

Juhani Tammisto

Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistaminen

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (YAMK)

Rakentamisen koulutusohjelma

Opinnäytetyö

30.4.2018

Tekijä Otsikko	Juhani Tammisto Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistaminen
Sivumäärä Aika	101 sivua + 7 liitettä 30.4.2018
Tutkinto	Insinööri (YAMK)
Koulutusohjelma	Rakentamisen koulutusohjelma
Suuntautumisvaihtoehto	Korjausrakentaminen
Ohjaaja(t)	Osastopäällikkö Harri Makkonen Lehtori Aarne Seppänen
<p>Opinnäytetyö tehtiin Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:n korjausrakennesuunnitteluosastolle. Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä vanhojen betonirakenteiden hiilikuiduilla tehtävän liimausvahvistuksen mitoitusteoriaan ja laatia Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistusten suunnittelulaskelmat ja rakennesuunnitelmat. Olympiastadionin perusparannuksen yhteydessä vanhan pääkatsomon betonirakenteisen katoksen kuormitukset lisääntyvät ja samalla haluttiin jatkaa betonirakenteiden käyttöikä. Rakenteen kestävyys varmistamiseksi vanhoja betonirakenteita päätettiin vahvistaa liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla.</p> <p>Opinnäytetyössä selvitettiin hiilikuitujen materiaaliominaisuuksia ja hiilikuiduilla tehtävän liimausvahvistamisen teoriaa. Opinnäytetyössä myös suoritettiin vertailua eri lähteiden antamien mitoitusmenetelmien välillä, jotta voitiin varmistua sopivan ja turvallisia tuloksia antavan mitoitusmenetelmän käytöstä pääkatsomon katoksen vahvistussuunnittelussa.</p> <p>Opinnäytetyössä havaittiin, että hiilikuiduilla tehtävään betonirakenteiden liimausvahvistamiseen on olemassa melko vähän suomalaista suunnitteluohjeistusta ja se on pääosin tarkoitettu muihin kuin talonrakennuksen kohteisiin. Ulkomaisia suunnitteluohjeita tutkimalla saatiin vertailtua eri mitoitusmenetelmiä ja myös hyvä käsitys hiilikuituvahvistetun betonirakenteen toiminnasta sekä sen kestävyteen vaikuttavista asioista.</p> <p>Opinnäytetyön tuloksena tehtiin Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vanhojen betonirakenteiden vahvistussuunnitelmat. Olympiastadionin pääkatsomon katoksen liimausvahvistukset tehtiin opinnäytetyössä aikaan saatujen suunnitelmien perusteella. Lisäksi opinnäytetyössä opittuja asioita liimausvahvistamisesta voidaan jatkossakin hyödyntää vanhoja betonirakenteita vahvistettaessa.</p>	
Avainsanat	liimausvahvistaminen, hiilikuitu, betonirakenteet

Author Title	Juhani Tammisto Strengthening of Olympic Stadium Grandstand Canopy
Number of Pages Date	101 pages + 7 appendices 30 April 2018
Degree	Master of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Renovation
Instructor(s)	Harri Makkonen, Department Manager Aarne Seppänen, Senior Lecturer
<p>This thesis was done for the Structural Renovation Department of Sweco Expert Services Ltd. The objective of this thesis was to get acquainted with strengthening of the existing concrete structures by means of carbon fiber reinforced polymers and compile the design calculations and structural design of strengthening of the Olympic Stadium grandstand canopy. During the enhancement of Olympic Stadium, the imposed loads on the old concrete grandstand canopy increase and at the same time the usage time of old concrete structures was to be extended. To ensure the structural integrity of the canopy it was decided to strengthen the old concrete structures with glued carbon fiber reinforced polymers.</p> <p>For the thesis the material properties of carbon fiber reinforced polymers and the theory of strengthening with carbon fiber was studied. A comparison between design methods found in different sources was also carried out to ensure using a suitable design method, which would give safe results, and would be used in the strengthening design of the grandstand canopy.</p> <p>During the study it was observed there exists a relatively small amount of Finnish design guidelines for strengthening of existing concrete structures with glued reinforcement. Finnish design guidelines are mainly intended for strengthening other structures than buildings. By examining foreign design guidelines different design methods were compared and a good understanding of the action of carbon fiber reinforced concrete structures and the things influencing the resistance was gained.</p> <p>As a result of the thesis the strengthening blueprints for the Olympic Stadium grandstand canopy were conducted. The carbon fiber strengthening of the Olympic Stadium grandstand canopy was carried out according to the design blueprints generated in the thesis. Additionally, the matters learned about carbon fiber strengthening of existing concrete structures may be used in future design projects.</p>	
Keywords	glued strengthening, carbon fiber, concrete structures

Sisällys

1	Johdanto	1
1.1	Yleistä	1
1.2	Tausta	1
1.3	Tutkimusmenetelmät	2
1.4	Tavoitteet ja rajaus	2
2	Hiilikuituvahvikkeet	3
2.1	Yleistä	3
2.2	Hiilikuitusäikeet	4
2.3	Matriisi	6
2.4	Liimat	6
2.5	Lasittumislämpötila	8
2.6	Hiilikuituvahvikkeiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet	9
3	Taivutusvahventaminen hiilikuiduilla murtorajatilassa	12
3.1	Mitoitusotaksumat	12
3.2	Hiilikuituvahvistetun palkin turvallisuus taivutusmurrossa	13
3.2.1	Mahdolliset murtotavat taivutusvahvistetussa palkissa	13
3.2.2	Turvallisuus murtorajatilassa	14
3.2.3	Turvallisuus onnettomuustilanteessa	15
3.2.4	Murtotavan sitkeys taivutusmurrossa	16
3.3	Materiaalien osavarmuuskertoimet	17
3.4	Tilanne ennen vahvistamista	19
3.4.1	Yleistä	19
3.4.2	Jännitysten laskenta vahvistamisen aikaisessa tilanteessa	19
3.5	Hiilikuituvahvistetun poikkileikkauksen mitoitus murtorajatilassa	22
3.5.1	Yleistä	22
3.5.2	Hiilikuidun maksimivenymä mitoituksessa	22
3.5.3	Hiilikuituvahvikkeen pinta-alan arviointi	23
3.5.4	Poikkileikkauksen mitoitus	24
3.6	Hiilikuituvahvikkeiden ankkurointi	27
3.6.1	Ankkuroinnin merkitys	27
3.6.2	Betonipinnan tartuntavetolujuus	27
3.6.3	Ankkurointipituus, Tiehallinto	30

3.6.4	Ankkurointipituus, Täljsten	30
3.6.5	Ankkurointipituus, FIB	32
3.6.6	Ankkurointipituuksien vertailu	33
3.6.7	Ankkuroinnin aloituskohta	36
3.6.8	Ankkurointi murtorajatilassa	39
3.7	Jännitykset hiilikuituvahvikkeen ja betonin välillä	39
3.7.1	Jännitysten laskenta, Tiehallinto	41
3.7.2	Jännitysten laskenta, Täljsten	41
3.7.3	Jännitysten laskenta, FIB	43
3.7.4	Jännitysten laskennan vertailu	44
3.8	Leikkauskapasiteetti vahvikkeen päässä	47
4	Taivutusvahventaminen hiilikuiduilla käyttörajatilassa	48
4.1	Mitoitusperusteet	48
4.2	Jännitykset käyttörajatilassa	50
4.3	Halkeilumitoitus	50
4.4	Taipumamitoitus	51
5	Leikkausvahventaminen hiilikuiduilla	52
5.1	Yleistä leikkausvahventamisesta	52
5.2	Leikkausmurtotavat	54
5.3	Leikkausvahventaiden mitoitus	55
5.3.1	Yleistä	55
5.3.2	Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, Tiehallinto	56
5.3.3	Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, Täljsten	57
5.3.4	Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, FIB	58
5.3.5	Leikkauskestävyyksien vertailu	60
5.4	Leikkausmitoitus käyttörajatilassa	62
6	Suunnittelussa huomioon otettavia asioita	63
6.1	Vahvistettavan rakenteen suunnitelmat	63
6.2	Vahvistettavan betonin kunto	63
6.3	Vahvistustyö	64
6.3.1	Vahvennettavan pinnan esikäsittely	64
6.3.2	Liimaolosuhteet ja liimaustyö	64
6.4	Hiilikuituvahvikkeiden pitkäaikaiskestävyys	64
6.4.1	Hiilikuituvahvikkeiden käyttöikä	64
6.4.2	Viruma	65

6.4.3	Väsyminen	65
6.4.4	UV-säteily	66
6.4.5	Kosteus	66
6.4.6	Jäätymis-sulamis-rasitus	66
7	Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahventaminen	67
7.1	Taustaa	67
7.2	Pääkatsomon katoksen alkuperäinen tilanne	69
7.2.1	Yleistä	69
7.2.2	Katoksen kuormitukset ja rasitukset	71
7.2.3	Katoksen betonirakenteiden materiaalit	71
7.2.4	Katoksen poikkikannattajat	71
7.2.5	Katoksen niskapalkki	73
7.3	Katoksen betonirakenteiden käyttöön jatkaminen	74
7.3.1	Katoksen betonirakenteiden nykykunto	74
7.3.2	Katoksen vahventamispäätös	75
7.3.3	Vahvistusten suunnitteluperusteet	76
7.3.4	Kuormitukset	77
7.4	Katoksen poikkikannattajien vahventamissuunnitelmat	79
7.4.1	Poikkikannattajan rakennemalli	79
7.4.2	Sallittujen jännitysten menetelmä	80
7.4.3	Murtorajatila ilman vahventamista	81
7.4.4	Käyttörajatila ilman vahventamista	81
7.4.5	Murtorajatila vahvennettuna	83
7.4.6	Käyttörajatila vahvennettuna	85
7.4.7	Kestävyys palotilanteessa	86
7.5	Katoksen niskapalkkien vahventamissuunnitelmat	87
7.5.1	Niskapalkin rakennemalli	87
7.5.2	Sallittujen jännitysten menetelmä	87
7.5.3	Murtorajatila ilman vahventamista	88
7.5.4	Käyttörajatila ilman vahventamista	89
7.5.5	Murtorajatila vahvennettuna	90
7.5.6	Käyttörajatila vahvennettuna	91
7.5.7	Kestävyys palotilanteessa	91
7.6	Rakennesuunnitelmat	91
7.7	Vahventamistyö	93
8	Yhteenveto	97
9	Lähteet	99

Liitteet

Liite 1. Ankkurointijännityksen vertailulaskelmat

Liite 2. Rajapinnan jännityksen vertailulaskelmat

Liite 3. Leikkauskestävyyden vertailulaskelmat

Liite 4. Poikkikannattajan laskelmat sallituilla jännityksillä

Liite 5. Niskapalkin laskelmat sallituilla jännityksillä

Liite 6. Poikkikannattajan vahventamislaskelmat

Liite 7. Niskapalkin vahventamislaskelmat

1 Johdanto

1.1 Yleistä

Tämä opinnäytetyö tehdään Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:n korjausrakennesuunnitteluosastolle. Sweco Asiantuntijapalvelut Oy on laaja-alaisesti erilaisia korjausrakentamisen palveluita tarjoava asiantuntijayhtiö. Korjausrakennesuunnitteluosasto keskittyy nimensä mukaisesti erilaisiin korjausrakentamisen rakennesuunnittelutehtäviin.

Rakennuskannan vanhentuessa ja rakennusten käyttötarkoitusten muuttuessa korjausrakentamisen osuus kaikesta rakentamisesta on jatkuvassa kasvussa. Korjausrakentamisen osuus onkin jo noin puolet kaikesta talonrakentamisesta ja jatkuvasti kasvava korjausvelka tulee lisäämään korjausrakentamisen osuutta kaiken rakentamisen arvosta.

Oleellinen osa korjausrakentamisen rakennesuunnittelua on vanhojen rakenteiden rakenteellisen turvallisuuden ja kestävyuden varmistaminen muuttuvissa käyttötilanteissa. Rakennusten kuormitukset saattavat uusien käyttötarkoitusten vuoksi kasvaa tai vanhat rakenteet on suunniteltu jo alun perin liian heikoiksi, jolloin rakenteita tulee vahvistaa. Rakenteet saattavat myös olla käyttöiän aikana vaurioituneet joko normaalista kulumisesta tai onnettomuuksista johtuen jolloin niiden kuormituskestävyys on alentunut tai rakenteen käyttöikä on lyhentynyt tavoitellusta. Tällöin rakenteita pyritään korjaamaan ja tarvittaessa vahvistamaan. Erilaisia rakennusmateriaaleja ja niiden mahdollisia vaurioitumistapoja ja -mekanismeja on lukuisia, samoin niiden vahvistusmenetelmiä.

1.2 Tausta

Helsingin Olympiastadion on alun perin vuonna 1940 valmistunut ja sen jälkeen useita eri rakennusvaiheita kokenut stadionrakennus Helsingissä. Olympiastadion on opinnäytetyön tekohetkellä ollut käytössä jo lähes 80 vuotta. Olympiastadionin toimintaa johtaa ja stadionin päivittäisestä toiminnasta vastaa jo vuonna 1927 perustettu Stadion-säätiö. Stadion-säätiö teetti vuosina 2009-2010 Olympiastadionilla perusteellisen kuntotutkimuksen, joka sisälsi useiden eri osa-alueiden tutkimista. Olympiastadionilla tehtiin kosteusteknisiä kuntotutkimuksia, haitta-aineiden kartoituksia, vauriokartoituksia, sähkökuntotutkimus sekä betonirakenteiden kuntotutkimuksia. [1]

Stadion-säätiön tekemän tarveselvityksen pohjalta tehtiin päätös Olympiastadionin mitavasta perusparannuksesta. Olympiastadionin olemassa olevat betonirakenteet, mm. pääkatsomon katos joka rakennettiin ensimmäisessä rakennusvaiheessa lähes 80 vuotta sitten, haluttiin säästää mahdollisimman paljon alkuperäisen mukaisena ja jatkaa vanhojen betonirakenteiden käyttöikää useilla kymmenillä vuosilla. Katsomokaarteiden kattamisen johdosta tuuliolosuhteet ja pääkatsomon katokseen kohdistuva tuulikuormitus muuttuivat aiemmasta tilanteesta. Lisääntyvien kuormitusten ja käyttöiän jatkamisen johdosta Olympiastadionin pääkatsomon katosta päätettiin vahventaa liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Opinnäytetyön teoriaosuus tehdään pääasiassa kirjallisuustutkimuksena. Opinnäytetyössä tehdään vertailua eri ohjeissa esitettyjen laskentamallien välillä. Opinnäytetyössä laaditaan teoriaan perustuen laskelmat ja suunnitelmat Olympiastadionin pääkatsomon katoksen hiilikuituvahventamisesta. Opinnäytetyöhön liittyvää aineistoa kerätään alan toimijoiden laatimasta sekä yrityksemme hallussa olevasta aineistosta joita ovat muun muassa: saatavilla olevat suunnitelmat, kokouspöytäkirjat, tutkimukset, oppikirjat, suunnitteluohjeet sekä tieteelliset artikkelit.

1.4 Tavoitteet ja rajaus

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on suunnitella Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistukset katoksesta tehtyjen kuntotutkimusten perusteella. Opinnäytetyössä perehdytään hiilikuidun ominaisuuksiin ja betonirakenteiden hiilikuituvahvistamisen teoriaan taivutus- ja leikkausrasituksille sekä laaditaan suunnitelmat Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistamisesta.

2 Hiilikuituvahvikkeet

2.1 Yleistä

Hiilikuituja on maailmalla käytetty rakenteiden vahventamiseen kymmenien vuosien ajan ja tutkimustietoa hiilikuituvahvistettujen rakenteiden käyttäytymisestä rasituksen alaisena saadaan jatkuvasti lisää. Eri maissa on tehty kunkin maan omia suunnitteluohjeita hiilikuitujen käyttöön rakentamisessa ja vuonna 2001 FIB (Federation Internationale du Béton) julkaisi suunnitteluohjeen fib bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Suomessa hiilikuituvahventamisesta on julkaistu Tiehallinnon suunnitteluohje Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet vuonna 2007. Eurokoodien seuraavan version pohjana toimivaan mallinormiin CEB FIB Model Code 2010 ei-metalliset raudoitteet on otettu mukaan ja yhtenä osa-alueena on rakenteiden vahvistus liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla. [2] [3] [4]

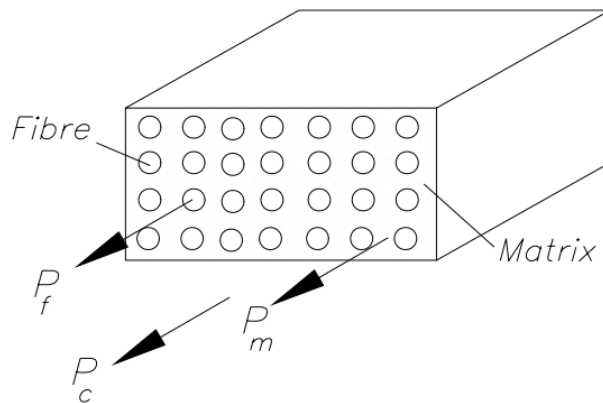
Materiaalien ominaisuuksien tuntemus muodostaa perustan rakenteiden toiminnan ymmärtämiselle ja niiden mitoitukselle. Hiilikuidut ovat verrattain uusi ja tuntematon materiaali rakentamisessa. Tästä johtuen seuraavissa kappaleissa ja luvuissa tutustutaan hiilikuitujen osamateriaaleihin ja yhdistettyyn komposiittimateriaaliin sekä hiilikuituvahventamisessa käytettäviin liimoihin. [5]

Puhuttaessa hiilikuiduista tarkoitetaan yleensä varsinaisten hiilikuitujen ja polymeerimatriisin muodostamaa komposiittimateriaalia. Hiilikuitujen englanninkielinen nimitys onkin fiber reinforced polymers (lyhenne FRP) eli kuituvahvistetut polymeerit. Hiilikuidut ovat siis komposiittituotteita, joissa poikittaissuunnassa epäjatkuvat ainesosat (hiilikuidut) ovat jatkuvan ainematriisin (polymeeri) sisällä. Ne koostuvat suuresta määrästä pieniä, pituussuunnassa jatkuvia, suuntautuneita epämetallisia säikeitä jatkuvan ainematriisin sisällä. Hiilikuiduista voidaan valmistaa useita erilaisia rakenteiden vahventamiseen käytettäviä tuotteita. Eniten käytettyjä tuotteita ovat hiilikuitunauhat, joissa yhdensuuntaiset hiilikuidut on epoksimatriisilla sidottu toisiinsa, ja hiilikuitukankaat joissa yleensä on hiilikuituja kahteen suuntaan 90 ° kulmassa toisiinsa nähden. [5] [3] [6]

Sekä hiilikuiduilla että polymeereillä on rakenteiden vahventamisessa käytettävien hiilikuitutuotteiden valmistamisen kannalta toivottavia ominaisuuksia. Polymeerien materiaaliluudet eivät ole kovin korkeita mutta toisaalta niistä on helppo muokata erilaisia

muotoja. Hiilestä tehdyillä tuotteilla on korkea veto- ja puristuslujuus mutta yhtenäisenä, esimerkiksi levymäisenä, tuotteena ko. ominaisuuksien hyödyntäminen on vaikeaa. Tämä johtuu satunnaisina esiintyvien pintavikojen aiheuttamista jännityskeskittymistä ja tästä aiheutuvasta rakenneosan murtumisesta huomattavasti ennen teoreettista murtojännitystä.

Tämän ongelman kiertämiseksi materiaalia käytetään halkaisijaltaan pienten säikeiden muodossa. Vaikka säikeissä esiintyy samalla tavalla satunnaisia pintavikoja, jakaantuvat ne huomattavasti laajemmalle alueelle ja kun hiilikuitusäikeitä on useita lähekkäin jäljelle jää aina ehjiä hiilikuitusäikeitä jotka kantavat kuorman. Kun nämä ohuet hiilikuitusäikeet sijoitetaan polymeerin muodostamaan matriisiin, mahdollistuu kuorman siirtyminen säikeiden välillä polymeerimatriisin levittäessä kuorman laajemmalle alueelle. [7]

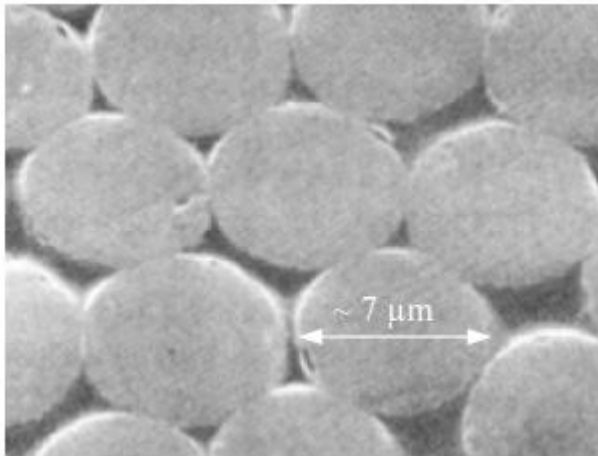


Kuva 1. Hiilikuitusäikeitä polymeerimatriisissa [5]

2.2 Hiilikuitusäikeet

Hiilikuitusäikeillä tarkoitetaan säikeitä, joiden hiilipitoisuus on 80 – 95 %. Hiilikuitusäikeitä valmistetaan nykyisin pääasiassa kolmesta eri raakamateriaalista: polyakrylinitriilistä (PAN), viskoosista tai öljypestä. Polyakrylinitriilistä valmistetaan suurin osa maailman hiilikuiduista. Viskoosista valmistettujen hiilikuitujen valmistusprosessi on melko tehoton ja siitä valmistettujen hiilikuitujen kestävyys on huono, joten sitä ei enää juurikaan käytetä hiilikuitujen raaka-aineena. PAN:ia käyttävällä menetelmällä valmistetuilla hiilikuitusäikeillä on hiukan suurempi murtovenymä kuin öljypestä valmistetuilla hiilikuiduilla. Hiilikuitusäikeiden halkaisija on 5-20 μm ja ne muistuttavat kemialliselta rakenteeltaan grafiittia. [5]

PAN:ista valmistettaessa hiilikuitujen valmistus sisältää seuraavat vaiheet: stabilointi, jolla estetään kuitujen sulaminen lämpökäsittelyn aikana, hiillytys, jolla erotetaan suurin osa vieraista aineista, grafitointi eli lämpökäsittely, jolla parannetaan hiilikuidun ominaisuuksia edellisen vaiheen jälkeen sekä pintakäsittely, jolla parannetaan hiilikuitujen prosessoitavuutta ja niiden tartuntaa matriisiin. Valmistusprosessissa hiilikuitujen raakamateriaalia ja siitä jalostettavia tuotteita käsitellään eri lämpötiloissa. Stabiloinnin aikana lämpötila on n. 250 °C ja hiillytyksen aikana kuituja kuumennetaan hitaasti 1000 – 1500 °C:seen. Lopullisen lämpökäsittelyn aikana kuituja pidetään lyhyen aikaa jopa 300 °C:ssa. Lämpötilan kasvaessa hiilikuitujen kimmokerroin kasvaa jatkuvasti mutta lämpötilan ylittäessä 1500 °C alkaa niiden lujuus heiketä. Tämän ilmiön avulla voidaan valmistaa lujuudeltaan ja kimmokertoimeltaan erityyppisiä hiilikuituja. [7] [8]



Kuva 2. Suurennettu lähikuva hiilikuitusäikeistä [6]

Eri raakamateriaaleista valmistetuilla hiilikuitusäikeillä on hiukan erilaiset lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. [5]

Taulukko 1. Erityyppisten hiilikuitusäikeiden materiaaliominaisuuksia [6]

Hiilikuitu- tyyppi	Vetomurtolu- juus [N/mm ²]	Kimmomo- duli [kN/mm ²]	Murtovenymä [%]	Tiheys [kg/m ³]	Säikeiden halkaisija [μm]
Öljypiki, HM	3000-3500	400-800	0,4-1,5	1900-2100	9-18
PAN, HM	2500-4000	350-700	0,4-0,8	1800-2000	5-8
PAN, HT	3500-5000	200-260	1,2-1,8	1700-1800	5-8

HM = korkean kimmomodulin hiilikuitu

HT = korkean lujuuden hiilikuitu

2.3 Matriisi

Hiilikuiduilla yksinään ei ole juurikaan käyttökohteita tai sovelluksia rakentamisessa koska ne eivät pysty siirtämään rasituksia säikeeltä toiselle. Hiilikuitujen upottamisella polymeerimatriisiin saadaan aikaan rasitusten siirtyminen hiilikuitusäikeeltä toiselle ja samalla polymeerimatriisi suojaa hiilikuitusäikeiltä mekaaniselta kulutukselta ja mahdollistaa niiden käsittelyn ja asentamisen rakenteeseen. [5]

Polymeerimatriisilla on suuri vaikutus hiilikuituvahvikkeen toimintaan, erityisesti vahvikkeen poikittaiseen jäykkyyteen, leikkauslujuuteen ja puristuskestävyyteen. Polymeerimatriisien materiaaleina käytetään tavallisesti joko polyesteriä, vinyylesteriä tai epoksia. Epoksi- ja vinyylesterit ovat kalliimpia kuin polyesterit tai vinyylesterit mutta niillä on yleensä paremmat mekaaniset ominaisuudet ja huomattavasti parempi pitkäaikaiskestävyys. [5] [2]

Taulukko 2. Erityyppisten polymeerien materiaaliominaisuuksia [5] [9]

Polymeerityyppi	Vetomurtolujuus [N/mm ²]	Kimmomoduli [kN/mm ²]	Murtovenymä [%]	Lasittumislämpötila [°C]
Polyesteri	20-100	2,1-4,1	1,0-6,5	100-140
Vinyylesteri	80-90	3,2	4,0-5,0	210-340
Epoksi	55-130	2,5-4,1	1,5-9,0	50-260

Hiilikuitutuotteiden valmistuksessa käytetään myös lisä- ja täyteaineita. Täyteaineita on useita erilaisia ja niitä käytetään paitsi vähentämään matriisin valmistuskustannuksia myös vähentämään kutistumaa, parantamaan matriisin kuormansiirtokykyä ja hallitsemaan matriisin tiksotrooppisuutta valmistusvaiheessa ennen kovettumista. Täyteaineina käytetään esimerkiksi alumiinisilikaattia, kalsiumkarbonaattia ja mikrolasia. Lisäaineita käytetään mm. parantamaan valmiin tuotteen kestävyttä UV-säteilylle, väriaineina, palonestoaineina ja muotistairrotusaineina. [6]

2.4 Liimat

Liimoja käytetään liittämään vahvikehiilikuidut olemassa olevaan betonirakenteeseen ja saamaan aikaan yhdessä toimiva rakenne. Rasitusten siirtyminen vahvistettavan beto-

nirakenteen ja vahvikehiilikuidun välillä saadaan aikaan lähinnä liimapinnan leikkausjännitysten avulla, vaikkakin liimapinnassa esiintyy myös normaalijännityksiä. Liimapinnan jännityksiin ja niiden tarkempaan laskentaan paneudutaan tämän opinnäytetyön hiilikuidujen ankkurointia käsittelevässä luvussa. [10] [6]

Rakenteellisessa liimauksessa käytetään normaalisti epoksipohjaisia liimoja, jotka saadaan aikaan sekoittamalla epoksipolymeeria kovettimen kanssa. Muunkin tyyppisiä liimoja voidaan käyttää, esimerkiksi polyesteripohjaisia liimoja, akryyleja tai vinyylipohjaisia liimoja. Epoksiliimoilla on edellä mainittuihin verrattuna kuitenkin useita rakenteellisen liimauksen kannalta edullisia ominaisuuksia: niillä on suhteellisen pitkä avoin aika, korkea koheesiolujuus kovettuneena (liimattavan pinnan lujuus määrittää murtolujuuden), pieni kutistuma johtuen vähäisestä kemiallisen kovettumisreaktion sivutuotteiden määrästä, pieni viruma ja hyvä lujuuden pysyvyys pitkäaikaisen kuorman vaikuttaessa sekä hyvä tiksotrooppisuus. [10]

Rakenteellisia liimoja käsittelevä EN-standardi on SFS-EN 1504-4. Ko. standardissa määritellään tunnistusta, toimivuutta ja turvallisuutta koskevat vaatimukset rakenteellisille liimausaineille, joita käytetään mm. hiilikuituvahvikkeiden liimaamiseen betonirakenteisiin. Liimoja voidaan käyttää uuden betonin liimaamiseksi vanhaan betoniin, teräsvahvikkeiden liimaamiseen betoniin tai ei-metallisten vahvikkeiden liimaamiseen betoniin. Liimojen valmistajat testaavat omat liimansa ja ilmoittavat eurooppalaisen tuotehyväksyntäjärjestelmän mukaisesti omassa DoP (declaration of performance, suoritusasoilmoitus) -asiakirjassaan täyttäväkö heidän valmistamansa tuote standardin vaatimukset. Joskus valmistajat ilmoittavat myös omien tuotteidensa tarkat arvot esimerkiksi liiman leikkauslujuudelle, varsinkin jos ne ovat huomattavasti standardin vaatimuksia paremmat. [11]

Liimaustyön onnistumisen kannalta tärkeitä liimojen ominaisuuksia ovat avoin aika, käyttöaika ja työstettävyyssaja. Liimaustyössä käytettävien epoksiliimojen epoksipolymeeri ja kovetin sekoitetaan toisiinsa liimaustyötä aloitettaessa. Avoimella ajalla tarkoitetaan pisintä aikaa, jonka liimausaine sekoituksen päättymisestä voidaan käyttää sauman täyttämiseen siten, että se täyttää SFS-EN 1504-4 mukaiset tartuntalujuutta koskevat vaatimukset. Käyttöajalla tarkoitetaan aikaa, jonka kuluttua sekoitettu liimausaine on käytettävissä sen seisossa sekoitusastiassa ja työstettävyyssajalla aikaa, jonka sekoitetun lii-

mausaineen käytettävä erä pysyy työstettävänä materiaalin käyttötarkoitukseen soveltuvissa olosuhteissa. Normaali käyttöaika tyyppilliselle liimausepokseille 20 °C lämpötilassa on 20-90 minuuttia ja työstettävyyssäika samoissa olosuhteissa 30-120 minuuttia. [11] [5]

Taulukko 3. Mitoituksen kannalta tärkeimmät SFS-EN 1504-4 mukaiset toiminnalliset vaatimukset rakenteellisille liimoille [11]

Toiminnallinen ominaisuus	Vaatus
Kimmokerroin taivutukselle	$\geq 2\ 000\ \text{N/mm}^2$
Leikkauslujuus	$\geq 12\ \text{N/mm}^2$
Kimmokerroin puristukselle	$\geq 2\ 000\ \text{N/mm}^2$
Lasittumislämpötila	$\geq 40\ ^\circ\text{C}$
Lämpölaajenemiskerroin	$\leq 100 \times 10^{-6}/\text{K}$

2.5 Lasittumislämpötila

Polymeeripohjaiset materiaalit poikkeavat perinteisistä rakenteissa käytettävistä materiaaleista kuten betonista ja teräksestä siinä, että niillä on tietty lämpötila, jota korkeammassa lämpötiloissa niiden rakenne muuttuu suhteellisen lujasta elastisen lasimaisen rakenteen kautta lähes kumimaiseksi. Tätä lämpötilaa kutsutaan lasittumislämpötilaksi ja se on eri suuruinen eri tyyppisille polymeereille. Lasittumislämpötilan yläpuolella polymeerit menettävät nopeasti lujuus- ja muodonmuutoskestävyytensä, toisin kuin perinteiset rakennusmateriaalit betoni ja teräs joilla on korkeissakin lämpötiloissa jäännöslujuutta. [5]

Tyyppillisten rakenteellisessa liimauksessa käytettävien epoksipolymeerien lasittumislämpötilat ovat 45-80 °C. SFS-EN 1504-4 mukaan rakenteellisilta liimoilta vaadittava lasittumislämpötilan minimiarvo on 40 °C. Polymeerien lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet muuttuvat kiinteästä viskoosiin tilaan 10-20 °C aikana lasittumislämpötilan yläpuolella. Tämä tarkoittaa sitä, että maksimilämpötilat liimatuille hiilikuituvahvikkeille ovat suunnilleen normaaleja huoneenlämpötiloja, esimerkiksi saunassa lämpötilat nousevat jo suuremmaksi kuin polymeerien lasittumislämpötilat. Hiilikuituvahvikkeilla vahvistettujen rakenteiden mitoituksessa tulee lasittumislämpötilan vaikutus huomioida rakenteen palotilanteen kestävyden mitoituksessa. [5] [11] [12]

2.6 Hiilikuituvahvikkeiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Rakenteellisessa vahvistuksessa käytettävien hiilikuitutuotteiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet riippuvat suuresti hiilikuitusäikeiden suunnasta komposiittituotteessa, käytetystä kuitutyypistä, matriisimateriaalista ja niiden suhteista lopputuotteessa. Homogeenisten, isotrooppisten materiaalien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan melko yksinkertaisesti kuvata kimmo- ja liukumoduulin avulla mutta komposiittimateriaaleilla tulee huomioida eri materiaaliosien suhteet, niiden kimmo- ja liukumoduulit ja kuormituksen suunta. Tätä komposiittituotteen ominaisuuksien kuvaamista kutsutaan seossäännöksi (RoM, rule of mixture). Esimerkiksi kahdesta komponentista koostuvalle komposiittituotteelle komposiittituotteen ominaisuuksia voidaan kuvata seuraavasti

$$P_c = P_f V_f + P_m V_m = P_f V_f + P_m (1 - V_f) \quad (1)$$

P_c on komposiittituotteen ominaisuus

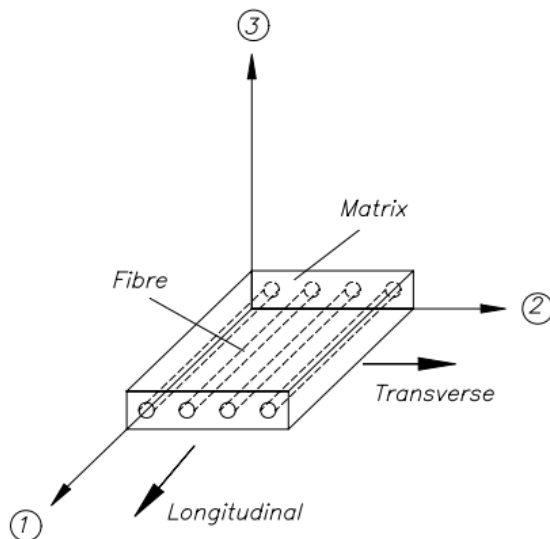
P_f on kuitujen ominaisuus

V_f on kuitujen osuus

P_m on matriisin ominaisuus

V_m on matriisin osuus

ja $V_f + V_m = 1$



Kuva 3. Komposiitin pitkittäinen (1) ja poikittainen (2) suunta

Kahdesta osa-aineesta koostuvan komposiittituotteen kimmomodulia hiilikuitusäikeiden pitkittäis- ja poikittaissuunnassa voidaan kuvata jousianalogian avulla. Pitkittäissuunnassa (säikeiden pituussuunnassa) kimmomodulia voidaan kuvata rinnan kytkettyjen jousien avulla, jolloin komposiitin kimmomoduli pitkittäissuunnassa saadaan seuraavasti

$$E_{pitk} = E_f V_f + E_m V_m \quad (2)$$

Hiilikuitusäikeisiin nähden poikittaissa suunnassa komposiittituotteen kimmomodulia voidaan kuvata sarjaan kytkettyjen jousien avulla, jolloin komposiitin kimmomoduli poikittaissuunnassa saadaan seuraavasti

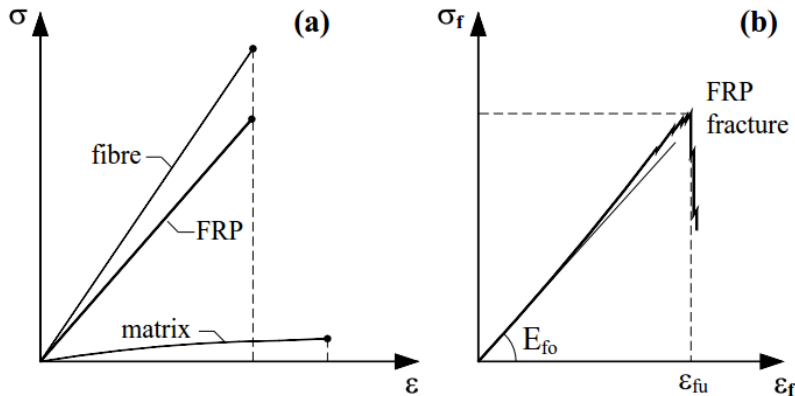
$$\frac{1}{E_{poik}} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m} \quad (3)$$

Kaavoissa (2) ja (3) E_f on hiilikuitusäikeiden kimmomoduli ja E_m on matriisin kimmomoduli. [7] [6] [5]

Koska seossääntö on vain arvio hiilikuitukomposiittien mikrotason käyttäytymisestä rasi-tettuna, yksityiskohtaisempi tieto hiilikuitukomposiittien jännitys-venymä-yhteydestä erityisesti lähellä murtojännityksiä saadaan testaamalla komposiittien ominaisuuksia veto-testauksella. Kuvassa 4 (a) on esitetty tyypillisten hiilikuitusäikeiden (fiber), matriisin (matrix) ja valmiin komposiittituotteen (FRP) jännitys-venymäkuvaajat. Kuvassa 4 (b) on esitetty tyypillisen komposiittituotteen jännitys-venymäkuvaaja. Normaalisti suunnitte-lussa käytetään jännitys-venymä-yhteyttä, jossa hiilikuiduille oletetaan lineaarisesti elas-tinen käyttäytyminen murtoon asti eikä lainkaan myötövenymää. Kuvan 4 (b) kuvaajasta nähdään, että kasvavan vetokuormituksen alaisena komposiitin jäykkyys kasvaa eikä ole täysin lineaarisesti elastinen. Tämä johtuu siitä, että alkutilanteessa osa hiilikuitus-äikeistä ei ole täysin suorja ja komposiitin venymän kasvaessa ne suoristuvat ja osallis-tuvat tehokkaammin vetorasitusten vastustamiseen. Tämä vaikutus on kuitenkin pieni eikä suunnittelussa tehdä suurta virhettä, vaikka hiilikuitukomposiitille oletetaan täysin lineaarisesti elastinen käyttäytyminen murtovenymään asti. [6]

Suurin osa hiilikuitutuotteen tilavuudesta on varsinaisia hiilikuitusäikeitä. Tyypillisissä ra-kentamisessa käytettävissä hiilikuitutuotteissa 50-70 % tilavuudesta on hiilikuitusäikeitä.

