f - x)^2 \quad (60)$$



KUVA 14. Murtokriteeri hiilikuidun päässä (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 50)

2.6 NSM vahvistaminen ja ankkurointi

Aiemmassa osiossa käsiteltiin pintaan liimatun hiilikuitulaminaatin mitoitusta. Toinen vahvistamismenetelmä on liimata hiilikuitutanko suojabetoniin sahattuun uraan. Tätä kutsutaan nimellä NSM, englanniksi Near Surface Mounted. Tangot voivat olla suora- kulmaisia tai pyöreitä. Yleisimmin käytetään ohutta laminaattia $2 \times 20 \text{ mm}^2$ tai suora- kulmaista tankoa esimerkiksi $10 \times 10 \text{ mm}^2$. Rakenteen tyyppi ja betonipeite määrää- vät valitun vahvisteen mitat. Kuvassa 15 on esitetty NSM -vahvistaminen.



KUVA 15. Pinta-asennettu laminaatti ja uraan asennetut hiilikuitutangot (Täljsten ym. 2011, 50)

Koska NSM -tekniikka tarjoaa parempia ankkurointimahdollisuuksia, vahvistustekniikka hyödyntää enemmän hiilikuitutankojen kapasiteettia. Suurempi kapasiteetti johtuu useammasta tartuntapinnasta eikä vain yhdestä, kuten laminaatin ja kankaan asennusmenetelmissä. Mitoitettava vetokapasiteetti FRP:lle tulee kaavasta

$$f_{fd} = \alpha_{f,lim} \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (61)$$

jossa

$$\alpha_{f,lim} = 0.85$$

Tässä luvussa esitettävä ankkurointimalli pohjautuu laajahkoon esiselvitykseen, mis- sä tutkittiin jännitysten siirtymistä NSM FRP:n ja betonin välillä. Ankkurointimallissa tarkastellaan kahta rajapintasuhdetta, bi-lineaarista ja lineaarista. Tavallisesti tämän

tyyppisessä ankkurointimallissa tulee halkeilusta johtuen jännitysten välittymistä kuvaavista kaavoista hyvin monimutkaista. Ankkuroinnin laskemisessa käytetään kuormituskokeista johdettua yhteyttä ankkuroinnin, tartuntajännitysten sekä liiman betonin ja NSM:n keskinäisten siirtymien välillä (bond-slip). Aiemmin tehtyjen esiselvitysten pohjana on käytetty ankkurointimallia, jonka Ali ja Oehlers ovat kehittäneet (Ali et al. 2008), viite katso Täljsten ym. 2011, ja jossa on esitetty sekä bi-lineaariset että lineaariset yhteydet. Bi-lineaarinen malli tarjoaa erittäin hyvän vastaavuuden teoreettisten ja kokeellisten tulosten välillä, mutta vaatii hyvin paljon laskemista. Tässä käsikirjassa esitetty lineaarinen malli on yksinkertaisempi ja mallin antamat tulokset ovat varmalla puolella.

Lineaarinen malli perustuu murtopinnan kehän pituuden laskentaan. Ankkurointimurrossa on otettava huomioon, että pintaan asennetut laminaatit kestävät suhteessa vähemmän kuin uraan liimatut hiilikuidut, koska tartuntapintoja on tällöin vähemmän.

$$L_{per} \cong 2b_g + t_g \quad (62)$$

jossa b_g on uran leveys ja t_g uran syvyys. Määritelmät perustuvat uran sahaukseen, mistä johtuen leveys voidaan nähdä myös uran syvyytenä ja paksuus voidaan nähdä leveyden mittana, katso kuva 15,

Kokeellisesti johdetut arvot leikkausjännitykselle, τ_f , ja venymälle, δ_f , saadaan seuraavassa esitetyllä tavalla. Tähän vaikuttaa betonin laatu, uran mitat, ja asennuksen tyyppi.

$$\tau_f = 0.54 \sqrt{f_{cd}} b_p^{0.4} t_p^{0.3} \quad (63)$$

$$\delta_f = 0.78 \left(\frac{f_{cd}^{0.27}}{t_g^{0.3}} \right) \quad (64)$$

Jossa b_p on NSM:n leveys ja t_p paksuus. Yhtälössä käytetään yksikköinä mm:ä ja MPa:a.

Jotta NSM:ssä voidaan saavuttaa maksimaalisen vetovoiman, vaaditaan NSM:n ankkuroinnille minimipituus:

$$L_e = \frac{\pi}{2\lambda_p} \quad (65)$$

Missä λ_p on tekijä, joka kuvaa yhteyttä murtopinnan, L_{per} , tartuntajännityksen τ_f , ankkuroinnin siirtymän, d_f sekä NSM:n aksiaalisen jäykkyyden E_p ja A_p välillä.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\tau_f L_{per}}{\delta_f E_p A_p}} \quad (66)$$

NSM -hiilikuitutangon ankkurointilujuuteen vaikuttaa maksimivoiman suuruus sekä käytettävissä oleva ankkurointipituus L . Maksimaaliseen ankkurointiin vaadittava pienin ankkurointipituus on L_e . Seuraavia kaavoja käytetään sen mukaan onko käytettävissä oleva pituus $L > L_e$ tai $L < L_e$.

$$P_{(\max)L} = \frac{\tau_f L_{per}}{\lambda_p} \quad L > L_e \quad (67)$$

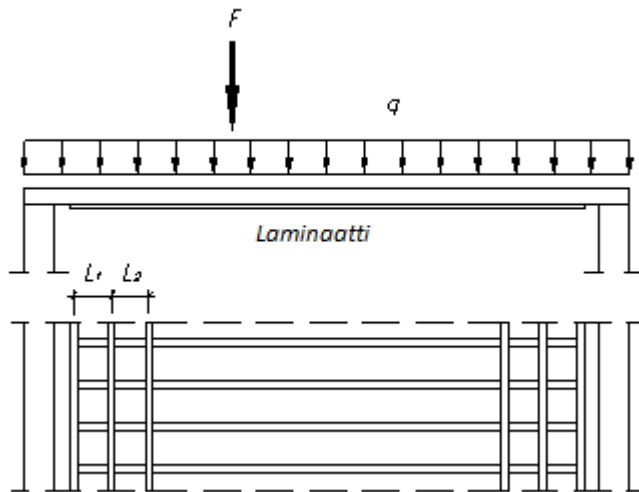
$$P_{(\max)L} = \frac{\tau_f L_{per}}{\lambda_p} \sin(\lambda L) \quad L < L_e \quad (68)$$

2.7 Yksityiskohtaisia ratkaisuja ankkurointitavoista

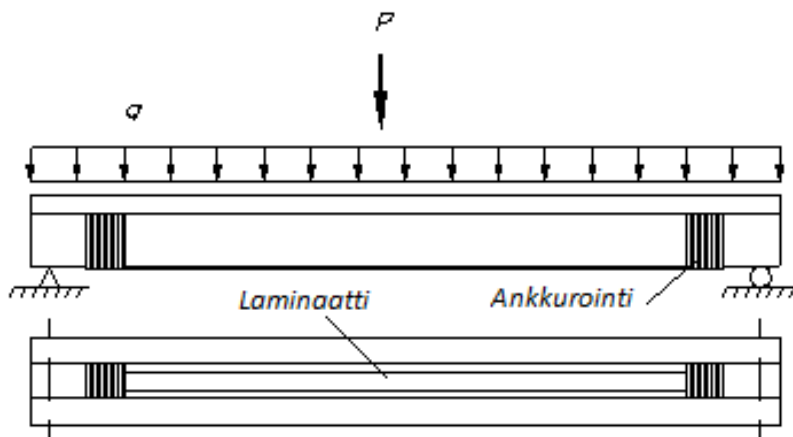
Lisääntyneen taivutusmomentin vahvistusmenetelmille on useita ankkurointiratkaisuja. Ankkurointi on tärkeä tehdä siten, että saadaan koko kapasiteetti käyttöön. Tapa, joka on järkevin palkkeihin ja laattoihin, on esitetty kuvassa 16 (katso myös Poulsen 1997). Perusideana on viivyttää alueen halkeilua liimauksella.

Yleinen tapa lisätä ankkurointia suhteessa taivutusvahvistukseen palkissa on liimata kangasta vahvistuksen ympärille ja sivuille (kuva 17). Vieläkin tehokkaampi tapa on liimata kangas vinosti (kuva 18), jolloin halkeilua saadaan rajoitettua ja voimaa siirrettyä palkin yläpintaan ripustusperiaatteella. Jos vahvistus voidaan viedä palkin teoreettisen tukipinnan toiselle puolelle, pienennetään huomattavasti kuoriutumismurron riskiä.

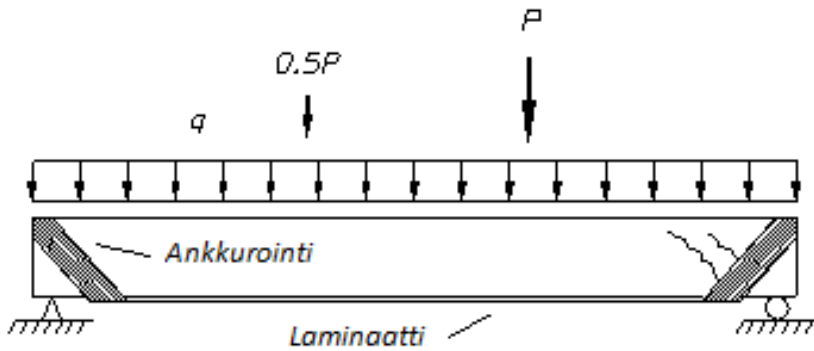
Toinen tapa ankkuroida komposiitti on läpipulttaaminen. Tätä voidaan käyttää vain laminaattien kanssa, jossa kuidut ovat eri suuntaan kerroksittain. Kuitenkin yksisuuntaisten kuitulaminaattien - kaikki kuidut yhteen suuntaan – yhteydessä on järkevin tapa valmistaa levy, jossa pultit tulevat laminaatin kummallekin puolelle eikä laminaatista läpi (kuva 19).



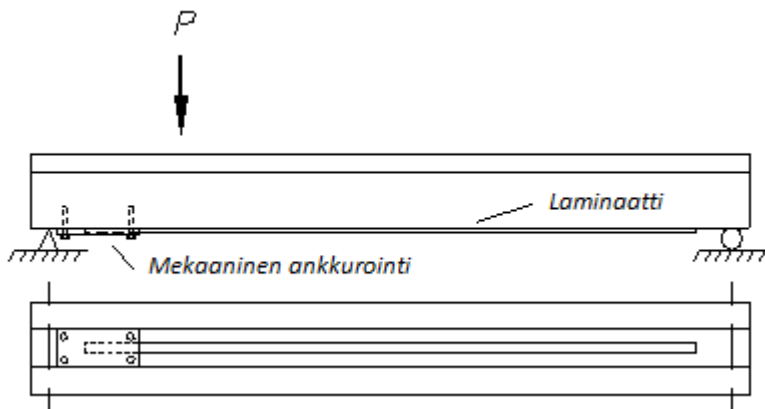
KUVA 16. Hiilikuidun ankkuroinnin lisävahvistus palkissa (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 53)



KUVA 17. Ankkuroinnin lisävahvistus palkin ympäri liimatulla kankaalla (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 54)



KUVA 18. Ankkuroinnin lisävahvistus leikkaushalkeamia vastaan kohtisuoraan liimatulla kankaalla, joka on ankkuroitu tuen yläpintaan (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 54)



KUVA 19. Hiilikuidun ankkurointi pulteilla (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 54)

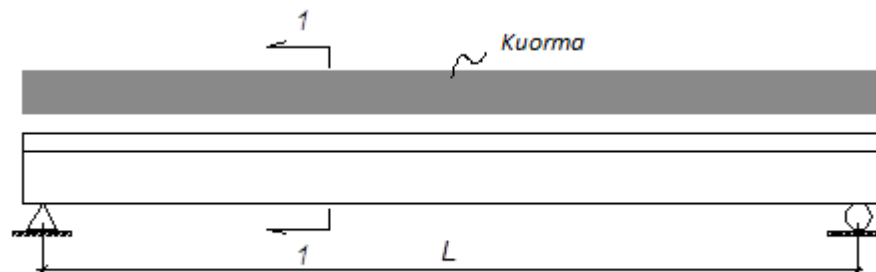
2.8 Laskuesimerkki taivutusvahvistamisesta NSM:llä

Seuraava taivutusvahvistusesimerkki on hiilikuituvahvistamisen käsikirjasta, Täljsten ym. (2011). Esimerkki koskee palkkien vahvistamista NSM- hiilikuituvahvistamismenetelmällä.

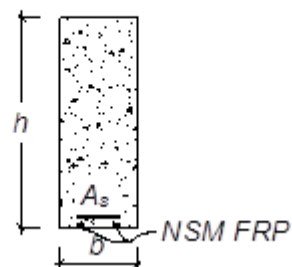
2.8.1 Kohteen esittely

Kuvassa 20 on esitetty palkki, jossa oli ollut valmistusvirhe: 10T20:n sijaan asennettiin 10T18 harjateräkset. Alkuperäinen momenttikapasiteetti piti olla 900 kNm ja näin ollen palkin piti kestää 112,5 kN/m tasaista kuormaa jännevälin ollessa 8 m. Virheen tapahduttua momenttikapasiteetti oli kuitenkin ainoastaan 751 kNm. Palkki tuettiin valun jälkeen 70 %:iin mitoitetusta momenttikapasiteetista (900 kNm), *M01*. Tämä tarkoittaa, että nykyiset raudoitukset eivät olleet saavuttaneet myötörajaa. Tehtävänä on mitoittaa tarvittava vahvistus siten, että palkki täyttää murtorajatilan vaatimukset. Tehokkaan virumaluvun voidaan olettaa olevan 2,0.

Palkin betoni vastaa lujuudeltaan C40/50 ja raudoitusta Ks60. Ympäristön kuormituksen oletetaan olevan ei-syövyttäviä. Tässä esimerkissä ei ole otettu huomioon puristuspuolella olevia raudoituksia. Palkin geometria on esitetty taulukossa 1.



Leikkaus 1-1 (Skaala 3:1)



KUVA 20. Esimerkkilaskun palkin rakennemalli ja poikkileikkaus (muokattu lähteestä Täljsten ym. 2011, 133)

TAULUKKO 1. Palkin geometria ja rauditus

Merkintä	Lukuarvo	Mittayksikkö	Kuvaus
b =	400	mm	Palkin leveys
h =	800	mm	Palkin korkeus
$A_s =$	2544	mm ²	Raudoituksen ala (10φ18)
d =	740	mm	Sisäinen vipuvarsi

Laskelmat perustuvat määräyksiin, jotka ovat Eurokoodi 2:sta. Osavarmuuskertoimet taulukossa 2 betonin ja raudoituksen osalta perustuvat myös Eurokoodi 2:een. FRP:n varmuuskertoimien valinta perustuu luvun 2 ohjeisiin. Materiaalien ominaisuuksista teräkselle ja betonille kerrotaan taulukossa 3 sekä FRP:n osalta taulukossa 4.

TAULUKKO 2. Osavarmuuskertoimet materiaaleille

Betoni	Teräs	FRP
$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_{frp} = 1,35$
$\alpha_{cc} = 0,85$	$\alpha_{ct} = 0,85$	
$\phi_{ef} = 2,0$		
$\gamma_{CE} = 1,2$		

TAULUKKO 3. Betonin ja terästen lujuusarvot

Betoni	Ominaislujuudet			Teräs	Ominaislujuudet		
	f_{ck}	40	MPa		f_{yk}	500	MPa
	f_{ctm}	3,5	MPa		E_s	210	GPa
	E_{cm}	35	GPa				
Betoni	Suunnittelulujuudet			Teräs	Suunnittelulujuudet		
	f_{cd}	22,6	MPa		f_{yd}	435	MPa
	f_{ctm}	3,5	MPa		E_{sd}	183	GPa

TAULUKKO 4. Hiilikuidun lujuusarvot

FRP	Ominaislujuudet			Suunnittelulujuudet		
	ϵ_{fk}	7,7	‰	ϵ_f	6,41	‰
	E_{fk}	245	GPa	E_f	204	GPa

2.8.2 Vahvistamislaskelma

Viruman vaikutus olemassa olevalle raudoitukselle arvioidaan kertoimella α_s :

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cd,eff}} = \frac{E_s(1 + \phi_{eff})}{E_{cm}} = \frac{210(1+2)}{35} \cong 18 \quad (9)$$

Ennen vahvistamista on selvitettävä, onko palkki haljennut siihen kohdistuvan kuormituksen seurauksena. Seuraavassa kuvataan miten palkin jännitykset lasketaan.

Vaihe 1. Laske neutraaliakselin sijainti

$$y_0 = \frac{A_c y_{tp,c} + (\alpha_s - 1) A_s d_s}{A_c + (\alpha_s - 1) A_s} = \frac{0.4 \cdot 0.8 \cdot 0.4 + (18 - 1) \cdot 2544 \cdot 10^{-6} \cdot 0.74}{0.4 \cdot 0.8 + (18 - 1) \cdot 2544 \cdot 10^{-6}} = 0.440 \text{ m} \quad (12)$$

Vaihe 2. Laske jäyhyysmomentti

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{3} + b \cdot h \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 = 1.759 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (69)$$

$$I_s = (\alpha_s - 1) \cdot A_s (d - y_0)^2 = (18 - 1) \cdot 2544 \cdot (690 - 426)^2 = 3.881 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = I_c + I_s = 2.147 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (17)$$

Vaihe 3. Selvitä poikkileikkauksen venymät ja jännitykset ennen vahvistamista

$$\sigma_{c\bar{o}} = \frac{M_{01}}{I_1} \cdot y_0 = \frac{638.5 \cdot 10^6}{2.147 \cdot 10^{10}} \cdot 440 = 13 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\sigma_{cu} = \frac{M_{01}}{I_1} \cdot (h - y_0) = \frac{638.5 \cdot 10^6}{2.147 \cdot 10^{10}} \cdot (800 - 440) = 10.7 \text{ MPa} \quad (15)$$

Jännitys poikkileikkauksen yläreunassa on alle betonin puristuslujuuden. Koska betonin vetolujuus on ylittynyt poikkileikkauksen alapinnassa $\sigma_{cu} > f_{ctm}$, poikkileikkaus on haljenneessa tilassa. Koska poikkileikkaus on haljennut, neutraaliakselin alapuolella olevaa betonia ei oteta huomioon. Neutraaliakselin sijainti voidaan siten laskea seuraavasti:

$$\alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x) - \frac{b \cdot x^2}{2} = 0 \quad (70)$$

$$18 \cdot 2544 \cdot (740 - x) - \frac{400 \cdot x^2}{2} = 0 \Rightarrow x = 312.8 \text{ mm}$$

Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti voidaan laskea:

$$I_2 = \frac{b \cdot x^3}{3} + b \cdot x \left(\frac{x}{2} \right)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A_s (d - x)^2 = 1.198 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (21)$$

Haljenneen poikkileikkauksen betonin ja raudoituksen jännitykset ja venymät voidaan määrittää seuraavasti:

- Betoni, palkin yläreuna

$$\sigma_{c\ddot{o}} = \frac{M_{01}}{I_2} \cdot x = \frac{638.5 \cdot 10^6}{1.198 \cdot 10^{10}} \cdot 312 = 16.7 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{c\ddot{o}} = \frac{\sigma_{c\ddot{o}}}{E_{cdeff}} = 0.143 \% \quad (18)$$

- Rauditus

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_{01}}{I_2} \cdot (d - x) = 18 \cdot \frac{638.5 \cdot 10^6}{1.198 \cdot 10^{10}} \cdot (740 - 312) = 410 \text{ MPa} \quad (16)$$

$$\varepsilon_s = \alpha_s \frac{\sigma_{c\ddot{o}}}{E_{sd}} = 0.245 \% \quad (71)$$

- Betoni, palkin alareuna

$$\varepsilon_u = \varepsilon_u \cdot \frac{h - x}{d - x} = 0.256 \% \quad (72)$$

On huomioitava, että puristusjännitykset palkin yläreunassa eivät ylitä betonin puristuslujuutta ja, että vetorausitus on suhteellisen lähellä myötörajaa.

Vaihe 4. Arvioi tarvittava FRP määrä

$$A_f = \frac{M}{\varepsilon_{fd} \cdot E_{fd} \cdot h} - A_s \cdot f_{yd} \cdot d = \frac{900 \cdot 10^6}{0.6417 \cdot 10^{-2} \cdot 204200 \cdot 800} - 2544 \cdot 434 \cdot 740 = 173 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

Tämä vastaa 2:a kappaletta liitteen 4 NSM -tankoa, StoFRP Bar M 10 C.

Vaihe 5. Tarkasta, että valittu NSM FRP vastaa kapasiteettivaatimuksia

Aloita laskemalla neutraaliakselin sijainti:

$$\begin{aligned}
 A_s \cdot f_{yd} + \left(\frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} - \varepsilon_u \right) \cdot E_{fd} \cdot A_f - x - \lambda \cdot f_{cd} \cdot b &= 0 \\
 2544 \cdot 434 + \left(\frac{800-x}{x} \cdot 0.35 \cdot 10^{-2} - 0.256 \cdot 10^{-2} \right) \cdot 204200 \cdot 200 & \\
 -x - 0.8 \cdot 22.67 \cdot 400 &= 0 \\
 \Rightarrow x &= 198 \text{ mm}
 \end{aligned} \tag{73}$$

Momenttikapasiteetti voidaan laskea seuraavasti:

$$\begin{aligned}
 M_f &= A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot x \right) + \left(\frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} - \varepsilon_u \right) \cdot E_{fd} \cdot A_f \cdot \left(h - \frac{\lambda}{2} \cdot x \right) \\
 M_f &= 2544 \cdot 434 \cdot \left(740 - \frac{0.8}{2} \cdot 198 \right) + \\
 &+ \left(\frac{800-198}{198} \cdot 0.35 \cdot 10^{-2} - 0.256 \cdot 10^{-2} \right) \cdot 204200 \cdot 200 \cdot \left(800 - \frac{0.8}{2} \cdot 198 \right) = \\
 &= 968 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{36}$$

Vahvistetun poikkileikkauksen momenttikapasiteetti on reilusti yli vaaditun. Nyt on tarkistettava, että murtumistapa murtorajatilassa on sitkeä.

$$\omega_{bal} = \frac{\lambda}{1 + \frac{\left(\frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} - \varepsilon_u \right) + \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}}} = 0.198 \tag{6}$$

$$\omega_f = \frac{A_s f_{yd} + \left(\frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} - \varepsilon_u \right) E_{fd} \cdot A_f}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.198 \tag{7}$$

$\omega_{bal} \leq \omega_f$ merkitsee sitä, että poikkileikkaus on tasapainoraidoitettu, mikä tarkoittaa, että murtotapa ei ole muuttunut, ja murtumisen voidaan olettaa olevan sitkeä.

Vaihe 6. Lasketaan NSM vahvistuksen ankkurointipituus

Koska kapasiteetin lisäys on määritetty pintaan asennetun vahvistamistavan (NSM) mukaan, täytyy lisäksi varmistaa, että ankkurointipituus on riittävä.

- i. Laske etäisyys viimeiseen halkeamaan, x_{cr} , jossa poikkileikkauksen taivutuslujuus vastaa betonin halkeamismomenttia. Yksinkertainen ja varmalla puolella oleva tapa on käyttää betonileikkauksen taivutuslujuutta ilman raudoitusta.

$$M_{x_{cr}} = \frac{I_c}{y_{0c}} f_{ctm} = \frac{1.759 \cdot 10^{10}}{\frac{800}{2}} \cdot 3.5 = 154 \text{ kNm} \quad (74)$$

Laske etäisyys viimeiseen halkeamaan, kun kuorman oletetaan olevan tasaisesti jakaantunut ilman pistekuormia sekä oletetaan, että palkki on vapaasti tuettu. Momenttiyhtälöksi tulee:

$$M_x(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2} \quad (75)$$

leikkausvoimaksi saadaan:

$$V_x(x) = R_A - qx \quad (76)$$

Tukireaktioksi tulee:

$$R_A = \frac{qL}{2} = \frac{102.5 \cdot 8}{2} = 410 \text{ kN} \quad (77)$$

Ratkaisemalla x momenttiyhtälöstä, saadaan lopullinen etäisyys viimeiseen halkeamaan

$$x = 1089 \text{ mm}$$

- ii. Laske siirtymä, a_1 , sekä momentti, M_{x_a} , leikkauksessa x_a , katso kuva 9.

Oletuksena on yksinkertaistettu tapaus, jossa leikkaushalkeaman kulma on 45° , pystyhakojen kulma 90° .

$$a_l = 0.45d = 0.45 \cdot 740 = 333 \text{ mm} \quad (39)$$

Momentti a_l -mitan päässä viimeisestä halkeamasta kohdasta, x_{cr} , saadaan momenttiyhtälöstä:

$$M_{x_a} = R_A \cdot (x_{cr} + a_l) - \frac{q \cdot (x_{cr} + a_l)^2}{2} = 462.7 \text{ kNm} \quad (78)$$

iii. Laske komposiitissa vaikuttava vetojännitys, niin että komposiitti yhdessä teräsrudoituksen kanssa pystyy ottamaan momentin M_{x_a} .

Koska rudoitus myötää murtorajatilassa, tulee rudoituksessa vaikuttavaksi voimaksi

$$F_s = A_s f_{yd} = 2544 \cdot 434 = 1106 \text{ kN} \quad (43)$$

Yhtälön 43 mukaan tulee komposiitissa vaikuttavaksi voimaksi:

$$F_f = \frac{M_{x_a}}{0.9h} - F_s \frac{d}{h} = \frac{462.7}{0.9 \cdot 800} - 1106 \cdot 10^3 \frac{740}{800} = -380 \text{ kN} \quad (44)$$

Yhtälön 46 mukaan tulee komposiitissa vaikuttavaksi voimaksi:

$$F_f = \frac{M_{x_a}/0.9h}{1 + \frac{E_{sd}A_s}{E_{fd}A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2} = \frac{\frac{462.7}{0.9 \cdot 800}}{1 + \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 2544}{204.2 \cdot 10^3 \cdot 200} \left(\frac{740}{800}\right)^2} = 54.4 \text{ kN} \quad (44)$$

Valitse arvo, joka antaa suurimman arvon komposiitissa vaikuttavaksi voimaksi:

$$F_f = 54,4 \text{ kN}$$

iv. Tarkasta, että laskettu komposiitissa vaikuttava voima ei ylitä suurinta sallittua tehollista voimaa, $F_{f,e}$, joka voidaan ankkuroida betonin pintaan.

Betonin tartunnan ympärysmitaksi NSM vahvistamisessa saadaan (katso kuva 15):

$$L_{per} = 2b_g + t_g = 2 \cdot 12 + 14 = 38 \text{ mm} \quad (62)$$

Leikkausjännitys lasketaan:

$$\tau_f = 0.54 \cdot \sqrt{f_{cd}} b_p^{0.4} t_p^{0.3} = 0.54 \cdot \sqrt{22.6} \cdot 100^{0.4} \cdot 100^{0.3} = 12.9 \text{ MPa} \quad (63)$$

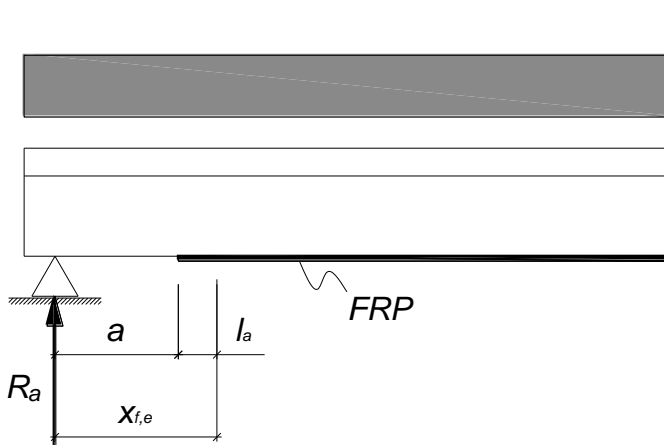
$$\delta_f = 0.78 \cdot \left(\frac{f_{cd}^{0.27}}{t_g^{0.3}} \right) = 0.78 \cdot \left(\frac{22.6^{0.27}}{100^{0.3}} \right) = 0.821 \text{ mm} \quad (64)$$

$$\lambda_f = \sqrt{\frac{\tau_f \cdot L_{per}}{\delta_f \cdot E_{fd} A_f}} = 3.822 \cdot 10^{-3} \quad (66)$$

Vaadittu ankkurointipituus saadaan:

$$L_e = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_f} = 166.6 \text{ mm} \quad (65)$$

Vaaditun ankkurointipituuden tulee olla vähintään 250 mm. Käytettävissä oleva vapaa pituus riippuu kuitenkin palkin tuentatavasta:



KUVA 21. Ankkurointipituus (Täljsten ym. 2011, 140)

$$a = x_{f,e} - l_e = 1089 - 250 = 839 \text{ mm} \quad (79)$$

Koska etäisyys a on suhteellisen pitkä tuelle päin, on mahdollista ankkuroida komposiitissa vaikuttava voima lähemmäksi tukea, jotta ankkurointijännityksiä saataisiin alennettua. Tässä tapauksessa ehdotetaan siis, että komposiitin pää viedään niin lähelle tukea kuin mahdollista.

3 INSINÖÖRITYÖN VAIHEET

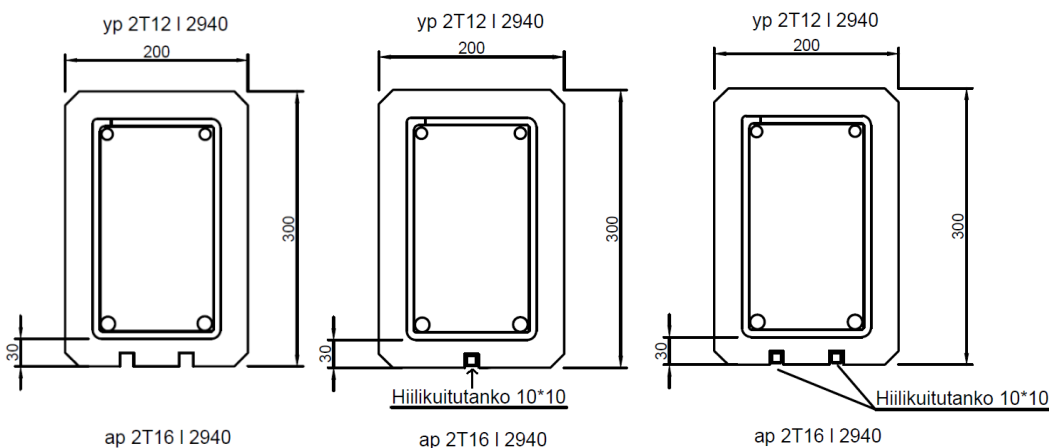
Tässä luvussa esitetään palkkien suunnitteluun ja valmistukseen liittyvät vaiheet, kuten mm. venymäliuskojen ja hiilikuitutankojen asennukset sekä materiaalien koe-
stukset. Tulosten analysoinnissa käytettävät tietokoneohjelmat Abaqus, Frame Ana-
lysis sekä Response 2000 on myös esitetty.