Tämän ja hiilikuitusäikeiden huomattavasti matriisia suuremman jäykkyyden johdosta hiilikuitukomposiitin ominaisuudet määräytyvät pääasiassa käytettävän hiilikuitusäikeen ominaisuuksien mukaan. [5]



Kuva 4. Vetojännityksen alaisia jännitys-venymäkuvaajia säikeille (fibre), matriisille (matrix) ja komposiitille (FRP) [6]

Eri valmistajat ilmoittavat omien hiilikuitutuotteidensa lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet hiilikuitujen tuotelehdissä. Hiilikuituvahvistetun rakenteen kestävyttä laskettaessa tulee aina käyttää valmistajan ilmoittamia arvoja hiilikuitujen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksille ja huomioida se, että eri valmistajien hiilikuitutuotteiden ominaisuudet poikkeavat toisistaan.

Taulukoissa 4 ja 5 on esitetty tyypillisten Suomessa kaupallisesti saatavilla olevien hiilikuitutuotteiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia. Suunniteltaessa vahvistuksia tulee käytettävien tuotteiden ominaisuudet aina tarkistaa valmistajien ohjeista tapauskohtaisesti.

Taulukko 4. Suomessa kaupallisesti saatavilla olevien hiilikuitunauhojen ominaisuuksia [13] [14]

Hiilikuitunauha	Vetolujuus (min) [MPa]	Vetolujuus (keskiarvo) [MPa]	Kimmokerroin (min) [GPa]	Kimmokerroin (keskiarvo) [GPa]	Murtovenymä [%]
StoFRP Plate E C	1800	2100	150	160	1,20
StoFRP Plate S C	2800	3100	163	170	1,60
Sika CarboDur S	2800	3100	160	165	1,70
Sika CarboDur M	2900	3200	200	210	1,35
Sika CarboDur H	1350	1500	290	300	0,45

Taulukko 5. Suomessa kaupallisesti saatavilla olevien hiilikuitukankaiden ominaisuuksia [15]
[16]

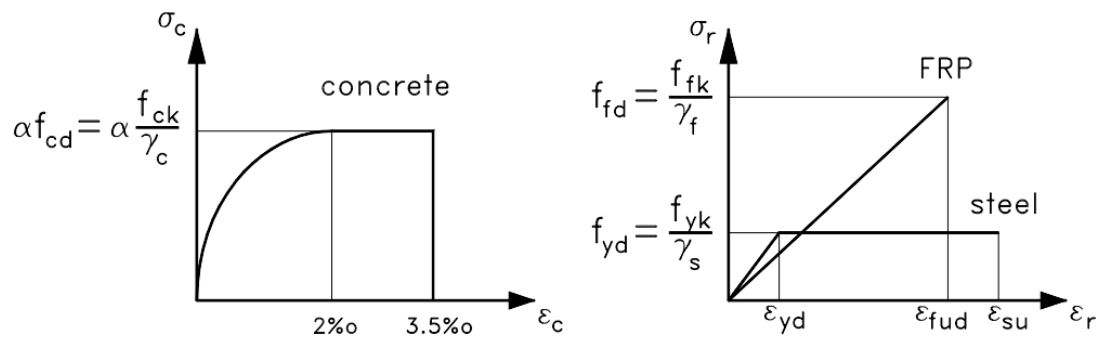
Hiilikuitukangas	Vetolujuus [MPa]	Kimmokerroin [GPa]	Murtovenymä [%]
StoFRP Sheet S	> 4000	240	1,70
StoFRP Sheet IM	> 5500	290	1,90
SikaWrap -150 C/30	3800	242	1,55

3 Taivutusvahventaminen hiilikuiduilla murtorajatilassa

3.1 Mitoitusotaksumat

Vahvennettaessa teräsbetonipalkkeja tai -laattoja taivutukselle liimatuilla hiilikuitunauhoilla, seuraavien mitoitusotaksumien oletetaan pitävän paikkansa:

- Bernoullin hypoteesi on voimassa eli venymät muuttuvat lineaarisesti poikkileikkauksen korkeussuunnassa (tasot pysyvät tasoina taivutuksessa).
- Betonin jännitykset saadaan materiaalin jännitys-venymäkuvaajasta. Betonin puristusmuodonmuutoksen maksimiarvo rajoitetaan betonin murtopuristuman arvoon $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Poikkileikkauksen haljenneella osalla betonin vetolujuus jätetään huomiotta.
- Sekä veto- että puristusterästen jännitykset saadaan teräksen jännitys-venymäkuvaajasta. Mahdollinen esijännitys huomioidaan terästen jännityksessä ja materiaalin murtovenymää ei mitoituksessa ylitetä.
- Hiilikuitumateriaalin jännitys saadaan materiaalin jännitys-venymäkuvaajasta. Hiilikuitujen murtovenymää ei mitoituksessa ylitetä.
- Hiilikuidun oletetaan olevan lineaarisesti elastista murtoon asti eli Hooken laki on voimassa.
- Kun hiilikuitunauhoja liimataan olemassa olevaan rakenteeseen, rakenteen kuormitusten aikaansaamat jännitykset ja venymät huomioidaan vahvistetun rakenteen mitoituksessa. [5]

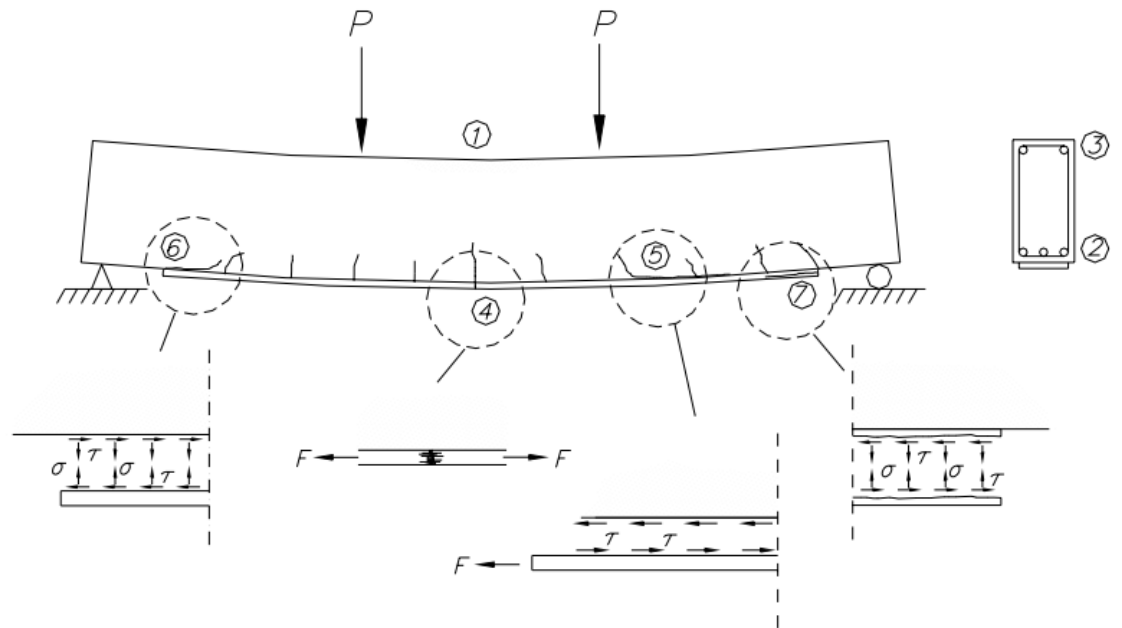


Kuva 5. Mitoituksessa käytettävät materiaalien jännitys-venymäkuvaajat [6]

3.2 Hiilikuituvahvistetun palkin turvallisuus taivutusmurrossa

3.2.1 Mahdolliset murtotavat taivutusvahvistetussa palkissa

- Hiilikuiduilla tavutusvahvistettu teräsbetonipalkki voi murtua jollakin seuraavista murtotavoista:
- 1. Betoni murtuu palkin puristuspuolella betonin murtopuristuman ylittyessä (hauras murtotapa)
- 2. Palkin alapinnan vetoraudoitus myötää (sitkeä murtotapa)
- 3. Palkin yläpinnan puristusraudoitus myötää (suhteellisen sitkeä murtotapa)
- 4. Hiilikuituvahvike murtuu vetojännitysten johdosta (hauras murtotapa)
- 5. Hiilikuituvahvikkeen ankkurointimurto sen tartunnan tai betonin tartuntavetolujuuden ylittyessä (yleensä sitkeä murtotapa)
- 6. Hiilikuidun kuorutumismurto leikkausjännityksistä ja kohtisuorasta voimasta ankkurointialueella (hauras murtotapa)
- 7. Hiilikuitunauhan murtuminen leikkausjännityksistä ja kohtisuorasta voimasta ankkurointialueella (hauras murtotapa)



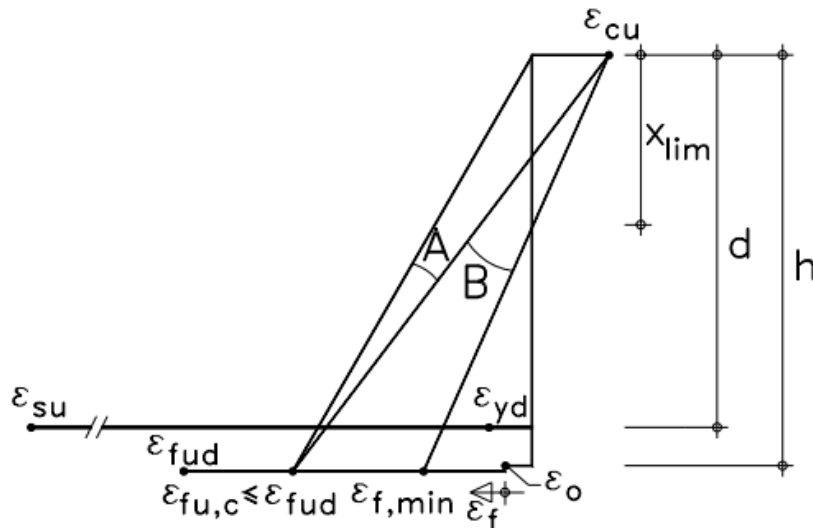
Kuva 6. Hiilikuituvahvistetun teräsbetonipalkin taivutusmurtotapoja [5]

3.2.2 Turvallisuus murtorajatilassa

Rakenteiden mitoituksessa tulee aina pyrkiä välttämään hauraita murtotapoja niiden äkillisyyden ja ennakoimattomuuden vuoksi. Hiilikuituvahvistetun betonirakenteen turvallisuuden ja murtumiseen nähden riittävän varmuustason säilyttämiseksi vahvistamiselle asetetaan rajoituksia. Tiehallinnon ohjeen mukaan hiilikuituvahvistamisella saa kasvattaa rakenteen taivutuskestävyyttä korkeintaan 50 %. Muissa tutkituissa ohjeissa vastaava rajoitusta ei esitetä mutta niissä esitetään vaatimuksia murtotavan sitkeydelle ja poikkileikkauksen materiaalien maksimivenymille, jotka käytännön suunnittelussa rajoittavat vahvistettavan betonipoikkileikkauksen kestävyden kasvattamista. [3]

Taivutusvahvistetun palkin mitoituksessa tulisi aina pyrkiä sitkeään murtotapaan, joista tavoiteltavia ovat palkin vetoterästen myötääminen ja samanaikainen betonin puristus-murtuminen (ennen hiilikuituvahvikkeen murtumista tai irtoamista) kuten kuvassa 7 alue B tai palkin vetoterästen myötääminen ja samanaikainen hiilikuituvahvikkeen murtuminen, kuvassa 7 alue A. Kuvan 7 mukaisilla merkinnöillä ϵ_0 on vetopuolen venymä ennen vahvistamista, $\epsilon_{f,min}$ on hiilikuidun minimivenymä, jolla varmistutaan sitkeästä murrosta hiilikuidussa ja $\epsilon_{fu,c}$ on hiilikuidun murtovenymä kriittisessä poikkileikkauksessa (maksimimomentin kohdalla). Mikäli murto tapahtuu hiilikuidun materiaalimurtona, $\epsilon_{fu,c} = \epsilon_{fud}$

(hiilikuidun maksimivenymän mitoitusarvo). Mikäli murto tapahtuu hiilikuidun irtoamis-
murtona, $\varepsilon_{fu,c}$ on hiilikuidun venymä maksimimomentin kohdalla irtoamisen tapahtuessa.
Hiilikuidun irtoamismurto voidaan hyväksyä murtotapana vain jos $\varepsilon_{fu,c} \geq \varepsilon_{f,min}$. [6] [2]



Kuva 7. Hiilikuituvahvistetun palkin venymäjakauma murtorajatilassa [6]

Taivutetuille rakenteille käyttörajatilan mitoitus saattaa olla määräävä. Tällöin joudutaan rakenteeseen asentamaan suurempi määrä hiilikuituvahvikkeita kuin olisi tarpeen murtorajatilan mitoituksessa. Yleensä tämä vaikuttaa suotuisasti murtokestävyyden ja mitoitusmomentin suhteeseen. Joissain tapauksissa tämä saattaa johtaa yliraidoitettuun poikkileikkaukseen, jolloin rakenteen sitkeys vaarantuu. Mikäli hiilikuitujen laskennallinen venymä murtotilanteessa on pienempi kuin $\varepsilon_{f,min}$, kannattaa käyttää hiilikuitulaatuja joilla on suurempi kimmokerroin. [6]

3.2.3 Turvallisuus onnettomuustilanteessa

Hiilikuituvahvistetun rakenteen turvallisuus onnettomuustilanteessa, jossa vahvikehiilikuitu menetetään kokonaan esimerkiksi ilkvallan, hiilikuituvahvikkeeseen kohdistuvan iskun tai tulipalon vuoksi, tulee huomioida. Hiilikuiduilla vahvistetun rakenteen tulee pystyä kantamaan kaikki kuormitukset onnettomuustilanteen mukaisilla kuormien ja materiaalien mukaisilla osavarmuuskertoimilla ilman hiilikuituvahviketta, jotta vältetään rakenteen äkillinen ja täydellinen murtuminen.

Mikäli onnettomuustilanteen mukainen mitoitus rajoittaa hiilikuituvahvistetun rakenteen maksimikestävyyden kasvattamista eikä maksimikestävyyttä ole kasvatettu kohdassa 3.2.2 esitettyä maksimimäärää enempää, tulee hiilikuituvahvikkeiden toiminnan varmistamiseen onnettomuustilanteessa kiinnittää erityistä huomiota esimerkiksi mekaanisella suojauksella ilkvallalta. Normaalisti on suositeltavaa mitoittaa hiilikuituvahvikkeet toimimaan vain murto- ja käyttörajatilassa ja varmistua vahvistettavan rakenteen kestäväydestä onnettomuusrajatilassa ilman hiilikuituvahvikkeiden vaikutusta. Joka tapauksessa hiilikuituvahvistetun rakenteen suunnittelussa tulee murtorajatilaa lisäksi huomioida sekä käyttörajatilan vaatimukset, että sitkeysvaatimukset, jotka saattavat asettaa ylärajan rakenteen kestäväyden kasvattamiselle vahvistettuna. [6] [2]

3.2.4 Murtotavan sitkeys taivutusmurrossa

Normaalisti rakenteiden mitoituksessa pyritään välttämään hauraita murtotapoja niiden äkillisyyden vuoksi. Sitkeä murtotapa on mitoituksessa tavoiteltava siihen liittyvien suurten muodonmuutosten ja siten murtuman ennakoitavuuden vuoksi. Vahvistettaessa teräsbetonipalkkia taivutukselle hiilikuituvahvikkeilla tulee pyrkiä palkin vetoterästen myötäämiseen. Muutoin vahvikkeen käyttöaste on liian pieni taloudellisen vahvistamisen kannalta. Samalla saadaan aikaan sitkeä murtotapa, kun vetoteräkset myötäävät murtorajatilassa. [5] [3]

Taivutusvahvistaminen pienentää vahvistettavan rakenteen sitkeyttä murtotilanteessa erityisesti suurilla hiilikuituvahvisteiden pinta-aloilla tai jos murtotapana on hiilikuituvahvikkeen irtoamismurto, koska murtotilanteessa hiilikuituihin aiheutuu pieni venymä eli vahvistettavaan rakenteeseen pieni kaareutuma. Murtotavan sitkeyden varmistamiseksi taivutusmurrossa vahvistettavan rakenteen vetoterästen tulee myödetä. Vetoterästen myötääminen voidaan mitoituksessa varmistaa riittävän suurella poikkileikkauksen kaareutumalla (eli taipumalla) maksimimomentin kohdalla. Tähän liittyen Eurokoodi 2:ssa annetaan puristusvyöhykkeen maksimikorkeus maksimimomentin kohdalla ja huomioiden ko. vaatimus sekä olettaen betonin murtopuristuma $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ ja $h/d \approx 1,1$ voidaan hiilikuituvahvikkeiden ($\epsilon_{f,min}$) ja vetoterästen ($\epsilon_{s,min}$) minimivenymälle murtotilanteessa johdattaa taulukon 6 mukaiset vaatimukset. Lisäksi määrittelemällä sitkeysvaatimusten mukainen kaareutumaindeksi $\delta_{1/r}$ joka on kaareutuma murtotilanteessa $1/r_u$ jaettuna myötökaareutumalla $1/r_y$ ja olettamalla molemmissa tilanteissa sama puristusvyöhykkeen korkeus, voidaan minimikaareutumaindeksiä $\delta_{1/r,min}$ approksimoida vetoterästen minimivenymän ja myötövenymän suhteella $\epsilon_{s,min} / \epsilon_{yk}$. [6] [2]

Taulukko 6. Taivutusvahvistetun rakenteen sitkeysvaatimukset

Betonin lujuusluokka	$\xi = x_u / d$ [-]	$\epsilon_{f,min}$ [‰]	$\epsilon_{s,min}$ [‰]	$\delta_{1/r,min}$ [-]
Enintään C50/60	$\leq 0,45$	$5,0 - \epsilon_0$	4,3	$\approx 0,0043 / \epsilon_{yk}$
Vähintään C55/67	$\leq 0,35$	$7,5 - \epsilon_0$	6,5	$\approx 0,0065 / \epsilon_{yk}$

x_u = puristusvyöhykkeen korkeus

d = palkin tehollinen korkeus

Lisävaatimuksena taivutusvahvistetun rakenteen sitkeyden varmistamiseksi ja rakenteen hauraan murtumisen estämiseksi on vetoraudoituksen minimimäärän vaatimus. Poikkileikkauksessa tulee olla riittävästi vetoterästä estämään rakenteen hauras murtuminen ensimmäisen halkeaman ilmestyessä eli vetoraudoitetun rakenteen taivutusmomenttikestävyyden tulee olla suurempi kuin poikkileikkauksen halkeamamomenttikestävyyden. [6]

Mikäli käyttörajatilan mukainen mitoitus on määräävä hiilikuituvahvikkeiden pinta-alan määrittämisessä, saattaa olla hankalaa täyttää edellä esitettyjä sitkeysvaatimuksia, vaikka rakenteella on riittävän suuri turvamarginaali mitoitusmomentin M_{Ed} ja momenttikestävyyden M_{Rd} välillä. Tapauksissa, joissa momenttien suhde on $M_{Rd} \geq 1,2M_{Ed}$, ei edellä esitettyjä sitkeysvaatimuksia enää tarvitse täyttää. [2]

3.3 Materiaalien osavarmuuskertoimet

Nykyaikaiset rakenteiden mitoitusmenettelyt perustuvat rajatilamitoitusmenettelyyn, jossa tarkistetaan mitoitettavan rakenteen toimivuus eri rajatiloissa. Tällaisia rajatiloja ovat murtorajatila, käyttörajatila ja onnettomuusrajatila. Murtorajatilassa tarkistetaan rakenteen kestävyys murtumista vastaan, käyttörajatiloissa asetetaan erilaisia vaatimuksia rakenteen taipumille, halkeilulle, värähtelylle yms. ja onnettomuusrajatilassa tarkistetaan rakenteen toimivuus odottamattomissa tilanteissa ja onnettomuuksien aiheuttamille erityisille rasituksille esim. palotilanteessa. [17]

Rajatilamitoitusmenettelyssä kuormien ja rakennusmateriaalien ominaisarvoihin kohdistetaan osavarmuuskertoimia, joiden avulla saadaan kuormien vaikutusten mitoitusarvot ja rakennusmateriaalien mitoitusarvot eri rajatiloissa. Eurokoodien mukaiset betonirakenteille käytettävät osavarmuuskertoimet määritellään standardissa SFS-EN 1992-1-1 ja sen kansallisessa liitteessä. Aiemmin mitoituksessa käytetyt materiaalien osavar-

muuskertoimet määriteltiin Suomen Rakentamismääräyskokoelman osassa B4. Taulukossa 7 on esitetty betonirakenteiden materiaalien osavarmuuskertoimet ko. ohjeiden mukaan.

Taulukko 7. Betonirakenteiden materiaalien osavarmuuskertoimia

Rajatila	Materiaali	RakMK B4		SFS-EN 1992-1-1	
		Rakenne- luokka 2	Rakenne- luokka 1	Normaali	Pienennetyt osavarmuus- kertoimet
Murtorajatila	Betoni γ_c	1,50	1,35	1,50	1,35
	Teräs γ_s	1,20	1,10	1,15	1,10
Käyttörajatila	Betoni γ_c	1,0	1,0	1,0	1,0
	Teräs γ_s	1,0	1,0	1,0	1,0
Onnettomuus- rajatila	Betoni γ_c	1,0	1,0	1,0	1,0
	Teräs γ_s	1,0	1,0	1,0	1,0

Hiilikuituvahvikkeille käytettäviä materiaalien osavarmuuskertoimia on esitetty useissa lähteissä, joiden yhteenveto on esitetty taulukossa 8. Hiilikuituvahvikkeiden materiaalien osavarmuuskertoimia valittaessa tulee pitää mielessä, että hiilikuituvahvistuksen onnistuminen ja toimiminen yhdessä vahvistettavan betonirakenteen kanssa on hyvin riippuvainen vahvistustyön onnistumisesta. Siksi on perusteltua käyttää verrattain suuria osavarmuuskertoimia hiilikuituvahvikkeille. Sinänsä hiilikuituvahvikkeiden materiaalin murtoon nähden voitaisiin käyttää saman suuruusluokan osavarmuuskertoimia kuin raudoitusteräkselle mutta koska vahvistustyön onnistuminen vaikuttaa suuresti hiilikuitujen materiaalin lujuuden täyteen hyödyntämiseen tulee tämä huomioida osavarmuuskertoimissa, jotta riittävä varmuus vahvistetun rakenteen murtumisesta vastaan säilyy.

Taulukko 8. Hiilikuituvahvikkeiden materiaalien osavarmuuskertoimia

Rajatila	Tiehallinto [3]	Täljsten [5]	FIB [2]	Matthys [6]
Murtorajatila	1,50	1,50 (lujuus) 1,20 (kimmokerroin)	1,20 (valmis hiilikuituvahvike) 1,35 (paikalla asennettava epoksimatriisi tai hankalat asennusolosuhteet)	1,30
Käyttörajatila	1,0	1,0	1,0	1,0
Onnettomuus- rajatila	1,0	1,0	1,0	1,0

3.4 Tilanne ennen vahvistamista

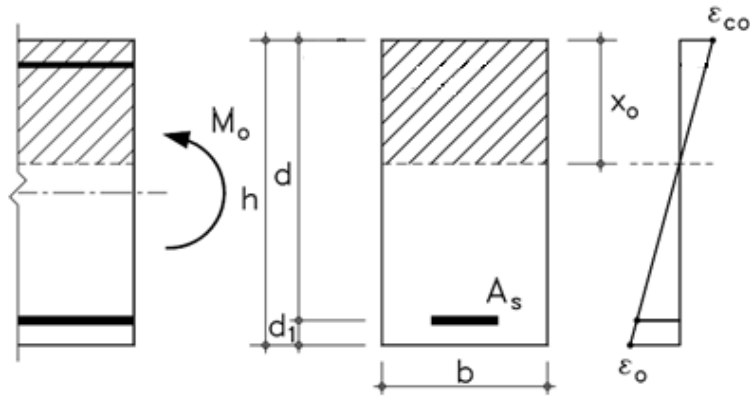
3.4.1 Yleistä

Vanhan rakenteen vahvistussuunnittelu aloitetaan aina vanhan rakenteen nykyisen tilanteen kuormitushistorian ja vahvistuksen aikaisen tilanteen kuormitusten sekä niiden aiheuttaman jännitystilanteen laskemisella. Rakenteen vetopuolelle asennettavat hiilikuituvahvikkeet toimivat vasta vahvistamisen aikaisen tilanteen jälkeisille kuormituksille. Mikäli hiilikuituvahvikkeiden halutaan ottavan vastaan myös betonirakenteen oman painon aiheuttamia rasituksia, tulee rakennetta keventää esimerkiksi tukemalla ja tunkkaamalla. Tunkkaaminen johtaa yleensä mittaviin ja kalliisiin tuentoihin joten normaalisti hiilikuituvahvikkeet suunnitellaan toimimaan vahvistamisen jälkeisille kuormille ja niistä aiheutuille venymille ja jännityksille. [18]

Vahvistamisen aikaisen tilanteen laskemisessa käytetään tässä opinnäytetyössä Eurokoodien mukaisia merkintöjä ja materiaalilujuuksia. Kaavoja voidaan sellaisenaan soveltaa myös esimerkiksi vanhan rakenteen Rakentamismääräyskokoelman kumotun osan B4 Betonirakenteet mukaiseen mitoitukseen, kunhan huomioidaan käytettävät lujuudet ko. normin mukaan.

3.4.2 Jännitysten laskenta vahvistamisen aikaisessa tilanteessa

Hiilikuituvahvikkeiden suunnittelua ja mitoitusta varten tulee tuntea vahvistamisen aikaisen tilanteen jännitykset betonirakenteen ylä- ja alapinnassa. Jännitysten laskennassa tulee huomioida betonirakenteen halkeilutila, joka riippuu paitsi vahvistamisen aikaisista kuormituksista myös rakenteen kuormitushistoriasta. Eurokoodien mukaisessa mitoituksessa rakenteen halkeilutilan tarkastus tehdään SFS-EN 1992-1-1 kohtien 7.1(2) ja 3.1.8 mukaan. Mikäli jossakin vaiheessa rakenteen käytön aikana rakenteen kuormituksista aiheutuva vetojännitys on ylittänyt sen halkeilujännityksen, tulee rakenteen jäykkyytenä käyttää haljenneen poikkileikkauksen jäykkyyttä, vaikka kuormitus vahvistamisaikana olisi halkeilumomenttia pienempi. Haljenneen poikkileikkauksen jäykkyydessä voidaan huomioida betonirakenteen vetojäykistysvaikutuksen huomioiva jakautumakerroin.



Kuva 8. Tarkasteltava poikkileikkaus ja venymät vahvistustilanteessa, mukaillen lähteestä [6]

M_o on rakenteeseen aiheutuva taivutusmomentti vahvistusaikana.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1+\varphi} \quad (4)$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (5)$$

Betonin halkeilutilan tarkistus voidaan tehdä laskelmalla betonin vetojännitykset ja vertaamalla niitä halkeilujännitykseen f_{ctm} . Tässä tulee huomioida myös rakenteen kuormitushistoria.

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} \quad (6)$$

Betonirakenteen jännitys taivutusmomentista tietyllä korkeudella poikkileikkausta halkeilemattomassa tilassa voidaan laskea kaavalla 7:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_c + \alpha_s I_s} y = \frac{M}{I_1} y \quad (7)$$

I_c ja I_s ovat betonin ja vetoterästen jäyhydet. I_1 on koko poikkileikkauksen jäyhyysmomentti halkeilemattomana. Korkeus poikkileikkauksen yläpinnasta sen painopisteeseen, y_o , voidaan halkeamattomalla vetoraidoitettulla suorakaidepoikkileikkauksella laskea seuraavasti:

$$y_0 = \frac{bh\frac{h}{2} + (\alpha_s - 1)A_s d}{bh + (\alpha_s - 1)A_s} \quad (8)$$

Jännitykset betonirakenteen ylä- ja alapinnassa voidaan nyt laskea:

$$\sigma_{c,yp} = \frac{M}{I_c + \alpha_s I_s} y_0 = \frac{M}{I_1} y_0 \quad (9)$$

$$\sigma_{c,ap} = \frac{M}{I_c + \alpha_s I_s} (h - y_0) = \frac{M}{I_1} (h - y_0) \quad (10)$$

Alapinnan vetorausituksen jännitys saadaan:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M}{I_c + \alpha_s I_s} (d - y_0) = \alpha_s \frac{M}{I_1} (d - y_0) \quad (11)$$

Jännitysten avulla saadaan mitoituksessa tarvittavat betonin alapinnan ja yläpinnan jännitykset

$$\varepsilon_{c,yp} = \frac{\sigma_{c,yp}}{E_{c,eff}} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{c,ap} = \frac{\sigma_{c,ap}}{E_{c,eff}} \quad (13)$$

Edellisissä kaavoissa käytetty halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäykkyys saadaan suorakaidepoikkileikkaukselle kaavalla 14.

$$I_1 = I_c + \alpha_s I_s = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + (\alpha_s - 1) A_s (d - y_0)^2 \quad (14)$$

Mikäli poikkileikkauksen halkeilukapasiteetti on ylittynyt, käytetään jännitysten laskennassa haljenneen poikkileikkauksen jäykkyyttä. Haljenneen poikkileikkauksen jäykkyyden laskemista varten määritetään ensin haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti vaakasuuntaisen tasapainon avulla

$$bx \frac{x}{2} = \alpha_s A_s (d - x) \rightarrow x^2 + \frac{2\alpha_s A_s}{b} x - \frac{2\alpha_s A_s}{b} d = 0 \quad (15)$$

Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys saadaan neutraaliakselin sijainnin määrittämisen jälkeen

$$I_2 = \frac{bx^3}{12} + bx\left(\frac{x}{2}\right)^2 + (\alpha_s - 1)A_s(d - x)^2 \quad (16)$$

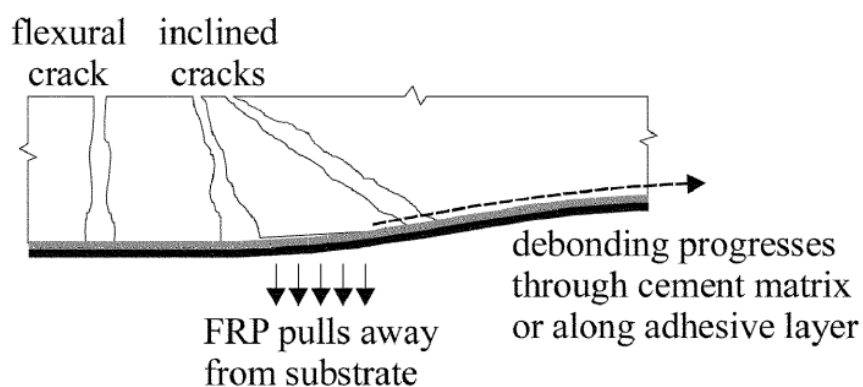
Jännitykset poikkileikkauksen ylä- ja alapinnassa ja raudoituksen tasossa saadaan kuten edellä.