3.1 Palkkien suunnittelu

Palkkien suunnittelu alkoi poikkileikkausmittojen ja jännevälän määrittämisellä. Suun-
nittelussa päädyttiin 200 mm:n x 300 mm:n mittoihin, koska nämä mitat olivat riittävät
betonin puristuspuolen kestävyydelle, jotta palkki ei murtuisi betonin yläpinnan puris-
tuspuolen murtumisen seurauksena. Palkin pituudeksi valittiin 3 m:ä, koska suurempi
mitta olisi tuonut hankaluuksia käsittelyyn ja siirtelyyn.

Rauditus suunniteltiin Excel-ohjelmaa apuna käyttäen Eurocode 2
-suunnitteluohjeiden mukaan ilman varmuuskertoimia. Pääteräksinä käytettiin kahta
16 mm:n B500B, puristuspuolen teräksinä 12 mm:n ja hakoina 8 mm:n terästä 100
mm:n hakajaolla. Normaalialtiimmalla hakajaolla varmistettiin, että leikkausmur-
tumista ei pääsisi tapahtumaan. Pääteräkset ankkuroitiin 12 mm:n lenkeillä, joilla
varmistettiin pääterästen tartuntalujuuden kestävyys. Vahvistuksessa käytettiin 100
mm²:n vahvuista hiilikuitutankoa, joka oli pituudeltaan palkin mittainen.

Tutkimusta varten valmistettiin kaksi raudoitukseltaan ja mitoiltaan samanlaista palk-
kia. Toinen palkeista vahvistettiin yhdellä hiilikuitutangolla ja toinen vahvistettiin kah-
della hiilikuitutangolla murtokuormituksen jälkeen (kuva 22).



KUVA 22. Palkkien poikkileikkaukset

3.2 Palkkien valmistus

Palkkien valmistus alkoi palkkien raudoituksella. Tätä varten teräkset katkottiin määrämittäisiin ottaen huomioon betonin suojapeitepaksuus (30 mm). Haat taivutettiin muotoihinsa taivutuspyydällä. Tämän jälkeen pää- ja aputeräkset sidottiin yhteen sidontalangalla hakoihin raudoituskoukkua apuna käyttäen. Palkkien raudoitukset ovat nähtävissä kuvassa 23.



KUVA 23. Palkkien raudoitus. Valokuva Atte Heiskanen

Palkit valettiin laboratoriotiloissa, ja sitä varten valmistettiin muotti, johon mahtui kolmen hiilikuituvahvistamista tutkivan ryhmän palkit. Muottipintana käytettiin filmivaneria, jolloin öljyäminen ei ollut tarpeellista (kuva 24).

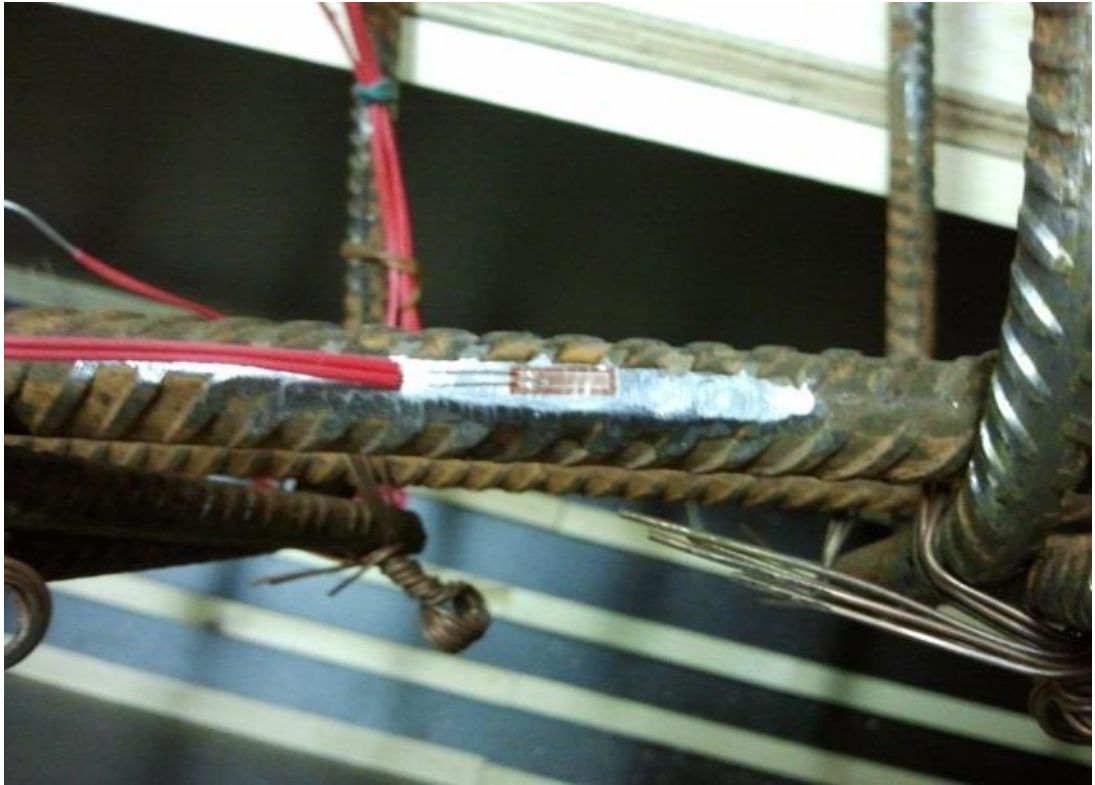


KUVA 24. Palkkien muotti. Valokuva Atte Heiskanen

Betonimassa tilattiin valmiina ja se kannettiin muotteihin. Betonin tasainen leviäminen muottiin varmistettiin täryttimellä, varoen venymäliuskoja. Palkkien pinnat tasoitettiin, jonka jälkeen palkit annettiin kasvattaa lujuttaan peitteen alla kaksi viikkoa, jonka jälkeen ne siirrettiin muoteista jalustoille saavuttamaan tavoitelujuttaan. Betoni saavuttaa suunnittelulujuutensa kuukaudessa, mikä oli tässä tapauksessa koestusten alkamisajankohta.

3.3 Venymäliuskat

Palkkien raudoitusten venymää tutkittiin venymäliuskoilla, jotka asennettiin raudoitukseen ennen valua. Venymäliuskaa varten harjateräksen pinta tasoitettiin kulmahiomakoneella, jonka jälkeen liuska liimattiin muovipalalla suojaten teräksen pintaan. Liuskan ympärille siveltiin rasvaa ja rasvan päälle silikonipohjainen massa, jotta liuska saatiin suojattua betonin ja raudoituksen välisiltä rasituksilta. Johto-osaan tehtiin vielä vedonpoisto teippiä apuna käyttäen. Kuvassa 25 on nähtävissä venymäliuska asennettuna pääteräkseen.



KUVA 25. Venymäliuskojen asennus. Valokuva Atte Heiskanen

3.4 Hiilikuitutankojen asennus

Hiilikuitutankoja varten asennettiin jo muotin tekovaiheessa rimat muotin pohjalle, jolloin välttyttiin uran sahaamiselta. Rimän kokona käytettiin 15 mm x 15 mm, jolloin liimapaksuudeksi jäi vaadittu 2 mm:ä. Ura puhdistettiin timanttilaikalla sementtiliimasta eli ura hiottiin kivipinnalle. Tällä tavalla saadaan parannettua epoksiliiman ja betonin välistä tartuntaa. Hionnan jälkeen ura käsiteltiin tartuntaa parantavalla primerillä, joka annettiin kuivua. Sen jälkeen ura täytettiin noin puoliksi epoksiliimalla ja tanko painettiin uraan niin, että liimaa jäi joka puolelle saman verran. Lopuksi ylimääräinen liima poistettiin ja pinta tasoitettiin lastalla. Kuvassa 26 on nähtävissä liimattu hiilikuitutanko.



KUVA 26. Liimattu hiilikuitutanko. Kuvassa palkki ylösalaisin. Valokuva Atte Heiskanen

3.5 Materiaalien koestukset

3.5.1 Betoni

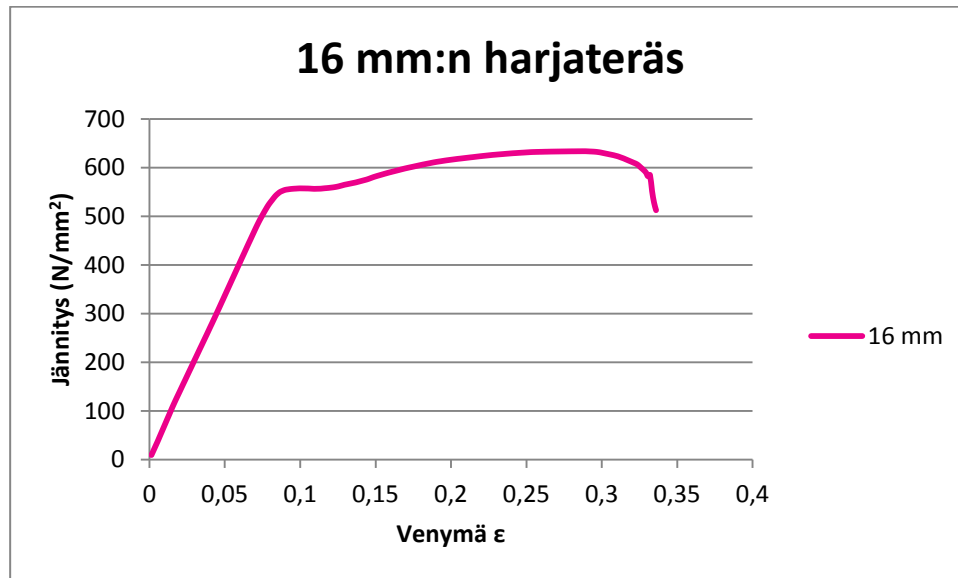
Palkkien valujen yhteydessä valettiin myös betonin puristuslujuuden selvittämistä varten koestuskappaleet sylinterimuoteilla, joilla palkkikokeiden yhteydessä saatiin selville betonin todellinen puristuslujuus. Taulukossa 5 on nähtävissä koekappaleista saadut tulokset.

TAULUKKO 5. Koekappaleiden puristuslujuustulokset

Koekappaleen tunnus	Valmistuspäivä	Lujuusluokka	Ikä d	Puristuslujuus MPa	Tiheys kg/m ³	Murtovoima kN
1	23.11.2011	C28/35	77	58,1	2330	829
2	23.11.2011	C28/35	77	58,4	2340	846
3	23.11.2011	C28/35	77	58,8	2340	828
4	23.11.2011	C28/35	77	62,2	2340	886
Puristuslujuuden keskiarvo				59,3		

3.5.2 Teräkset

Jokaiselle palkeissa käytetyille teräspaksuuksille tehtiin vetokoheet. Vetokoestuskone analysoi käyrät jokaisesta vedetystä tangosta, joista saatiin keskiarvot terästen myötölujuudelle ja murtolujuudelle (kuvio 1). Saatuja arvoja käytettiin ohjelmien materiaaliarvoina.



KUVIO 1. 16 mm harjateräksen jännitys-venymäkäyrä

3.6 Suunnittelussa käytettävät mitoitusohjelmat

Palkkien suunnittelussa ja tulosten analysoinnissa käytettiin myös tietokoneohjelmia apuna. Alustavassa suunnittelussa alussa käytettiin laskelmissa Excel-taulukkolaskentaohjelmaa. Myöhemmin palkit myös mallinnettiin FEM -menetelmään perustuvalla mallinnus- sekä laskentaohjelmalla. FEM (Finite Element Method) tarkoittaa suomeksi elementtimenetelmää, usein käytetään myös lyhennettä FEA (Finite Element Analysis).

3.6.1 Abaqus

Abaqus (2011) perustuu epälineaariseen elementtimenetelmällä ratkaistaviin tapauksiin. Ohjelmaa käytetään mm. auto- ja lentoteollisuudessa ja se on myös suosittu tutkimuskäytössä, laajan mallintamismahdollisuuden vuoksi. Abaqus tarjoaa useisiin fysiikan eri osa-aloihin perustuvia menetelmiä. Insinööriyössä kyseisellä ohjelmalla mallinnettiin koepalkit. Tuloksina saatiin teräs- ja hiilikuitutankojen jännitykset sekä

koko palkin taipuma. Abaqus laskee muodonmuutokset palkin ollessa haljenneessa tilassa.

3.6.2 Frame Analysis

Frame analysis (2012) on kehäohjelma, johon voi mallintaa kehän tai moniaukkoisen palkin kaksiulotteisesti. Ohjelmaan syötetään materiaalin sekä poikkileikkauksen tiedot ja systeemiin kohdistuvat kuormat. Näihin perustuen ohjelma laskee palkkeihin kohdistuvat rasitukset sekä taipumat. Insinööriyössä Frame Analysis –ohjelmaa käytettiin määrittämään palkkiin kohdistuvaa suurinta momenttia sekä leikkausvoimaa.

3.6.3 Response 2000

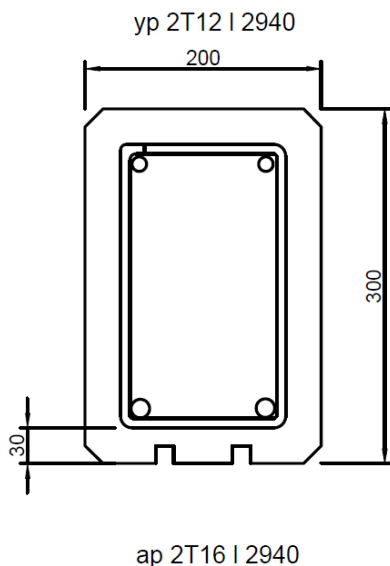
Response 2000 –ohjelma on tarkoitettu teräsbetonipoikkileikkausten ja palkin analysointiin. Se soveltuu mm. palkkien ja pilarien laskentaan. Ohjelma laskee momentin ja/tai leikkaus- sekä normaalivoiman perusteella terästen jännitykset ja venymät sekä betonin halkeamien leveyden. Insinööriyössä ohjelmaa käytettiin apuna terästen jännitysten selvittämiseksi ja näitä tuloksia vertailtiin koetuloksiin.

4 PALKKIEN LASKELMAT

Teräsbetonipalkkien ns. käsinlaskut on tehty Eurocode 2 mukaan raudoitusten osalta. Hiilikuituvahvistamista koskevat mitoitukset on tehty kappaleessa 2 esiintyvän teorian ja esimerkkilaskun mukaan. Materiaaliarvona vetoterästen osalta on käytetty terästen vetokokeista saatua keskiarvoa. Hiilikuitutangon osalta materiaaliarvoina on käytetty valmistajan antamia arvoja (katso liite 4).

4.1 Vahvistamaton palkki

Seuraavassa esitetään vahvistamattoman palkin käsinlasku. Kuvassa 27 on nähtävissä palkin poikkileikkaus. Laskelman lopussa taivutusmomenttikestävyys on muuttettu pistekuormaksi, jota verrataan koetulokseen taulukossa 6.



KUVA 27. Vahvistamattoman palkin poikkileikkaus

Palkin omapaino:

$$g_{k,oma} = b * h * 25 \frac{kN}{m^3} = 0,2m * 0,3m * 25 \frac{kN}{m^3} = 1,5kN/m \quad (80)$$

jossa b on palkin leveys sekä h on palkin korkeus

Pääterästen pinta-ala:

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} * 2 * (16\text{mm})^2 = 402,1\text{mm}^2 \quad (81)$$

Geometrinen raudoitussuhde:

$$\varphi = \frac{A_s}{b * d} = \frac{402,1\text{mm}^2}{200\text{mm} * 254\text{mm}} = 0,00792 \quad (82)$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega = \varphi * \frac{f_{mt}}{f_{cm}} = 0,00792 * \frac{533\text{N/mm}^2}{59,3\text{N/mm}^2} = 0,0711 \quad (83)$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \omega \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 0,0711 * \left(1 - \frac{0,0711}{2}\right) = 0,0686 \quad (84)$$

jossa $\mu \leq 0,358$. Tällä varmistetaan että palkin puristuspuoli kestää.

Taivutusmomenttikestävyys:

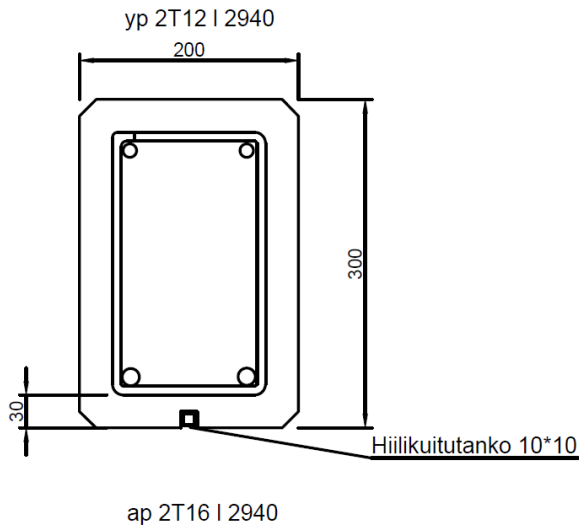
$$\begin{aligned} M_{Rm} &= \mu * b * d^2 * f_{cm} \\ &= 0,0686 * 200\text{mm} * 254^2\text{mm}^2 * 59,3\text{N/mm}^2 = 52,5\text{kNm} \end{aligned} \quad (85)$$

Pistekuorma:

$$\begin{aligned} P_d &= \frac{4 * M_{Rm}}{L} + g_{k,oma} * \text{palkin pituus} \\ &= \frac{4 * 52,5\text{kNm}}{2,5\text{m}} + 1,5\text{kN/m} * 3\text{m} = 79,5\text{kN} \end{aligned} \quad (86)$$

4.2 Vahvistettu palkki

Seuraavassa esitetään vahvistetun palkin käsinlasku. Kuvassa 28 on nähtävissä palkin poikkileikkaus. Laskelman lopussa taivutusmomenttikestävyys on muutettu piste-kuormaksi, jota verrataan koetulokseen taulukossa 6.



KUVA 28. Vahvistetun palkin poikkileikkaus

Ankkuroinnin kestävyys:

Kun tiedetään betonin todellinen puristuslujuus ja se on välillä $50 \leq f_{cm} \leq 90 \text{ MPa}$, voidaan parametrit λ ja η laskea seuraavasti:

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{cm} - 50)}{400} = 0,8 - \frac{(59,3 - 50)}{400} = 0,78 \quad (22)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{cm} - 50)}{200} = 1,0 - \frac{(59,3 - 50)}{200} = 0,95 \quad (23)$$

$$L_{per} \cong 2b_g + t_g \cong 2 * 15\text{mm} + 15\text{mm} = 45\text{mm} \quad (62)$$

jossa b_g on uran leveys ja t_g uran syvyys

Leikkausjännitys lasketaan kaavasta 63

$$\begin{aligned} \tau_f &= 0.54\sqrt{f_{cd}}b_p^{0.4}t_p^{0.3} \\ &= 0.54\sqrt{59,3\text{MPa}} * 10^{0.4}\text{mm} * 10^{0.3}\text{mm} = 20,84\text{MPa} \end{aligned} \quad (63)$$

ja venymä kaavasta 64

$$\delta_f = 0.78 \left(\frac{f_{cd}^{0.27}}{t_g^{0.3}} \right) = 0.78 * \left(\frac{59,3^{0.27} MPa}{15^{0.3} mm} \right) = 1,0 mm \quad (64)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\tau_f L_{per}}{\delta_f E_p A_p}} = \sqrt{\frac{20,84 MPa * 45 mm}{1,0 mm * 160 * 10^3 Mpa * 100 mm^2}} = 0,0075 \quad (66)$$

$$L_e = \frac{\pi}{2\lambda_p} = \frac{\pi}{2 * 0,0075} = 209 mm \quad (65)$$

$$P_{(max)L} = \frac{\tau_f L_{per}}{\lambda_p} = \frac{20,84 MPa * 45 mm}{0,0075} = 125,06 kN \quad (67)$$

$$x = \frac{A_s f_y + P_{(max)L}}{\eta f_{cd} b} = \frac{402 * 10^{-6} mm^2 * 533 * 10^6 Pa + 125000 N}{0,95 * 59,3 * 10^6 Pa * 0,2 m} = 0,030 m \quad (27)$$

Momenttikapasiteetti:

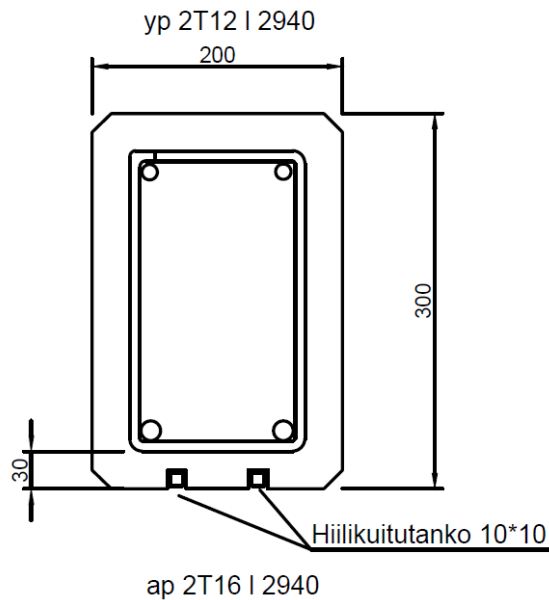
$$\begin{aligned} M &= A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + P_{(max)L} \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \\ &= 402 * 10^{-6} mm^2 * 533 * 10^6 Pa * \left(0,254 m - \frac{0,78}{2} 0,030 m \right) + 125060 * \\ &\quad \left(0,3 m - \frac{0,78}{2} 0,030 m \right) = 88,0 kNm \end{aligned} \quad (31)$$

Pistekuorma:

$$\begin{aligned} P_d &= \frac{4 * M_{Rm}}{L} + g_{k,oma} * palkin \text{ pituus} \\ &= \frac{4 * 88,0 kNm}{2,5 m} + 1,5 kN/m * 3,0 m = 136,3 kN \end{aligned} \quad (86)$$

4.3 Korjattu palkki

Seuraavassa esitetään korjatun palkin käsinlasku. Kuvassa 29 on nähtävissä palkin poikkileikkaus. Laskelman lopussa taivutusmomenttikestävyys on muutettu piste-kuormaksi, jota verrataan koetulokseen taulukossa 6.



KUVA 29. Korjatun palkin poikkileikkaus

Korjatun palkin laskukaavat noudattavat samaa laskumallia kuin vahvistetussa palkissa. Hiilikuitutankoja on tässä tapauksessa kaksi. Raudoitus otettiin myös huomioon, koska kokeissa palkkia ei kuormitettu murtoon asti. Seuraavissa laskuissa on käytetty hyväksi vahvistetun palkin laskuja.

Maksimivoima, jolloin hiilikuitutangot irtoavat alapinnasta:

$$P_{(max)L} = 2 * 125,06kN = 250,1kN \quad (67)$$

Vetoalueen korkeus:

$$x = \frac{A_s f_y + P_{(max)L}}{\eta f_{cd} b} = \frac{402 * 10^{-6} mm^2 * 533 * 10^6 Pa + 2 * 125060 N}{0,95 * 59,3 * 10^6 Pa * 0,2 m} = 0,041 m \quad (27)$$

Momenttikapasiteetti:

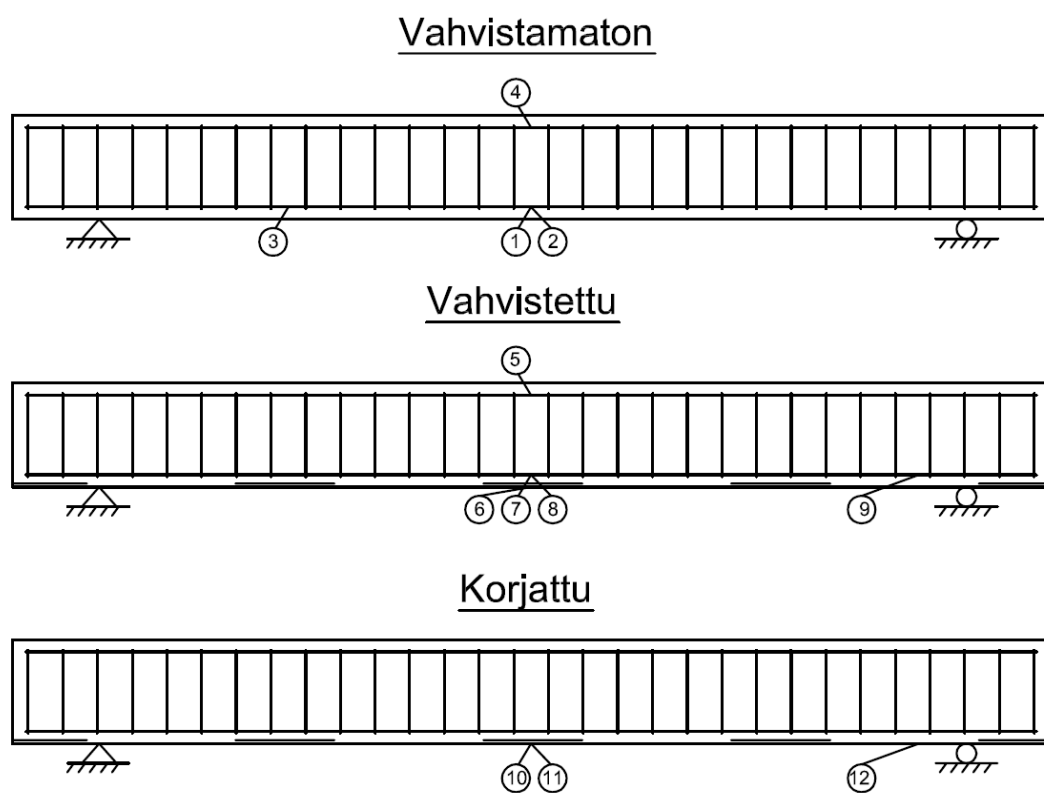
$$\begin{aligned}
 M &= A_s f_y \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + P_{(max)L} \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \\
 &= 402 * 10^{-6} mm^2 * 533 * 10^6 Pa * \left(0,254m - \frac{0,78}{2} 0,041m \right) + 250100N \\
 &\quad * \left(0,3m - \frac{0,78}{2} 0,041m \right) = 122,1kNm
 \end{aligned} \tag{31}$$

Pistekuorma:

$$\begin{aligned}
 P_d &= \frac{4 * M_{Rm}}{L} + q_{palkki} * palkin\ pituus \\
 &= \frac{4 * 122,1kNm}{2,5m} + 1,5kN/m * 3,0m = 190,8kN
 \end{aligned} \tag{86}$$

5 TULOKSET

Tulosten analysoinnissa on käytetty apuna laboratoriokokeista saatuja koestustuloksia. Koepalkeista on mitattu taipuma keskeltä sekä venymäliuskadatan perusteella on laskettu terästen sekä hiilikuitutangon jännitykset. Kuvassa 30 on esitetty venymäliuskojen sijoituspaikat. Koetuloksia on verrattu Response 2000 sekä Abaqus – ohjelmista saatuja tuloksia vastaavasti mallinetuille palkeille. Materiaaliarvoina on käytetty 16 mm:n harjateräksen vetokokeista saatuja keskiarvoja. Hiilikuitutangon osalta on käytetty valmistajan antamia arvoja. Käytetyt materiaaliarvot on esitetty liitteessä 5.



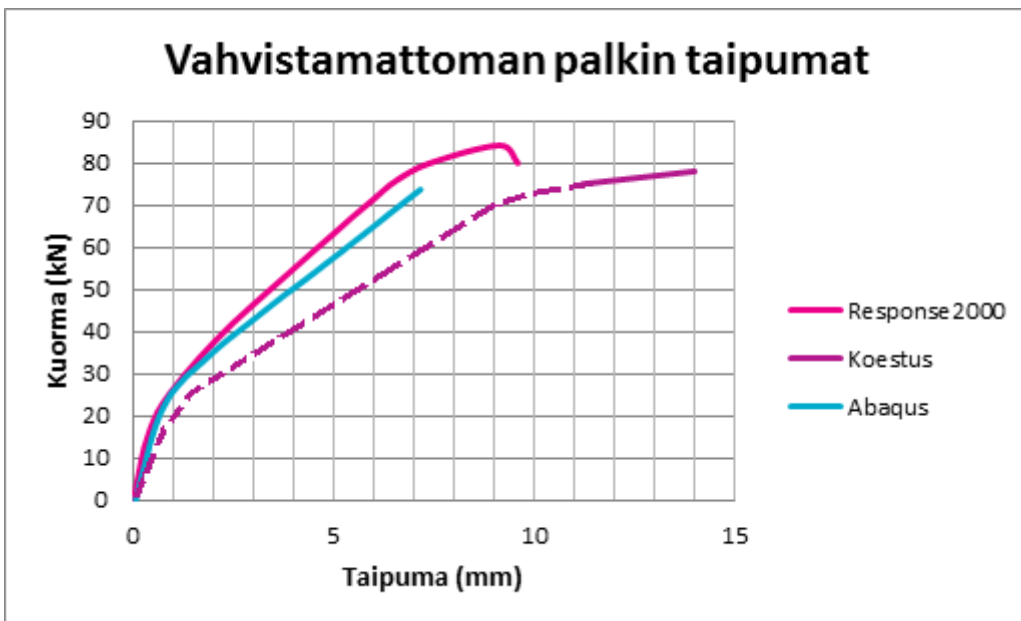
KUVA 30. Venymäliuskojen sijainnit

5.1 Vahvistamaton palkki

Vahvistamattoman palkin osalta kokeessa oli mittausteknisiä ongelmia. Aluksi kuormitusta lisättiin liian nopeasti, mistä johtuen taipuman mittaamista ei keritty suorittamaan alusta asti vaan mittaustuloksia saatiin vain kolme aivan kuormituksen lopusta. Myöskään venymäliuskojen tuloksia ei saatu aivan alusta asti.