3.5 Hiilikuituvahvistetun poikkileikkauksen mitoitus murtorajatilassa

3.5.1 Yleistä

Hiilikuituvahvikkeen ja vahvistettavan betonirakenteen kestävyys murtorajatilassa olettaen täysi yhteistoiminta hiilikuituvahvikkeen ja vanhan betonirakenteen välille voidaan laskea seuraavissa luvuissa esitetyillä menetelmillä. Murtorajatilassa tulee aina myös ottaa huomioon murtotavat, joissa menetetään hiilikuituvahvikkeiden ja vahvistettavan betonirakenteen välinen yhteistoiminta ennen poikkileikkauksen täyden kestävyuden hyödyntämistä eli hiilikuituvahvikkeiden ankkurointimurto ja hiilikuituvahvikkeen päätyalueen jännitysten ylittyminen.

3.5.2 Hiilikuidun maksimivienymä mitoituksessa



Kuva 9. Hiilikuituvahvikkeen irtoaminen betonin pinnasta halkeaman kohdalla [19]

Hiilikuituvahvikkeen päätyjen ankkurointialueiden välillä pintaan liimattuihin hiilikuituvahvikkeisiin kohdistuu kuvan 9 mukaisesti rasituksia betonirakenteen halkeamien kohdalla. Nämä rasitukset aiheuttavat hiilikuidun irtoamista betonirakenteen pinnasta. Jotta välteään hiilikuitujen irtoamisesta halkeamien kohdalla johtuva murto, tulee hiilikuituvahvikkeiden venymää rajoittaa kaavan 17 mukaiseen maksimiarvoon. [19] [18]

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad (17)$$

n on hiilikuitukerrosten lukumäärä

t_f on hiilikuitukomposiitin paksuus

3.5.3 Hiilikuituvahvikkeen pinta-alan arviointi

Tarvittava hiilikuituvahvikkeiden pinta-ala voidaan alustavasti arvioida murtorajatilán vahvistustarpeen avulla. Alustavaa arviointia tehdessä hiilikuituvahvikkeiden venymänä ei kannata käyttää murtovenymää, sillä tavallisesti mitoituksessa muut murtotavat tulevat määrääviksi. Ensimmäisenä arviona hiilikuituvahvikkeiden venymäksi voidaan käyttää suuruusluokkaa 3-5 ‰ venymää tai edellisessä luvussa esitettyä maksimivenymää. Hiilikuituvahvikkeiden venymä tulee tarkistaa tarkemmilla laskelmilla lopullisen mitoituksen yhteydessä.

Murtorajatilán vahvistustarpeen taivutusmomentille ollessa ΔM , voidaan karkea arvio vaadittavasta hiilikuituvahvikkeiden pinta-alasta laskea seuraavasti

$$A_f = \frac{\Delta M}{0,9h\varepsilon_f E_f} \quad (18)$$

Hiukan tarkempi arvio, jota voidaan käyttää mitoituksen lähtökohtana, saadaan huomioidamalla poikkileikkauksen vanhat vetoteräksset ja betonin puristuslujuus. Betonin puristusvyöhykkeen korkeus x saadaan seuraavasti

$$x = \frac{A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f}{\eta f_{cd} b} \quad (19)$$

Puristusvyöhykkeen korkeuden laskemisen jälkeen poikkileikkauksen momenttikestävyys murtorajatilassa saadaan

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \varepsilon_f E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (20)$$

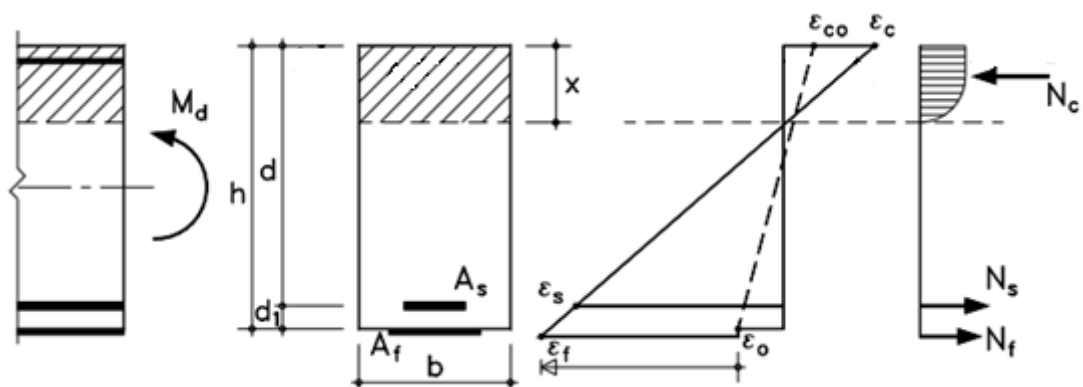
Vaadittava hiilikuituvahvikkeen pinta-ala saadaan momenttikestävyyden yhtälöstä, kun M_{Ed} on vahvistuksen jälkeisen tilanteen taivutusmomentin mitoitusarvo

$$A_f = \frac{M_{Ed} - A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\varepsilon_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad (21)$$

Näin saatua hiilikuituvahvikkeen pinta-alaa voidaan käyttää tarkemmassa mitoituksessa lähtökohtana. [5] [18]

3.5.4 Poikkileikkauksen mitoitus

Murtotapa, jossa poikkileikkauksen alapinnan vetoteräksset myötäävät samanaikaisesti betonin puristumurtumisen kanssa hiilikuituvahvikkeiden toimiessa edelleen osana poikkileikkausta ilman niiden irtoamista, on mitoituksessa kaikkein tavoiteltavin. Tämä murtotapa on toiminnaltaan samanlainen kuin hiilikuiduilla vahvistamattoman betonipoikkileikkauksen murtotapa ja hyvin sitkeä. Poikkileikkauksen mitoitusmenettely on hyvin samanlainen kuin hiilikuiduilla vahvistamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusmitoitus. Se perustuu voimien sisäiseen vaakasuuntaiseen tasapainoon ja venymien ja jännitysten laskentaan. Hiilikuitujen jännityksessä ja venymässä tulee huomioida vahvistustilanteen mukainen alkuvenyä ε_0 .



Kuva 10. Hiilikuituvahvistetun betonirakenteen mitoituspoikkileikkaus, venymät ja sisäiset voimat, mukailien lähteestä [6]

Betonin puristusjännitys murtorajatilassa jakautuu kuvan 10 mukaisesti. Paraabeli-suorakaiteen saa mitoituksessa korvata suorakaiteen muotoisella jännitysjakaumalla, jonka korkeus on λx ja tasainen jännitys on ηf_{cd} . Parametrit λ ja η saadaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 3.1.7(3) mukaan

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8 && \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \lambda &= 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 && \text{kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ja

$$\begin{aligned} \eta &= 1,0 && \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \eta &= 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 && \text{kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Mitoitettaessa vetoraidoitettu hiilikuiduilla vahvistettu betonipoikkileikkaus murtorajatilassa olettaen täysi yhteistoiminta hiilikuituvahvikkeen ja vahvistettavan betonirakenteen välillä tulee tarkistaa kaksi murtotapaa: hiilikuituvahvikkeen murto ja betonin puristusmurto. Lisäksi mitoituksessa tulee tarkistaa poikkileikkauksen raudoituksen venymä, jotta raudoituksen murtovenymää ei ylitetä ja raudoituksessa on silti riittävä venymä sitkeän murtumisen kannalta. Hiilikuiduilla vahvistetun betonipoikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyyden laskeminen on iteratiivinen prosessi, jossa tulee aina tarkistaa betonin, teräksen ja hiilikuituvahvikkeen venymät ja jännitykset ja tarvittaessa muuttaa alkuehtoja, kunnes saavutetaan tasapaino mitoituksessa.

Kaikissa murtotavoissa on oltava voimassa poikkileikkauksen sisäisten voimien vaakasuuntainen tasapainoehto

$$N_c = N_{s1} + N_f \tag{22}$$

1. Hiilikuituvahvikkeen murto

Vaakasuuntaisen tasapainoyhtälön

$$\lambda \eta f_{cd} b x = A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f \tag{23}$$

avulla voidaan puristusvyöhykkeen korkeus x ratkaista

$$x = \frac{A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b} \quad (24)$$

Betonin puristuma rakenteen yläpinnassa tarkistetaan kaavalla

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{c,ap}}{\left(\frac{h}{x} - 1\right)} \quad (25)$$

Mikäli näin laskettu betonin puristuma ylittää betonin murtopuristuman ε_{cu} , tulee mitoitus tehdä kohdan 2 mukaan laskien poikkileikkauksen kestävyys, kun murtotapana on betonin puristusmurto.

Hiilikuituvahvistetun poikkileikkauksen momenttikestävyys murtorajatilassa voidaan nyt laskea

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x\right) + \varepsilon_f E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x\right) \quad (26)$$

Alapinnan vetoraudoituksen venymä tulee myös tarkistaa kaavalla

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \left(\frac{d}{x} - 1\right) \quad (27)$$

Mikäli $\varepsilon_s < f_{yd} / E_s$, korvataan edellisissä yhtälöissä f_{yd} teräksen venymätilan mukaisella jännityksellä $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$.

2. Betonin puristusmurto

Vaakasuuntainen tasapainoyhtälö

$$\lambda f_{cd} b x = A_s f_{yd} + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{c,ap} - \varepsilon_0\right) E_f A_f \quad (28)$$

Puristusvyöhykkeen korkeus x saadaan ratkaistua toisen asteen yhtälön avulla

$$C_1 x^2 + C_2 x + C_3 = 0 \quad (29)$$

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \lambda f_{cd} b \\ C_2 &= A_{s1} f_{yd1} + (\varepsilon_{c,ap} - \varepsilon_0) E_f A_f \\ C_3 &= -\varepsilon_{c,ap} E_f A_f h \end{aligned} \right\}$$

Poikkileikkauksen vetorausituksen venymä ja jännitys lasketaan kuten edellä. Mikäli vetorausitus ei myötää, tehdään uusi iteraatio poikkileikkauksen vaakasuuntaisen tasapainon ja puristusvyöhykkeen korkeuden määrittämiseksi. Lopulta poikkileikkauksen momenttikestävyys saadaan kaavalla

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) + \left(\frac{h-x}{x} \varepsilon_{c,ap} - \varepsilon_0 \right) E_f A_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (30)$$

[18]

3.6 Hiilikuituvahvikkeiden ankkurointi

3.6.1 Ankkuroinnin merkitys

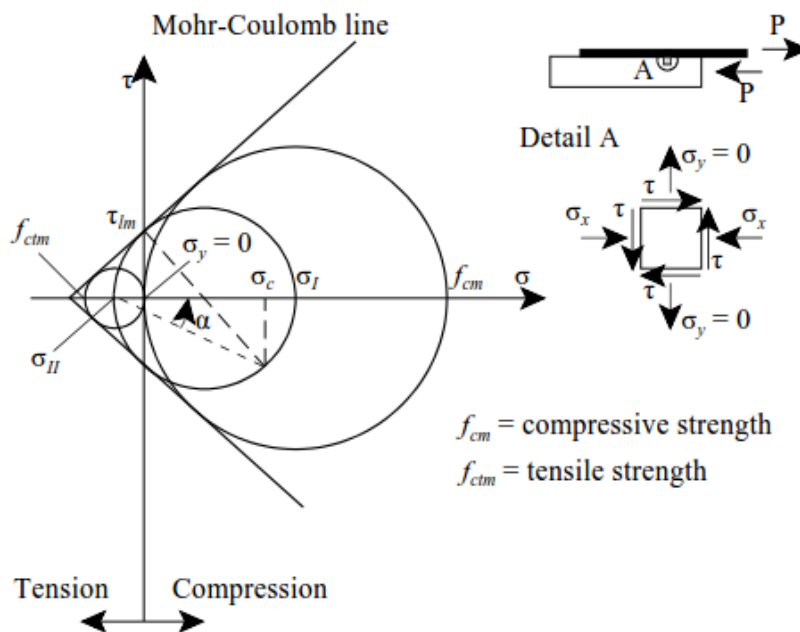
Hiilikuituvahvikkeiden ankkuroinnilla ja ankkurointipituuden mitoituksella on keskeinen merkitys hiilikuituvahvikkeilla tehtävän betonirakenteen taivutusvahvistamisen kannalta. Edellä esitetyistä murtotavoista ankkurointimurto on murtotapa 5. Hiilikuitujen ankkurointimitoitusta on tutkittu paljon ja ankkurointipituuden mitoitukseen sekä ankkurointialueen jännitysten laskemiseen on esitetty eri teorioita ja laskentamalleja lähteissä [3], [18], [6] ja [2]. Seuraavissa luvuissa esitetään kunkin eri lähteen mukainen ankkurointipituuden mitoitusmenetelmä ja lopuksi vertaillaan eri menetelmillä saatavia ankkurointipituuksia.

3.6.2 Betonipinnan tartuntavetolujuus

Normaalisti vahvikkeiden liimauksessa käytettävien epoksiliimojen tartunta- ja vetolujuus on niin suuri, että vahvistettavan betonirakenteen betonin vetolujuus määrittää hiilikuituvahvikkeen ankkurointipituuden ja suurimman mahdollisen voiman, joka rakenteeseen voidaan ankkuroida. Korkeilla betonin lujuuksilla epoksiliiman vetolujuus saattaa olla määräävä, jolloin mitoituksessa käytetään betonin vetolujuuden sijaan epoksiliiman vetolujuutta.

Betonin toimintaa voidaan kuvata Mohr-Coulombin teorialla, joka on yleisesti käytetty matemaattinen malli hauraille materiaaleille. Kuvassa 11 on esitetty Mohr-Coulombin murtopinta, jonka mukaan normaalijännityksen ollessa nolla, saadaan betonin leikkauslujuudelle τ_{lm} kaava

$$\tau_{lm} = \frac{f_{ctm}f_{cm}}{f_{ctm}+f_{cm}} \quad (31)$$



Kuva 11. Mohr-Coulombin murtopinta [20]

Betonin pinnan maksimileikkauskestävyys τ_{lm} riippuu sekä betonin vetolujuudesta f_{ctm} että betonin puristuslujuudesta f_{cm} . Koska hiilikuituvahvikkeiden tartunta tapahtuu betonin pinnassa, tulee suunnittelussa käyttää betonin vetolujuutta rakenteen pinnassa. Testien ja koetulosten mukaan käytännön suunnittelussa voidaan olettaa, että

$$\tau_{lm} \approx f_{ctm} \quad (32)$$

Tämä toteutuu, jos edellä esitetystä kaavasta puristuslujuus f_{cm} on suuri verrattuna vetolujuuteen f_{ctm} . Normaleilla betoneilla näin yleensä onkin. Kaavan 32 käytöstä suunnittelussa on myös se etu, että vahvistettavan rakenteen betonin vetolujuuden määrittämi-

nen on helpompaa ja vähemmän rakenteita rikkovaa kuin betonin puristuslujuuden. Käytännön suunnittelussa onkin perusteltua käyttää kaavaa 32 betonin maksimileikkausjäntymisen arviointiin hiilikuituvahvikkeiden ankkurointia mitoitettaessa. [20]

Eurokoodien mukainen suunnittelussa käytettävä betonin keskimääräinen ominaisvetolujuus saadaan betonin lieriöpuristuslujuuden f_{ck} perusteella kaavasta

$$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3} \quad (33)$$

ja vetolujuuden 5 % fraktiilin (suunnittelussa käytettävä tilastollinen alaraja-arvo) mitoitussarvo kaavalla

$$f_{ctd} = \frac{0,7f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (34)$$

Betonin vetolujuuden tilastollisesta hajonnasta ja mitoitusmallin sisäisistä epävarmuuksista johtuen teoreettista betonin vetolujuuden maksimiarvoa ei normaalisti käytetä mitoituksessa. [6] [21]

Vanhojen betonirakenteiden betonipinnan tartuntavetolujuus tulee aina testata ennen liimausvahventamistyötä. Yleensä betonin pinnan tartuntavetolujuuden minimiarvona vahvistettavassa rakenteessa pidetään arvoa 1,5 MPa. Hiilikuituvahvikejärjestelmien toimitajien ohjeissa esitetään myös järjestelmäkohtaisia minimivaatimuksia betonipinnan tartuntavetolujuudelle. Mikäli betonipinnan lujuus on ei täytä asetettuja vaatimuksia tai siinä on alkavia lohkeamia, on huonokuntoinen betoniaines poistettava ja betonipinta korjattava. Betonipinnan korjauksia tehdessä tulee aina varmistaa vahvistusbetonin tartunta korjattavaan betonipintaan tartuntavetolujuuskokeilla. [3]

3.6.3 Ankkurointipituus, Tiehallinto

Tiehallinnon liiماusvahventamisohjeiden mukaan hiilikuituvahvikkeiden ankkurointipituus mitoitetaan kaavalla

$$l_v = \frac{k_v f_{ydl} t}{f_{ct}} \geq 400 \text{ mm} \quad (35)$$

k_v on 1,5

f_{ydl} on vahvikelevyn vetolujuuden laskenta-arvo [N/mm²]

f_{ct} on pintabetonin vetolujuus [N/mm²]

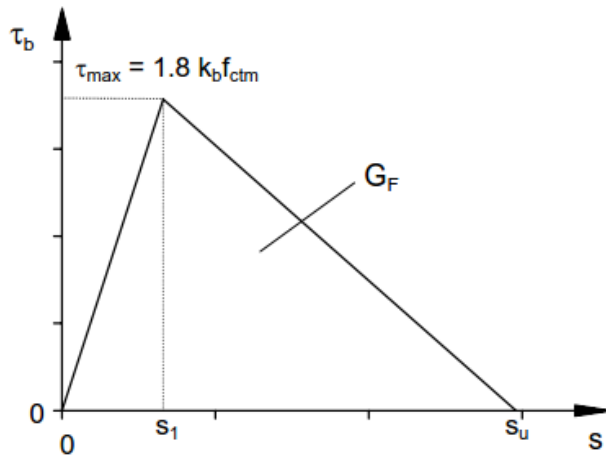
t on vahvikkeen paksuus [mm]

Ohjeen mukaan ankkurointipituutta voidaan tarvittaessa pienentää lineaarisesti vetovoiman suhteessa kapasiteettiin. [3]

3.6.4 Ankkurointipituus, Täljsten

Lähteessä [18] on esitetty hiilikuituvahvikkeiden ankkurointiin mitoitussuunnittelu, jossa huomioidaan rakenteessa vaikuttava momenttipinta, momenttipinnan siirto leikkaushalkeamien johdosta, hiilikuidussa vaikuttava vetovoima ankkuroinnin alkamiskohdan momentista, rakenteen halkeilutila sekä maksimivoima joka murtumamekaniikan perusteella voidaan ankkuroida hiilikuituvahvikkeen ja betonin välillä. Mitoitusmallissa oletetaan, että vahvistettavan rakenteen vetoraudoitus ei myötää ankkurointialueella.

Maksimiankkurointivoiman määrää hiilikuituvahvikkeen ja betonirakenteen välisen liitoksen murtumiseen tarvittava energia G_f , jonka määrää bilineaarisen leikkausjännitys-liukuma -kuvaajan pinta-ala (kuva 12).



Kuva 12. Murtumamekaniikan mukainen murtoenergia G_f [6]

Ankkuroinnin mitoitusta varten lasketaan lisäksi tarvittava ankkurointipituus

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (36)$$

Lopuksi tarkistetaan, ettei hiilikuidussa vaikuttava voima F_f ylitä maksimivoimaa joka voidaan ankkuroida betonirakenteen ja hiilikuituvahvikkeen välillä. Maksimivetovoima, joka voidaan ankkuroida betonin ja hiilikuituvahvikkeen välillä, saadaan kaavalla

$$F_{f,e} = \varepsilon_{f,x} A_f E_f \quad (37)$$

$\varepsilon_{f,x}$ on hiilikuidun maksimivienymä, joka voidaan ankkuroida betonirakenteen pintaan

$$\varepsilon_{f,x} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}$$

G_f on murtumamekaniikan mukainen murtoenergia

$$G_f = 0,03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$$

k_b on muotokerroin joka ottaa huomioon vahvikkeen ja betonin leveyden suhteen ankkurointialueella

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1,0$$

b_f on hiilikuituvahvikkeen leveys

b on betonirakenteen leveys

Suhteelle b_f/b asetetaan seuraava ehto: $b_f/b \geq 0,33$.

Alle 250 mm ankkurointipituutta ei tule käyttää. Lyhyillä ankkurointipituuksilla liimapinnan mahdollisten kolojen ja asennus- tai työvirheiden vaikutus korostuu. [18]

3.6.5 Ankkurointipituus, FIB

Hiilikuituvahvikkeiden suunnitteluohjeessa fib bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures on esitetty murtumamekaniikan murtoenergiaan perustuva ankkurointipituuden laskentamalli.

Maksimivoima joka mallin mukaan voidaan ankkuroida, on

$$N_{fa,max} = \alpha c_1 k_c k_b b_f \sqrt{f_{ctm} E_f t_f} \quad (38)$$

ja maksimiankkurointivoimaa vastaava ankkurointipituus on

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (39)$$

α on 0,9 (vinojen halkeamien vaikutuksen huomioiva kerroin, riittävästi leikkausraudoitetuilla palkeilla ja laatoilla $\alpha = 1,0$)

k_c on 1,0 (betonin tiivistymisen huomioiva kerroin; normaaliarvo on 1,0 mutta huonosti tiivistetyllä betonilla jopa 0,67)

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b_0}} \geq 1,0$$

b_0 on 400 mm

Suhteelle b_f/b asetetaan seuraava ehto: $b_f/b \geq 0,33$

Kertoimet c_1 ja c_2 ovat kokeellisia. Hiilikuitunauhoille voidaan käyttää arvoja

c_1 on 0,64

c_2 on 2,0.

Ankkuroituva voima maksimiankkurointipituutta lyhyemmillä ankkurointipituuksilla voidaan laskea

$$N_{fa} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (40)$$

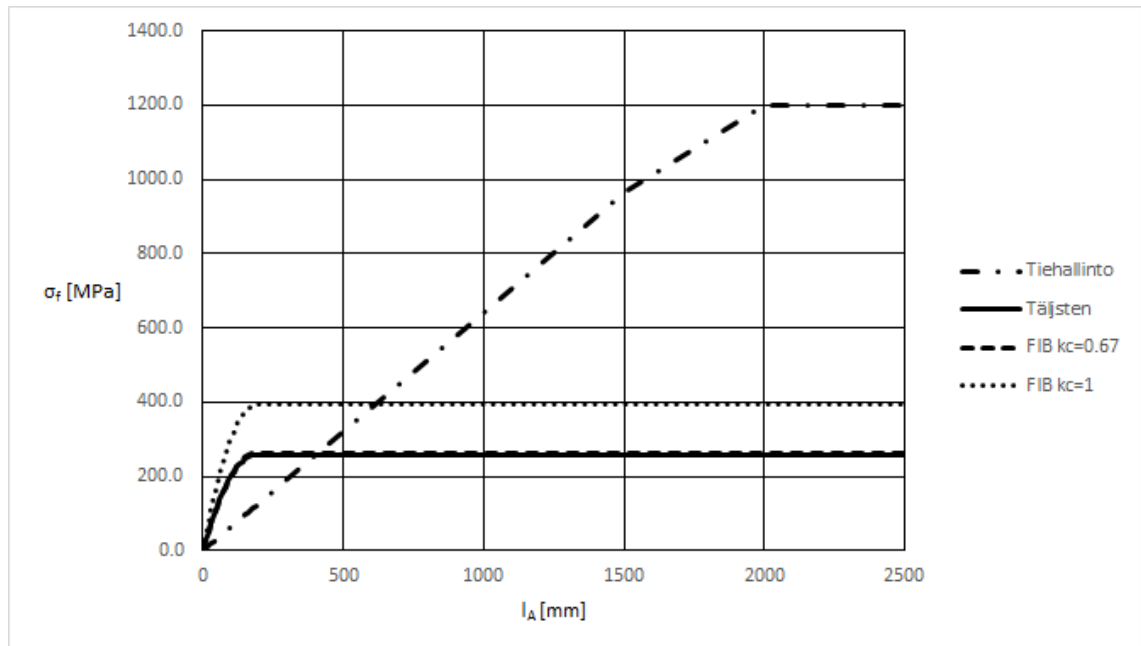
l_b on todellinen ankkurointipituus.

3.6.6 Ankkurointipituuksien vertailu

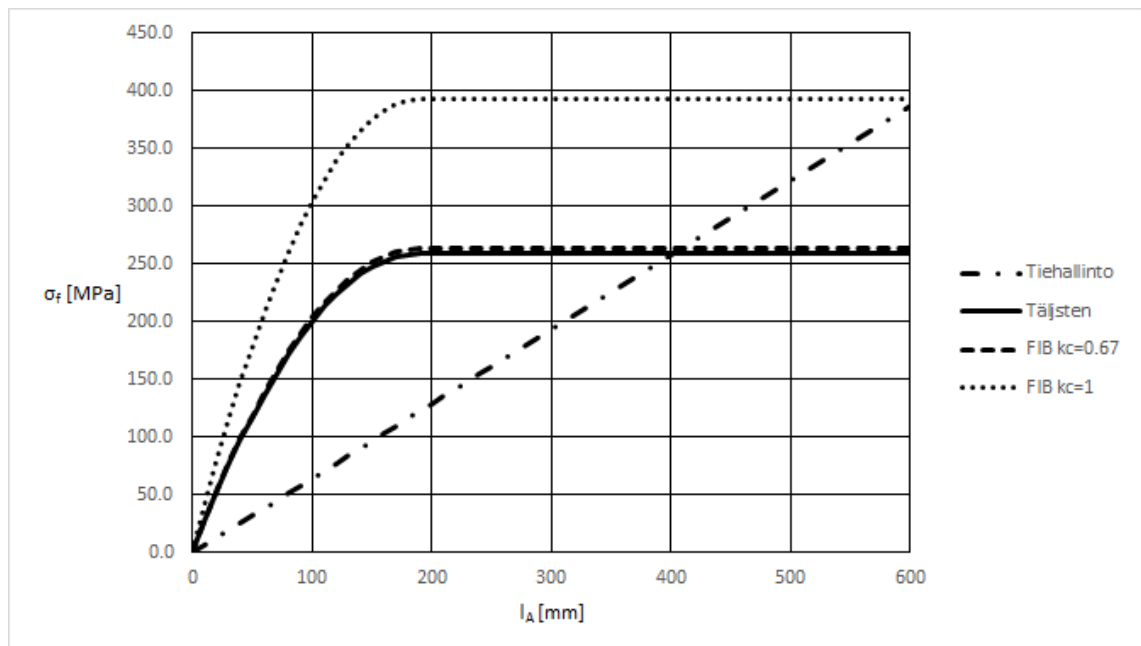
Tässä luvussa vertaillaan edellä esitettyjen mitoitusmenettelyiden mukaisia ankkurointipituuksia, ankkuroituvaa maksimivoimaa ja ankkurointipituuden vaikutusta ankkuroituvan voimaan. Kuvassa 13 on edellä esitettyjen mitoitusmallien mukaisten ankkurointipituuksien ja suurimman ankkuroituvan voiman mukaan laskettu jännitys-ankkurointipituus -kuvaaja, y-akselin maksimina hiilikuidun murtojännitys. Kuvassa 14 on esitetty sama kuvaaja ankkurointipituuteen 600 mm asti. Kuten kuvaajista nähdään, kasvaa Tiehallinnon ohjeen mukaan laskettu ankkuroituva jännitys lineaarisesti hiilikuidun murtojännitykseen asti. Kahden muun lähteen mukaan laskettu ankkuroituva jännitys saavuttaa huippuarvonsa lasketulla ankkurointipituudella eikä enää kasva tämän jälkeen. Vertailulaskelma on esitetty liitteessä 1.

Taulukko 9. Ankkurointipituuksien vertailulaskelmassa käytetyt lähtöarvot

γ_c	1.50	
γ_f	1.50	
f_{ck}	30.0	MPa
f_{ctm}	2.90	MPa
E_f	150000.0	MPa
f_{fuk}	1800.0	MPa
f_{fd}	1200.0	MPa
b	380	mm
b_f	100	mm
t_f	1.4	mm
A_f	140	mm



Kuva 13. Vertailulaskelma hiilikuituvahvikkeiden ankkuroituvasta jännityksestä, $y_{\max} = f_{rd}$



Kuva 14. Vertailulaskelma hiilikuituvahvikkeiden ankkuroituvasta jännityksestä, $y_{\max} = 450$ MPa

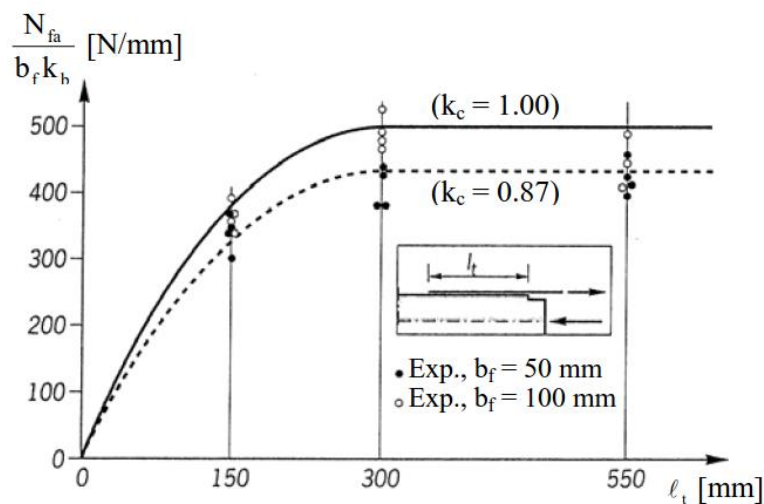
Vertailulaskelman tuloksia tarkasteltaessa huomataan, että sekä Täljstenin että FIB:in mitoitusmallit antavat hyvin samanlaisia arvoja, FIB:n ja Täljstenin mitoitusmallit keskenään lähes samat arvot, kun oletetaan $k_c = 0,67$, joka on varmallalla puolella oleva arvio. Tiehallinnon ohjeessa annettu 400 mm:n minimiankkurointipituus on myös turvallisella puolella

oleva arvio, muut mitoitusmenetelmät antavat minimiankkurointipituudeksi pienemmän arvon tai eivät ota lainkaan kantaa siihen.

Taulukko 10. Vertailulaskelman tuloksia

Mitoitusmalli	Ankkuroituvan maksimijännitys [MPa]	Maksimivoiman ankkurointipituus [mm]	Minimiankkurointipituus [mm]
Tiehallinto	1200,0	1864,3	400
Täljsten	259,1	190,4	250
FIB ($k_c = 0,67$)	263,4	190,4	-
FIB ($k_c = 1,0$)	393,1	190,4	-

Vertailulaskelman perusteella voidaan todeta, että Tiehallinnon ohjeen mukainen hiilikuituvahvikkeen ankkuroituvan jännityksen laskenta on pitkillä ankkurointipituuksilla epävarmalla puolella. Tiehallinnon ohjeen mukainen ankkuroituvan voiman laskenta perustuu oletukseen tasaisesta leikkausjännitysjakaumasta liimasaumassa koko pituudella maksimijännitykseen asti. Matthys on tohtorinväitöstyössään käsitellyt tätä asiaa ja pitää tällaista voiman siirtymisen mallia hyvin yksinkertaistavana ja pitkillä ankkurointipituuksilla jopa toimimattomana. Kuvassa 15 on esitetty kahdella eri hiilikuitunauhan leveydellä ja kolmella eri ankkurointipituuden arvolla tehtyjen kokeiden tuloksia ja murtumamekaniikan mukaisen mitoitusmallin kuvaajat k_c :n arvoilla 1,00 ja 0,87. Kuvasta nähdään selkeästi, että ankkurointipituudella siirtyvä voima ei enää kasva tietyn ankkurointipituuden jälkeen. [6]



Kuva 15. Ankkuroitua voima kokeiden ja mitoitusmallin mukaan [6]

Pidemmillä ankkurointipituuksilla ja suurilla ankkuroitavilla hiilikuituvahvikkeen jännityksillä suunnittelijan tulee huomioida ankkurointipituuteen ja ankkuroituvan voimaan liittyvät rajoitukset. Liian suurilla ankkurointipituuksilla ei tule käyttää eikä varsinkaan olettaa, että ankkurointipituuden kasvattamisella voidaan lisätä ankkuroituvaa voimaa yli kriittisen ankkurointipituuden mukaisen voima. Talonrakennuskohteissa vahvistettavien rakenteiden jännevälit ovat yleensä niin pieniä verrattuna esim. siltoihin, joiden vahvistamiseen Tiehallinnon ohje on tarkoitettu, että liian suurilla ankkurointipituuksilla tai edes mahdollisuutta sellaisiin tulee harvemmin vastaan käytännön suunnittelutyössä. Ankkuroinnin mitoituksessa varsinkin lyhyillä ankkurointipituuksilla on erittäin tärkeää huomioida vetovoimapinnan sijainti ja hiilikuituvahvikkeissa vaikuttava vetovoima.