Koestustilanteessa palkki kesti 73,7 kN kuorman, jolloin palkin taipuma lisääntyi huomattavasti ja vetoteräkset alkoivat myötäämään. Palkkia ei kuitenkaan kuormitettu niin pitkään että vetoteräkset olisivat katkenneet, mikä helpotti myös palkin korjaamista ja vahvistamista myöhemmin. Eurocode 2:n mukaan tehty palkin mitoitus osoitti momenttikapasiteetiksi 52,5 kNm mikä vastaa pistekuormaksi muutettuna 79,5 kN. Tämä osoittaa, että Eurokoodi 2 mukainen palkkiteoria ilman varmuuskertoimia vastaa hyvin saatuihin laboratorikoetuloksiin.

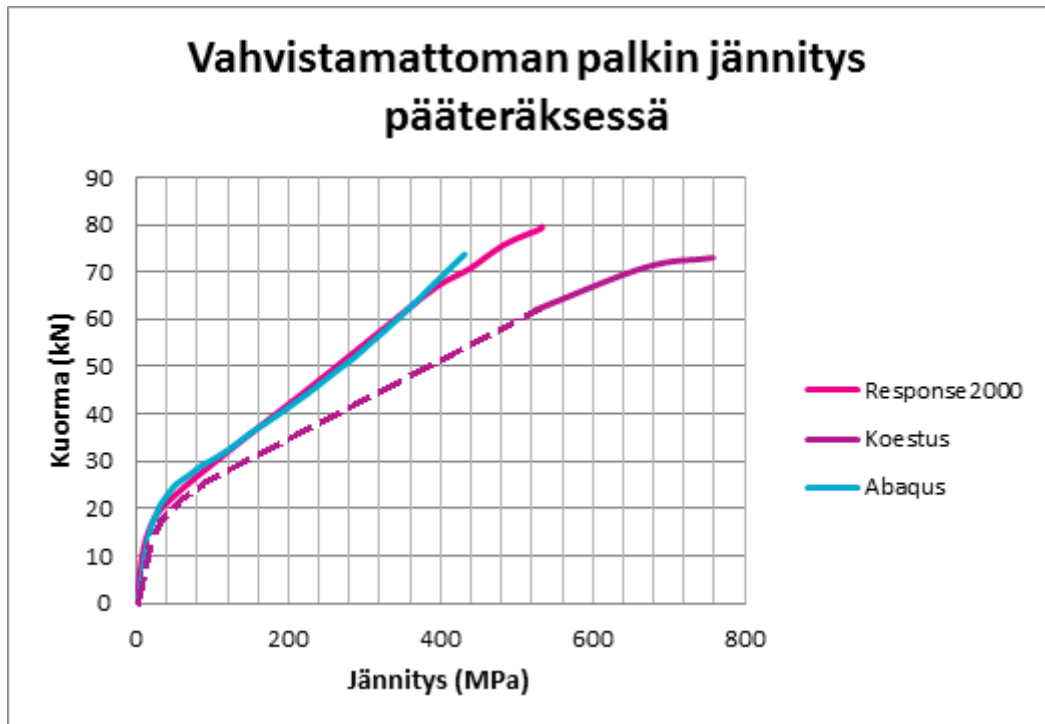
Tietokoneohjelmista ja kokeista saadut tulokset vastaavat suhteellisen hyvin toisiaan. Response 2000 – ohjelmalla saadut tulokset osoittavat, että palkki ei taipuisi niin paljon, kuin se koetuksessa taipui. Abaqus – ohjelman tulokset ovat taas hyvin lähellä Response 2000 – ohjelman tuloksia (kuvio 2). Tämä saattaa johtua siitä, että tietokoneohjelmissa käytetyt betonin ominaisuudet ovat hieman erilaisia kuin todellisuudessa. Tietokoneohjelmissa on käytetty eräänlaista betonin standardikäyttäytymismallia, joka voi poiketa hieman koestustilanteessa käytetystä betonista.



KUVIO 2. Vahvistamattoman palkin taipuma keskellä

Kuviosta 3 voidaan nähdä että jännitysten suuruudella ei ole Response ja Abaqus laskujen välillä suurta eroavaisuutta. Response 2000 -ohjelma näyttää lähes identtisiä jännityksiä pääteräksissä verrattuna Abaqus – ohjelman laskemaan arvoon. Koetulosten osalta dataa ei saatu mittausteknisistä ongelmista johtuen aivan kuormituksen alusta. Kuvioissa 2 ja 3 onkin mittaustulosten puutteen vuoksi katkoviivalla hahmoteltu mahdollista taipuma- ja jännityskäyttäytymistä vahvistamattomassa palkissa. Koetulosten arvoista saatu käyrä näyttää kuitenkin olevan yhdensuuntainen tietoko-

neohjelmien tulosten kanssa, mutta se näyttää pienemmällä kuormalla samaa jännitystä.



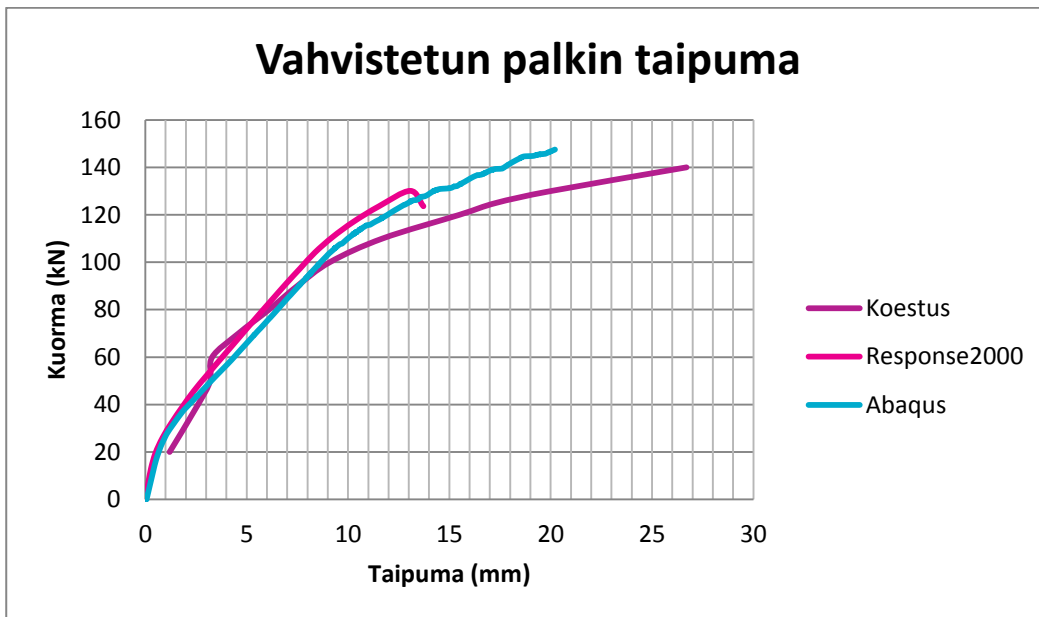
KUVIO 3. Vahvistamattoman palkin pääterästen jännitys venymäliuskat 1 ja 2 (kuva 30)

5.2 Vahvistettu palkki

Vahvistetun palkin osalta laboratoriokeessa edettiin suunnitelmien mukaisesti. Venymä mitattiin sekä hiilikuitutangosta että pääteräksessä keskeltä, josta laskemalla saatiin niiden jännitykset. Venymäliuskadatan vaihtelu kuormituksen lopussa oli niin suurta, että sitä ei voida luotettavasti ottaa mukaan vertailuun, sillä liuskan venymäkapasiteetti ylittyi.

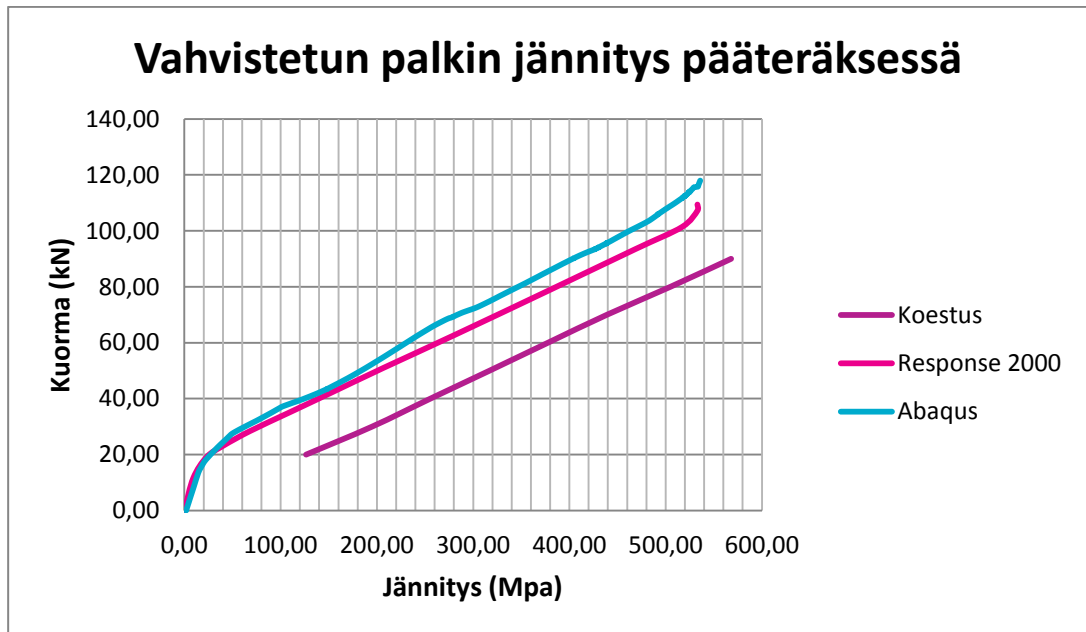
Taipuman osalta huomattiin, että verrattuna vahvistamattomaan palkkiin samalla kuormalla taipuma väheni puoleen. Jo yksi tanko tässä tapauksessa riitti jäykistämään palkkia huomattavasti (kuvio 4). Tietokoneohjelmien osalta voidaan nähdä, että taipuma seuraa hyvin koetuloksia n. 100 kN:iin asti. Tästä eteenpäin koetuksissa taipuma alkaa kasvamaan nopeammin. Lisäksi tietokoneohjelmien laskemat tulokset näyttävä, että palkki murtuu pienemmällä taipumalla kuorman ollessa kuitenkin lähes sama.

Koetilanteessa palkki kesti 147,5 kN pistekuorman, jonka jälkeen hiilikuitutangon ankkurointi petti toisesta päästä. Tanko itsessään ei siis murtunut, vaikka jännitys tangossa venymäliuskojen datasta lasketuilla arvoilla oli yli 1 500 MPa. Ankkuroinnin kestävyuden huomioivilla kaavoilla 62 - 67 laskettu pistekuorman arvo oli 136,3 kN, mikä on suhteellisen lähellä koetulokseen verrattuna. Myös taivutuskapasiteetin lisäys on huomattava eli sekin lähes kaksinkertaistui, kun vahvistamaton palkki murtui pistekuorman ollessa 73,7 kN.



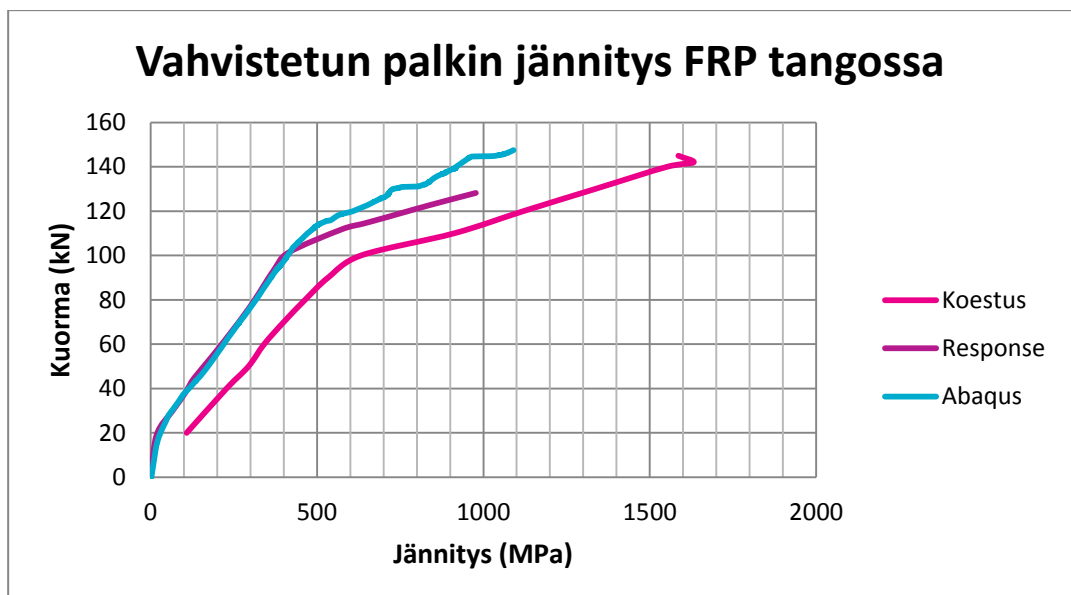
KUVIO 4. Vahvistetun palkin taipuma palkin keskellä

Kuviosta 5 voidaan nähdä, että tietokoneohjelmien tulokset vastaavat toisiaan hyvin, mutta koestuskäyrän alussa ei näy betonin halkeamista. Muuten käyrä on yhdensuuntainen verrattuna muihin.



KUVIO 5. Vahvistetun palkin jännitys pääteräksessä venymäliuskat 6 ja 7 (kuva 30)

Kuviosta 6 nähdään jännitys FRP tangossa, josta nähdään, että tietokoneohjelmien laskemat tulokset vastaavat hyvin toisiaan. Koetilanteessa jännitys kasvoi hieman suuremmaksi kuin mallinnetuissa palkeissa. Kuviosta voidaan päätellä myös, että kaikissa käyrissä teräsvetotankojen myötääminen alkaa lähes täsmälleen 100 kN:n kohdalla. Koestuskäyrässä ei kuitenkaan näy betonin halkeamista aivan käyrän alussa, koska ensimmäinen mittaustulos otettiin 20 kN:n kohdalla. Tässä kohdassa Abaqus - ja Response -käyrät ovat hieman jyrkempiä.



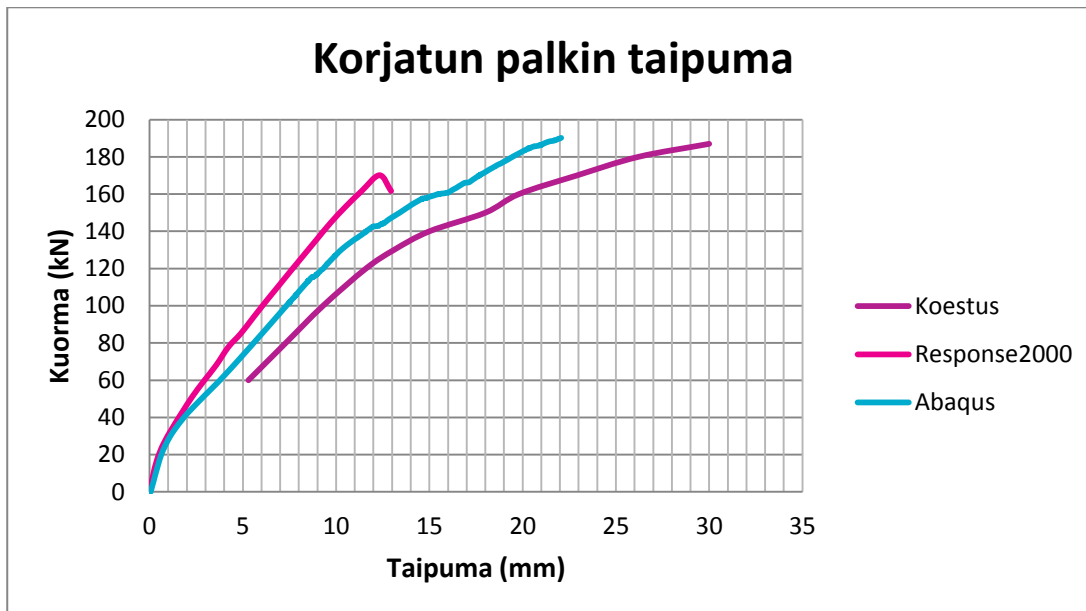
KUVIO 6. Vahvistetun palkin jännitys FRP tangossa venymäliuska 6 (kuva 30)

5.3 Korjattu palkki

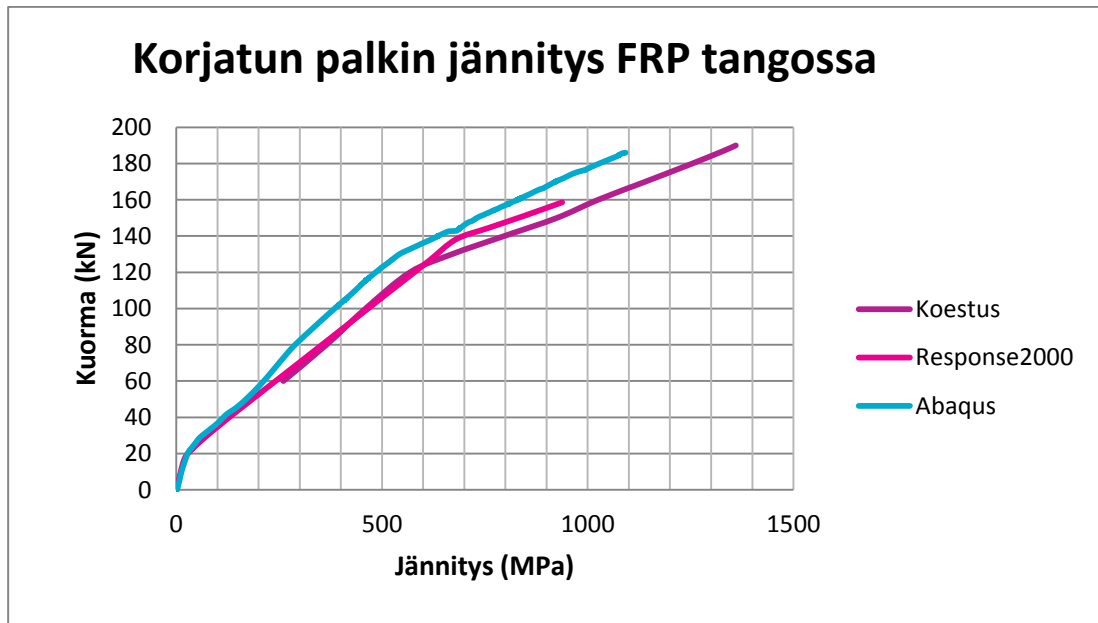
Tietokoneohjelmien laskema taipuma mukaillee koestuksen tulosta 140 kN:iin asti, jolloin taipumaero alkaa kasvaa (kuvio 7). Taipumaeroon vaikuttaa valmistajan antamien arvojen poikkeavaisuus todellisista hiilikuidun ominaisuuksista. Tietokoneohjelmien laskemassa taipumassa näkyy käyrän alussa jyrkempi kohta. Kun käyrä loivenee, se tarkoittaa, että betoni on haljennut. Korjattu palkki on oikeasti kertaalleen jo haljennut, minkä vuoksi tämä ei näy koestuskäyrässä.

Korjatun palkin venymäliuskat sijaitsivat kummassakin hiilikuitutangossa palkin keskellä. Kuviossa 8 näkyy venymäliuskoista saatujen jännitysten keskiarvo, josta nähdään myös miten tietokoneohjelmien ja koestuksen jännitysten kasvaminen vastaavat lähelle toisiaan.

Palkki kesti 190,2 kN pistekuorman, jolloin se vahvistetun palkin tavoin murtui hiilikuidun ankkuroinnin pettäessä. Korjatun palkin käsin laskettu kestävyys vastasi kokeen tulosta hyvinkin lähelle (taulukko 6). Palkissa tankoja ei voitu laittaa tarpeeksi kauas toisiaan, jolloin ne mahdollisesti heikensivät toistensa ankkurointia. Tämän takia kahdella tangolla ei saatu suhteessa niin suurta hyötyä yhteen tankoon verrattuna.



KUVIO 7. Korjatun palkin taipuma palkin keskellä.



KUVIO 8. Korjatun palkin jännitys FRP tangossa venymäliuskat 10 ja 11 (kuva 30)

5.4 Tulosten pohdinta

Opinnäytetyössä tutkittiin palkkien taipumaa sekä pääterästen ja hiilikuitutankojen jännityksiä. Response 2000 ja Abaqus – tietokoneohjelmilla mallinnettiin koestettut palkit ja tuloksia vertailtiin keskenään. Myös käsin laskettuja arvoja verrattiin laboratoriokeista saatuihin tuloksiin.

Laskentaohjelmien sekä koetulosten vertailu ei aivan pitänyt paikkaansa johtuen siitä, että Response 2000 -ohjelmassa ei voitu mallintaa hiilikuitutangon ankkurointia. Tulosten pienet erot voivat johtua myös laskentateknisistä asetuksista. Esimerkiksi betonin käyttäytymismalli on saatu Response 2000 – ohjelman datakirjastosta, johon on asetettu betonin sylinterikokeista saatu puristuslujuus. Abaqus – ohjelman osalta on sovellettu Response 2000 – ohjelmasta saatua betonin käyttäytymismallia. Käsinlaskettujen arvojen ja koetulosten ero on pieni (taulukko 6). Tästä voimme päätellä, että tutkimusten perusteella tehty teoria laskukaavoineen pitää hyvin paikkaansa.

Palkeilla olisi päästy suurempiin kuormituskestävyyksiin parantamalla ankkurointia mm. mekaanisilla kiinnitystavoilla tai hiilikuitukangasta apuna käyttäen (katso kuvat 16 - 19). Vaikka ankkurointi petti hiilikuidulla, saatiin vahvistetulla palkilla verrattuna vahvistamattomaan 100 %:n lisäys kuormituskestävyyteen. Ankkuroinnin hyvästä pitävyydestä johtuen palkin murtuminen oli havaittavissa ennakkoon halkeiluna hiilikuidun ympärillä. Palkin maksimimurtokuorman läheneminen oli havaittavissa, kun halkeamat lähenivät kohti tukia (kuva 31).



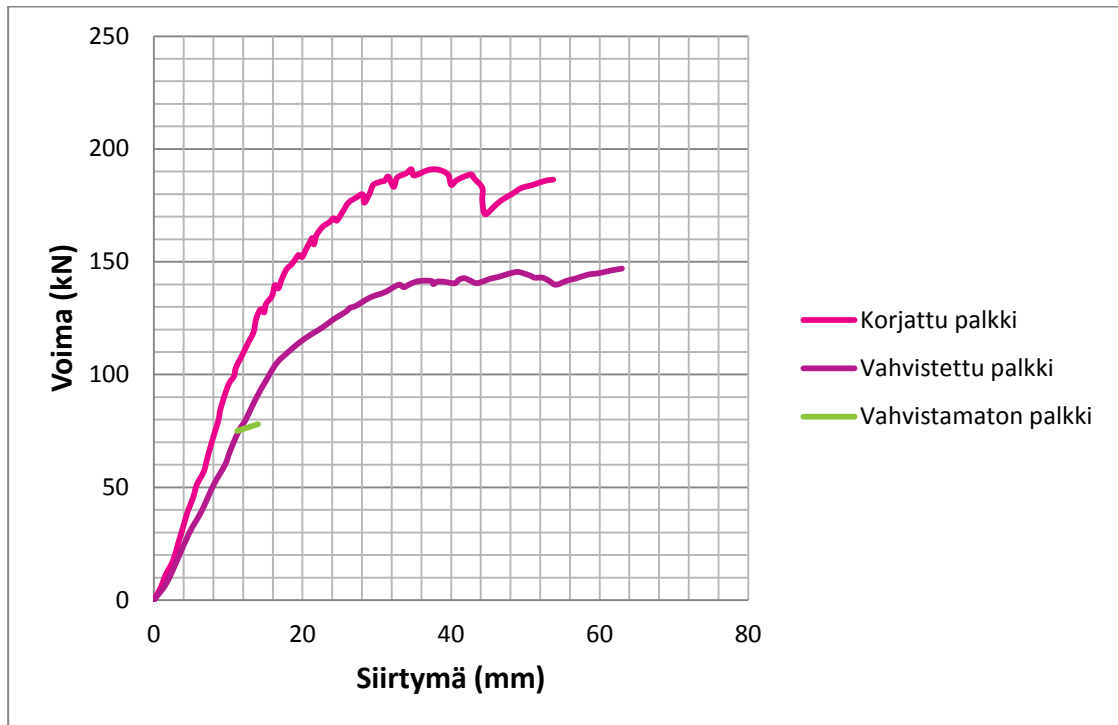
KUVA 31. Halkeamat hiilikuidun ympärillä betonissa. Kuvassa korjattu palkki. Valokuva Atte Heiskanen

TAULUKKO 6. Koetulosten ja laskettujen arvojen vertailu

	Koetus (kN)	Laskettu (kN)
Vahvistamaton	73,7	79,5
Vahvistettu	147,5	136,3
Korjattu	190,2	190,8

Kuviossa 9 voidaan nähdä miten kuormitus on kasvanut kokeen aikana vahvistamattoman, vahvistetun ja korjatun palkin osalta.

Taivutuskapasiteetin lisäys on varmasti eräs tärkeimmistä kriteereistä eri menetelmiä vertailtaessa, ja sitä saadaan tässä tapauksessa huomattavasti lisää. Palkin jännevälin lyhydestä sekä dimensioiden pienuudesta johtuen tulokset eivät välttämättä ole täysin vertailukelpoisia vertailtaessa pitkiin ja vahvasti raudoitettuihin palkkeihin. Lisäksi on otettava huomioon, että tässä opinnäytetyössä tehtiin kolme kuormituskoetta. Laajempien ja varmempien tulosten vuoksi täytyisi tehdä useampi palkkikoe, jotta saadaan selville kokeiden välinen toleranssi ja sitä kautta mittatarkkuus. Taipumaa tarkasteltaessa huomattiin, että se väheni huomattavasti käytettäessä hiilikuitutankoa. Tämä auttaa merkittävästi mm. käyttörajatilamitoituksessa, kun halutaan vähentää betonin halkeilua sekä tietysti itse taipumaa.



KUVIO 9. Kuormituskokeiden yhdistetyt tulokset

Hiilikuituvahvistaminen tangoilla on myös esteettisesti siisti vaihtoehto, sillä uriin asennettavat tangot jäävät piiloon ja rakenteen pinta saadaan alkuperäisen näköiseksi, etenkin jos se vielä maalataan. Tämä vaihtoehto on etenkin käyttökelpoinen tilanteissa, joissa rakenteen kokoa alaspäin ei voida kasvattaa.

Tämän opinnäytetyön perusteella voidaan päätellä, että mikäli rakenteissa on korjaustarvetta, niin hiilikuituvahvistaminen on ehdottomasti yksi varteenotettava vaihtoehto. Itse vahvistamistyö ei ole kovin vaikea toteuttaa, ainakaan näin laboratorioolosuhteissa. Se voidaan myös toteuttaa kohtuullisia resursseja apuna käyttäen. Tämän työn tarkoitus ei ollut verrata esim. vahvistamistyön hintaa muihin menetelmiin verrattuna. Opinnäytetyössä saatiin kuitenkin kokemuksia hiilikuitutankojen asennuksesta, jonka perusteella voidaan arvioida esim. työkustannuksia.

LÄHTEET

Auvinen, T., & Kantola, V., 2012. *Teräsbetonipalkin leikkausvahvistaminen hiilikuitukankaalla*. Opinnäytetyö Savonia-ammattikorkeakoulu. Kuopio.

Abaqus (2011): software version Abaqus/CAE 6.11-2. Abaqus is a suite of finite element analysis tools for the field of structural and civil engineering developed by Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI, USA, see <http://www.3ds.com/> [cited 2013-03-25].

Frame Analysis (2008,2012): Win-Statik, WIN-Statik is a software series for common engineering design tasks. Analysis and design of columns, beams, sections, frames and prestressed elements are carried out according to a chosen design code. Structural Design Software in Europe AB, Strusoft, Head Office, Fridhemsvägen 22, SE-217 74 Malmö, SWEDEN, <http://www.strusoft.com/> [cited 2012-04-17].

Lonka, J., & Nissinen, J., 2012. *Teräsbetonipalkin vahvistaminen hiilikuitukomposiiteilla*. Opinnäytetyö Savonia-ammattikorkeakoulu. Kuopio.

Response (2000): Response-2000 is an easy to use sectional analysis program that will calculate the strength and ductility of a reinforced concrete cross-section subjected to shear, moment, and axial load. All three loads are considered simultaneously to find the full load deformation response using the latest research based on the modified compression field theory. The program was developed at the University of Toronto by Evan Bentz in a project supervised by Professor Michael P. Collins. The program can be downloaded from <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>.

SFS-EN 1992-1-1 +AC 2005. *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

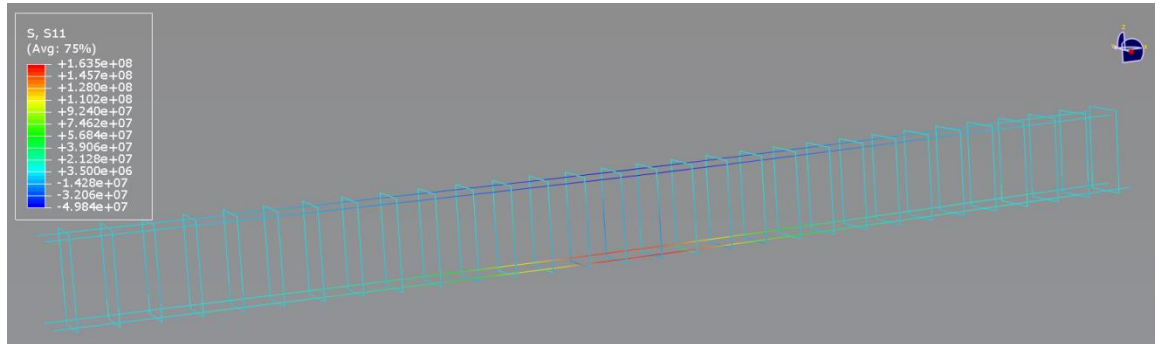
Sto Finexter Oy rakennustuotteiden valmistaja www-sivut. [viitattu 13.2.2013] Saatavissa: www.stofi.fi

Täljsten, B., Blanksvärd, T. & Sas, G. 2011. *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer*. 1. painos. Luleå: Luleå Tekniska Universitet.