3.6.7 Ankkuroinnin aloituskohta

Vetorausoitukseen ja hiilikuituvahvikkeisiin taivutusmomentista kohdistuva vetovoima muuttuu taivutetussa rakenteessa momenttipinnan mukaisesti, joten momenttipintaa voidaan käyttää kuvaamaan vetovoiman muutoksia. Leikkausvoiman aiheuttamat vinot halkeamat kasvattavat raudoitukseen ja hiilikuituvahvikkeisiin kohdistuvaa vetovoimaa ja tämä tulee huomioida mitoituksessa. Leikkausvoimasta aiheutuva momenttipinnan siirtymä a_l saadaan kaavalla

$$a_l = \frac{z}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (41)$$

z on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarssi

θ on betonin puristussauvojen kulma

α on leikkausraudoituksen kulma

Jos valitaan $z = 0,9d$ ja kulmat $\theta = 45^\circ$ ja $\alpha = 90^\circ$, voidaan edellinen kaava kirjoittaa

$$a_l = 0,45d \quad (42)$$

Hiilikuituvahvikkeeseen kohdistuva vetovoima saadaan

$$F_f = \frac{M+dM}{z_f} - F_s \frac{z_s}{z_f} \quad (43)$$

F_f on hiilikuituvahvikkeen vetovoima

z_f on hiilikuituvahvikkeen sisäinen momenttivarsi

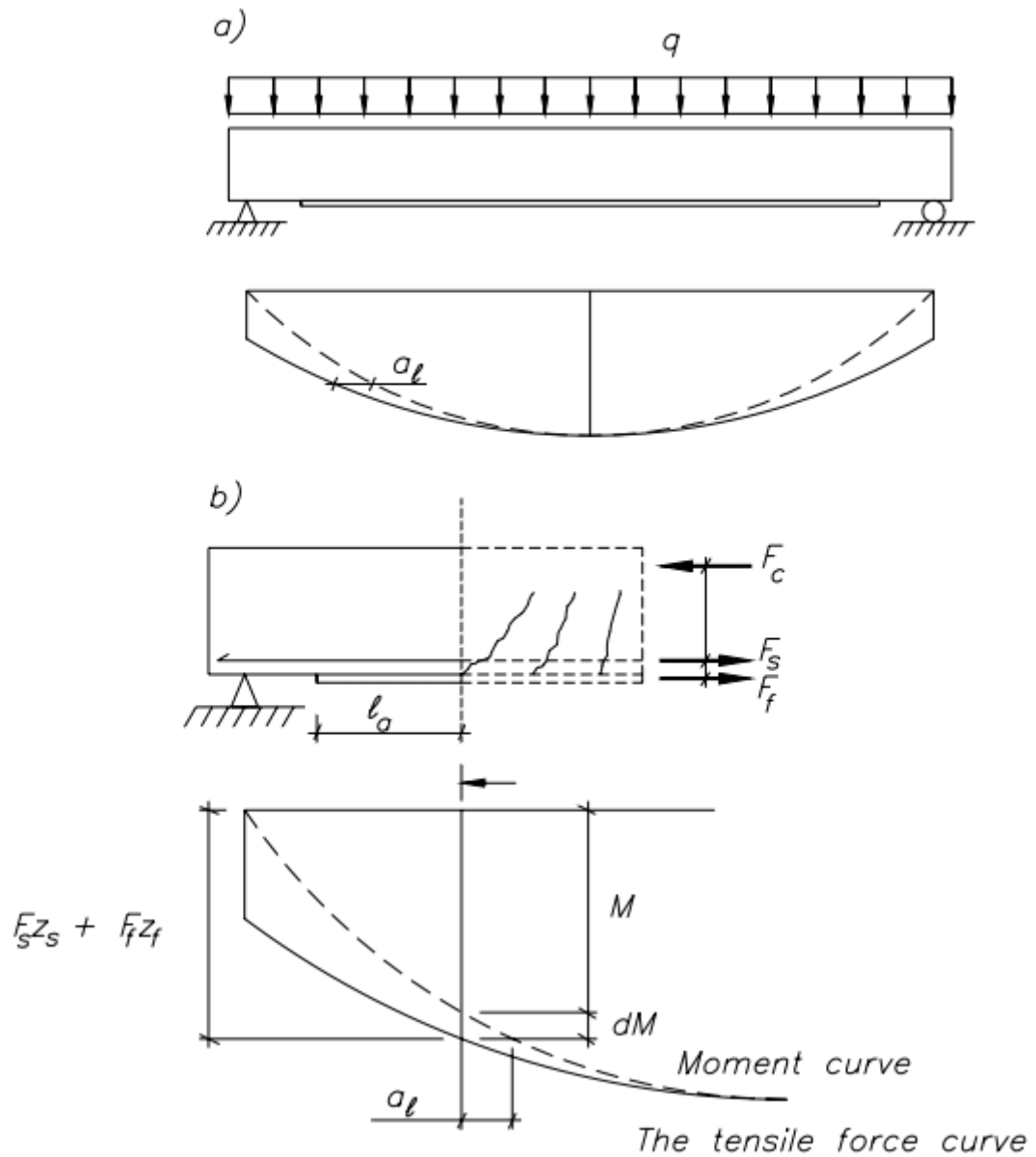
F_s on vetoterästen vetovoima

z_s on vetoterästen sisäinen momenttivarsi

Jos merkitään $M_{xa} = (M+dM)$ ja oletetaan $z_s = 0,9d$ sekä $z_f = 0,9h$, voidaan kirjoittaa

$$F_{f1} = \frac{M_{xa}}{0,9h} - F_s \frac{d}{h} \quad (449)$$

Tässä F_s on suurin voima joka vetoraidoitukseen voi kehittyä huomioiden vetoterästen ankkurointi ja M_{xa} kyseisen kohdan taivutusmomentti.



Kuva 16. Vetovoimapinnan siirtyminen momenttipintaan nähden [5]

Yhteyksien $\varepsilon_f = \varepsilon_s \frac{h}{d}$, $F_s = \varepsilon_s E_s A_s$ ja $F_f = \varepsilon_f E_f A_f$ avulla voidaan kirjoittaa hiilikuituvahvikkeen vetovoimalle yhtälö

$$F_{f2} = \frac{M_{xa}/0,9h}{1 + \frac{E_s A_s (d)}{E_f A_f (h)}} \quad (45)$$

Ankkuroinnin mitoitusta varten edellä lasketuista voimista F_{f1} ja F_{f2} valitaan suurempi.

Seuraavaksi mitoituksessa määritetään etäisyys vahvistettavan betonirakenteen tuelta ensimmäiseen halkeamaan, x_{cr} , jossa ulkoinen momenttirasitus ylittää vahvistettavan betonirakenteen halkeilukestävyuden. Eurokoodien mukaisessa mitoituksessa halkeamamomentti saadaan

$$M_{x,cr} = W_c f_{ctm} \quad (46)$$

$M_{x,cr}$ on betonirakenteen halkeilumomentti

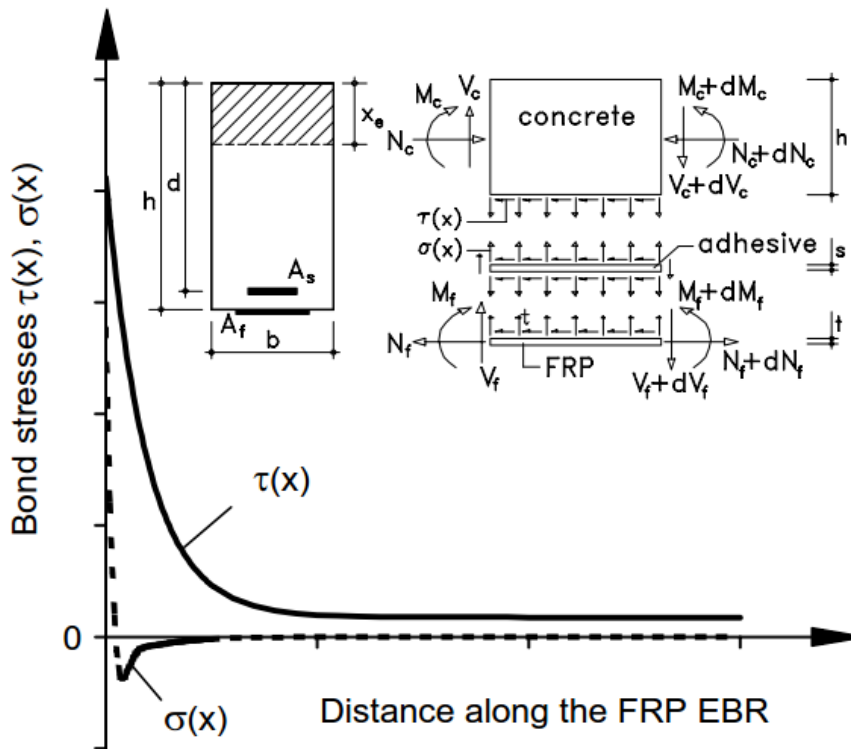
W_c on betonipoikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus [18]

3.6.8 Ankkurointi murtorajatilassa

Mitoitettaessa hiilikuituvahvikkeiden ankkurointia murtorajatilassa, voidaan ankkuroinnin aloituskohta määrittää edellisen luvun periaatteiden mukaan. Murtorajatilassa ankkurointimitoituksessa tulee varmistua siitä, että hiilikuituvahvikkeeseen kohdistuva vetovoima on pienempi kuin ankkuroitava voima ja että rakenteessa on riittävästi tilaa ankkuroinnille. Ankkuroitavaa voimaa voidaan pienentää viemällä hiilikuituvahvikkeet mahdollisimman lähelle palkin tukea, jolloin hiilikuituvahvikkeessa vaikuttava voima pienenee. Muita suunnittelussa käytettäviä keinoja ankkuroinnin varmistamiseen ovat leveämmän ja ohuemman hiilikuituvahvikkeen käyttö tai vahvikkeen päädyn lisäankkurointi. Murtorajatilassa ankkurointimitoituksessa edellä esitetyissä ankkurointimitoituksen kaavoissa tulee materiaalien mitoitusarvoina käyttää murtorajatilassa mitoitettuja eli $E_f = E_{fd}$ ja $f_{ctm} = f_{ctk}/\gamma_c$. [6]

3.7 Jännitykset hiilikuituvahvikkeen ja betonin välillä

Mitoituksessa tulee aina tarkistaa myös jännitykset hiilikuituvahvikkeen ja betonin välillä. Liimapintaan aiheutuu leikkausjännityksiä, liimapintaa vastaan kohtisuoria normaalijännityksiä ja liimapinnan suuntaisia jännityksiä. Kuvassa 17 on havainnollistettu liimapinnan jännityksiä taivutusvahvikkeena toimivan hiilikuitunauhan ja betonin välillä.



Kuva 17. Hiilikuituvahvikkeen ja betonin rajapinnan jännitykset [6]

Hiilikuituvahvikkeen päätyalueelle muodostuu suurimmat jännitykset hiilikuidun ankkurointivoimista. Rajapinnassa esiintyy rajapinnan suuntaisia leikkausjännityksiä ja sitä vastaan kohtisuoria normaalivoimia. Normaalivoimien suuruus on normaalisti käytettävillä hiilikuituvahvikkeiden paksuuksilla melko pieni verrattuna rajapinnan leikkausjännityksiin. Osa leikkausjännityksistä rajapinnassa syntyy hiilikuituvahvikkeen ankkuroinnista ja niitä esiintyy suhteellisen lyhyellä matkalla vahvikkeen päässä. Osa leikkausjännityksistä syntyy vahvistettavan palkin taivutusmomentin muutoksesta ja niitä esiintyy hiilikuituvahvikkeen koko pituudella. Hiilikuituvahvikkeen päässä esiintyy normaalivoimia hyvin lyhyellä matkalla ja niiden suuruus on hiilikuituvahvikkeilla verrattain pieni. Nämä normaalivoimat aiheutuvat hiilikuidun ankkuroinnista betonirakenteeseen. Koska rajapinnassa ei esiinny ulkoisia voimia jotka aiheuttaisivat normaalijännityksiä, rajapinnassa esiintyy sekä irrottavia normaalijännityksiä vahvikkeen päässä, että vahviketta kohti betonipintaa puristavia normaalijännityksiä. Näiden eri suuntaisten normaalijännitysten voimaresultanttien tulee tasapainon vuoksi olla yhtä suuret. [20] [6] [18]

3.7.1 Jännitysten laskenta, Tiehallinto

Tiehallinnon liimausvahvistusohjeen mukaan liimapinnan jännitykset tulee tarkistaa. Liimapinnan jännitysten laskentaan annetaan kaava

$$\tau_d = \frac{V_d(x)S_y}{I_y b} \quad (47)$$

$V_d(x)$ on leikkausvoiman suuruus palkin pisteessä x

S_y on staattinen momentti vahvikelevyn suhteen

I_y on palkkipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

b on vahvikelevyn leveys

Leikkausjännitykselle liimapinnassa asetetaan rajoitus

$$\tau_d \leq f_{vd} \leq 1,0N/mm^2$$

3.7.2 Jännitysten laskenta, Täljsten

Liimapinnan mitoitus tehdään tarkistamalla maksimijännitykset liimatun vahvikkeen päässä ja vertaamalla niiden avulla laskettua pääjännitystä betonipinnan vetolujuuteen. Täljsten antaa hiilikuituvahvikkeen päädyn maksimileikkausjännitysten laskentaan piste-kuorman vaikutuksesta kaavan

$$\tau_{max,P} = \frac{P}{2} \frac{G_a}{s E_c W_c} \frac{(2l+a-b)(a\lambda_b+1)}{a+l} \frac{1}{\lambda_b^2} \quad (48)$$

ja tasan jakautuneen kuorman vaikutuksesta

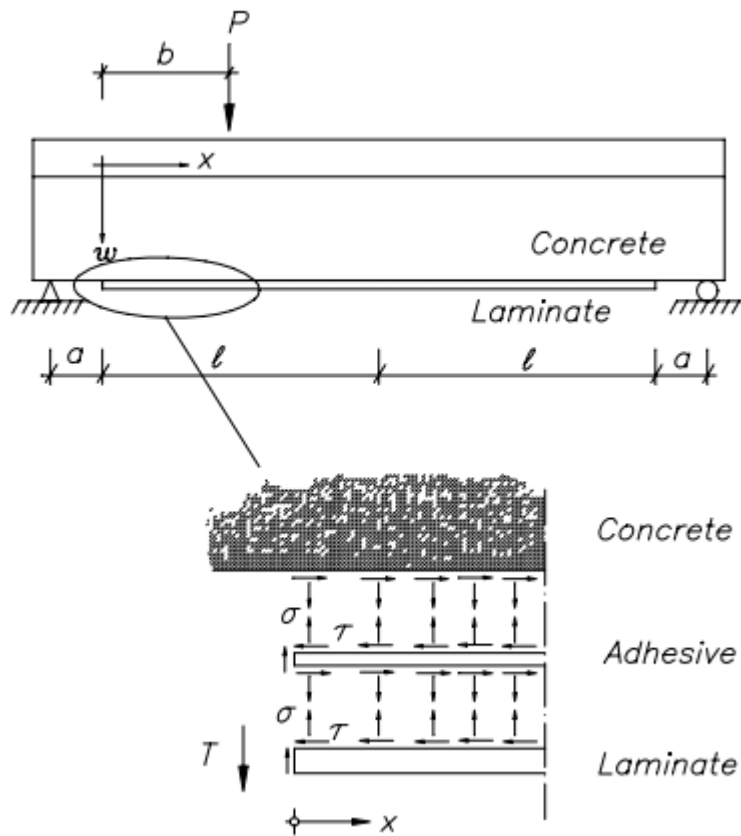
$$\tau_{max,q} = \frac{q}{2} \frac{G_a}{s E_c W_c} \frac{(a^2+2al)\lambda_b+1}{\lambda_b^2} \quad (49)$$

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

s on liimapinnan paksuus

G_a on liiman liukumoduli

z_0 on $h-x$



Kuva 18. Hiilikuituvahvikkeen ja betonin liimapinnan jännitykset [5]

Hiilikuituvahvikkeen ja betonin välisen pinnan normaalivoimajännitykset voidaan laskea kaavalla

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} (h - y_0) \quad (50)$$

M_x on rakenteen taivutusmomentti vahvikkeen pään kohdalla.

Murtoehtona verrataan pääjännitystä betonin pinnan vetolujuuteen

$$\sigma_1 < f_{ctm}$$

Pääjännitys saadaan kaavalla

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{0,5} \quad (51)$$

Pääjännityksen laskennassa tarvittava liimapinnan suuntainen normaalijännitys σ_y saadaan yksinkertaisimmin olettamalla sen olevan yhtä suuri kuin liimapinnan leikkausjännitys. Tämä on varmalla puolella oleva oletus.

3.7.3 Jännitysten laskenta, FIB

FIB:in suunnitteluohje fib bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures esittää hiilikuituvahvikkeen päädyn jännitysten laskentaan seuraavat lineaariseen elastiseen analyysimalliin perustuvat kaavat

$$\tau_{max} = \left(V_{x=0} + \left(\frac{G_a}{E_f s t_f} \right)^{1/2} M_{x=0} \right) \frac{t_f (h - x_e)}{I_c} \quad (52)$$

$$\sigma_{max} = \tau_{max} t_f \left(\frac{E_a b_f}{4 E_f I_f s} \right)^{1/4} \quad (53)$$

$V_{x=0}$ on leikkausvoima hiilikuituvahvikkeen päädyn kohdalla

$M_{x=0}$ on taivutusmomentti hiilikuituvahvikkeen päädyn kohdalla

G_a on liiman liukumoduli

E_a on liiman kimmomoduli

s on liimapinnan paksuus

x_e on puristusvyöhykkeen korkeus

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

t_f on hiilikuituvahvikkeen paksuus

E_f on hiilikuituvahvikkeen kimmomoduli

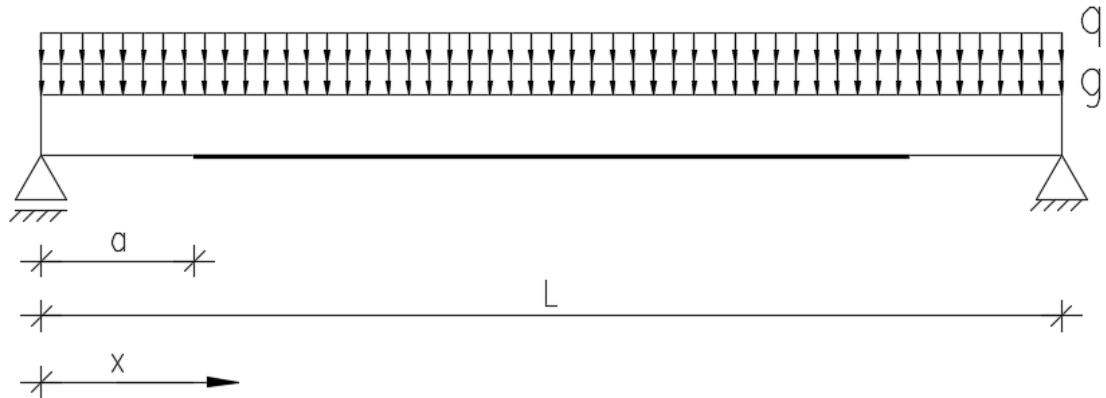
I_f on hiilikuituvahvikkeen jäyhyysmomentti

h on poikkileikkauksen korkeus

Saatujen jännityksien avulla voidaan laskea pääjännitys, jota verrataan betonin vetolujuuskestävyyteen.

3.7.4 Jännitysten laskennan vertailu

Vertaillaan eri suunnitteluohjeiden mukaisia hiilikuituvahvikkeen päädyn jännitysten laskentamenettelyjä ja niiden antamia tuloksia. Esimerkkirakenteena käytetään vapaasti tuettua teräsbetonipalkkia, jota vahvistetaan alapintaan liimattavalla hiilikuitunauhalla. Laskennassa käytettävän rakenteen tiedot on esitetty kuvassa 19 ja taulukossa 11. Tarkemmin vertailulaskelman tiedot on esitetty liitteessä 2.



Kuva 19. Esimerkkipalkki

Taulukko 11. Rajapinnan jännitysten vertailulaskelmassa käytetyt lähtöarvot

g_k	29.6	kN/m
$q_{k.vanha}$	10	kN/m
$q_{k.lisä}$	10	kN/m
K	30	MPa
h_c	480	mm
b_c	380	mm
n_s	2	kpl
d_s	20	mm
b_f	100	mm
t_f	1.4	mm
A_f	140	mm

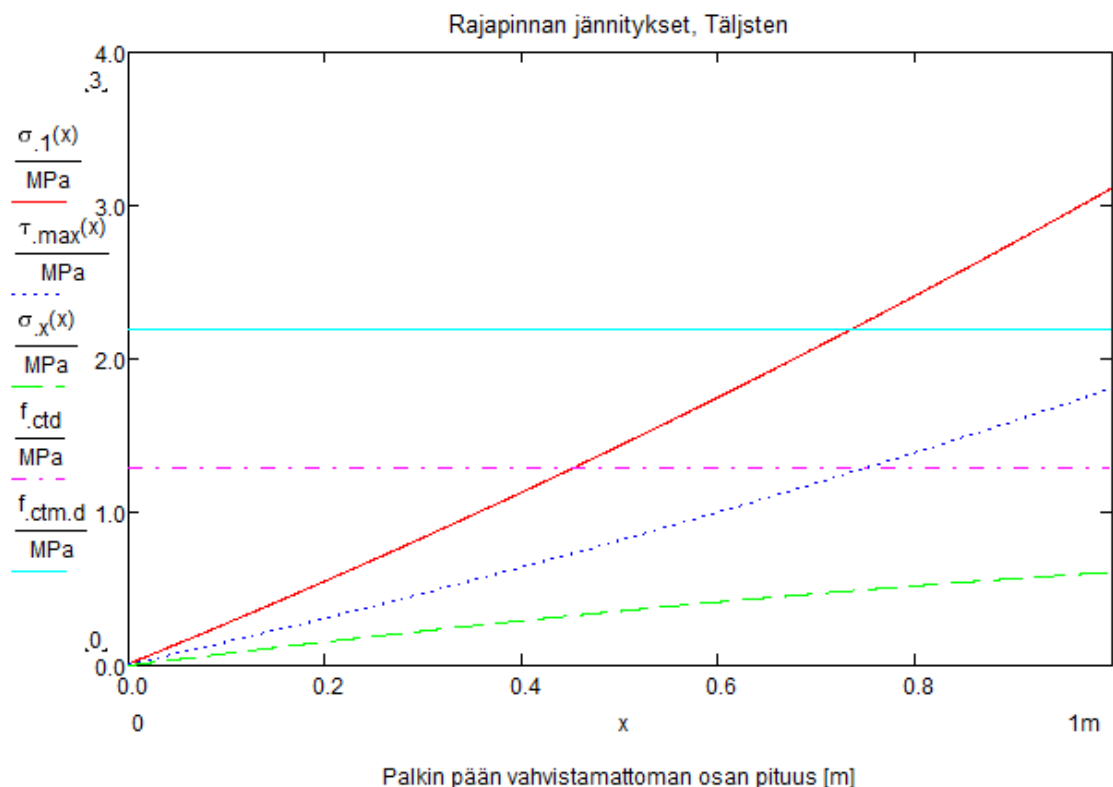
Lasketaan hiilikuituvahvikkeen ja betonin rajapinnan jännitykset, kun palkin alapinnan vahvistamattoman osan a pituus on 200 mm. Laskelman tulokset on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. Rajapinnan jännitykset eri laskentamenetelmillä

Laskentamene- telmä	Leikkausjännitys τ [MPa]	Normaalijännitys σ [MPa]	Pääjännitys σ_1 [MPa]	Käyttöaste $\sigma_1 / f_{ctm,d}$
Tiehallinto	0,02	-	-	-
Täljsten	0,31	0,15	0,55	25 %
FIB	0,18	0,10	0,32	15 %

Esimerkilaskelman perusteella voidaan todeta, että Täljstenin esittämä mitoitusmenetely antaa suurimmat jännitykset rajapinnassa. Tiehallinnon mitoitusmenetelmä rajapinnan jännityksille ottaa huomioon vain momentin vaihtelusta aiheutuvat jännitykset rajapinnassa, päädyn ankkurointivoimista aiheutuvien jännitysten hallinta tehdään ohjeen mukaan riittävän pitkällä ankkurointipituudella.

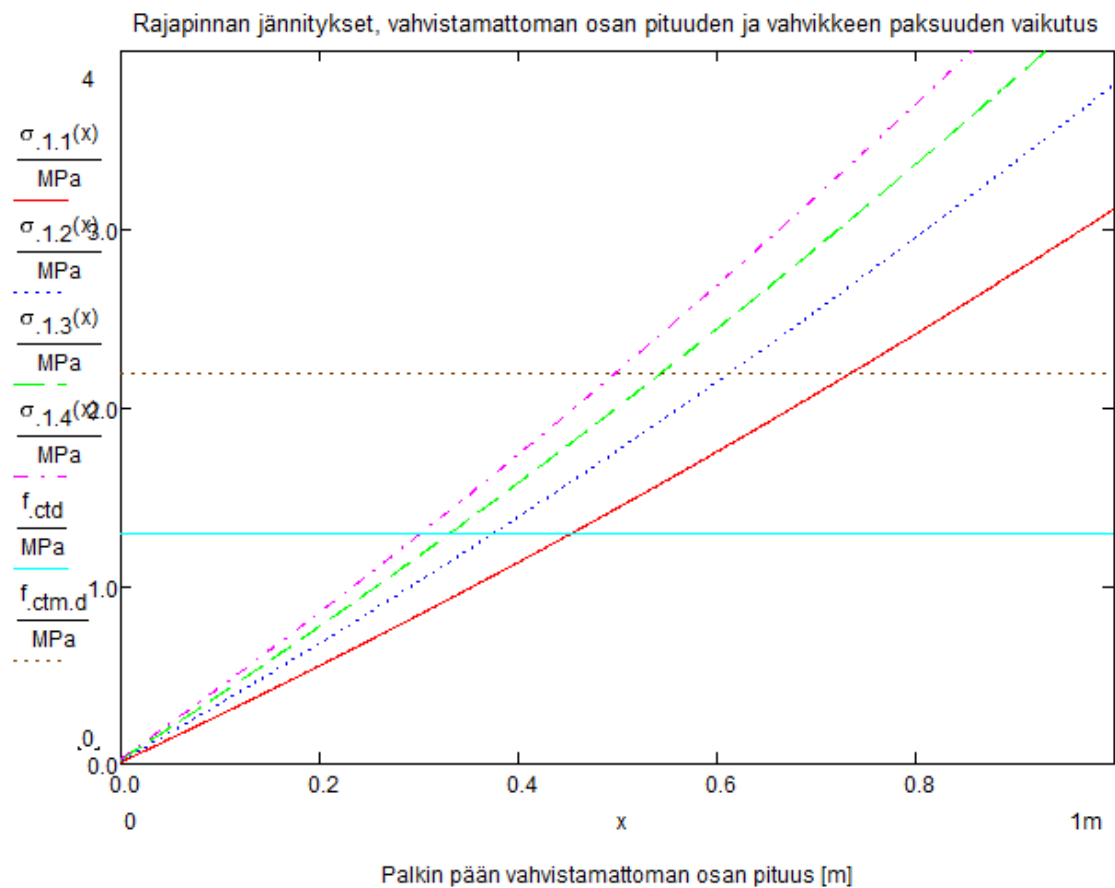
Hiilikuidun ja betonin rajapinnan välisiin jännityksiin vaikuttaa suuresti vahvistamattoman osan pituus a . Tarkastellaan seuraavaksi vahvistamattoman osan pituuden vaikutusta rajapinnan jännityksiin Täljstenin mitoitusmenetellyllä.



Kuva 20. Palkin pään vahvistamattoman osan pituuden vaikutus rajapinnan jännityksiin

Kuvan 20 kuvaajasta nähdään, että palkin vahvistamattoman osan pituuden kasvaessa kasvavat myös hiilikuidun ja betonin välisen rajapinnan jännitykset. Tämän vuoksi suunnittelussa kannattakin päättää hiilikuituvahvikkeet mahdollisimman lähellä vahvistettavan rakenteen tukea, jossa rajapinnan jännitykset ovat pienimmillään. Tämä on edullista myös vahvikkeiden ankkuroinnin kannalta.

Ankkuroitavan hiilikuituvahvikkeen paksuus vaikuttaa myös ankkurointialueen rajapinnan jännityksiin. Paksummilla hiilikuituvahvikkeilla rajapinnassa vaikuttavat jännitykset ovat suurempia. Tämä nähdään selkeästi kuvan 21 kuvaajasta, jossa on laskettu rajapinnassa vaikuttava pääjännitys, kun hiilikuitunauhoja on päällekkäin yksi, kaksi, kolme tai neljä kerrosta. Normaalisti suunnittelussa pyritään siihen, että hiilikuitunauhoja ei ole useampaa päällekkäin mutta joskus kun vahvistettava rakenne on kapea, joudutaan liimaamaan useampi kerros vahvikenuhoja päällekkäin.



Kuva 21. Vahvikkeen paksuuden (vahvikenuhakerroksia 1, 2, 3 tai 4, pääjännityksen alaindeksi) ja palkin pään vahvistamattoman osan pituuden vaikutus rajapinnan jännityksiin

Hiilikuituvahvikkeen ja betonin rajapinnan jännitysten minimoimiseksi vahvikkeet tulisi suunnitella siten, että vahvikkeet lopetetaan mahdollisimman lähellä palkin tai laatan tukea ja vahvikkeiden paksuus on mahdollisimman pieni. Edellä esitellyistä mitoitusmenetelyistä Täljstenin mitoitusmenettely on melko yksinkertainen ja antaa suurimman tuloksen jännitykseksi eli on varmimmalla puolella. Täljstenin mitoitusmenettelyä on suhteellisen helppo käyttää myös käsinlaskennassa.

3.8 Leikkauskapasiteetti vahvikkeen päässä

Kun palkkirakennetta vahvistetaan taivutukselle hiilikuituvahvikkeilla, saattaa vahvennetun palkkirakenteen leikkauskestävyys muodostua kriittiseksi tekijäksi rakenteen murto-rajatilan kestävyuden kannalta. Taivutusvahvistettu palkki voi murtua leikkausmurtona vahvikkeen päästä alkaen. Tämän murtotavan välttämiseksi tulee vahvistettavan palkin leikkauskestävyys uusille kuormille tarkistaa ja tarvittaessa palkki tulee leikkausvahvistaa taivutusvahvistuksen lisäksi. [3] [6]

Taivutusvahvistetun palkin leikkauskestävyys hiilikuituvahvikkeen pään kohdalta alkavaa leikkausmurtoa vastaan voidaan laskea ns. fiktiivisen leikkausjänteen menetelmällä. Fiktiivisen leikkausjänteen teoria on laajalti kokeellisesti varmennettu ja koetulosten mukaan kyseessä on melko tarkka alaraja-arvo vahvikkeen pään leikkauskestävyydelle. [6]

Taivutusvahvistetun palkin leikkauskestävyydeksi hiilikuituvahvikkeen päädyn kohdalla saadaan laskentamallin mukaan pienempi arvoista V_{Sd} ja V_{Rd1} . V_{Sd} on leikkausraudoituksen osuus palkin leikkauskestävyydestä ja se lasketaan normaaleiden suunnitteluohjeiden leikkausmitoitusten mukaisesti. V_{Rd1} on vahvistettavan palkin betonin leikkauskestävyys mitoitusmallin mukaisella maksimileikkausjännityksellä. Mitoitusehtona tarkistetaan, ettei vahvikkeen pään kohdalla vaikuttava leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ylitä taivutusvahvistetun palkin leikkauskestävyyttä.