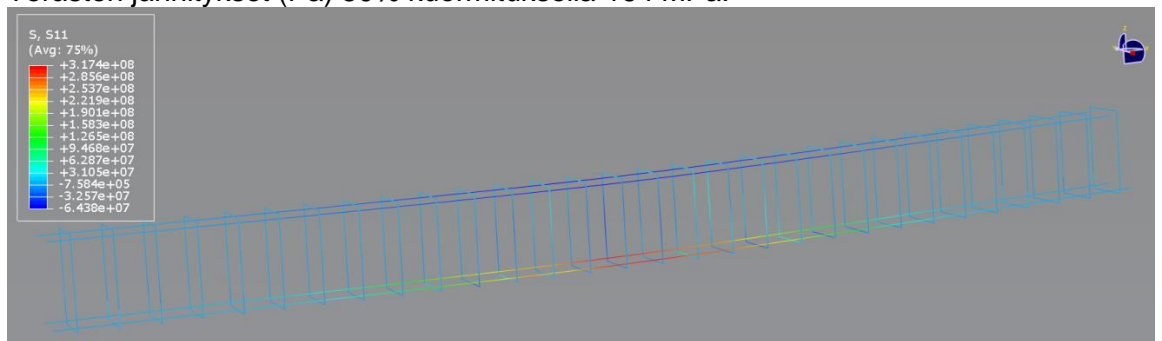
Täljsten, B., 2004. *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures - Design Guidelines - Third Edition*. Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering.

Abaqus -ohjelman tulokset vahvistamattomasta palkista

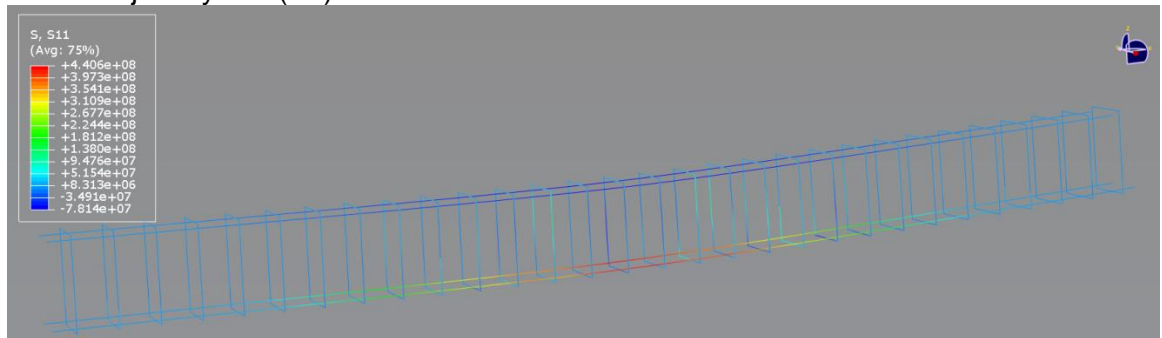
Palkin murtokuorma oli 73,7 kN



Terästen jännitykset (Pa) 50% kuormituksella 164 MPa.



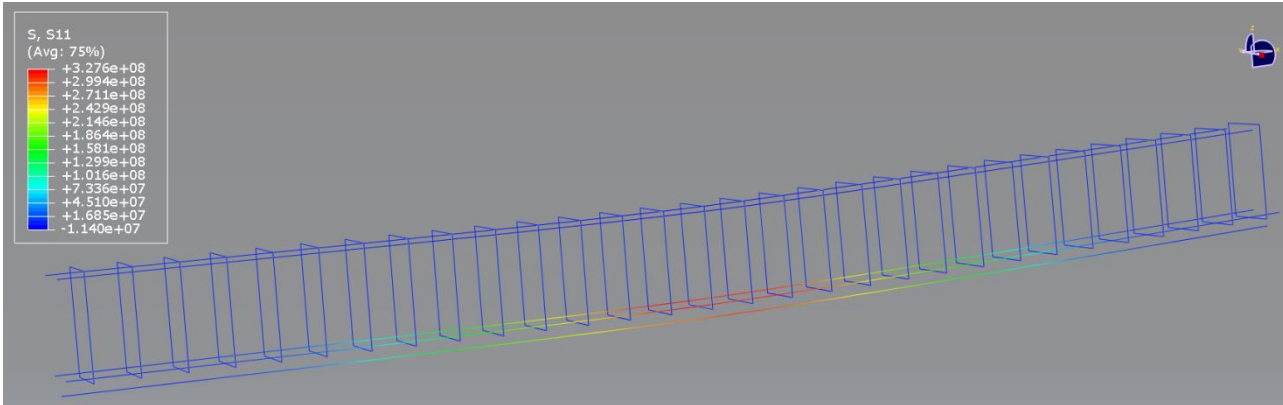
Terästen jännitykset (Pa) 75% kuormituksella 317 MPa.



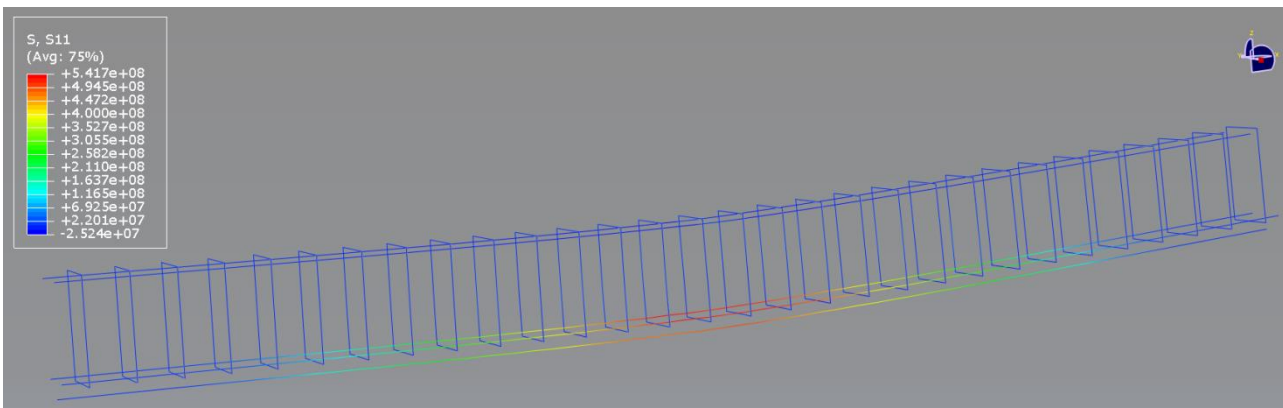
Terästen jännitykset (Pa) 100% kuormituksella 441MPa.

Abaqus -ohjelman tulokset vahvistetusta palkista

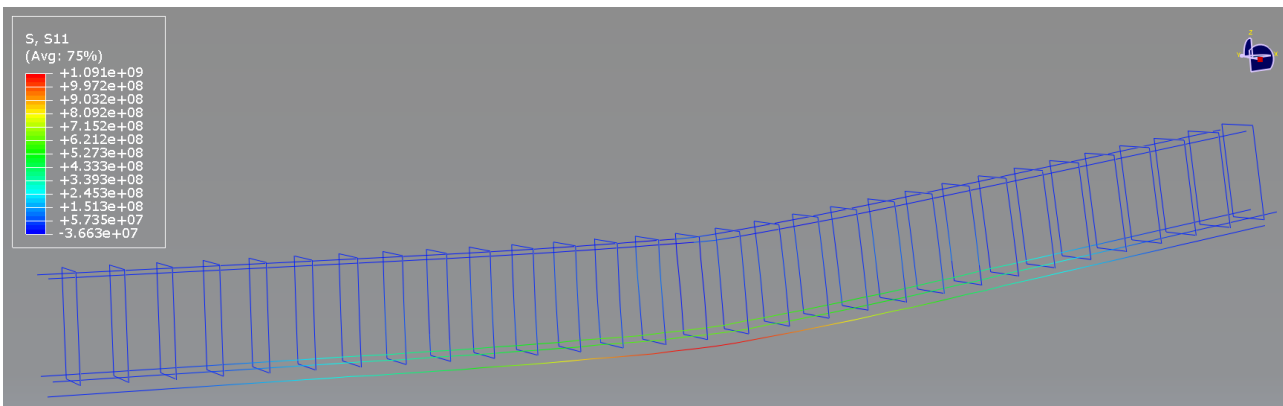
Palkin murtokuorma oli 147,5 kN



Hiilikuitutangon ja terästen jännitykset (Pa) 50% kuormituksella. Teräksessä 328 MPa ja hiilikuidussa 300 MPa.



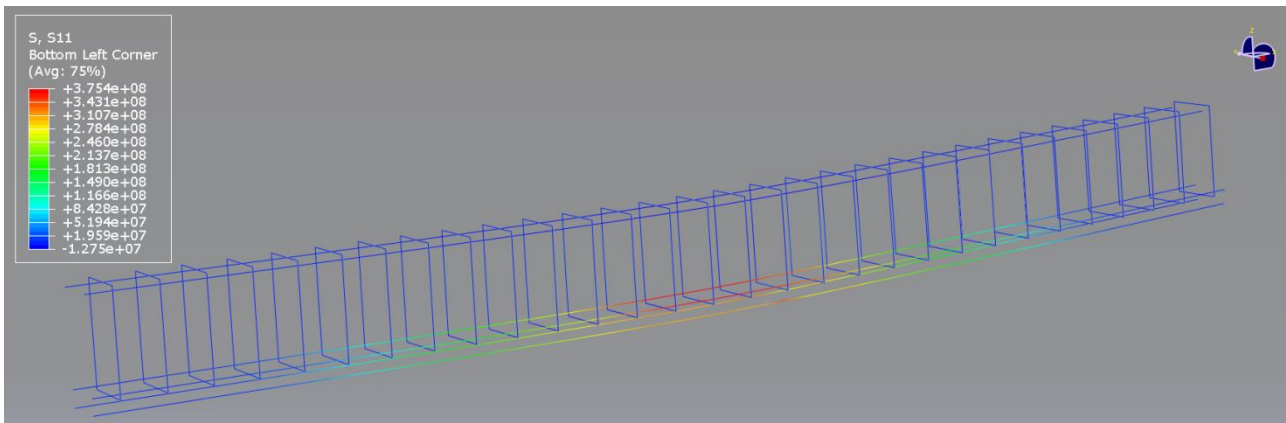
Hiilikuitutangon ja terästen jännitykset (Pa) 75% kuormituksella. Teräksessä 516 MPa ja hiilikuidussa 484 MPa.



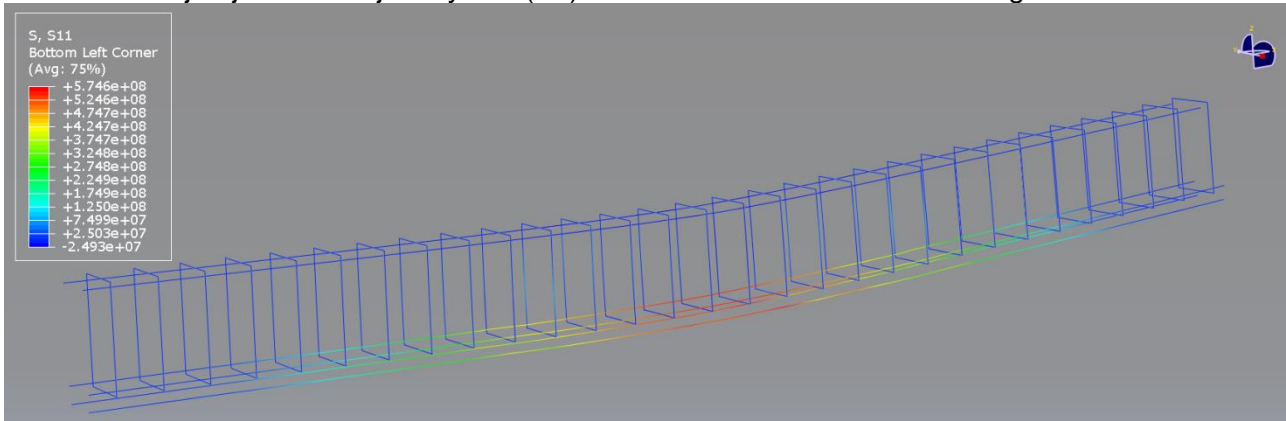
Hiilikuitutangon ja terästen jännitykset (Pa) 100% kuormituksella. Teräksessä 631 MPa ja hiilikuidussa 1090 MPa.

Abaqus -ohjelman tulokset korjatusta palkista

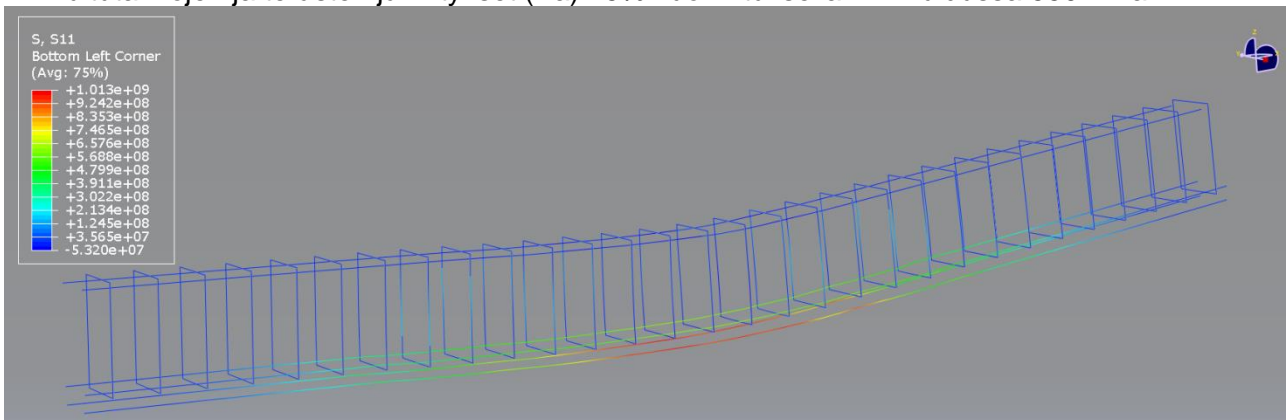
Palkin murtokuorma oli 190,2 kN



Hiilikuitutankojen ja terästen jännitykset (Pa) 50% kuormituksella. Hiilikuitutangossa 372 MPa.



Hiilikuitutankojen ja terästen jännitykset (Pa) 75% kuormituksella. Hiilikuidussa 550 MPa.



Hiilikuitutankojen ja terästen jännitykset (Pa) 100% kuormituksella. Hiilikuidussa 1013 MPa.

Tekninen tietolehti

StoFRP Bar

Vahvennusjärjestelmä hiilikuitutangolla

Käyttö	betonirakenteiden vahventamiseen hiilikuitutanko		
Ominaisuudet	hyvät vahvennusominaisuudet		
StoFRP Bar E 10 C hiilikuitutanko	Kuitutyypä	korkealujuuksinen hiilikuitu	
	Kuitusuunta	0° (kaikki kantavat kuidut tangon pituussuunnassa)	
	Poikkileikkausmitat	10 x 10 = 100 mm ² (muut poikkileikkaukset pyynnöstä)	
	Vetolujuus (min)	1800 MPa	
	Vetolujuus (keskiarvo)	2100 MPa	
	Kimmokerroin (min)	150 GPa	
	Kimmokerroin (keskiarvo)	160 GPa	
	Murtovenymä, f	n. 12%	
	Laminaatin pituus	20 metriin asti, vaatii erityiskuljetuksen	
	Varastointiaika	rajoittamaton	
	Pakkaus	laatikko, tangon pituudesta riippuen	
StoBPE[®] Lim 465/464 epoksiliima - levitetään ylhäältä alaspäin	Ulkonäkö	StoBPE [®] Lim 465: valkoinen	StoBPE [®] Härdare 464: musta
	Tiedot	Liutinaine- ja nonyyliifenolivapaa epoksiliima, joka on tarkoitettu erityisesti rakenteiden vahventamiseen StoFRP Bar E tai M:llä. StoBPE [®] Lim 465/Härdare 464 täyttävät Bronorm 94, liite 9-24.2, täydennys nr 2 mukaiset vaatimukset.	
	Sekoitusuhde	liima : kovetin 100 : 100 paino-osaa	
	Tiheys +20°C	1498 kg/m ³	
	Viskositeetti	tikstrooppinen	
	Käyttöaika 100 g, +20°C	90 min	
	Puristuslujuus	103 MPa	
	Vetolujuus	31 MPa	
	Vetoleikkauslujuus	17,6 MPa	
	Kimmokerroin	7 GPa	
	Ainemenekki	0,2 dm ³	
	Puhdistus	työvälineet puhdistetaan asetonilla	
	Pakkaus	liima ja kovetin pakattu erikseen, 2,5 + 2,5 = 5 kg	
StoBPE[®] Lim 567A/567B epoksiliima - levitetään alhaalta ylöspäin, sekä pystypinnoille	Ulkonäkö	StoBPE [®] Lim 567A: valkoinen	StoBPE [®] Härdare 567B: musta
	Tiedot	Liutinaine- ja nonyyliifenolivapaa epoksiliima, joka on tarkoitettu erityisesti rakenteiden vahventamiseen StoFRP Bar E, S tai M:llä.	
	Sekoitusuhde	liima : kovetin 100 : 100 paino-osaa	

StoFRP Bar

Tiheys +20°C	1615 kg/m ³
Viskositeetti	tiksotrooppinen
Käyttöaika 100 g, +20°C	60 min
Puristuslujuus	93 MPa
Taivutusvetolujuus	46 MPa
Kimmokerroin	7 GPa
Ainemenekki	0,063 kg/m x laminaatin leveys (cm)
Puhdistus	työvälineet puhdistetaan asetonilla
Pakkaus	liima ja kovetin pakattu erikseen, 2,5 + 2,5 = 5 kg

StoBPE[®] Primer 50 Super StoBPE[®] Härdare 50 epoksiprimer	Ulkonäkö	StoBPE [®] Primer 50 Super: vaaleankeltainen StoBPE [®] Härdare 50: kellanruskea
	Tiedot	epoksiperustainen veteen emulgoitu pohjuste
	Sekoitussuhde	liima : kovetin 100 : 200 paino-osaa
	Tiheys +20° C	1050 kg/m ³
	Viskositeetti	0,8 Pa·s
	Käyttöaika 100 g, +20° C	45 min
	Tartunta betoniin	17 MPa
	Ainemenekki	150 g/m ²
	Puhdistus	työvälineet puhdistetaan vedellä
	Pakkaus	primeri ja kovetin pakattu erikseen, 2,5 + 5,0 = 7,5 kg tai 1,0 + 2,0 = 3,0 kg
Hiilikuidun katkaisu	Hiilikuitutangot katkaistaan helpoiten katkaisulaikalla. Kiedo esim. laastiteippiä alueelle joka katkaistaan. Poista hiilikuitusälöt hiomalla katkaisukohta kevyesti.	
Hiilikuitutankojen käsittely	Hiilikuitutangot toimitetaan suojattuna kalvolla, joka poistetaan ennen liimausta. Tankoja on käsiteltävä varovasti. Tangon pinnalla ei saa liimattaessa olla likaa, rasvaa tai vastaavaa. Käytä puhtaita muovikäsineitä	
Betonin käsittely	Betoniin jyrsitään 13-16 mm leveät urat, jotka ovat vähintään 18 mm syviä. Urat puhdistetaan huolellisesti heti jyrsimisen jälkeen. Porajauhetta ei saa jäädä uraan. Urin pitää olla kuivia ennen liimausta ja puhtaata pölystä, öljystä ja muista epäpuhtauksista. Puhdistus tulisi tehdä imuroimalla tai paineilmalla.	
Asennusolosuhteet	Betonialustan lämpötilan pitää olla vähintään +10°C sekä vähintään 3°C yli kastepistelämpötilan. Liimattaessa suhteellinen ilmankosteus ei saa nousta yli 80 %. Nämä olosuhteet pitää toteutua koko liimauksen kuivumisprosessin ajan.	
Primerin sekoittaminen	Primerin sekoittamiseen voidaan käyttää laastisekoittimen tyyppistä sekoitinta ja isompaa sähköporakonetta. Sekoita StoBPE [®] Primer 50 Super primeriin kovetinosa StoBPE [®] Härdare 50. Sekoita noin 3-5 minuuttia kunnes kovetin on sekoittunut primeriin ja seoksen väri on maidonvalkoista.	
Primerointi	Varmista että betonipinnan puhdistaminen on tehty yllä olevan ohjeen mukaan. StoBPE [®] Primer 50 Super primerin etuna on hyvä vesihöyryn läpäisykyky. Primeri levitetään	

StoFRP Bar

	StoBPE [®] Primer -telalla tai siveltimellä.
Liiman sekoittaminen	<p>Sekoita ensin liima- ja kovetinosa omilla asioissaan. Sekoittamiseen voidaan käyttää laastisekoittimen tyyppistä sekoitinta ja isompaa sähköporakonetta. Sekoita tämän jälkeen StoBPE[™] Lim 465 liimaan kovetinosa StoBPE[™] Hårdare 464. Kovetin StoBPE[™] Hårdare 567B ja liima StoBPE[™] Lim 567A pystysuorilla ja alapuolisilla pinnoilla. Sekoita noin 3-5 minuuttia kunnes kovetin on sekoittunut liiman kanssa ja seos on muuttunut väriltään vaaleanharmaaksi. Mitä vähemmän ainetta sekoitetaan, sitä pidempi on käyttöaika. Ja päinvastoin, mitä suurempi määrä ainetta sekoitetaan sitä lyhempi on käyttöaika. Matalammassa lämpötilassa käyttöaika on pidempi ja korkeammassa lyhempi. On suositeltavaa testata mikä sopii kyseiselle rakennuspaikalle. Voitte myös kääntyä Sto Finexter Oy:n puoleen.</p>
Tankojen asentaminen	<p>Uriin laitetaan liimaa ennen tankojen asentamista. Sopiva täyttömäärä on noin 50 % uran syvyydestä, mutta tämä on arvioitava tapauskohtaisesti. Sopiva liimakerroksen paksuus betoniuran kolmella sivulla on 1-2 mm. Asentaminen tulee tehdä seuraavasti:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Levitä liima esikäsitellylle ja puhtaalle betonipinnalle 2. Asenna tanko 3. Paina tanko liimaan niin että koko tanko peittyy 4. Poista ylimääräinen liima
Huomioitavaa	<p>Tärkeää huomioida:</p> <ul style="list-style-type: none"> - että pystysuorilla ja alapuolisilla pinnoilla käytetään kovetin StoBPE[®] Hårdare 567B ja liimaa StoBPE[®] Lim 567A - että epoksite tuotteita käsitellään varovasti - että suojavarustuksesta annettuja ohjeita noudatetaan - että hiilikuitutangon katkaistut päät eivät jää teräviksi - että hiilikuitutankoja ei asenneta useampia päällekkäin
Työvälineiden puhdistus	Heti käytön jälkeen vedellä.
Kirjallisuus	<p>Carolin, A., 2001, "Strengthening of concrete structures with CFRP. Shear strengthening and fullscale applications", Licentiate thesis 2001:01. Luleå University of Technology, Structural Engineering. 136 pp. ISBN 91-89580-01-X</p> <p>Hassanzadeh M., 2000, "Beständighet hos kompositmaterial för infrastrukturkonstruktioner", Uppdragsrapport nr. U00.07, Lunds Tekniska Högskola, Avdeln för Byggnadsmaterial, p 22, 2000</p> <p>Täljsten B., 1994, "Plate Bonding. Strengthening of Existing Concrete Structures with Epoxy Bonded Plates of Steel or Fibre Reinforced Plastics", Doctoral Thesis 1994:152D, ISSN 0348-8373, Luleå University of Technology, p 308, 1994</p> <p>Täljsten B., 2001, "Full Scale Tests on Concrete Structures Strengthened with Plate Bonding in Sweden", Conf. Proceedings: Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading, University of British Columbia, Vancouver June 18-20, 2001, Edt. Banthia N., Sakai K. and Gjörv O.E., ISBN 0-88865-782-X, pp 2132 – 2142</p> <p>Täljsten B. and Carolin C., 2001, "Concrete Beams Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Laminates", Int. Conference July 14-18, FRPRCS-5, University of Cambridge, ISBN 0 7277 3029, pp 107-116</p> <p>Täljsten, B., 2002, "FRP Strengthening of Existing Concrete Structures, Design Guidelines", ISBN:91-89580-03-6, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, p 228, 2002.</p>
Tuoteturvallisuus	Käyttöturvallisuustiedote annetaan ensimmäisen ostokerran yhteydessä / voidaan

StoFRP Bar

Huomioi tuotteen käsittelyä, varastointia ja jätteenkäsittelyä koskevat ohjeet.

Lisätietoja

Tuotetta ei saa käyttää muuhun kuin tässä teknisessä tietolehdessä mainittuun käyttötarkoitukseen neuvottelematta Sto Finexter Oy:n kanssa. Neuvonnalla haluamme varmistaa tuotteen normaalin käyttöalueen.

Tämä tekninen tietolehti korvaa aikaisemmin ilmestyneet versiot.

Sto Finexter Oy
Puhelin 0207 659 180
asiakaspalvelu@sto.com
www.sto.fi

Mestarintie 9, 01730 Vantaa, puhelin 0207 659 191, fax 0207 659 192

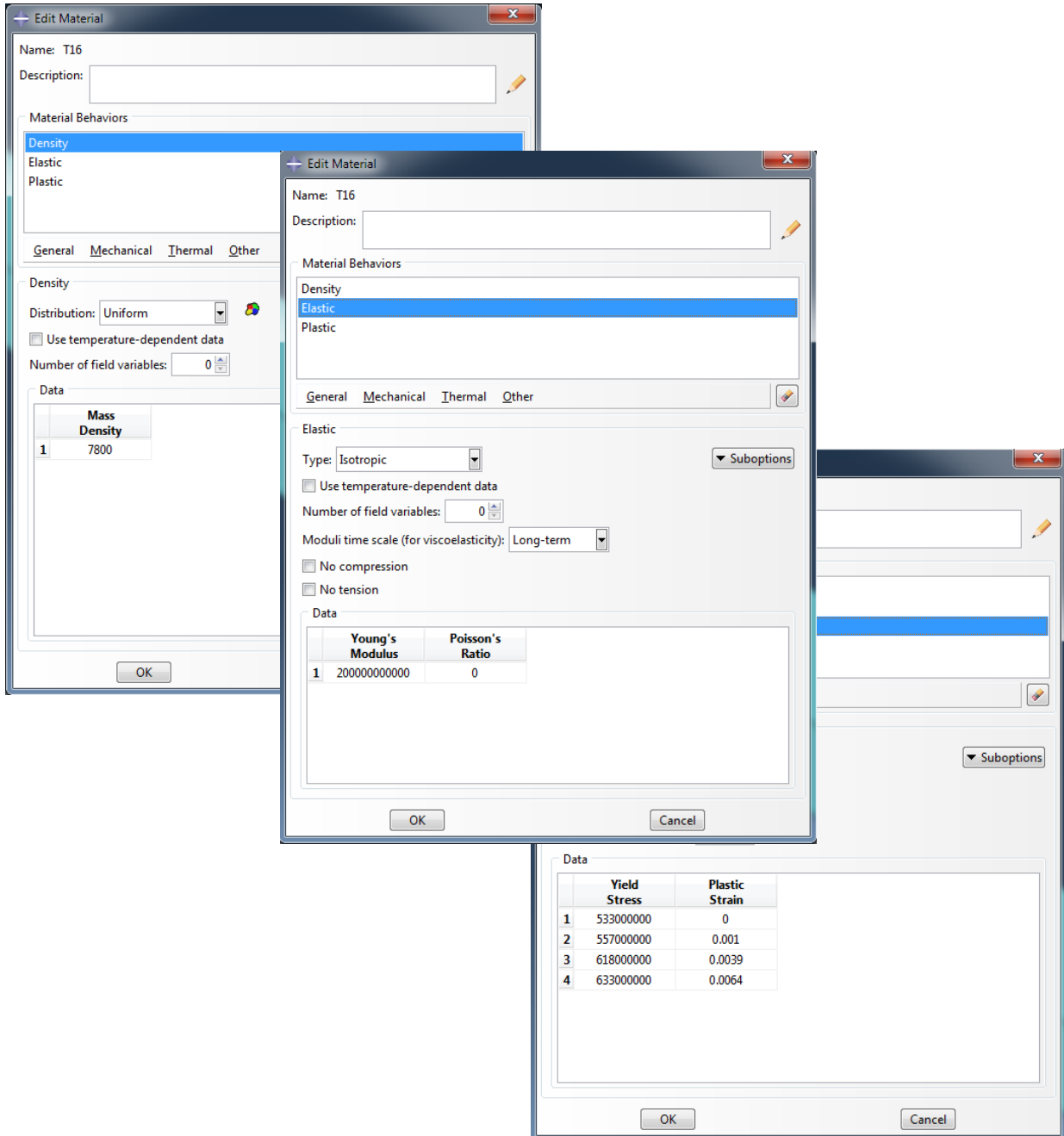
Aunankorvenkatu 2, 33840 Tampere, puhelin 0207 659 181, fax 0207 659 182

Niitunniskantie 18 A, 20320 Turku, puhelin 0207 659 185, fax 0207 659 186

Moisionkatu 6, 15100 Lahti, puhelin 0207 659 195, fax 0207 659 196

Abaqus ohjelman materiaaliarvot hiilikuitutangoille ja pääteräksille

Abaqus-ohjelman materiaaliarvot 16 mm:n pääteräksille



Abaqus-ohjelman materiaaliarvot hiilikuitutangoille