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} b d \quad (54)$$

$$\tau_{Rd} = 0,15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^3 \sqrt{100 \rho_s f_{ck}}} \quad (55)$$

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

b on poikkileikkauksen uuman leveys

ρ_s on suhteellinen teräspinta-ala $\rho_s = \frac{A_s}{bd}$

a_L on fiktiivinen leikkausjänne $a_L = \sqrt[4]{\frac{(1-\sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} da^3$

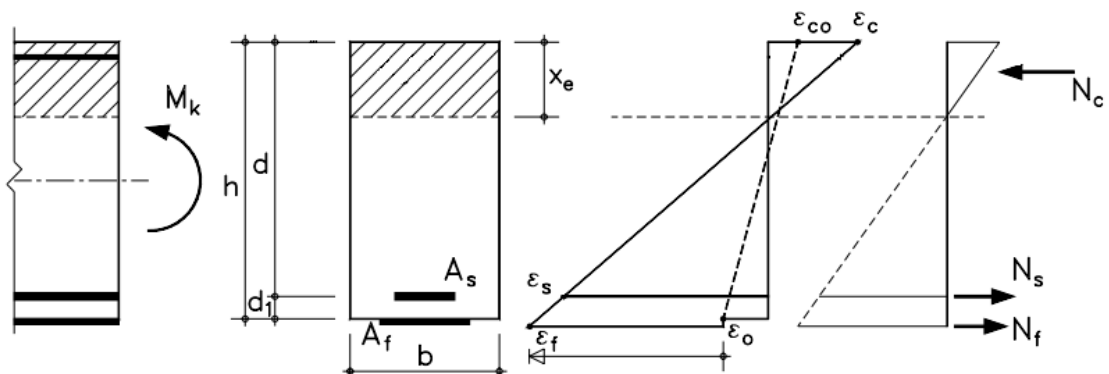
a on palkin pään vahvistamaton pituus

Mitoitusmenetelmä on voimassa, kun todellinen leikkausjänne on suurempi kuin $a + d$ ja fiktiivinen leikkausjänne a_L on pienempi kuin todellinen leikkausjänne. [6]

4 Taivutusvahventaminen hiilikuiduilla käyttörajatilassa

4.1 Mitoitusperusteet

Käyttörajatilatarkastelut tehdään perustuen lineaariseen elastiseen materiaalimalliin, ts. materiaalit eivät myötää eikä poikkileikkauksen puristuspuolella tapahdu plastisoitumista vaan rakenteen jännitykset ovat suoraan verrannollisia venymiin. Mitoituksessa tarvitaan kaksi rakenteen halkeilutilaa, halkeilematon ja halkeillut tila. Pelkästään betonia ja terästä sisältävän poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti ja jäykkyys eri halkeilutiloissa eivät riipu poikkileikkauksessa vaikuttavasta momentista vaan ne voidaan aina laskea yksiselitteisesti. Tästä poiketen hiilikuiduilla vahvistetun poikkileikkauksen jäykkyyden laskeminen on iteratiivinen prosessi ja jäykkyys riippuu vaikuttavasta momentista. Tämä johtuu rakenteen alkuvenyymistä vahvistustyön aikana. [2]



Kuva 22. Haljenneen poikkileikkauksen lineaarinen analyysimalli [2]

Voimien vaakasuuntaisen tasapainon ja venymien yhteensopivuuden avulla neutraaliakselin korkeus x_e voidaan laskea

$$\frac{1}{2}bx_e^2 = \alpha_s A_s(d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) x_e \right] \quad (56)$$

Pienillä alkuvuymän ε_0 arvoilla termi $\left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right)$ on lähellä arvoa 1, joten x_e voidaan ratkaista suoraan. Mikäli alkuvuymä ε_0 on suhteellisen suuri verrattuna betonin puristumaan ε_c , neutraaliakselin korkeus tulee ratkaista edellisen yhtälön lisäksi seuraavan yhtälön avulla

$$E_c \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2}bx_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) - \alpha_s A_s \frac{d - x_e}{x_e} (h - d)} \quad (57)$$

Jos oletetaan $h/d \approx 1,1$ (keskimääräinen teräksen ja hiilikuidun tehollinen korkeus $\approx 1,05d$), voidaan kirjoittaa

$$E_c \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2}bx_e \left(1,05d - \frac{x_e}{3} \right)} \quad (58)$$

Tai vahvistuksen aikaiseen tilanteeseen verrannollisena

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \approx \frac{M_0 x_e}{M_k x_0} \quad (59)$$

Haljenneen hiilikuiduilla vahvistetun poikkileikkauksen jäykkyys saadaan neutraaliakselin korkeuden avulla

$$I_2 = \frac{bx_e^3}{3} + \alpha_s A_s (d - x_e)^2 + \alpha_f A_f (h - x_e)^2 \quad (60)$$

Jäykkyys, kuten neutraaliakselin korkeus, riippuu poikkileikkauksessa vaikuttavasta momentista. [2]

4.2 Jännitykset käyttörajatilassa

Hiilikuituvahvistetun teräsbetonirakenteen käyttörajatilan mitoituksessa tulee huomioida suurimmat sallitut betonin, teräksen ja hiilikuidun jännitykset. Normaaleista betonirakenteiden suunnitteluohjeista löytyy ohjeet betonin ja teräksen suurimmiksi sallituiksi jännityksiksi eri kuormitusyhdistelmien vaikuttaessa. Eurokoodien mukaiset betonin puristuksen jännitysraajat ovat

$$\sigma_c \leq 0,60f_{ck} \quad \text{kuormien ominaisyhdistelmän vaikuttaessa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \text{kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa.}$$

Harjateräksen myötäämisen estämiseksi jännitysraja eurokoodissa on

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_c \frac{d-x_e}{x_e} \leq 0,80f_{yk} \quad \text{kuormien ominaisyhdistelmän vaikuttaessa.}$$

Samaan tapaan hiilikuiduille voidaan asettaa käyttörajatilan jännitysraja. Hiilikuiduille tehtyjen virumakokeiden perusteella hiilikuituvahvikkeille voidaan asettaa jännitysraja

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{d-x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq 0,80f_{fk} \quad \text{kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa.}$$

[2] [6] [21]

4.3 Halkeilumitoitus

Vahvistettavilla teräsbetonirakenteilla uusien lisäkuormien aiheuttamat halkeamat ilmestyvät olemassa olevien halkeamien väliselle alueelle. Tämän johdosta halkeilu on tiheämpää ja halkeamien suuruus on pienempi, joten rakenteen halkeilutilan tarkastus ei yleensä ole tarpeen, varsinkaan sisätiloissa sijaitsevilla rakenteilla. Mikäli halkeilu voi olla rakenteen pitkäaikaiskestävyyden kannalta kriittistä, tulee halkeilutila tarkistaa vahvikkeiden mitoituksessa. [2]

Halkeilumitoituksessa yksinkertaisin tapa huomioida hiilikuituvahvikkeiden vaikutus on ottaa ne huomioon pinta-alansa ja kimmomoduulinsa suhteen vetorauδοoituksena. Halkeilumitoituksessa tarvittava raudoitusterästen keskimääräinen venymä voidaan laskea

$$\varepsilon_{sm} = \frac{N_{Rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f} \quad (61)$$

N_{Rk} on M_k / z_e ja z_e on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi huomioiden sekä terästen, että hiilikuidun vetovoimat.

Halkeamien väli saadaan laskettua huomioiden hiilikuidun osuus

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm} A_{c,eff} E_s A_s}{\tau_{sm} u_s E_s A_s + \xi_b E_f A_f} = \frac{2f_{ctm} A_{c,eff} \xi_b E_f A_f}{\tau_{fm} b f E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (62)$$

$A_{c,eff}$ on $\min(2,5(h-d), (h-x_e)/3, h/2)$

τ_{sm} on $1,8f_{ctm}$

τ_{fm} on $1,25f_{ctm}$

ξ_b on tartuntakerroin

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s \phi_s}{\tau_{sm} E_f 4t_f} \quad (63)$$

[2] [3]

4.4 Taipumamitoitus

Hiilikuituvahvikkeiden pinta-ala on yleensä suhteellisen pieni verrattuna koko betonipoikkileikkauksen pinta-alaan ja niiden vaikutus palkin jäykkyyteen ja siten myös palkin paikallisen kaarevuuden arvoihin ja taipumaan on suhteellisen pieni, varsinkin jos mitoittavana tekijänä hiilikuiduilla on murtorajatila. Mikäli vahvistettavan palkin mitoituksessa määräävänä tekijänä on jokin käyttörajatilan kriteereistä, kasvaa tarvittava hiilikuituvahvikkeiden määrä verrattuna murtorajatilan mitoituskriteerien mukaiseen hiilikuituvahvikkeiden määrään. Mikäli taipuma on vahvistuksessa mitoittava kriteeri, kannattaa käyttää hiilikuitulaatuja joilla on korkea kimmomoduuli. Hiilikuituvahvistetun palkin taipumatar-

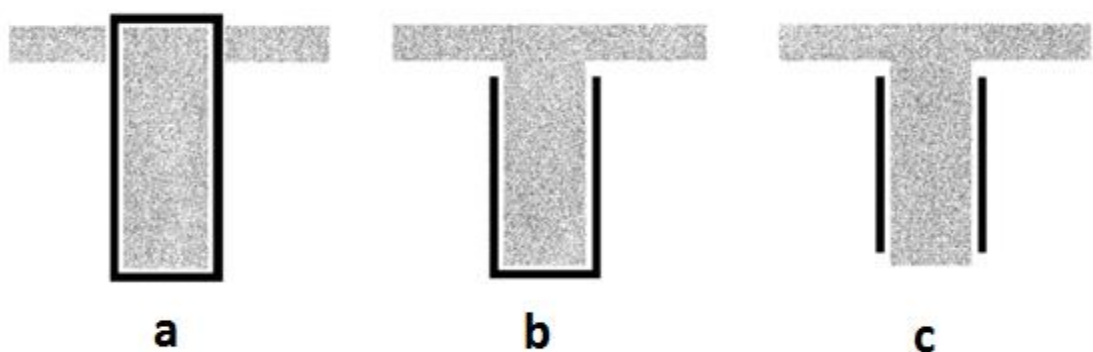
kastelu voidaan tehdä normaaliin betonirakenteiden suunnitteluohjeiden mukaan huomioiden palkin jäykkyydessä vahvikemateriaalin vaikutus, kuten luvussa 4.1 on esitetty. [3] [2]

5 Leikkausvahventaminen hiilikuiduilla

5.1 Yleistä leikkausvahventamisesta

Teräsbetonisia palkkirakenteita voidaan tarvittaessa vahvistaa taivutuksen lisäksi myös leikkaukselle. Taivutusvahventamisen yhteydessä tulee aina tarkistaa myös vahvistettavan rakenteen leikkauskestävyys uuden tilanteen mukaisille kuormille. Taivutusvahventaminen saattaa lisätä rakenteen taivutuskestävyyttä niin paljon, että määrääväksi murtotavaksi muodostuu leikkausmurtuminen. Palkkirakenteiden leikkausvahvistaminen hiilikuiduilla voidaan tehdä joko hiilikuitukankailla tai hiilikuitunauhoilla.

Leikkausvahventeita voidaan asentaa palkkiin joko kokonaan palkin ympäri, U-muotoisena palkin kylkiin ja alaosaan tai pelkästään palkin kylkiin. Tehokkaimmin leikkausvahventeina toimivat kokonaan palkin ympäröivät leikkausvahventeet. Todellisissa vahvistustilanteissa kokonaan palkin ympäröivä leikkausvahvistus on normaalisti erittäin hankala toteuttaa palkin yläpuolisten rakenteiden vuoksi ja kyseeseen tulevatkin normaalisti U-muotoinen vahvike hiilikuitukankailla tai sivulle tehtävä vahvistus hiilikuitunauhoilla. [2] [18]



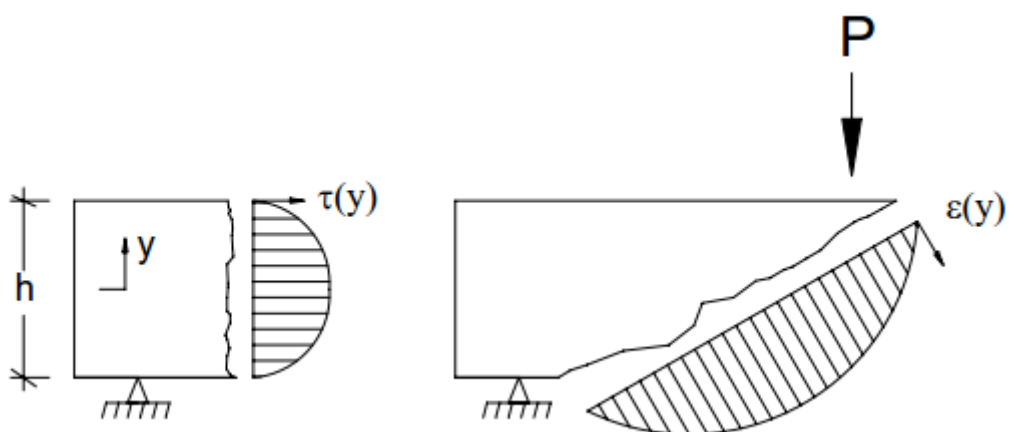
Kuva 23. Leikkausvahventeiden asennustapoja: kokonaan palkin ympäri (a), U-muotoinen vahvike (b) ja vahvike palkin sivuilla (c) [19]

Hiilikuiduilla tehtävän leikkausvahventamisen kestävyys laskemiseen on kehitetty normaalin leikkausraudoitetun betonipoikkileikkauksen kanssa analogisia, koetulosten kanssa yhteen sovitettuja mitoitusmenettelyjä. Mitoitusmenettelyt perustuvat useimmissa tapauksissa leikkausvahvikkeen tehollisen venymän $\varepsilon_{f,e}$ laskemiseen. Tehollisella venymällä pyritään ottamaan huomioon se, että betonipoikkileikkauksen leikkausmurtuman tapahtuessa hiilikuituvahvikkeiden venymä on yleensä pienempi kuin niiden murtovenymä ε_{fu} . [2]

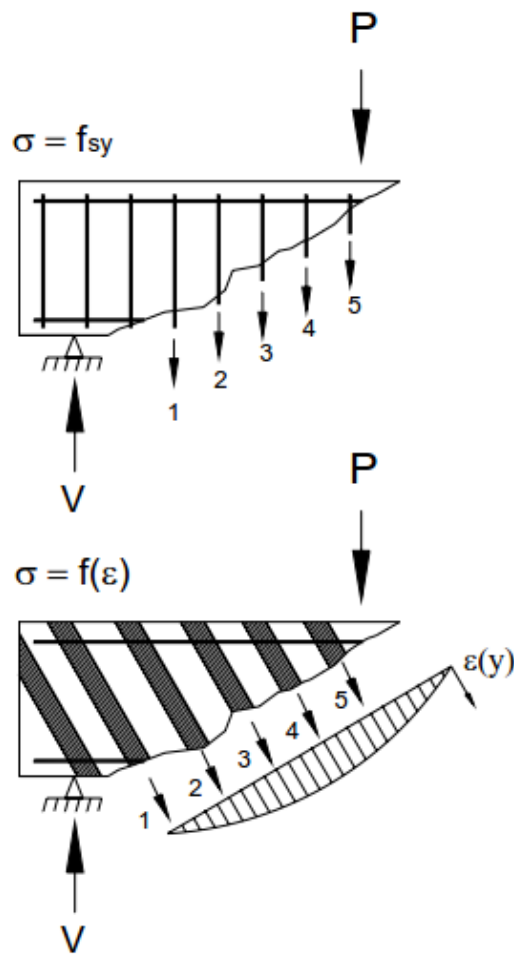
Tärkein ero hakateräksillä raudoitetun betonipoikkileikkauksen ja hiilikuiduilla leikkausvahvistetun betonipoikkileikkauksen välillä on se, että teräksillä on selkeä myötöraja ja kaikki vinon leikkaushalkeaman läpi menevät teräkset toimivat murtotilanteessa yhtä suurella jännityksellä (eli myötöjännityksellä). Teräkset voivat myödetessään jakaa kuormia saman poikkileikkauksen terästen kesken. Hiilikuitujen materiaaliominaisuuksista johtuen niillä ei ole selkeää myötörajaa vaan ne käyttäytyvät lineaarisesti elastisesti murttoon asti ja hiilikuiduilla suurimman jännityksen alainen hiilikuituvahvike määrittääkin hiilikuituvahvikkeiden osuuden koko poikkileikkauksen leikkauskestävyydestä. [5]

Jotta varmistetaan että vinoja leikkaushalkeamia ei pääse syntymään ilman halkeaman yli menevää hiilikuituvahviketta, tulee hiilikuitunauhoilla tehtävässä leikkausvahventamisessa asentaa nauhat tarpeeksi lähekkäin. Suurin sallittu vahvikenauhojen keskinäinen väli saadaan kaavalla

$$s_{f,max} = 0,45d + b_f/2 \quad (64)$$



Kuva 24. Leikkausjännitysjaakuma suorakaidepoikkileikkauksessa ja päävetojännitysjaakuma vinon leikkaushalkeaman suunnassa [5]



Kuva 25. Terästen ja hiilikuituvahvikkeiden jännitykset vinossa leikkaushalkeamassa [5]

5.2 Leikkausmurtotavat

Leikkausmurtuminen betonirakenteissa aiheutuu leikkauksen ja leikkausvoiman vaikutusten yhdessä aikaansaamasta moniaksaalisesta jännitystilasta, jossa päävetojännitykset esiintyvät $30 - 60^\circ$ kulmassa rakenteen pituusakseliin nähden. Päävetojännitysten kulma riippuu rakenteen raudoituksesta ja kuormituksesta. Päävetojännitysten kasvaminen kuormitusten kasvaessa aiheuttaa vinon leikkaushalkeaman ja johtaa lopulta rakenteen murtumiseen. [18] [22]

Normaalisti teräsbetonipalkit suunnitellaan siten, että niiden murtuminen on sitkeä murto ja rakenteessa tapahtuu siten suuria muodonmuutoksia ennen lopullista kestävyys-

menetystä. Tämä tarkoittaa, että määräävä murtotapa on yleensä taivutusmurto. Tavallisilla hakateräksillä raudoitetun betonipoikkileikkauksen leikkausvoiman vaikutuksista johtuvina murtotapoina voidaan kuitenkin pitää seuraavia murtotapoja:

- Uuman leikkausmurto, joka esiintyy alueilla joissa taivutushalkeamia ei esiinny. Tapahtuu kun päävetojännitykset ylittävät betonin vetolujuuden uumassa ja edellyttää että rakenteessa on joko hyvin vähän tai ei lainkaan leikkausraudoitusta.
- Taivutus-leikkausmurto, jossa taivutushalkeamat jatkavat kasvuaan ja muuttuvat vinoiksi leikkaushalkeamiksi. Halkeama syntyy poikkileikkauksen vedetyllä alueella ja nousee kohti puristusvyöhykettä ja lopullinen murto johtuu betonin puristuslujuuden ylittymisestä puristetulla alueella sen korkeuden pienentyessä halkeamien johdosta.
- Uuman puristusmurto, joka johtuu leikkausvoiman ristikkomallin puristusauvojen puristuskestävyyden ylittymisestä. Tämä murtotapa on mahdollinen palkeilla, joissa on kapea uuma tai huomattavasti ylimitoitettu leikkausraudoitus.

Kun betonipalkki vahvistetaan leikkaukselle hiilikuituvahvikkeilla, voi edellisten lisäksi esiintyä kaksi muuta murtotapaa:

- Vahvikehiilikuitujen vetolujuuden ylittyminen. Hiilikuituvahvikkeiden kuitujen suunnalla voidaan vaikuttaa tämän murtotavan sitkeyteen.
- Vahvikehiilikuitujen ankkurointimurto. Samaan tapaan kuin taivutusvahvikkeilla, voi hiilikuitujen päätyalueilla esiintyä ankkurointivoimista johtuva irttoaminen joka johtaa hiilikuituvahvikkeiden kestävyysmenettämiseen.

[5]

5.3 Leikkausvahventeiden mitoitus

5.3.1 Yleistä

Hiilikuiduilla tehtävässä leikkausvahventamisessa hiilikuidut voidaan asentaa vinoon leikkaushalkeamaan nähden sopivassa kulmassa, jolloin vahvikkeet toimivat paremmin ja niiden toimivaa pinta-alaa saadaan parannettua. Normaalisti mitoituksessa vinon leikkaushalkeaman kulmana käytetään $\theta = 45^\circ$. Jos vahvikehiilikuidut asennetaan palkin

kylkeen 45° kulmassa, saadaan vahvikehiilikuitujen kuidut asennettua päävetojännitysten suuntaan. Tällöin vahvikehiilikuidut toimivat parhaalla mahdollisella tavalla leikkauskestävyyden parantamisessa. [18]

Hiilikuiduilla vahvistetun betonipalkin maksimikestävyyden määrää uuman puristussauvan murtumiseen perustuva leikkauskestävyyden maksimiarvo. Leikkauskestävyyden maksimiarvolla annetaan suunnitteluohjeissa laskentaohjeet. Lisäksi leikkausvahvistusten suunnittelussa tulee huomioida vetoraidoituksen kestävyys leikkausvoiman aiheuttamalle lisävetovoimalle, varsinkin jos leikkauskestävyyttä lisätään huomattavasti. [18] [21]

5.3.2 Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, Tiehallinto

Tiehallinnon liimausvahventamishojeen mukaan liimattavien vahvikkeiden oletetaan toimivan lisäleikkausraidoituksena alkuperäisen leikkausraidoituksen myötörajan asti. Vahvikkeiden leikkauskestävyys lasketaan seuraavasti

$$V_{fd} = 0,9 \frac{A_f}{s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (65)$$

A_f on leikkausvahvikkeiden leikkeiden yhteenlaskettu poikkipinta-ala

s on leikkausvahvikkeiden etäisyys palkin pituussuunnassa

E_f on hiilikuidun kimmomoduuli

E_s on raudoitusteräksen kimmomoduuli

α on leikkausvahvikkeiden ja palkin pituusakselin välinen kulma

f_{yd} on raudoitusteräksen mitoituslujuus

Vahvikkeiden vetolujuutta ei saa ylittää eli $\left(\frac{E_f}{E_s} \right) f_{yd} \leq f_{yd,f}$

$f_{yd,f}$ on vahvikkeiden mitoituslujuus

Käytettäessä vahvikkeena palkin kylkiin liimattua hiilikuitukangasta, käytetään termin A_f/s tilassa termiä $2a_{ef}$, jossa a_{ef} on kankaan tehollinen poikkileikkausala metriä kohti.

Mitoitusmenetelmä edellyttää, että hiilikuituvahvikkeet on ankkuroitu sekä poikkileikkauksen veto- että puristuspuolelle. Lisäksi hiilikuiduilla saa peittää vain maksimissaan 1/3 palkin kyljen pinta-alasta. [3]

5.3.3 Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, Täljsten

Lähteessä [18] on esitetty hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyyden laskentaan seuraava mitoitusmenetelmä:

$$V_{fd} = A_f \varepsilon_{fd} E_{fd} L_{ef} \sin \alpha \cos^2 \beta \quad (66)$$

A_f on hiilikuituvahvikkeiden pinta-ala, nauhoille $2t_f b_f / s_f$ ja kankaille $2t_f$, t_f on paksuus yhdellä puolella palkkia

b_f on hiilikuitunauhan leveys

s_f on hiilikuitunauhojen keskeltä keskelle -väli

ε_{fd} on hiilikuidun mitoitusvenymä

α on leikkausvahvikkeiden ja palkin pituusakselin välinen kulma

E_f on hiilikuidun kimmomoduuli

L_{ef} on hiilikuidun tehollinen pituus leikkausvahvistamisessa

β on $\theta + \alpha - 90^\circ$, θ on leikkaushalkeaman suuntakulma

Hiilikuituvahvikkeiden tehollinen pituus leikkausvahvistamisessa saadaan kaavalla

$$L_{ef} = d_{ef} (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (67)$$

d_{ef} on hiilikuidun tehollinen korkeus

Palkin ympäri asennetuilla hiilikuituvahvikkeilla $d_{ef} = z = 0,9d$

U-muotoisilla vahvikkeilla $d_{ef} = \min(z, d_f - l_{ef})$

Palkin kylkiin asennetuilla vahvikkeilla $d_{ef} = \min(z, h - 2l_{ef})$

d_f on etäisyys palkin vetoraudoituksen keskeltä hiilikuituvahvikkeen päähän

l_{ef} on hiilikuituvahvikkeen ankkurointipituus

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (68)$$

Hiilikuituvahvikkeen mitoitusvenymä on

$$\varepsilon_{fd} = \min(\varepsilon_{fb,d}, \varepsilon_{fu,d}) \quad (69)$$

$$\varepsilon_{fu,d} = \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f}$$

$$\varepsilon_{fb,d} = \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}$$

$$G_f = 0,03k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/s_f}{1 + b_f/s_f}} \geq 1,0$$

k_b on muotokerroin joka ottaa huomioon vahvikkeen ja betonin leveyden suhteen ankkurointialueella

Suhteelle b_f/s_f asetetaan seuraava ehto: $b_f/s_f \geq 0,33$. Jos käytetään koko palkin kyljen peittäviä hiilikuitukankaita, $b_f/s_f = 1$. [18]

5.3.4 Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys, FIB

FIB:in julkaisussa fib bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures esitetään hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyyden laskentaan seuraava kaava

$$V_{fd} = 0,9\varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (70)$$

$\varepsilon_{fd,e}$ on hiilikuituvahvikkeen tehollisen venymän mitoitusarvo

b_w on poikkileikkauksen uuman leveys

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

E_{fu} on hiilikuituvahvikkeen kimmomoduuli

θ on leikkaushalkeaman suuntakulma palkin pituusakseliin nähden, normaalisti käytetään $\theta = 45^\circ$

α on leikkausvahvikkeiden ja palkin pituusakselin välinen kulma

ρ_f on hiilikuituvahvikkeiden suhteellinen pinta-ala

Hiilikuitukankaille $\rho_f = 2t_f \sin \alpha / b_w$

Hiilikuitunauhoille $\rho_f = (2t_f / b_w)(b_f / s_f)$

t_f on hiilikuituvahvikkeen paksuus

b_f on hiilikuitunauhan leveys

s_f on hiilikuitunauhojen keskeltä keskelle -väli

Hiilikuituvahvikkeen tehollisen venymän mitoitusarvo $\varepsilon_{fd,e}$ saadaan tehollisen venymän ominaisarvosta $\varepsilon_{fk,e}$ jakamalla se hiilikuituvahvikkeen materiaalin osavarmuuskertoimella γ_f . Tehollisen venymän ominaisarvo $\varepsilon_{fk,e}$ saadaan kertomalla tehollisen venymän keskiarvo $\varepsilon_{f,e}$ redusointikertoimella k . Redusointikertoimen k arvoksi voidaan ottaa koetuloksiin perustuva arvo 0,8.

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} = \frac{k\varepsilon_{f,e}}{\gamma_f} \quad (71)$$

Tehollisen venymän keskiarvo $\varepsilon_{f,e}$ voidaan laskea seuraavasti.

Täysin hiilikuituvahvikkeella ympäröidylle poikkileikkaukselle (määräävä murtotapa hiilikuidun materiaalin murto)

$$\varepsilon_{f,e} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \quad (72)$$

Sivuilta tai U-muotoisesti vahvistettu poikkileikkaus

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0,65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0,56} \times 10^{-3}, 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \right] \quad (73)$$

Sivuilta tai U-muotoisesti vahvistetun poikkileikkauksen tehollisen venymän keskiarvon kaavassa ensimmäinen osuus ottaa huomioon vahvikkeen kuoriutumismurron murtotapana. Toinen osuus, joka on sama kuin täysin ympäröidylle poikkileikkaukselle, ottaa huomioon hiilikuituvahvikkeen materiaalin murron. Tehollisen venymän laskentakaavoihin sijoitetaan f_{cm} yksikkönä MPa ja E_f yksikkönä GPa. [2]

5.3.5 Leikkauskestävyyksien vertailu

Edellä esitetyissä mitoitusmenetelmissä otetaan eri tavoin huomioon leikkausvahvikkeiden vaadittavan ankkurointipituuden vaikutus vahvistettavan poikkileikkauksen teholliseen korkeuteen. Tiehallinnon menetelmässä oletetaan, että leikkausvahvikkeet on riittävästi ankkuroitu. Lisäksi menetelmän pienin sallittu ankkurointipituus on 400 mm. Tiehallinnon suunnitteluohjeiden noudattaminen johtaisi siihen, että talonrakentamisessa tyypillisillä palkkikorkeuksilla leikkausvahvikkeet tulisi aina asentaa kokonaan palkin ympäri. Kuten ankkurointipituuksien vertailulaskelmasta nähtiin, on Tiehallinnon ankkurointin mitoitusohje epävarma. Tiehallinnon mitoitusmenetelmässä leikkausvahvikkeina käytettävien hiilikuitutuotteiden mitoitusvenymä riippuu vahvistettavan palkin leikkausraudoituksen myötövenymästä. Mitoitusmenetelmien arvioimiseksi ja niiden välisten erojen havainnollistamiseksi vertaillaan eri mitoitusmenetelmien mukaisia leikkausvahvikkeiden mitoitusjännityksiä kolmella eri hiilikuidulla, kolmella eri leikkausraudoituksella ja kolmella eri vahvistustavalla.

Taulukko 13. Leikkauskestävyyksien vertailulaskelmassa käytetyt lähtöarvot

Betoni	C30/37	
Teräs	B500B	
E_f	162	GPa
f_{fy}	3000	MPa
b_f	60	mm
t_f	1.4	mm
$A_{f.1}$	84	mm ²

Taulukko 14. Leikkauskestävyyden laskelmassa käytettävä vahvikkeen jännitys

Hiilikuituvahvikkeiden jännitys leikkausmitoituksessa σ_{df} [MPa]			
Mitoitusmalli	Hiilikuituvahvikkeet kokonaan palkin ympäri	Hiilikuituvahvikkeet U-muotoisesti	Hiilikuituvahvikkeet palkin sivuilla
		$s_f = 2 \times b_f$	$s_f = 2 \times b_f$
Tiehallinto	337	337	337
Täljsten	254	254	254
FIB	657	291	291

Leikkauskestävyyksien vertailussa lasketaan Tiehallinnon mitoitusmenetelmän mukaiset leikkauskestävyydet kahdella eri leikkausvahvikkeiden mitoitusjännityksellä: Tiehallinnon mitoitusmenettelyn mukaisella sekä pienemmällä Täljstenin ja FIB:in mitoitusmallien mukaisesta mitoitusjännityksestä.

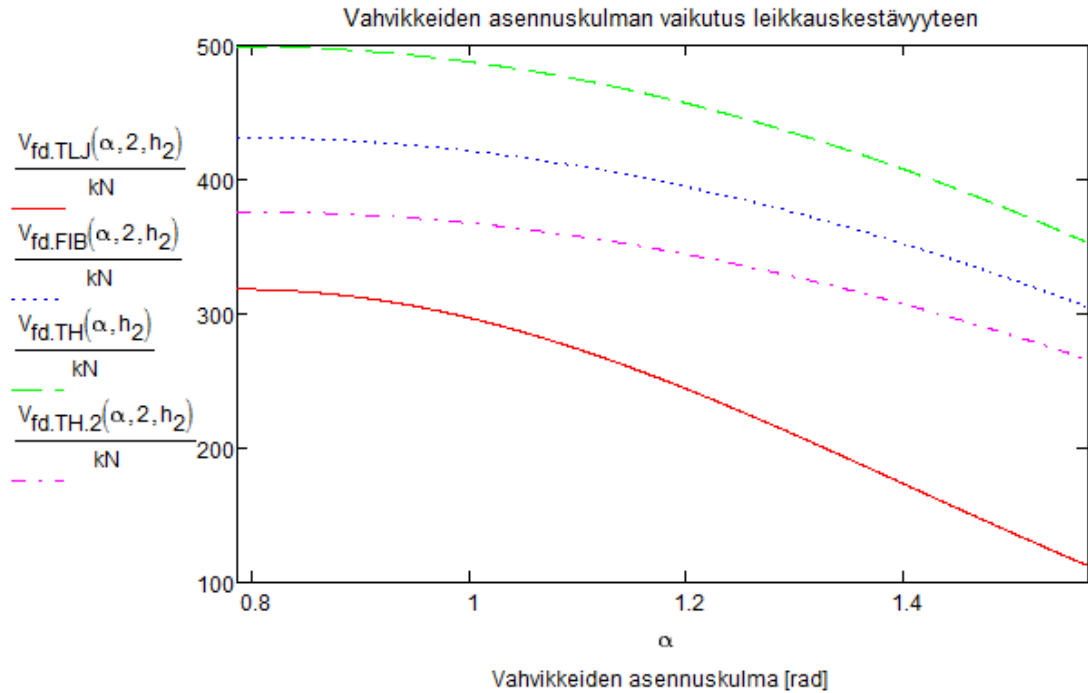
Taulukko 15. Leikkauskestävyyksien vertailulaskelman tuloksia

Hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys V_{df} [kN]							
Mitoitusmalli	Hiilikuidun kulma α [°]	Hiilikuituvahvikkeet kokonaan palkin ympäri		Hiilikuituvahvikkeet U-muotoisesti		Hiilikuituvahvikkeet palkin sivuilla	
				$S_f = 2 \times b_f$		$S_f = 2 \times b_f$	
Palkin korkeus h [mm]		480	880	480	880	480	880
Tiehallinto	45	258	499	258	499	258	499
	90	182	352	182	352	182	352
Tiehallinto, $\sigma_{fd,red}$	45	194	376	194	376	194	376
	90	137	266	137	266	137	266
Täljsten	45	216	418	116	318	42	243
	90	76	147	41	112	15	86
FIB	45	503	972	223	431	223	431
	90	356	687	157	304	157	304

Taulukon 15 tuloksista nähdään, että Täljstenin mitoitussmallin mukaan matalilla palkin korkeuksilla pelkästään palkin sivuille liimattavat leikkausvahvikkeet eivät juurikaan paranna palkin leikkauskestävyyttä.

Vertailulaskelmista nähdään, että Tiehallinnon mitoitusmenetelmän mukaan saadaan suurimmat leikkauskestävyyden arvot, kun käytetään liimattavia hiilikuituvahvikkeita leikkauskestävyyden parantamiseen. Tiehallinnon mitoitusmenetelmä ei sellaisenaan sovellu normaaleihin talonrakenteiden palkkikorkeuksiin, johtuen 400 mm minimiankkurointipituuden vaatimuksesta. Vaikka Tiehallinnon mitoitusmenetelmässä huomioitaisiin hiilikuitujen mitoitussännitys tarkempien mitoitusmenetelmien mukaan, antaa se silti suurempia arvoja vahvistettavan palkin leikkauskestävyydelle kuin Täljstenin menetelmä.

Vahvikkeiden asennuskulman vaikuttaa suuresti leikkausvahvikkeiden tehokkuuteen. Leikkausvahvikkeiden asennuskulma voi vaihdella välillä 45° (kohtisuoraan leikkaushalkeamaan nähden) ... 90° (vahvikkeet pystysuorassa). Kuvassa 26 on havainnollistettu kaikkien kolmen edellä esitellyn mitoitusmenetelmän kestävyksiä, kun vahvikkeet asennetaan palkin kylkiin ja palkin korkeus on 880 mm. Kuvaajan vaaka-akselilla hiilikuitujen asennuskulma radiaaneina, vaihteluväli 45...90°.



Kuva 26. Leikkausvahvikkeiden asennuskulman vaikutus vahvikkeiden leikkauskestävyyteen

Täljstenin menetelmässä huomioidaan tarkastelluista mitoitusmenetelmistä tarkimmin leikkausvahvistetun palkin tehollinen korkeus ja hiilikuitujen ankkuroinnin vaikutus siihen sekä hiilikuituvahvikkeiden efektiivinen pinta-ala asennuskulman muuttuessa. Asennuskulman vaikutus nähdään selkeästi kuvan 26 kuvaajasta. Täljstenin mitoitusmenetelmä antaa turvallisella puolella olevia tuloksia verrattuna kahteen muuhun mitoitusmenetelmään ja täten sen käyttö hiilikuiduilla leikkausvahvistetun betonipalkin leikkauskestävyyden laskentaan on perusteltua.

5.4 Leikkausmitoitus käyttörajatilassa

Leikkausvahventeiden toiminta käyttörajatilassa tulee varmistaa. Leikkausvahventeiden irtoamisen estämiseksi leikkaushiilikuidun tehollisen venymän ominaisarvo $\epsilon_{fk,e}$ käyttörajatilan kuormilla tulee rajoittaa arvoon $0,8f_{yk}/E_s$. [2]

6 Suunnittelussa huomioon otettavia asioita

6.1 Vahvistettavan rakenteen suunnitelmat

Rakenteiden vahvistuksen tulee aina perustua huolellisiin laskelmiin. Vahvistettavan rakenteen kestävyys ennen vahvistamista ja jännitystilanne vahvistamisen aikana vaatii vahvistettavan rakenteen alkuperäisiin suunnitelmiin perehtymistä. Mikäli rakenteen suunnitelmia ei ole saatavilla, on riittävä tieto vahvistettavan rakenteen mitoista ja nykyisestä raudoituksesta joko saatava laajoilla rakennetutkimuksilla tai vahvistamisesta luovuttava. [3]

6.2 Vahvistettavan betonin kunto

Vahvistettavan betonirakenteen tulee olla riittävän hyväkuntoinen vahvistusalustaksi. Tärkeimmät vaatimukset vahvistettavalle rakenteelle ovat, ettei raudoituksessa ole käynnissä olevaa korroosiota ja että betonipinnalla on riittävä tartuntavetolujuus. Yleensä betonipinnan tartuntavetolujuuden minimiarvona vahvistettavalle rakenteelle pidetään arvoa $1,5 \text{ N/mm}^2$. Jos vahvistettavan rakenteen betonipinnan lujuus ei ole riittävä esimerkiksi pakkasrapautumisen johdosta tai siinä on lohkeamia, tulee huonokuntoinen betoniaines poistaa ja kolot paikata. Huonokuntoista betoniainesta poistetaan riittävässä laajuudessa ja tarpeeksi syvältä, jotta riittävä tartuntavetolujuus saavutetaan.

Vahvistettavan betonirakenteen halkeilutila tulee myös tutkia ja halkeamien synty tapa selvittää. Hiilikuituvahvistustöihin liittyy normaalisti myös betoninkorjaustöitä ja niiden yhteydessä vahvistettavan rakenteen halkeamat tulee injektoida vahvistusrakenteen pitkäaikaiskestävyyden parantamiseksi ja halkeamien kohdalla esiintyvien irrottavien voimien minimoimiseksi. [3] [18]

6.3 Vahvistustyö

6.3.1 Vahvennettavan pinnan esikäsitteleminen

Vahvistettavan betonirakenteen pinta puhdistetaan ja tasoitetaan ennen liimausvahventamistyötä. Betonipinnan tasaisuusvaatimukset riippuvat käytetystä vahventamismenetelmästä, taipuisilla hiilikuitukankailla on tiukemmat pinnan tasaisuusvaatimukset kuin jäykemmällä hiilikuitunauhoilla. Betonipinnan tasaisuusvaatimukset esitetään yleensä tuotevalmistajien käyttöohjeissa. Mikäli tarkempia ohjeita pinnan tasaisuudelle ei ole annettu, voidaan tasaisuusvaatimuksina käyttää 5 mm 2,0 m:n matkalla ja 2 mm 0,3 m:n matkalla. Nystermiä ja kohoumia ei saa esiintyä ja ne hiotaan pois. Painaummat ja kolot täytetään tarkoitukseen soveltuvalla laastilla. Paikkauslaastin tartunta alustaan tulee varmistaa tartuntavetokokeilla.

Betonipinnan tasoituksen ja betonin korjaustöiden jälkeen vahvennettava pinta karhennetaan liimasauman kohdalta. Pinnasta poistetaan öljy, lika ja rasva sekä sementtiliima-kerros. Paras menetelmä betonipinnan puhdistamiseksi ja riittävän karheustason saavuttamiseksi on hiekkapuhallus. [3] [18]

6.3.2 Liimausolosuhteet ja liimaustyö

Liimaustyö suoritetaan liiman toimittajan kirjallisten ohjeiden mukaan huomioiden liiman sekoitus, avoin aika, kovettumisaika, käyttölämpötila (sekä ilman että rakenteen) ja ohjeet liiman levitykseen. Liimaustyön aikana betonirakenteen lämpötilan tulee olla vähintään 3°C korkeampi kuin ilman kastepiste. [3]

6.4 Hiilikuituvahvikkeiden pitkäaikaiskestävyys

6.4.1 Hiilikuituvahvikkeiden käyttöikä

Ensimmäiset tutkimukset hiilikuitujen käyttämisestä betonirakenteiden vahvistus- ja raudoitusmateriaalina on tehty 1970-luvulla ja 1980-luvun alkupuolella hiilikuituja alettiin käyttää koekohteissa. Hiilikuituvahvikkeista on siis kokemusta jo yli 30 vuoden ajalta ja niiden käyttö on koko ajan lisääntymässä. Varhaisimpiakin liimausvahvistuskohteita on

edelleen käytössä, joten liimausvahvikkeilla toteutetun rakenteen vahvistamisen käyttöiän voidaan arvioida olevan vähintään 30 vuotta.

Vahvistetun rakenteen käyttöikään vaikuttaa kuitenkin suuresti vahvistustyön laatu. Huonosti suoritettua vahvistustyön johdosta vahvikkeiden käyttöikä saattaa olla hyvinkin lyhyt. Vahvistettavan rakenteen riittävän pitkän käyttöiän varmistamiseksi vahvistustyön laadunvalvonnan merkitys on todella suuri. Lisäksi vahvistustyössä tulee käyttää vahvikejärjestelmiä (hiilikuituvahvikkeet ja liimat) joiden keskinäinen yhteensopivuus on varmistettu. [18]

6.4.2 Viruma

Pääosa hiilikuitutuotteesta on varsinaisia hiilikuitusäikeitä, joiden viruma on käytännössä nolla. Hiilikuitutuotteiden viruma johtuukin pääasiassa polymeerimatriisin virumasta, aikariippuvaisesta säikeiden ja matriisin välisten huonojen tartuntakohtien kasvamisesta ja matriisin mikrohalkeilusta jatkuvan kuormituksen alaisena. Koska suurin osa hiilikuitutuotteesta on hiilikuitusäikeitä, joiden jäykkyys on huomattavasti matriisia suurempi, on matriisiin kohdistuva kuormitus normaalisti erittäin pieni. Johtuen matriisin pienestä osuudesta kuormituksesta ja jos hiilikuitutuotteen käyttölämpötila on pienempi kuin lasitumislämpötila, on hiilikuitutuotteiden viruma yleensä niin pieni, että se voidaan suunnittelussa jättää huomiotta. [6, p. 93]

Hiilikuituvahvistetun rakenteen viruma johtuukin käytännössä pelkästään betonin virumasta. Normaalisti vahvistettavat betonirakenteet ovat niin vanhoja, että betonin viruma on jo tapahtunut mutta suhteellisen uusia rakenteita vahvistettaessa tai mikäli betonin puristusjännitykset kasvavat huomattavasti, tulee viruman vaikutus vahvistettuun rakenteeseen huomioida. [2]

6.4.3 Väsyminen

Vahvikehiilikuiduilla ei esiinny väsytkuormituksista johtuvaa lujuuden alenemista. Myös vahvistustyössä käytettävien liimojen väsymiskestävyys on niin hyvä, että liima-
sauman väsymiskestävyttä ei tarvitse erikseen tutkia. Väsytkuormilla rasi-
tetun hiilikuituvahvistetun rakenteen väsymiskestävyys riippuukin betonin ja raudoitusterästen väsymiskestävydestä. [3] [2] [23]

6.4.4 UV-säteily

UV-säteily ei vaikuta vahvikkeen hiilikuitusäikeisiin mutta matriisin lujuusominaisuudet heikkenevät UV-säteilyn johdosta. Testitulosten mukaan matriisin lujuusominaisuuksien heikkenemisellä UV-säteilyn johdosta ei ole kovin suurta vaikutusta hiilikuituvahvikkeen lujuusominaisuuksiin, jotka riippuvat lähinnä hiilikuitusäikeiden lujuudesta. Matriisin lujuuden heikkeneminen altistaa matriisin mikrohalkeilulle, joka taas voi esimerkiksi veden imeytymisen ja jäätymis-sulamisen vaikutuksesta johtaa koko vahvikkeen huomattavaan lujuuden menetykseen. [2] [23]

6.4.5 Kosteus

Hiilikuituvahvikkeen matriisiin imeytyy vettä vahvikkeen kastuessa. Veden imeytyminen matriisiin vaikuttaa haitallisesti matriisin ominaisuuksiin ja varsinkin matriisin ja hiilikuitusäikeiden väliseen tartuntaan. Matriisin ja hiilikuitusäikeiden välisen tartunnan heikkeneminen johtaa vahvikkeen sisäiseen halkeiluun ja vahvikkeen lujuusominaisuuksien menettämiseen. [2] [23]

6.4.6 Jäätymis-sulamis-rasitus

Jäätymis-sulamis-rasituksella ei ole juurikaan vaikutuksia hiilikuituvahvikkeisiin, varsinkin jos ne on asennettu sateelta suojattuina rakenteeseen eikä suuria kosteuspitoisuuksia esiinny vahvikkeissa. Hiilikuituvahvikkeet asennetaan olemassa oleviin betonirakenteisiin, joissa yleensä esiintyy halkeamia rakenteen aiemman kuormitushistorian johdosta. Jäätävän veden laajeneminen olemassa olevissa halkeamissa saattaa aiheuttaa vahvistettavan rakenteen ja hiilikuituvahvikkeiden välisen tartunnan heikkenemistä ja jopa vahvikkeiden irtoamista. Tartuntapinnan kestävyys on riippuvainen lähinnä vanhan betonin ominaisuuksista, lujuudesta ja kestävydestä säärasituksille.

Hiilikuiduilla vahvistetun rakenteen kestävyys jäätymis-sulamis-rasituksia vastaan riippuu pääosin vahvistettavan rakenteen betonista. Vanhoissa betonirakenteissa ei yleensä ole käytetty huokostettua betonia, joten ulkona sijaitsevat vanhat betonirakenteet ovat alttiita pakkasrapautumiselle varsinkin joutuessaan kosteudelle alttiiksi. Vahvistettavan rakenteen olemassa olevien halkeamien syiden selvittäminen ja halkeamien injektointi yhtenäisen vahvistusalustan aikaansaamiseksi onkin tärkeää, jotta vahvistetun rakenteen kestävyys jäätymis-sulamis-rasitusta vastaan voidaan varmistaa. [3] [2]

7 Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahventaminen

7.1 Taustaa

Helsingin Olympiastadionin rakennustyöt aloitettiin vuonna 1934 suunnittelukilpailun jälkeen. Suunnittelukilpailun tarkoituksena oli vuonna 1927 perustetun Stadion-säätiön päätehtävän mukaisesti rakennuttaa sellainen stadion, että Helsinki voisi toimia kesäolympiakisojen isäntäkaupunkina. Helsinki saikin järjestettäväkseen vuoden 1940 olympialaiset Tokion luovuttua kisojen järjestämisestä. Talvisodan jälkeen Olympiastadionin ensimmäisen vaiheen rakennustyöt saatettiin valmiiksi vuoden 1940 lokakuussa. Maailmansota kuitenkin esti olympialaisten järjestämisen suunniteltuna ajankohtana ja Suomelle myönnettiin myöhemmin järjestettäväksi vuoden 1952 olympialaiset. [24]



Kuva 27. Helsingin Olympiastadion alkuperäisessä laajuudessaan [25]

Tärkeimmät eri ajankohtina Olympiastadionilla toteutetut rakennus- ja korjaushankkeet ovat vuonna 1948 aloitettu ja ennen olympialaisia valmistunut pysyvien katsomoiden laajennus, jossa ensimmäisen vaiheen betonisten katsomoiden ulko- ja yläpuolelle raken-

nettiin lisää betonirakenteisia katsomoita. Olympialaisia varten rakennettiin myös väliaikaisia puukatsomoita, jotka kisojen jälkeen purettiin. Vuonna 1954 aloitettiin olympiaki-soja varten tehtyjen betonikatsomolaajennusten alle rakennettavien huonetilojen suunnittelu ja rakentaminen, jotka saatiin valmiiksi eteläkaarteessa vuonna 1955 ja pohjoiskaarteessa tiukan taloustilanteen vuoksi vasta vuonna 1961. [24]

Myös muita muutoksia ja korjauksia on vuosien varrella tehty, mm. 1963 valmistui Urheilumuseon laajennus, 1977-79 toteutettiin kaikkien rappauspintojen peruskorjaus ja 1985-87 tehtiin katsomoiden alapintojen hiekkapuhallus ja ruiskubetonointi tutkimuksissa ilmenneiden betonirakenteiden vaurioiden johdosta. Suuri, koko Olympiastadionin ilmeseen vaikuttava muutos oli itäkatsomon katoksen rakentaminen vuosina 1990-94 toteutetussa peruskorjaushankkeessa. [24]

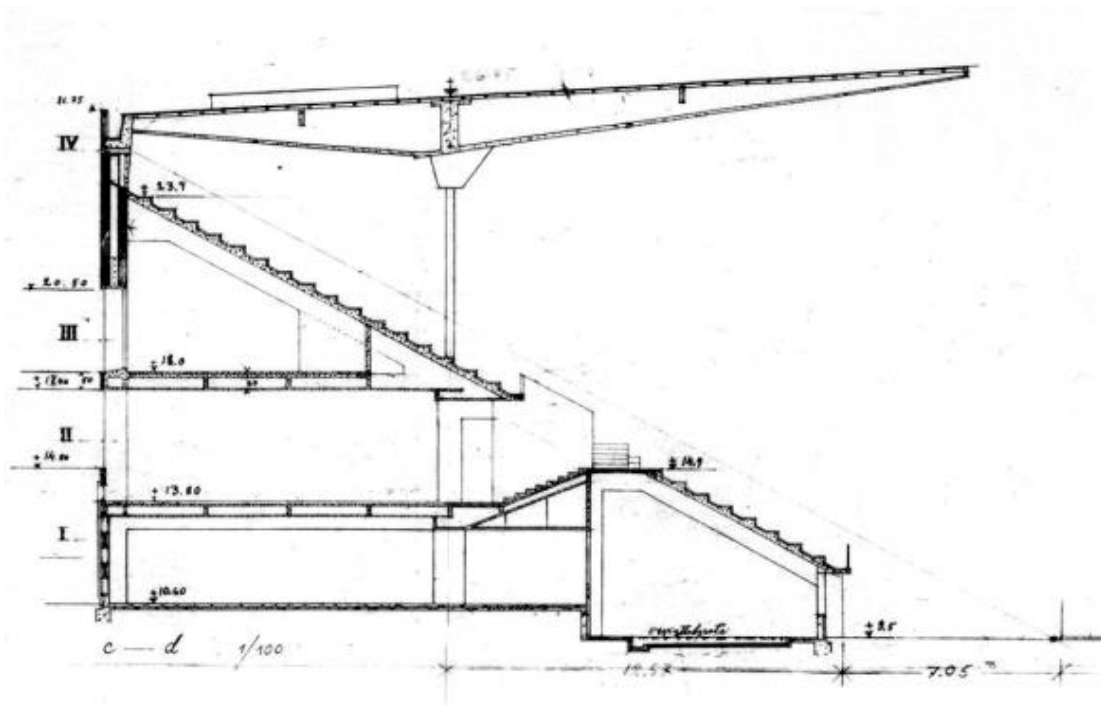
Uusimmassa, opinnäytetyön tekohetkellä käynnissä olevassa ja vuonna 2019 valmistuvassa perusparannus- ja -korjaushankkeessa Olympiastadionin sisätilat uusitaan, etelä- ja pohjoiskaarten katsomot katetaan kokonaan ja stadionin vierelle louhitaan kallioon uusia tiloja, mm. uusi palloiluhalli ja logistiikkatila. Etelä- ja pohjoiskaarten uudet teräs-rakenteiset katokset tuetaan vanhojen betonirakenteiden päälle, minkä johdosta vanhoja teräsbetonisia kehärakenteita ja niiden pilareita joudutaan vahvistamaan laajalti.

Olympiastadionin pääkatsomon betonirakenteinen katos on rakennettu ensimmäisessä rakennusvaiheessa vuosina 1936-39. Katoksen betonirakenteet ovat siis jo 80 vuotta vanhoja. Nyt käynnissä olevan perusparannushankkeen yhteydessä tavoitteena on jatkaa katoksen käyttöikää vähintään perusparannuksen yhteydessä tehtäville uudisrakenteille tavoitteena olevan 50 vuoden käyttöiän ajan. Alustavan suunnittelun ja katokselle tehtyjen kuntotutkimusten mukaan katoksen vanhojen betonirakenteiden käyttöiän jatkaminen tavoitteena olevan 50 vuoden ajan vaatii katoksen betonirakenteiden korjaamista ja vahvistamista. [26] [27]

7.2 Pääkatsomon katoksen alkuperäinen tilanne

7.2.1 Yleistä

Helsingin Olympiastadionin pääkatsomon katos on 28 metriä leveä ja 105 metriä pitkä teräsbetonirakenteinen katos, jonka kantavien pilareiden väli on yhdeksän metriä. Katoksen pääkannattajana pilareiden välillä toimii niskapalkki $h \times b = 1670 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, johon tukeutuvat katoksen poikkikannattajat. Poikkikannattajat tukeutuvat toisesta päästään pääkatsomon ulkoseinään, keskeltä niskapalkkiin ja kentän suuntaan poikkikannattajat ovat ulokkeina. Poikkikannattajien keskinäinen väli on kolme metriä ja niiden välillä on teräsbetoninen alalaatta. Katos on katettu koolauspuulla, laudoituksella ja bitumikermitatteella. Pääkatsomon katoksessa on kaksi liikuntasaumaa.



Kuva 28. Pääkatsomon leikkaus [28]

Helsingin Olympiastadionin ensimmäisen rakennusvaiheen rakennesuunnittelijana toimi alun perin insinööri Jaakko Packalén ja hänen kuoltuaan lopulliset rakennesuunnitelmat laati Uuno Varjo. Ensimmäisten suunnitelmien mukaan pääkatsomo olisi katettu teräsrunkoisella ja puurakenteisella katoksella mutta urakkaneuvottelujen aikana katoksen

suunnitelmaa muutettiin niin, että koko katoksesta tehtiin teräsbetonirakenteinen. Insinööri Packalén kuoli jo ennen suunnitelmien muuttamista ja niinpä pääkatsomon katoksen rakennesuunnitelmat ovat kokonaan Uuno Varjon tekemät. [28]



Kuva 29. Pääkatsomon katoksen muotteja ja niiden tukirakenteita [24]

Pääkatsomon katoksen rakennustyöt olivat rakennusaikanaan erittäin vaativia ja varsinkin muottityöt olisivat rakenteen jatkuvasti muuttuvien mittojen vuoksi hankalat toteuttaa nykyaikaisillakin menetelmillä. Konstruktööri Uuno Varjon vuonna 1940 kirjoittaman selostuksen mukaan pääkatsomon katoksen epätavallisuuden vuoksi muottityö muodostui suhteellisen vaikeaksi ja katos vaati erikoisen vankat muotit ja tukirakenteet. Pääkatsomon katoksen betoniraudat katkottiin ja taivutettiin koneellisesti ja jatkettiin hitsaamalla. Pääkatsomon katoksen pitkätkin, jopa 30-metriset, raudoitukset hitsattiin valmiiksi ja kuljetettiin ja nostettiin paikalleen yhtenä kappaleena. [28]

7.2.2 Katoksen kuormitukset ja rasitukset

7.2.3 Katoksen betonirakenteiden materiaalit

Katoksen rakennesuunnitelmien mukaan betoniseoksena on käytetty betoniseosta 1:3:3, jonka sallittu puristusjännitys taivutetussa rakenteessa on vuoden 1936 suunnitelumääräysten mukaan 40 kg/cm^2 tavallisessa rakenteessa, kun rakenne on raudoitettu. Sallittuja jännityksiä saa suunnitteluajankohdan määräysten mukaan korottaa tästä mutta se edellyttää betonin puristuslujuuden ennakkokokeita ja tavallista tarkempaa rakennesuunnittelua, työn suoritusta ja työn valvontaa.

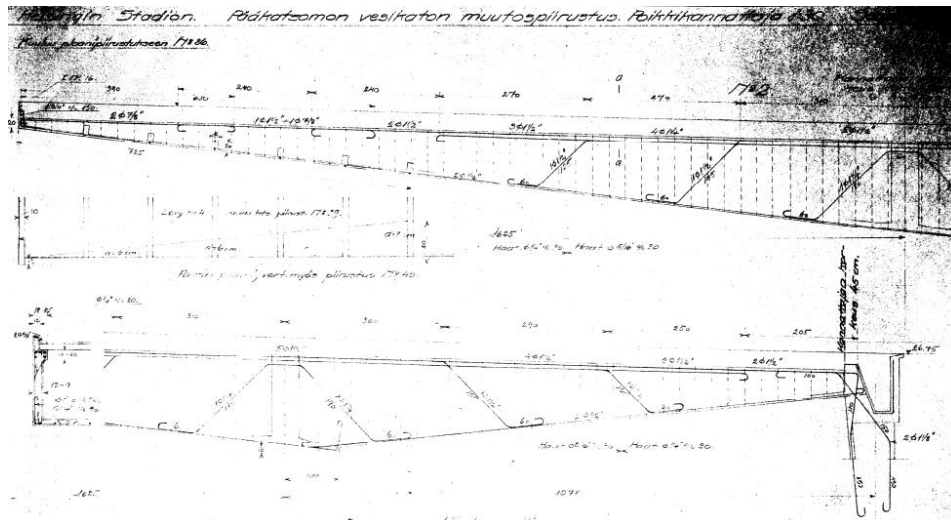
Betonin sallittuna työntöjännityksenä saa tavallisissa rakenteissa käyttää arvoa 14 kg/cm^2 ja korotettuna sallittuna työntöjännityksenä 16 kg/cm^2 . Tavallisissa raudoitetuissa betonirakenteissa on rakenteen niihin osiin, joissa työntöjännitys on suurempi kuin $5,5 \text{ kg/cm}^2$ asennettava leikkausteräksiä niin paljon, että ne kestävät työntövoiman (leikkausvoiman) aiheuttamat vinot vetojännitykset.

Suunnitteluajankohdan mukaisten määräysten mukaan betonit jaetaan kolmeen luokkaan, A-, B- ja C-betoniin. C-betonilta vaadittavat koestukset ja laadunvalvonta ovat muita luokkia vähäisemmät. Katoksen betonirakenteessa käytetyn betoniseoksen 1:3:3 vaadittava puristuslujuus C-betonina on 150 kg/cm^2 . Pääkatsomon katoksen suunnitteluajankohdan mukaisen mitoituksen tarkistamisessa käytetään betonin puristusjännityksenä tavallisen rakenteen mukaista jännitystä.

Terästen (vanhojen määräysten kielenkäytössä raudan) vetomurtolujuuden tulee suunnitteluajankohdan määräysten mukaan olla vähintään 37 kg/cm^2 ja murtovenymän vähintään 20 %. Sallittuna jännityksenä teräksille raudoitettussa betonirakenteessa saadaan käyttää arvoa 1200 kg/cm^2 . [29] [30]

7.2.4 Katoksen poikkikannattajat

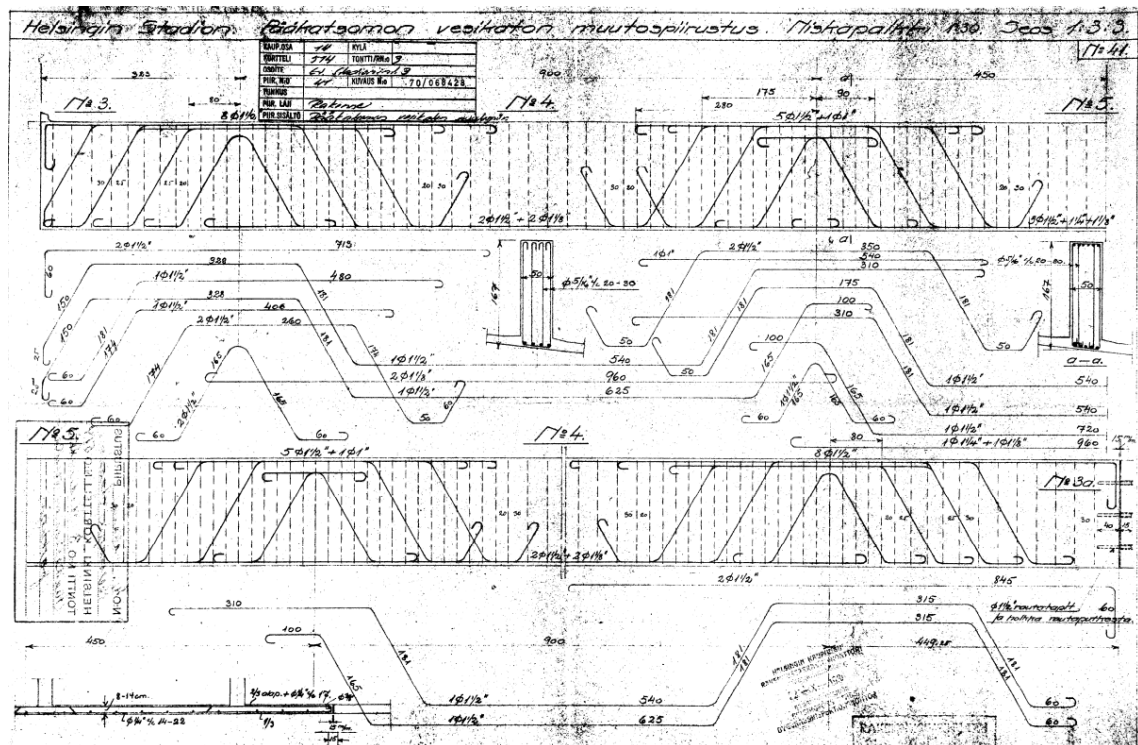
Pääkatsomon katoksen poikkikannattajia on kahta tyyppiä: reunan poikkikannattaja ja keskiosan poikkikannattaja. Reunan poikkikannattajat ovat hieman kevyemmin raudoitettuja, sillä niille kohdistuu vähemmän kuormituksia. Katoksen poikkikannattajien uloke on niin pitkä, että pelkistä rakenteen omista painoista kohdistuu seinän tuennalle veto-voimia, jotka ankkuroidaan seinään raudoituksella.



Kuva 32. Katoksen reunan poikkikannattajan rakennesuunnitelma

7.2.5 Katoksen niskapalkki

Pääkatsomon katoksen niskapalkki on koko liikuntasauhavälin pituudella sijaitseva jatkuva palkki, johon poikkikannattajat tukeutuvat keskikohdaltaan. Niskapalkin poikkileikkauksen koko on $h \times b = 1670 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$.



Kuva 33. Katoksen niskapalkin rakennesuunnitelma

7.3 Katoksen betonirakenteiden käyttöiän jatkaminen

7.3.1 Katoksen betonirakenteiden nykykunto

Olympiastadionin pääkatsomon katoksen betoni- ja muiden rakenteiden kuntoa on tutkittu vuonna 2010 WSP:n tekemässä Olympiastadionin betonirakenteiden kuntotutkimuksessa sekä Contestan vuonna 2013 tekemässä kuntotutkimuksessa, jossa tehtiin tutkimuksia laajalti porakoekappaleilla, betonin vetolujuustestauksella, karbonatisoitusmittauksilla ja ohuthietutkimuksilla.

Tehtyjen kuntotutkimusten mukaan pääkatsomon katoksen betonirakenteiden nykykunto pääosin hyvä. Tutkitut betonin lujuudet, sekä puristus- että vetolujuudet ovat erittäin hyviä erityisesti verrattuna alkuperäisten suunnitelmien mukaisiin lujuuksiin. Taulukossa 16 on esitetty yhteenveto Contestan tutkimusten betonin lujuustestauksesta. Betonin mitoituslujuutena voidaan vahvistuslaskelmissa ja jäljellä olevan käyttöiän arvioinnissa käyttää lujuusluokkaa K30. [26]

Taulukko 16. Yhteenveto Contestan tutkimusten betonin lujuustestauksesta

Rakenneosa	Puristuslujuus [MPa]			Vetolujuus [MPa]	
	Vaihteluväli	Keskiarvo	Vertailuarvo	Vaihteluväli	Keskiarvo
Katoksen alalaatta	38,6 – 52,0	47,5	42	1,8 – 2,8	2,3
Poikkikannattajat	29,5 – 39,2	35,0	29	1,4 – 3,1	2,4
Niskapalkit	32,0 – 41,3	36,2	30	2,3 – 3,1	2,7
Sidepalkit	35,5 – 44,2	40,0	34	1,4 – 2,6	1,9

Betonin karbonatisoituminen on Olympiastadionin pääkatsomon katoksen betonirakenteissa edennyt tutkimusten mukaan huomattavan syvälle. Käytännöllisesti katsoen kaikki katoksen raudoitus on karbonisoituneessa betonissa eli betonin emäksisyyden aikaansaama passiivista suojaa korroosiota vastaan raudoituksella ei enää ole. Tutkimuksissa ei kuitenkaan havaittu näkyviä merkkejä korroosion käynnistymisestä. [26]

Katoksen betonirakenteet ovat koko tähänastisen käyttöikänsä ajan olleet hyvin sateelta suojattuina ja lisäksi päässeet tuulettumaan vapaasti, joten korroosion käynnistymiselle otollista kosteuspitoisuutta ei betonissa ole päässyt syntymään. Korroosion käynnistymisen katoksen betonirakenteissa on kuitenkin koska tahansa mahdollista jos betonin kosteuspitoisuus pääsee nousemaan. Kuivissa rakenteissa korroosiovirta on käytännössä

merkityksettömän pieni mutta betonin suhteellisen kosteuden kannalta kriittinen pitoisuus on 85 %. Betonin suhteellisen kosteuden noustessa yli 85 %:n, nousee korroosiovirta satakertaiseksi. Olympiastadionin pääkatsomon katoksen betonirakenteiden käyttöään jatkamisen kannalta onkin välttämätöntä, että betonirakenteet pysyvät edelleen hyvin sateelta ja kosteusrasituksilta suojattuina. [26] [31]

Pääkatsomon katoksen betonirakenteet eivät ole pakkasenkestävää suojahuokostettua betonia vaan ovat alttiita pakkasrapautumiselle, mikäli rakenteet kastuvat ja altistuvat jäätymissulamirasitukselle. Yhdessäkään tutkitussa rakenneosassa ei kuitenkaan havaittu pakkasrapautumista, joka korroosion vähäisyyden tavoin johtuu katoksen betonirakenteiden hyvästä kosteussuojauksesta. [26] [32]

Kuntotutkimuksissa poikkikannattajissa havaittiin ulokeosan alkupäässä tuelta uloketta kohti n. 2 – 3 metrin matkalla halkeamia jotka yläpäästään ”kaatuvat” ulokkeen kärkeä kohden. Halkeamien leveys on 0,1 – 0,2 mm. Halkeamien sijainnin ja muodon voidaan päätellä, että halkeamat ovat kuormitusperäisiä. Raudoituksen pistekorroosio on mahdollinen halkeamien kohdalla ja katoksen betonirakenteiden käyttöään jatkamiseksi onkin tärkeää injektoida halkeamat umpeen. Lisäksi tarkistetaan laskelmin rakenteen laskennallinen halkeilutila ja kestävyys uusille, kasvaville kuormituksille. [26]

7.3.2 Katoksen vahventamispäätös

Olympiastadionin perusparannuksen rakennuttajana toimiva HKR-Rakennuttaja pyysi perusparannuksen rakennesuunnittelukonsultteja tekemään kuntotutkimuksen pohjalta esityksen pääkatsomon katoksen eri korjausvaihtoehdoista. Museovirastolta pyydettiin lausunto eri korjausvaihtoehdoista ja pääkatsomon katoksen korjaustavan valinnasta ja käyttöään jatkamisesta pidettiin asiantuntijakeskustelu ennen lopullisen korjaussuunnittelun aloitusta. Asiantuntijakeskusteluun osallistui rakennuttajan edustajia, perusparannuksen arkkitehtisuunnittelijat, rakennesuunnittelijat, kuntotutkimuksen tekijät, museoviraston edustajat sekä ulkopuolisia betonitekniikan asiantuntijoita. Asiantuntijakeskustelun tavoitteena oli tarkentaa korjaussuunnittelun kysymyksenasettelua, kartoittaa ja päättää kyseeseen tulevat korjausmenetelmät ja täsmentää korjaustehtävän tavoitteita. [27]

Alustavassa eri korjausvaihtoehtojen suunnittelussa oli lähtökohtana saavuttaa mahdollisimman pitkä käyttöikä korjatulle katoksen betonirakenteelle, tavoitekäyttöään ollessa 50 vuotta. Eri korjausvaihtoehtoja esitettiin lopulta neljä:

- Nykyisen rakenteen säilyttävä korjaus ja käyttöiän jatkaminen mahdollisimman pitkälle, ns. kevyt korjaus
- Nykyisen rakenteen laajempi korjaus ja alalaatan uusiminen kokonaan, ns. raskas korjaus
- Nykyisen katoksen purkaminen ja uuden teräsrakenteisen katoksen rakentaminen
- Nykyisen katoksen purkaminen ja uuden teräsbetonikatoksen rakentaminen

Museoviraston antaman lausunnon mukaan eri korjausvaihtoehdoista kevyt korjaus on paras. Olympiastadionista annetun suojelupäätöksen mukaan pääkatsomo katoksineen tulee säilyttää. Pääkatsomon katos on tornin ohella Olympiastadionin betoniarkkitehtuurin leimallisimpia piirteitä ja katoksen ulkonäkö, alkuperäinen toteutus, materiaali ja rakennustekniikka on suojeltu. Koska kuntotutkimusten ja rakennesuunnittelijan korjausvaihtoehtoesityksen mukaan katoksen säilyttäminen ja korjaaminen on mahdollista, tulee katos säilyttää. [33]

Museoviraston lausunnon perusteella asiantuntijakeskustelussa käsiteltiin kevyen korjauksen vaihtoehtoa. Keskustelun ja eri vahvistamisvaihtoehtojen käsittelyn jälkeen rakenteen vahvistaminen päätettiin tehdä liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla. Hiilikuituvahvistamisen hyvinä puolina mainittiin niiden pitkäaikaiskestävyys, suurempi lujuus verrattuna teräkseen, kevyen omapainon mahdollistama helppo käsittely ja kuljetus sekä se, että nauhoilla ei ole pituusrajoituksia, joten liitokset on helppo toteuttaa ja teräslattavahvistamisessa tarvittavia hitsausliitoksia ei jouduta tekemään. [27]

7.3.3 Vahvistusten suunnitteluperusteet

Pääkatsomon katoksen vahvistusten suunnittelussa päätettiin noudattaa seuraavia suunnitteluperusteita:

- rakenteen alkuperäisen tilanteen mukainen kestävyys tarkistetaan
- rakenteen nykyisen tilanteen ja uuden käyttötilanteen mukainen kestävyys ilman vahvikkeita tarkistetaan
- liimausvahvikkeita asennetaan rakenteeseen vain tarvittaviin kohtiin
- hiilikuituvahvikkeiden ankkurointialueen jännitykset lasketaan kohtiin 3.6.6 ja 3.7.4 perustuen Täljstenin mitoitusmenetelmällä

- mahdolliset leikkausvahventeet mitoitetaan kohtaan 5.3.5 perustuen Täljstenin mitoitusmenetelmällä
- taivutusvahventaminen tehdään kohdan 3 mukaan
- mitoituksessa käytetään RakMK osaa B4.

Koska vahvikkeiden kiinnittämiseen käytettävien liimojen minimilasittumislämpötila on vain 40 °C, haluttiin katoksen vesikatteen alapuolisen tilan lämpötila selvittää ennen vahvistusten asennusta. Koska vesikate on väriltään musta ja alalaatan ja vesikatteen väliin jää tila, jossa ilma vaihtuu suhteellisen hitaasti, pidettiin riskitekijänä liimausvahvistusten kannalta kyseisen tilan ilman lämpötilan nousua. Vesikatteen alaisen tilan lämpötilan selvittämiseksi tilaan asennettiin kolme lämpötilaloggeria, joilla mitattiin vesikatteen alapuolisen tilan lämpötilaa kesäkuun puolivälistä elokuun loppuun vuonna 2016. Kaikissa kolmessa mittauspisteessä maksimilämpötila oli n. 28 °C, joten vesikatteen alapuolisen tilan lämpötila ei aseta rajoituksia liimausvahvikkeiden käytölle.

7.3.4 Kuormitukset

Suunnitteluajankohdan mukainen lumikuorma katoksella on ollut 100 kg/m². Rakenteen omien painojen aiheuttamat kuormitukset on laskettu samalla tavoin kuin nykymääräysten mukaan käyttäen rakenteiden ominaispainoja ja nimellismittojen mukaan laskettuja tilavuuksia.

Pääkatsomon katoksen rakennusajankohtana kantavien rakenteiden mitoitusmenetelmänä käytettiin sallittujen jännitysten menetelmää, jossa koko varmuus kohdistetaan materiaaleihin. Sallittujen jännitysten menetelmän mitoituseriaatteena on, että rakenne mitoitetaan ja mitat sekä raudoitus valitaan siten, etteivät ominaiskuormien aiheuttamat jännitykset missään rakenteen kohdassa ylitä materiaaleille sallittuja jännityksiä. Rakenteiden mitoitus tapahtuu siten jännitystarkastelujen perusteella ja ne suoritetaan aina käyttötilassa ominaiskuormia käyttäen.

Sallittujen jännitysten menetelmä on vanhin ja periaatteeltaan yksinkertaisin rakenteiden mitoituseriaate. Nykyiset suunnitteluohjeet eivät enää tunne sallittujen jännitysten menetelmää rakenteiden mitoituseriaatteenä mutta varsinkin vanhojen rakenteiden korjaamisessa ja vahvistamisessa on tärkeää tuntea myös suunnitteluajankohdan mukaiset mitoituseriaatteet. [34]

Betonirakenteen tilavuuspainona on käytetty arvoa $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ ja koolauksen ja vesikatteen painona 50 kg/m^2 . Lumikuormana on käytetty arvoa 100 kg/m^2 . Laskelmien kuvaajista nähdään, että rakenteet on mitoitettu hyvin tarkkaan rakennusajankohtana. Tämä on tyypillistä vanhoille rakenteille, koska aiemmin rakentamisen kulut ovat kohdistuneet materiaaleihin, kun taas nykyrakentamisessa työvoimakustannukset ovat suhteessa suuremmat kuin esimerkiksi säästö jota saadaan tarkalla raudoituksen suunnittelulla ja katkaisukohtien määrittelyllä.

Rakenteen mitoitus nykyisten suunnitteluohjeiden mukaan tehdään kumotun Rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osan B4 mukaan johtuen eurokoodien rajoituksista siileäpintaisten terästen käytössä ja eurokoodien rajoituksista suunniteltavan teräsbetonirakenteen raudoituksen myötölujuudelle.

RakMK osan B4 mukaan suunniteltaessa käytetään myöskin kumotun RakMK osan B1 mukaisia kuormituksia, kuormien osavarmuuskertoimia ja kuormien yhdistelyjä. Eri suunnitteluohjeita ei tule sekoittaa, sillä esimerkiksi materiaaleille annetut suunnittelu-säännöt ja osavarmuuskertoimet sekä kuormille annetut osavarmuuskertoimet muodostavat rajatilamitoitusmenettelyssä kokonaisuuden, jolla on tietty varmuustaso murtumista tai muita ei-toivottuja ilmiöitä vastaan.

RakMK B1 mukaan kumikuorman ominaisarvo Helsingissä on $1,8 \text{ kN/m}^2$ ja lumikuormiin voidaan tehdä 25 % vähennys mikäli rakenteen katto on kaikilta suunniltaan tuulelle avoin ja rakenteen korkeus on suurempi kuin 20 m. Olympiastadionin pääkatsomon katos täyttää edellä mainitut ehdot, joten lumikuorman ominaisarvona RakMK mukaisessa mitoitusmenettelyssä voidaan käyttää arvoa $0,75 \times 1,8 \text{ kN/m}^2 = 1,35 \text{ kN/m}^2$. [35]

Katoksen omien painojen ja lumikuormien lisäksi katokseen kohdistuu tuulikuormia. Uudet kaarteisiin rakennettavat teräsrakenteiset katokset muuttavat pääkatsomon vanhan katoksen tuuliolosuhteita huomattavasti ja koko Olympiastadionin kaikkiin katoksiin kohdistuvia tuulikuormia tutkittiinkin suunnittelun aikana hyvin tarkkaan. Olympiastadionista laadittiin tuulitunnelikokeita varten pienoismalli, jonka avulla määritettiin rakenteisiin kohdistuvien tuulikuormien staattiset korvauskuormat mitoitusta varten. Tuulitunnelikokeissa pääkatsomon katos oli jaettu pituus- ja poikkisuunnassa neljään lohkokoon. Poikkikannattajien ja niskapalkkien mitoitusta varten valittiin kullekin poikkikannattajan suuntaiselle lohkolle suurin tuulikuorman staattinen korvauskuorma.

Wa1 $q_{tuuli.1} = 0,8 \text{ kN/m}^2$	3300
Wa2 $q_{tuuli.1} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	6700
Wa3 $q_{tuuli.1} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	10730
Wa4 $q_{tuuli.1} = 0,3 \text{ kN/m}^2$	6300

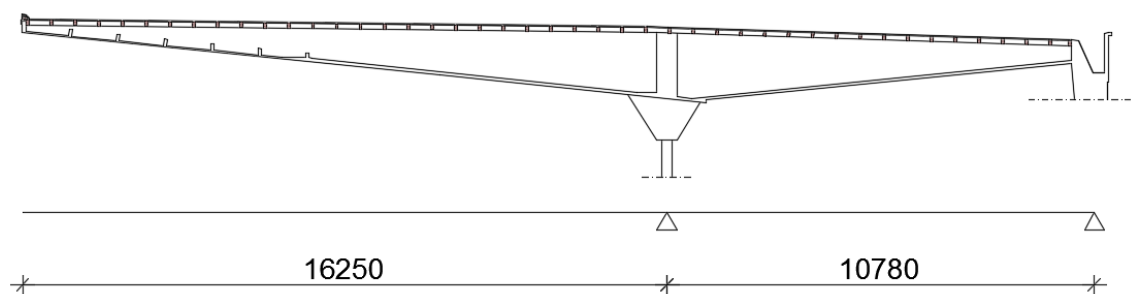
Kuva 34. Tuulitunnelikokeiden mukaiset staattiset korvauskuormat

Poikkikannattajan ulokkeen päähän asennetaan perusparannuksen yhteydessä valaisin- ja kenttäkuulutuslaitteistoa, joiden painot on huomioitu rakenteen mitoituksessa. Valaisimien ja kenttäkuulutuslaitteiden painot saatiin sähkö- ja valaistussuunnittelijoilta.

7.4 Katoksen poikkikannattajien vahventamissuunnitelmat

7.4.1 Poikkikannattajan rakennemalli

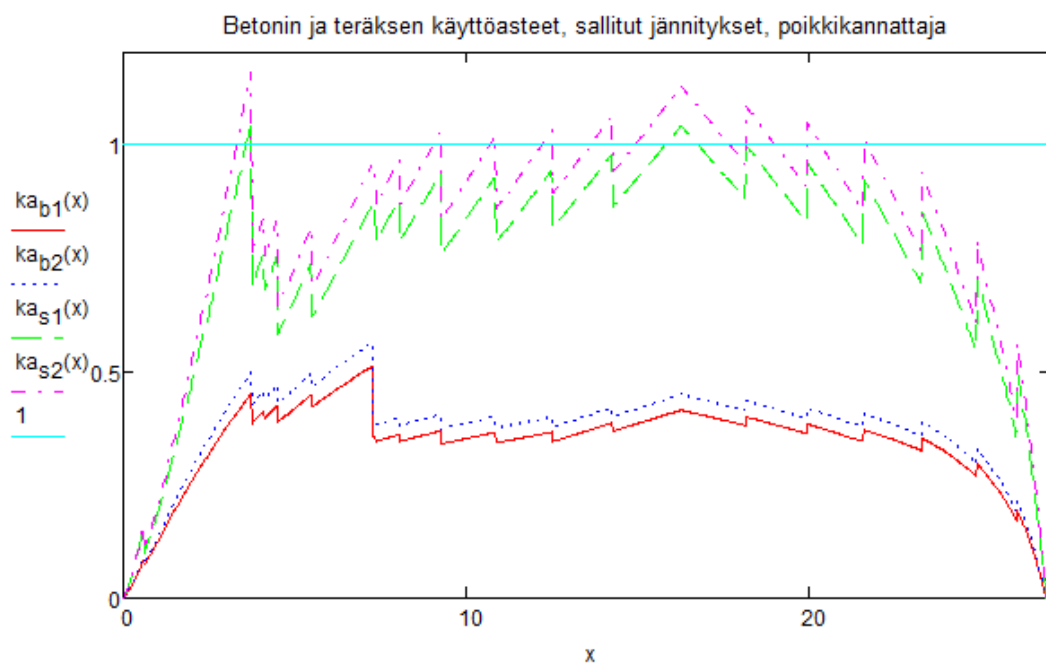
Poikkikannattajien rakennemalli on ulokkeellinen yksiaukkoinen palkki. Ulokkeen tukena toimii katoksen niskapalkki ja yksiaukkoisen kentän toisena tukena toimivat pääkatso-
mon ulkoseinälinjan kehäpilarit.



Kuva 35. Poikkikannattajan rakennemalli

7.4.2 Sallittujen jännitysten menetelmä

Pääkatsomon katoksen poikkikannattajien rakennusajankohdan suunnittelumenetelmän mukainen kestävyys laskettiin, jotta nähtäisiin, miten rakenne on alun perin mitoitettu ja ymmärrettäisiin rakenteen suunniteltu toiminta. Rakennusajankohtana käytössä oli sallittujen jännitysten menetelmä. Teräkseen ja betoniin aiheutuva jännitys on laskettu ominaiskuormien aiheuttamilla rasituksilla. Lisäksi rakenteen alkuperäisen tilanteen mukaisen laskelman hyöty on, että voidaan vertailla eri mitoitusmenetelmien mukaisia käyttöasteita, vaikka mitoitusmenetelmät eivät suoraan vastaakaan toisiaan jännitysten ja kuormitusten osalta.

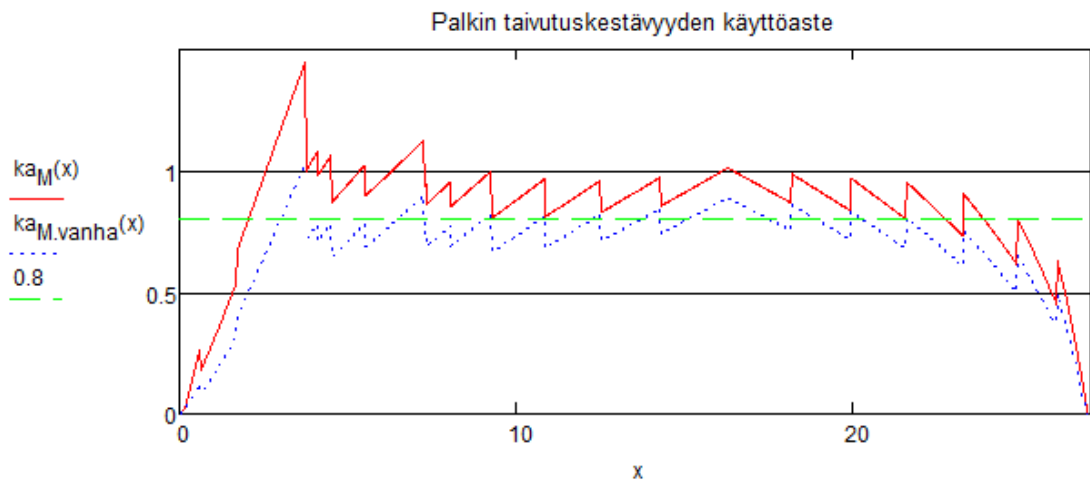


Kuva 36. Poikkikannattajan sallittujen jännitysten mukaiset käyttöasteet

Lumikuorman arvolla 100 kg/m^2 poikkikannattajan terästen käyttöaste sallittujen jännitysten menetelmällä on n. 100 % ja 135 kg/m^2 lumikuormalla n. 112 %. Betonin puristusjännitysten käyttöaste on rasiuimmassakin kohdassa alle 50 %. Rakentamisajankohdan mukainen mitoitus on tehty hyvin tarkasti käyttäen terästä juuri momenttipinnan mukaisesti ja terästen käyttöaste on korkea. Tämä on tyypillistä vanhoille teräsbetonirakenteille, kun rauditus on muodostanut suuren osan rakenteen hinnasta ja työvoimakustannukset ovat olleet suhteellisen alhaiset.

7.4.3 Murtorajatila ilman vahventamista

Murtorajatilamitoituksessa tarkistettiin poikkikannattajan taivutus- ja leikkauskestävyys vanhan tilanteen mukaisille kuormille. Poikkikannattajan murtorajatilän mitoitusmomentti kasvoi uuden tilanteen mukaisten kuormitusten johdosta n. 14 %. Lisääntyneiden kuormitusten johdosta taivutusmomentin käyttöaste kasvoi palkin keskialueella n. 0,85:stä lähes yhteen ja ulokkeen päädyn alueella taivutuskestävyyden käyttöaste murtorajatilassa ylitti sallitun. Palkin murtorajatilän taivutuskestävyyttä tuli siis kasvattaa, jotta rakenne täyttäisi turvallisuudelle asetetut vaatimukset.



Kuva 37. Poikkikannattajan murtorajatilän taivutuskestävyyden käyttöaste ilman vahventamista

Poikkikannattajan ulokkeen päätyalueella leikkauskestävyyden käyttöaste kasvaa johdun ulokkeen päätyyn sijoitettavista uusista valaisimista ja kenttäkuulutuslaitteista. Poikkikannattajan leikkauskestävyys on kuitenkin riittävä ilman vahvistamista myös uuden tilanteen mukaisilla kuormituksilla.

7.4.4 Käyttörajatila ilman vahventamista

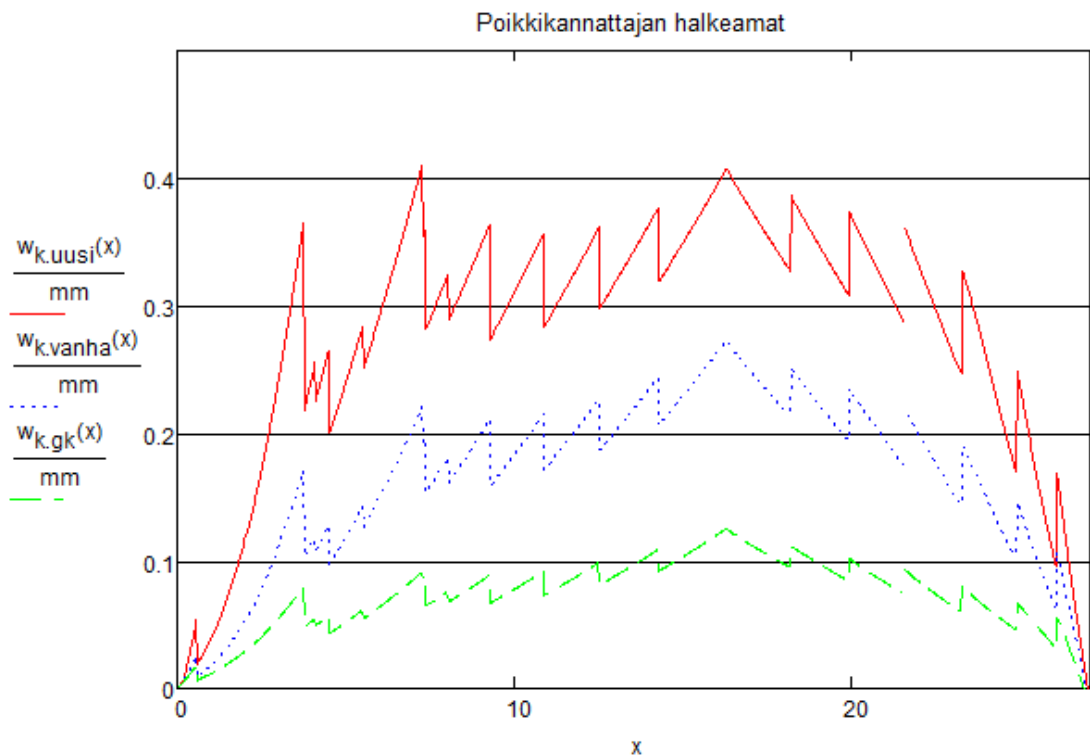
Käyttörajatilassa tarkistettiin poikkikannattajan taipuma ja halkeilu vanhan ja uuden tilanteen mukaisilla kuormituksilla. Poikkikannattajan laskennalliset taipumat ulokkeen päässä on esitetty taulukossa 17. Taipumaraja ulokerakenteen päässä on $L/250$, jossa ulokkeen pituus voidaan ottaa kaksinkertaisena. Ulokkeen pituus on 16250 mm eli poikkikannattajan ulokkeen suurin sallittu taipuma on 130 mm.

Taulukko 17. Poikkikannattajan ulokkeen pään taipuma ilman vahventamista

Kuormitus	Taipuma Vanha tilanne [mm]	Taipuma Uusi tilanne [mm]
Betonin omapaino	61	61
Vesikatteen paino	15	15
Lumikuorma	28	28
Tuulikuorma	-	14
Valaisimet ja kaiuttimet	-	12
Yhteensä	104	130

Vanhan tilanteen mukaiset taipumat täyttävät rakenteelle asetetut taipumarajat. Uuden tilanteen mukaiset kuormat täyttävät myös rakenteelle asetetut taipumarajat, joten rakenteen taipuman vuoksi ei tarvita lisävahvistusta.

Poikkikannattajan ulokkeen ”juuressa” havaittiin kuntotutkimuksessa 0,1 – 0,2 mm:n suuruisia halkeamia. Kuvassa 38 on esitetty poikkikannattajan vanhan ja uuden tilanteen mukaiset laskennalliset halkeamat rakenteen yläpinnassa.



Kuva 38. Poikkikannattajan yläpinnan laskennalliset halkeamat ilman vahventamista

Kuntotutkimuksessa havaittujen halkeamien kohdalla laskennallinen halkeamaleveys on n. 0,1 mm rakenteen oman painon vaikuttaessa ja n. 0,25 mm vanhan tilanteen mukaisilla ominaiskuormilla. Laskennalliset halkeamat ovat hyvin saman suuruisia kuin kuntotutkimuksessa havaitut halkeamat. Rakenteen rasitusluokan mukaiset halkeamaleveyden raja-arvot ovat 0,2 mm pitkäaikaiskuormilla ja 0,3 mm lyhytaikaiskuormilla. Uuden tilanteen mukaisilla kuormituksilla laskennallinen halkeamaleveys on suurimmillaan 0,4 mm. Vanhan tilanteen mukaisilla kuormituksilla rakenne täyttää halkeamaleveyden raja-arvon vaatimukset mutta uuden tilanteen mukaisilla kuormituksilla halkeamaleveyksiä tulee pienentää.

7.4.5 Murtorajatila vahvennettuna

Vahvistamattoman poikkikannattajan laskennallisten tarkastelujen perusteella poikkikannattaja päätettiin vahvistaa yläpintaan liimattavilla hiilikuitunauhoilla. Suunnittelussa hiilikuitunauhoina käytettiin Sika Carbodur S -hiilikuitunauhoja, joiden materiaaliominaisuudet on esitetty taulukossa 18 [13].

Taulukko 18. Sika Carbodur S -hiilikuitunauhojen materiaaliominaisuudet

Ominaisuus	Ominaisuuden arvo
Kimmomoduli	162 GPa
Vetolujuus	3000 MPa
Murtovenymä	1,7 %
Venymän maksimiarvo mitoituksessa	0,85 %

Alustavassa mitoituksessa hiilikuitunauhojen kooksi valittiin 100 mm x 1,2 mm ja nauhoja päätettiin liimata kaksi päällekkäin, joten hiilikuitunauhojen pinta-alaksi saatiin 240 mm². Kun mitoituksessa huomioidaan hiilikuituvahvikkeiden maksimijännitys kohdan 3.5.2 mukaisesti, saadaan vahvistetun palkin suurimmaksi käyttöasteeksi 90 % ulokkeen tuen reunalla. Lisäksi poikkikannattajan ulokepäässä saadaan suurimmaksi käyttöasteeksi hieman alle 90 % kohdassa, jossa ilman vahvistusta sallittu maksimikäyttöaste ylittyisi selvästi.



Kuva 39. Poikkikannattajan käyttöaste taivutukselle vahvistettuna

Hiilikuitunauhoissa vaikuttava voima murtorajatilassa on 166 kN ja ulokkeen tuen reu-
nalla maksimimomentin kohdalla vaikuttava voima vanhoissa yläpinnan teräksissä on
1672 kN. Saatu laskennallinen vetovoiman lisäys on siis noin 10 %, joka vastaa melko
tarkkaan taivutusmomentin käyttöasteen pienenemistä.

Maksimivoima, joka voidaan ankkuroida poikkikannattajan yläpintaan, on 48,4 kN. Ulo-
kepäästä kolmen metrin päässä vaikuttava voima hiilikuituvahvikkeissa on 26,8 kN ja
kentässä kolmen metrin etäisyydellä palkin päästä vaikuttava voima on 20,7 kN. Hiili-
kuiduissa vaikuttavan voiman puolesta hiilikuitunauhat voitaisiin lopettaa kolmen metrin
päähen palkin päästä kummassakin suunnassa. Hiilikuitunauhojen ankkuroinnin alka-
miskohdan jälkeen tarvitaan vielä hiilikuitujen ankkurointipituus sekä momenttipinnan
siirron aiheuttama ankkurointipituuden lisäys.

Murtumamekaniikan mukainen hiilikuitujen laskennallinen ankkurointipituus on 320 mm
ja momenttipinnan siirrosta aiheutuva lisäys on kentässä 360 mm. Valitaan hiilikuitunau-
hojen lopetuskohtaksi kaksi metriä ulokkeen päästä ja 1,7 metriä kentän tuelta. Tällöin
saadaan laskennallisesta lopetuskohtasta riittävä ankkurointipituus.

Liimapinnan jännitykset ja palkin vetolujuuden käyttöaste pääjännitykselle on esitetty
taulukossa 19. Oikean ankkurointikohtan ja hiilikuituvahvikkeiden lopetuskohtan ha-
vainnollistamiseksi taulukossa esitetään leikkausjännitys, normaalijännitys, pääjännitys
ja betonin vetolujuuden käyttöaste sekä kahden että kolmen metrin etäisyydellä palkin
päästä. Jännitykset ja käyttöaste esitetään erikseen ulokkepäälle ja kentän tuelle. Vielä

kolmen metrin etäisyydellä palkin päästä rakenteen pintaan saataisiin kyllä laskennallisesti ankkuroitua hiilikuitunauhoissa vaikuttava vetovoima mutta hiilikuitunauhan päädyssä vaikuttavat jännitykset ylittäisivät betonin kestävyys. Tämän johdosta hiilikuitunauhojen lopetus kahden metrin etäisyydellä palkin päästä on perusteltua.

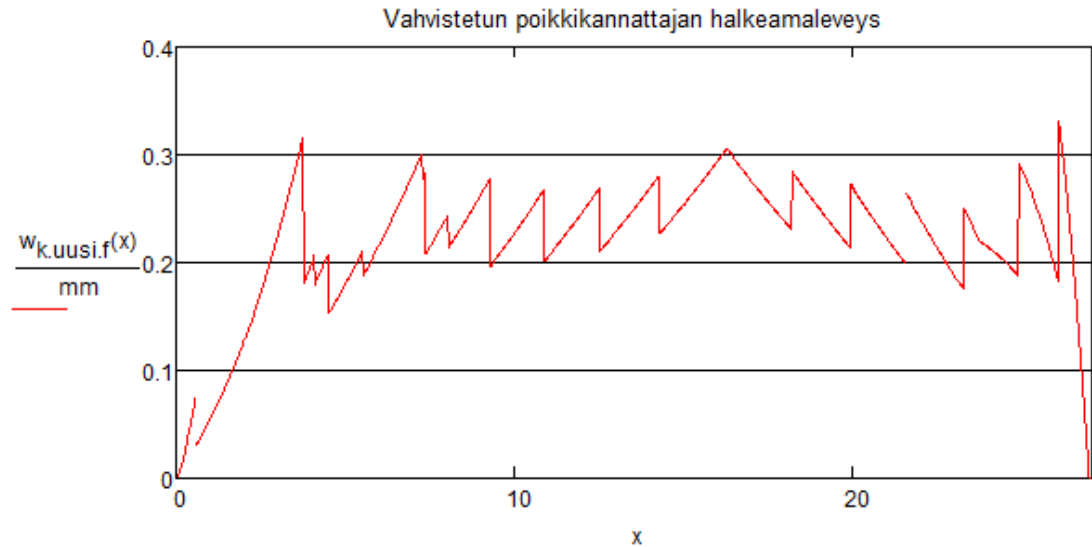
Taulukko 19. Poikkikannattajan ankkurointialueen jännitykset

Ankkurointi-kohta	Etäisyys palkin päädyistä [m]	Leikkausjännitys τ_{xy} [MPa]	Normaalijännitys σ_x [MPa]	Pääjännitys σ_1 [MPa]	Vetolujuuden käyttöaste σ_1 / f_{ctm} [%]
Ulokepää	2	0,94	1,05	1,93	88
	3	1,27	1,42	2,61	120
Kenttä	1,7	0,80	0,90	1,66	76
	3	1,28	1,44	2,64	121

7.4.6 Käyttörajatila vahvennettuna

Poikkikannattajan käyttörajatilamitoituksessa vahvennettuna tarkasteltiin hiilikuituvahvikkeiden vaikutusta palkin laskennalliseen halkeamaleveyteen. Vaikka poikkikannattajien isoimmat halkeamat injektoitiin katoksen betoninkorjaustöiden yhteydessä, huomioitiin palkin vahvistetun tilanteen halkeamalaskelmissa vanhojen halkeamien vaikutus lisäämällä vanhojen halkeamien laskennallinen halkeamaleveys betonirakenteen omista painoista lopulliseen halkeamaleveyteen. Näin menetellen ollaan turvallisella puolella halkeamamitoituksessa eikä hiilikuituvahvikkeiden vaikutusta tule ainakaan yliarvioitua.

Vahvistetun poikkikannattajan laskennalliset halkeamaleveydet on esitetty kuvassa 40. Suurin laskennallinen halkeamaleveys vahvistetussa tilanteessa on 0,31 mm. Hiilikuituvahvikkeilla saadaan huomattavasti pienennettyä poikkikannattajan laskennallista halkeamaleveyttä ja tätä kautta parannettua palkin raudoitusterästen pitkäaikaiskestävyyttä.



Kuva 40. Vahvistetun poikkikannattajan halkeamaleveys

7.4.7 Kestävyys palotilanteessa

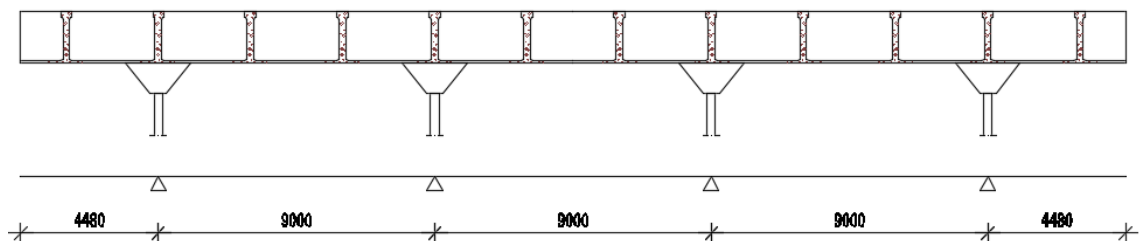
Poikkikannattajan kestävyys palotilanteessa uuden tilanteen mukaisilla kuormilla tarkistettiin ilman hiilikuituvahvikkeiden vaikutusta. Hiilikuituvahvikkeiden palosuojaus vaatisi mittavia palosuojaustoimenpiteitä, jotta lämpötila palotilanteessa hiilikuitunauhojen kohdalla saataisiin pidettyä riittävän alhaisena.

Palotilanteen kestävyys tarkastettiin RakMK B4 kohdan 8 mukaan. Rakenteen palomitoitus tehtiin taulukkomitoituksena. Poikkikannattajan pienin leveys on 130 mm ulokkeen päässä, joten palkin leveys täyttää 60 minuutin palonkestoajalta vaaditun minimileveyden 120 mm. Poikkikannattajalta vaadittu betonipeitteen vähimmäisarvo 60 minuutin palonkestoajalla on 35 mm, joka ei täyty palkin ylimmäisillä teräksillä. Teräksiä on kuitenkin poikkileikkauksen vetopuolella kahdessa kerroksessa, joten palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvo täyttää vaatimukset. [36]

7.5 Katoksen niskapalkkien vahventamissuunnitelmat

7.5.1 Niskapalkin rakennemalli

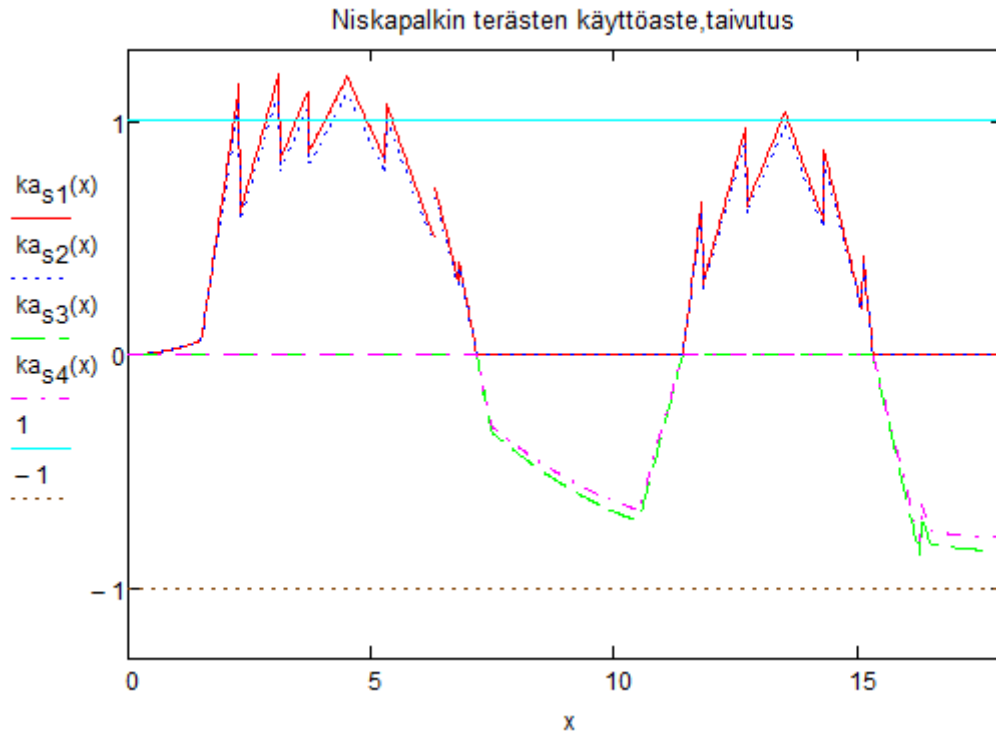
Niskapalkin pituussuunnassa pääkatsomon katos on jaettu kolmeen lohkoon, jotka on erotettu toisistaan liikuntasauvoilla. Kullakin lohkolla niskapalkin raudoitus ja mitat ovat samanlaiset keskenään. Kuormitukset niskapalkille kohdistuvat pääasiassa poikkikannattajien kohdalta pistekuormina, tasaista kuormaa on vain niskapalkin oma paino. Niskapalkin tukina toimivat pääkatsomon katoksen pääpilarit.



Kuva 41. Pääkatsomon katoksen niskapalkin rakennemalli

7.5.2 Sallittujen jännitysten menetelmä

Niskapalkin rakennusajankohdan mukaisen tilanteen tarkastelu sallittujen jännitysten menetelmällä tehtiin vastaavalla tavalla kuin poikkikannattajan kohdalla. Niskapalkin yläpinnassa teräksen sallitut jännitykset ylittyvät tarkistuslaskelmassa jo 100 kg/m^2 lumikuormalla. Niskapalkin alapinnassa terästen jännitykset pysyvät sallituissa rajoissa myös 135 kg/m^2 lumikuormalla. Niskapalkin betonin sallitut jännitykset eivät myöskään ylity. Kuvassa 42 on esitetty niskapalkin terästen sallitun jännityksen käyttöasteet sekä palkin ylä- että alapinnassa.



Kuva 42. Niskapalkin terästen sallitun jännityksen käyttöaste

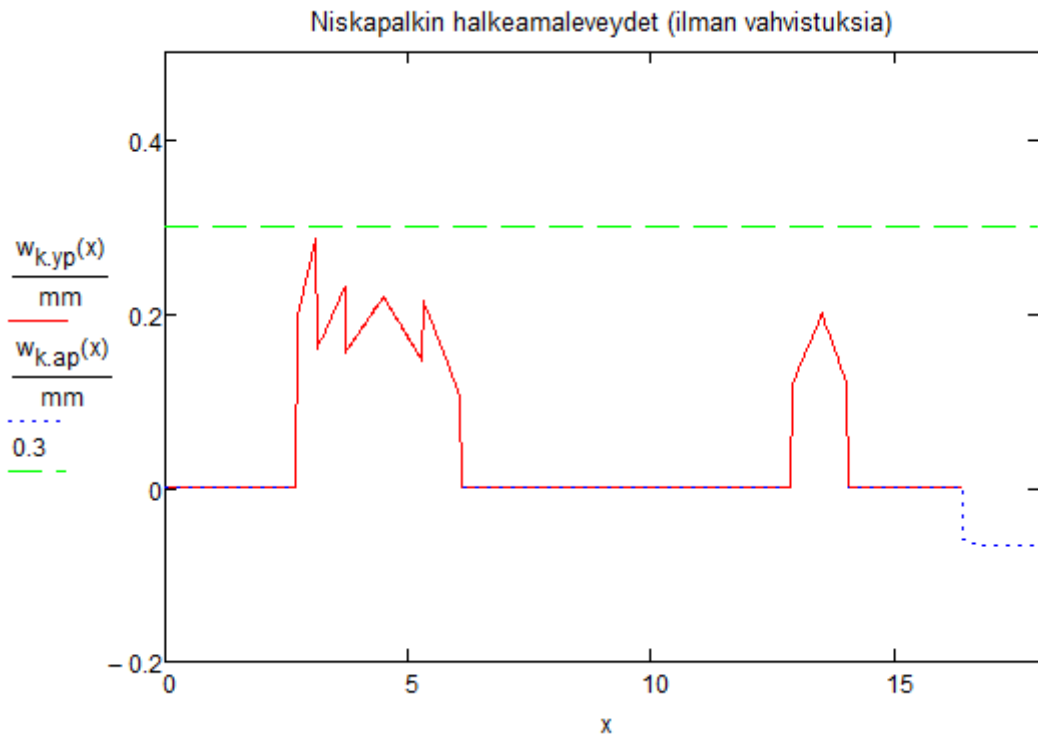
7.5.3 Murtorajatila ilman vahventamista

Uusilla kuormituksilla niskapalkin taivutuskestävyyden käyttöaste murtorajatilassa ilman vahvistuksia on yläpinnassa suurimmillaan n. 100 %. Alapinnan taivutuskestävyyden käyttöaste on suurimmillaan n. 84 %. Niskapalkin leikkauskestävyyden suurin käyttöaste on n. 110 %.

Niskapalkkia päätettiin vahvistaa sekä leikkaukselle että taivutukselle. Leikkauskestävyyden parantaminen on niskapalkilla välttämätöntä, koska rakenteen käyttöaste ylittää suurimman sallitun käyttöasteen. Taivutuskestävyyden käyttöasteen pienentäminen parantaa rakenteen pitkäaikaiskestävyyttä, varsinkin kun taivutusvahvikkeet huomioidaan rakenteen käyttörajatilan mitoituksessa, jossa ne pienentävät laskennallista halkeamaleveyttä.

7.5.4 Käyttörajatila ilman vahventamista

Käyttörajatilan mitoituksessa tarkistettiin niskapalkin yläpinnan halkeilurajatila tuella, alapinnan halkeilurajatila kentässä sekä niskapalkin päädyn ulokkeen ja pilaritukien välisen kentän taipumat. Niskapalkin laskennalliset halkeamat uuden tilanteen mukaisilla kuormituksilla ilman vahvistuksia ovat n. 0,3 mm palkin yläpinnassa. Alapinnassa palkin suurin laskennallinen halkeamaleveys on n. 0,1 mm. Niskapalkin halkeamaleveyksien johdosta palkkia ei tarvitse vahvistaa.



Kuva 43. Niskapalkin halkeamalevydet ilman vahvistuksia

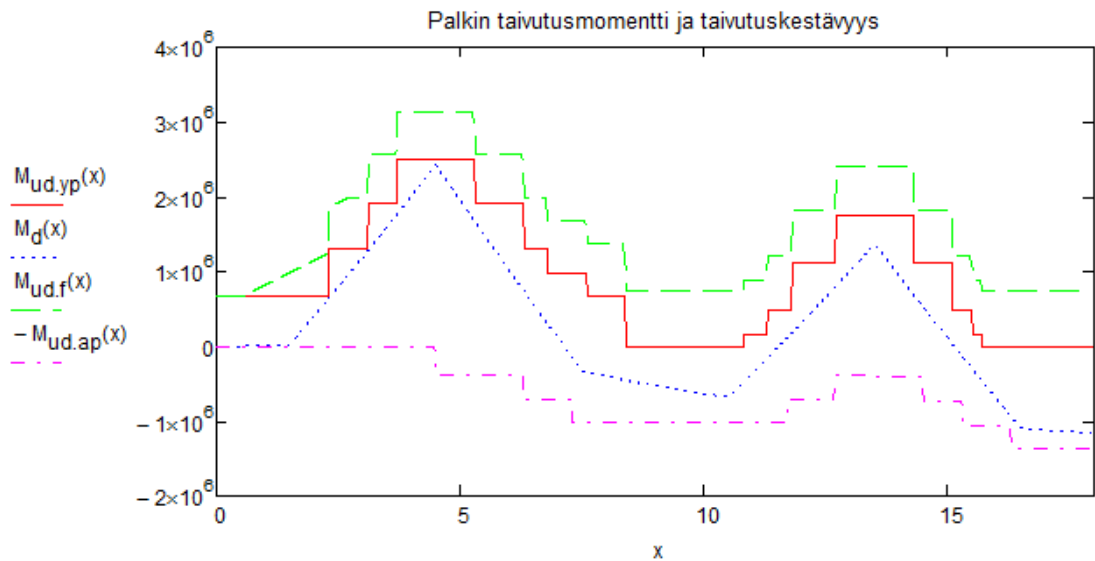
Niskapalkin laskennalliset taipumat ja niiden suhde jänneväliin on esitetty taulukossa 20. Tulosten mukaan niskapalkin taipumat uuden tilanteen mukaisilla kuormilla ovat niin pieniä, ettei palkkia tarvitse taipumarajatilan johdosta vahvistaa.

Taulukko 20. Niskapalkin taipumat ilman vahvistuksia

Niskapalkin kohta	Taipuma [mm]	Taipuma [L/xxx]
Ulokepää	5,9	766
Kenttä 1	0,3	34561
Kenttä 2	6,5	1403

7.5.5 Murtorajatila vahvennettuna

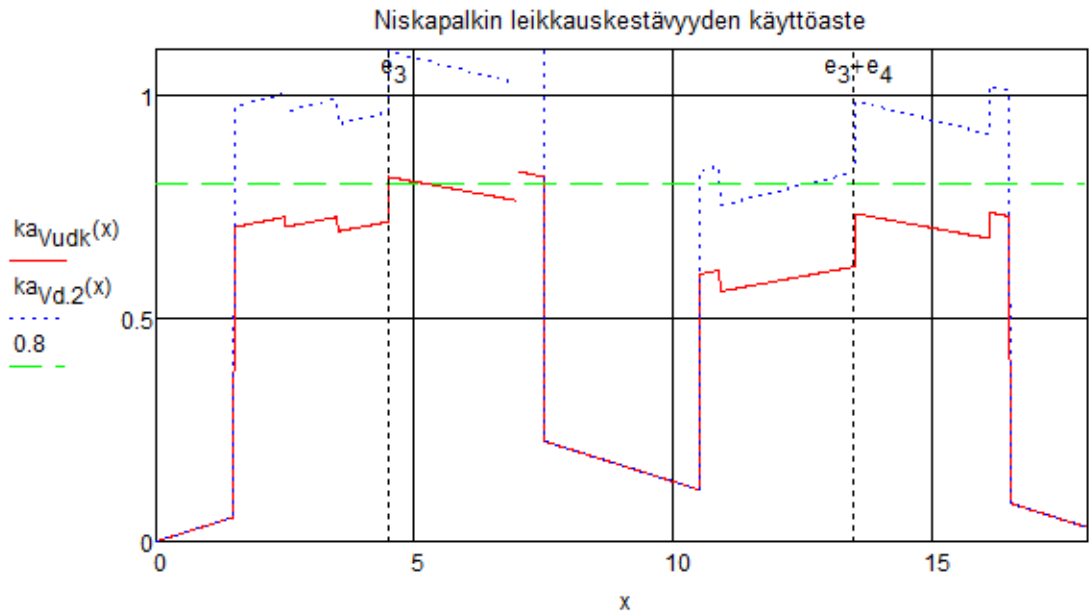
Vahvistamattoman tilanteen murtorajatilatarkastelujen perusteella niskapalkkia päätettiin vahventaa sekä leikkaukselle että taivutukselle. Niskapalkin taivutuskestävyyttä parannettiin liimaamalla rasi-tetuimmille alueille niskapalkin yläpintaan kaksi kappaletta hiilikuitunauhoja. Kuvassa 44 on esitetty niskapalkin taivutuskestävyys sekä ennen vahventamista että vahvennettuna.



Kuva 44. Niskapalkin taivutusmomentti ja taivutuskestävyys

Niskapalkin leikkauskestävyyden parantamiseksi liimattiin palkin kylkiin hiilikuituvahvikenauhoja rasi-tetuimmille kohdille. Leikkausvahvikenauhat liimattiin palkin kylkiin 60 asteen kulmassa, jotta saataisiin parannettua vahvikenauhojen tehollista pinta-alaa leikkaushalkeaman kohdalla. Näin saatiin paremmin hyödynnettyä käytettävien leikkausvahvikkeiden materiaali palkin leikkauskestävyyden parantamisessa.

Niskapalkilla hiilikuitunauhojen ankkurointialueen jännitykset ja betonin pintaan ankkuroitava voima eivät ole mitoituksen kannalta kriittisiä, koska niskapalkki on rakennemalliltaan jatkuva palkki. Tällöin hiilikuituvahvikkeet voidaan päättää kohtiin, joissa rakenteen yläpinnassa ei esiinny vetoa ja hiilikuituvahvikkeissa ei esiinny vetovoimia.



Kuva 45. Niskapalkin leikkauskestävyyden käyttöaste

7.5.6 Käyttörajatila vahvennettuna

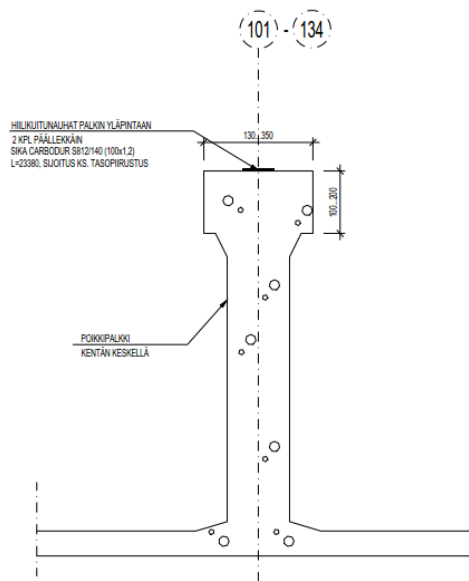
Erillistä vahvistetun tilanteen käyttörajatilatarkastelua ei suoritettu, koska vahvistamattoman palkin halkeilu ja taipuma täyttävät asetetut vaatimukset.

7.5.7 Kestävyys palotilanteessa

Niskapalkin palotilanteen kestävyys tarkistettiin RakMK B4 mukaisella taulukkomitoituksella. Palkin poikkileikkauksen suuresta koosta johtuen niskapalkin palomitoituksessa ei ole erityisiä kriittisiä kohtia. Palkki täyttää pääkatsomon katoksen betonirakenteiden palonkestoajalle asetetut vaatimukset helposti. [36]

7.6 Rakennesuunnitelmat

Katoksen vahventamisesta tehtiin kattavat rakennesuunnitelmat, joissa esitettiin hiilikuituvahvikkeiden tyyppi, koko, sijainti ja asennustapa. Tasopiirustuksessa esitettiin vahvistettavat kohdat ja lisäksi vahvistuksista tehtiin detaljipiirustuksia, joissa esitettiin tarkemmin vahvikkeiden sijoittelua poikkileikkauksessa ja menetelmäohjeita.



Kuva 47. Vahvistussuunnitelmat, ote detaljisuunnitelmista (poikkikannattaja)

7.7 Vahventamistyö

Katoksen hiilikuituvahvistamistyöt toteutettiin vuosien 2017 ja 2018 aikana. Työt tehtiin kokonaan säältä suojassa koko katoksen ylle rakennetun suojakatoksen alla. Vanhan betonirakenteen vesikate purettiin ja uusittiin Olympiastadionin perusparannushankkeen aikana. Katoksen vanhan betonirakenteen käyttöiän jatkamisen kannalta oli erittäin tärkeää, ettei vanha betonirakenne pääse kastumaan. Lisäksi suojakatoksen avulla pystyttiin varmistamaan hyvistä ja tasaisena pysyvistä ympäristöolosuhteista vahvistamistyön aikana. Erityisesti liiman kuivumisaikana on vahvistamistyön onnistumisen kannalta tärkeää saada ympäristöolosuhteet sopiviksi.

Vahventamistyöt aloitettiin purkamalla vahvistettavalta alueelta vanha vesikate, sen alusrakenteet ja muut sekundääriset rakenteet siten, että pelkät betonirakenteet olivat näkyvissä. Tämän jälkeen betonirakenteille tehtiin erillisten korjaussuunnitelmien mukaiset korroosio- ja raudoituneiden raudotteiden korjaukset ja halkeamien injektioinnit.

TYÖOHJE, POIKKIPALKKI

KÄYTETTÄVÄT TUOTTEET:

- SIKADUR-30LP EPOKSLIIMA
- HIILIKUITUNAUHA SIKA CARBODUR S812140 (80x1,2), 2 KPL PÄÄLEKKÄIN

KS. MYÖS VALMISTAJAN OHJEET

1. BETONIALUSTA (PALKON YLÄPINTÄ) HIEKKAPUHALLLETTAAN TAI HIOtaan TIMANTTIKALLA KUNNES KIVANES TULEE ESIN. ALUSTA TARTUNTAVETOLLISUUDEN ON OLTAVA $\geq 2,0 \text{ N/mm}^2$. KULTEKIN VÄHINTÄÄN $1,5 \text{ N/mm}^2$. ALUSTAN LUJUUS PITÄÄ YKSILÖIDÄ JOKA KERTA PINTA PUHDISTETAAN MUROMALLA TAI PANELIMALLA. PINNAN ON OLTAVA KUIVA, PUHDAS PÖLYSTÄ, ÖLYSTÄ JA MUUSTA EPÄPUHTAUKSISTA.

PINNAN TASAISUUSVAATIMUKSET: KÄSITELTÄVÄN PINNAN KALTEVUUS MAX. $4,0 \text{ mm}$ $0,3 \text{ m}$ MATKALLA JA $10,0 \text{ mm}$ $2,0 \text{ m}$ MATKALLA. EPÄTASAISUUDET JA MUODONMUUTOKSET EIVÄT SAA OLLA YLI $0,5 \text{ mm}$.

2. MAHDOLLISET KORJAUKSET JA TASOTUKSET TULEE ENSIN PAKATA SIKADUR-30 LIIMALLA JOHON ON SEKOITETTU KVARTSIEHKKÄÄ SUHTEESSA MAX. 1:1 PAINO-OSINA. KS. VALMISTAJAN OHJEET. JOS TASOITUS ON YLI 2 VRK VANHA, TULEE SE HIOA UUDELLEEN ENNEN NAUHOJEN ASENTAMISTA.

3. ASETÄ SIKA CARBODUR -HIILIKUITUNAUHA TYÖPÖYDÄLLE JA PUHDISTA SE HUOLELLA SIKA COLMA CLEANERILLA KÄYTTÄEN VALKOISTA KANGASTA. ODOTA $>10 \text{ MIN}$. KUNNES PINTA ON KOKONAAN KUIVA.

4. LISÄÄ PUHDISTETULLE ALUSTALLE SIKADUR-30 LIIMA LASTALLA OHUENA KERROKSENA. PAINA HIILIKUITUNAUHA PAIKOLLEEN KUMISTA TELAÄ APUNA KÄYTTÄEN KUNNES EPOKSLIIMA PURSUU HEIMAN MOLEMMILTA REUNILTA YLI JA LIMAKUPLAT OVAT POISTUNEET. POISTA ROIKKEET VÄLITÖMÄSTI.

5. TOISEN NAUHA-EPOKSEN ASENNUSNAUHOJEN RISTEYKSIKOHDAT: PUHDISTA ENSIMMÄINEN NAUHA-KERROS SIKA COLMA CLEANERILLA. ODOTA $>10 \text{ MIN}$. PINNAN KUIVUTTUA LEVIÄ SIKADUR-30 LIIMA JA KINNITÄ CARBODUR NAUHA KUTEN EDELLÄ.

6. KUIN SIKADUR-30 ON KOVETTUNUT TARKASTETAAN NAUHAN KINNITYS. NAUHOJEN TYHJÄTLÄT VOIDAAN PAKANTAA ÄÄRIEN PERUSTELLA KOPUTTELEMALLA VAHINKETTA. MAHDOLLISET TYHJÄTLÄT INJEKTOIDAN EPOKSLILLA LIMASAIMAN KAUITTA. JOS TYHJÄTLÄÄ ON PALJON, NAUHA POISTETAAN JA LIMATAAN UUSI NAUHA.

VAHVISTUKSEN ANKKUROINTI KS. D-04



Kuva 48. Katoksen betonirakenteita purkutöiden jälkeen

Seuraavaksi tehtiin varsinaisen vahvistustyön pohjatyöt eli betonin hiekkapuhallus ja hionta timanttilaikalla. Pohjatöiden jälkeen vahvistettavan betonipinnan vetolujuus testattiin standardin SFS 5446 mukaisella betonin vetolujuustestillä. Käsiteltyyn betonipintaan liimattiin halkaisijaltaan 50 mm alumiininappeja, jotka vedettiin murtoon asti elektronisella tartuntamittauslaitteella. Suunnitteluohjeiden ja vahvikkeiden valmistajan mukainen alustabetonin vetolujuuden minimi on 1,5 MPa. Ensimmäisessä vetolujuustestissä suurin osa tuloksista oli riittävän lujia, 1,9...4,1 MPa, mutta kaksi koetulosta alitti vaatimuksen. Tutkimuksissa havaittiin että ko. kohdilla alustabetonin hiekkapuhallus oli tehty huonosti ja vetokokeet uusittiin huolellisemmin suoritettujen pohjatöiden jälkeen. Toisessa vetolujuustestissä myös näiden kohtien betonin vetolujuudet olivat riittäviä vahvistustyötä varten, 1,6...2,5 MPa.

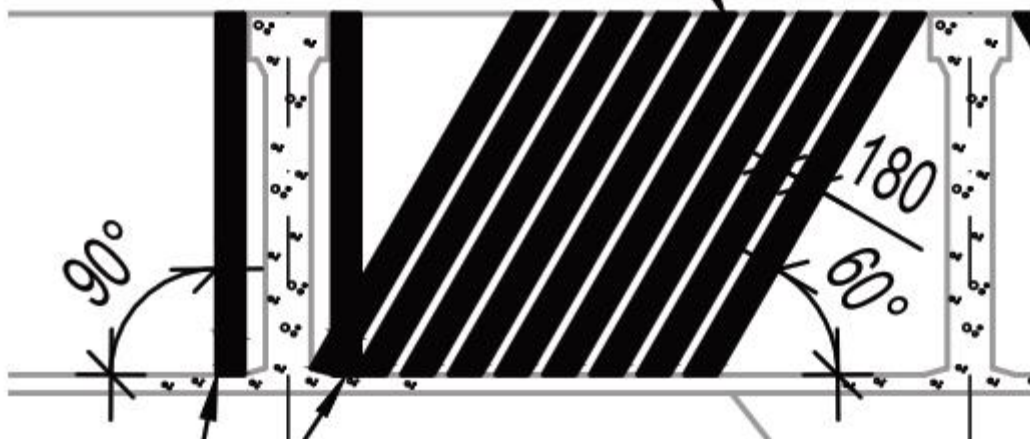


Kuva 49. Hiilikuituvahvikenauhat liimattuna niskapalkin yläpintaan

Pohjatöiden ja hyväksytyjen vetolujuustestien jälkeen vanhojen betonipalkkien hiilikuituvahvikkeet liimattiin palkkien yläpintoihin ja niskapalkkien kylkiin suunnitelmien mukaisille sijainneille.



NAUHAT 9 KPL, k180
60° KULMASSA



Kuva 50. Niskapalkin leikkausvahvikkeita asennettuna ja ote rakennesuunnitelmasta

8 Yhteenveto

Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä vanhojen betonirakenteiden hiilikuiduilla tehtävän liimausvahvistuksen mitoitusteoriaan ja laatia Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vahvistusten suunnittelulaskelmat ja rakennesuunnitelmat. Pääkatsomon katoksen betonirakenteet ovat vahvistushetkellä noin 80 vuotta vanhoja ja niiden käyttöikää halutaan jatkaa vielä vähintään 50 vuotta. Perusparannuksessa tehtävien kaarrekatsomoiden kattamisen ja lisääntyvien äänentoisto- ja valaisinlaitteiden johdosta pääkatsomon katokseen kohdistuvat rasitukset kasvavat. Tämän vuoksi pääkatsomon katoksen betonirakenteiden rasitukset ja nykyinen kestävyys selvitettiin tarkasti ja päätettiin vahvistaa rakenteita kestävämmän lisääntyviä kuormituksia. Betonirakenteiden vahvistaminen lisää myös niiden käyttöikää, kun esimerkiksi kuormituksista aiheutuvat halkeamat ovat pienempiä. Käyttöiän jatkamiseksi katoksen betonirakenteille tehtiin myös laajalti betonin korjaustöitä, esim. vanhojen halkeamien injektointeja ja kolojen paikkauksia.

Olympiastadionin pääkatsomon katoksen betonirakenteiden vahvistaminen päätettiin tehdä liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla niiden pienen oman painon, pienen koon (ei vaikutusta suojellun Olympiastadionin ulkonäköön) sekä hyvän ilmastorasituksen kestävyysvuoksi. Betonirakenteiden vahvistaminen liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla on verrattain uusi menetelmä vanhojen rakenteiden vahvistamisessa ja tämän vuoksi opinnäytetyössä perehdyttiinkin laajasti hiilikuituvahvikkeilla tehtävän liimausvahvistamisen teoriaan eri lähteiden avulla. Eri lähteiden antaessa mitoitukseen hiukan toisistaan poikkeavia kaavoja, tehtiin opinnäytetyössä ennen pääkatsomon katoksen vahvistamisen varsinaista rakennesuunnittelua vertailulaskelmia eri lähteiden antamien mitoitusmenetelmien välillä. Näin saatiin hyvä kuva siitä, mitä mitoitusmenetelmää varsinaisessa vahvistusten mitoituksessa kannattaa käyttää.

Olympiastadionin pääkatsomon katoksen vanhojen betonirakenteiden hiilikuituvahvistukset mitoitettiin perustuen kattaviin laskelmiin rakenteen alkuperäisestä tilanteesta, nykytilasta sekä tulevasta käytöstä ja sen aiheuttamista kuormista. Mitoituslaskelmissa käytetyt betonin lujuudet perustuivat kattaviin kuntotutkimuksiin. Lisäksi vahvistustyön aikana varmistettiin liimausalustan betonin lujuus vetolujuuskokeilla. Mitoitusmenetelmissä huomioitiin opinnäytetyön teoriaosuudessa tehdyt vertailulaskelmat siten, että varsinaisessa mitoituksessa käytettiin mitoitusmenetelmää, joka antaa varmimmalla puolella olevan tuloksen.

Mitoituslaskelmien perusteella laadittiin pääkatsomon katoksen vahvistamisen rakennesuunnitelmat, joissa esitettiin yksityiskohtaisesti hiilikuituvahvikkeiden sijoittelu rakenteseen ja käytettävät materiaalit sekä annettiin ohjeita vahvistustyöstä.

Opinnäytetyön tavoitteena olleet Olympiastadionin katoksen vahvistamisen mitoituslaskelmat ja rakennesuunnitelmat saatiin valmiiksi. Hiilikuituvahvikkeiden mitoituslaskelmat tehtiin mitoitusteorian laajan tutkimisen ja vertailun jälkeen sen varmistamiseksi, että laskelmissa on huomioitu kaikkia asiaan kuuluvat murtotavat ja eri rajatilat.

Opinnäytetyö lisäsi suuresti yrityksemme osaamista liimattavilla hiilikuituvahvikkeilla tehtävästä vanhojen betonirakenteiden vahvistamisesta, vahvikkeiden mitoituksesta, tarvittavista rakennesuunnitelmista ja niissä esitettävistä asioista sekä liimausvahvistustyön suorituksen huomioinnista jo suunnittelun aikana. Opinnäytetyössä opittuja asioita liimausvahvistamisesta on jo käytetty yrityksemme korjausrakennesuunnittelutoiminnassa myös muissa kohteissa ja tullaan varmasti myös jatkossa käyttämään.

Liimausvahvistamiseen liittyvä ulkomainen tutkimus on kehittynyt viime aikoina mutta suomenkielinen kirjallisuus aiheesta on vähäistä ja keskittyy siltojen liimausvahvistamiseen. Näin ollen olisi hyvä julkaista suomenkielistä ohjekirjallisuutta talonrakentamisen kantavien rakenteiden liimausvahvistamisesta. Koska Suomen rakennuskanta ikääntyy ja rakennusten käyttötarkoitusten muuttuessa usein myös vaaditut kuormitukset kasvavat, on yhtenäisen Suomessa sovellettava suunnitteluohjeistuksen aikaan saaminen rakenteiden liimausvahvistamiseen ajankohtaista. Opinnäytetyön tekohetkellä tällaista ohjeistusta ei ole saatavilla, mutta toivottavasti tulevaisuudessa talonrakenteidenkin liimausvahvistamiseen saadaan suomenkieliset suunnitteluohjeet.

9 Lähteet

- [1] Stadion-säätiö, "Olympiastadion Tarveselvitys," Stadion-säätiö, Helsinki, 2012.
- [2] International Federation for Structural Concrete (fib), fib bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Lausanne, Sveitsi: International Federation for Structural Concrete (fib), 2001.
- [3] Tiehallinto, Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet, Helsinki: Tiehallinto, 2007.
- [4] International Federation for Structural Concrete (fib), Model Code 2010, Lausanne, Sveitsi: International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.
- [5] B. Täljsten, FRP Strengthening of existing concrete structures Design Guideline, Luleå: Tekniska universitet, Luleå, 2006.
- [6] S. Matthys, Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement, Ghent, Belgia: Ghent University, Department of Structural Engineering, 2000.
- [7] Gurit, "Guide to composites," Gurit, 2017.
- [8] VTT Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus, Rakennusteollisuuden komposiittien osamateriaalit, Espoo: VTT Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus, 1992.
- [9] W. Ibrahim, Stress Redistribution in Steel Reinforced Concrete Members Strengthened with CFRP Strips, Aachen, Saksa: RWTH Aachen University, 2011.
- [10] International Federation for Structural Concrete (fib), fib bulletin 35: Retrofitting of concrete structures with externally bonded FRPs, Lausanne, Sveitsi: International Federation for Structural Concrete (fib), 2006.
- [11] Suomen Standardisoimisliitto SFS, SFS-EN 1504-4 Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Määritelmät, vaatimukset, laadunvalvonta ja vaatimustenmukaisuuden arviointi. Osa 4: Rakenteellinen liimaus., Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS, 2005.
- [12] R. Krzywón, Behavior of EBR FRP strengthened beams exposed to elevated temperature, Gliwice, Poland: Elsevier Ltd., 2017.
- [13] Sika Oy, "Sika CarboDur nauhat," Sika Oy, 2009.
- [14] Sto Finexter Oy, "StoFRP Plate," Sto Finexter Oy, 2012.
- [15] Sika Oy, "SikaWrap -150 C/30," Sika Oy, 2010.

- [16] Sto Finexter Oy, "StoFRP Sheet," Sto Finexter Oy, 2014.
- [17] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2008.
- [18] B. Täljsten, T. Blanksvärd ja G. Sas, Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer, Luleå: Tekniska universitet, Luleå, 2012.
- [19] American Concrete Institute Committee 440, ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Farmington Hills, MI, U.S.A.: American Concrete Institute, 2008.
- [20] K. Brosens, Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements, Heverlee, Belgia: Katholieke Universiteit Leuven, Department of Civil Engineering, 2001.
- [21] Suomen Standardisoimisliitto SFS, SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS, 2005.
- [22] M. V. Leskelä, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus (by 210), Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y., 2006.
- [23] C. W. Dolan, J. Tanner, D. Mukai, H. R. Hamilton ja E. Douglas, Research report for evaluating the durability of bonded CFRP repair / strengthening of concrete beams, University of Wyoming, University of Florida, 2009.
- [24] H. Högström, Olympiastadion, rakennushistoriallinen selvitys ja inventointi, Helsinki: Museovirasto, 1993.
- [25] Ilmavoimat, *Helsingin Olympiastadion, ilmakuva*, Helsinki: Helsingin kaupunginmuseo, 1938.
- [26] Contesta Oy, "Olympiastadionin pääkatsomo, katoksen betonirakenteiden kuntotutkimus," Contesta Oy, Vantaa, 2013.
- [27] HKR-Rakennuttaja, "Muistio, Pääkatsomon katoksen korjauksen asiantuntijakeskustelu," HKR-Rakennuttaja, Helsinki, 2014.
- [28] K. Salonen ja M. Schalin, Olympiastadion, Rakennushistorian selvitys ja inventointi, Pääkatsomo 1936-2013, Helsinki: Kati Salonen ja Mona Schalin Arkkitehdit Oy, 2013.
- [29] Helsingin kaupungin tilastotoimisto, Helsingin kaupungin kunnallinen asetuskokoelma, Helsinki: Frenckellin kirjapaino osakeyhtiö, 1936.

- [30] Rakennusinsinööriyhdistys r.y., Betoni- ja teräsbetonirakenteiden normaalimääräykset, Helsinki: Rakennusinsinööriyhdistys r.y., 1946.
- [31] Suomen Betoniyhdistys r.y., Betonijulkisivun kuntotutkimus (by 42), Helsinki: Suomen Betonitieto Oy, 2013.
- [32] WSP, "Olympiastadion, rakenteiden kuntotutkimus," WSP, Helsinki, 2010.
- [33] Museovirasto, "Lausunto, Olympiastadionin pääkatsomon katoksen korjaus," Museovirasto, Helsinki, 2013.
- [34] E. Saarinen, J. Kinnunen ja S. Tiira, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 3 (by 202), Jyväskylä: Suomen Betoniyhdistys r.y., 1992.
- [35] Ympäristöministeriö, Suomen Rakentamismääräyskokoelma B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset, Helsinki: Ympäristöministeriö, 1997.
- [36] Ympäristöministeriö, Suomen Rakentamismääräyskokoelma B4 Betonirakenteet, Helsinki: Ympäristöministeriö, 2005.

Ankkurointijännityksen vertailulaskelmat

Osavarmuuskertoimet

γ_c	1.50
γ_r	1.50

Betonin materiaaliominaisuudet

f_{ck}	30.0 MPa
f_{ctm}	2.90 MPa
$f_{ctk,0.05}$	2.03 MPa
f_{ctd}	1.35 MPa

Hiilikuidun materiaaliominaisuudet

E_f	150000.0 MPa	150.0 GPa
f_{tk}	1800.0 MPa	
f_{td}	1200.0 MPa	

Rakenteen mitat

b	380 mm	Betonipalkin leveys
b_f	100 mm	Hiilikuitunauhan leveys
t_f	1.4 mm	Hiilikuitunauhan paksuus
A_f	140 mm	Hiilikuitunauhan pinta-ala

Hiilikuitunauhan mitoitusmurtovoima

F_{fd}	168.0 kN
----------	----------

Tiehallinto [TH]

k_v	1.50
$\sigma_{f,x,max}$	1200.0 MPa
l_v	1864.3 mm

Täljsten [TLS]

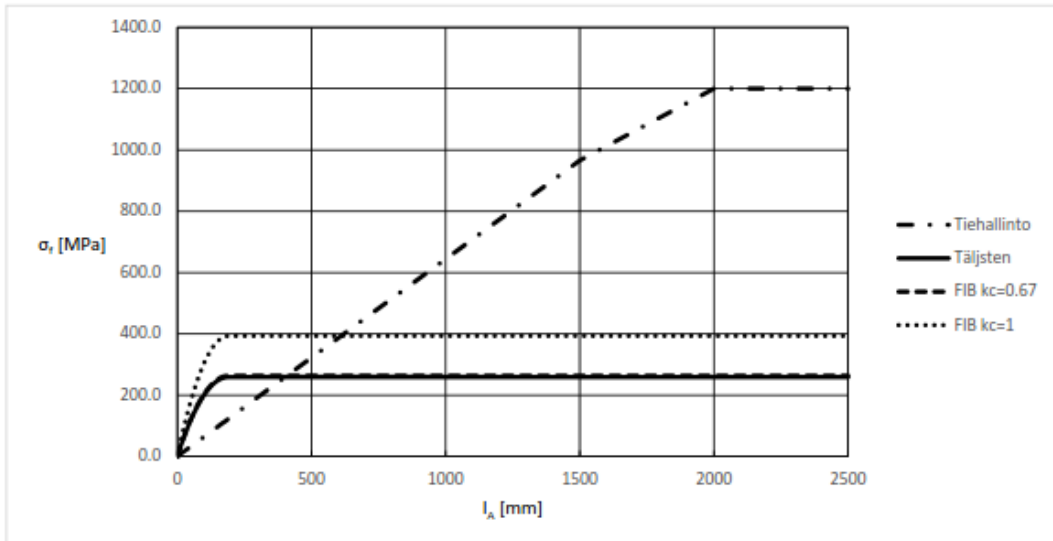
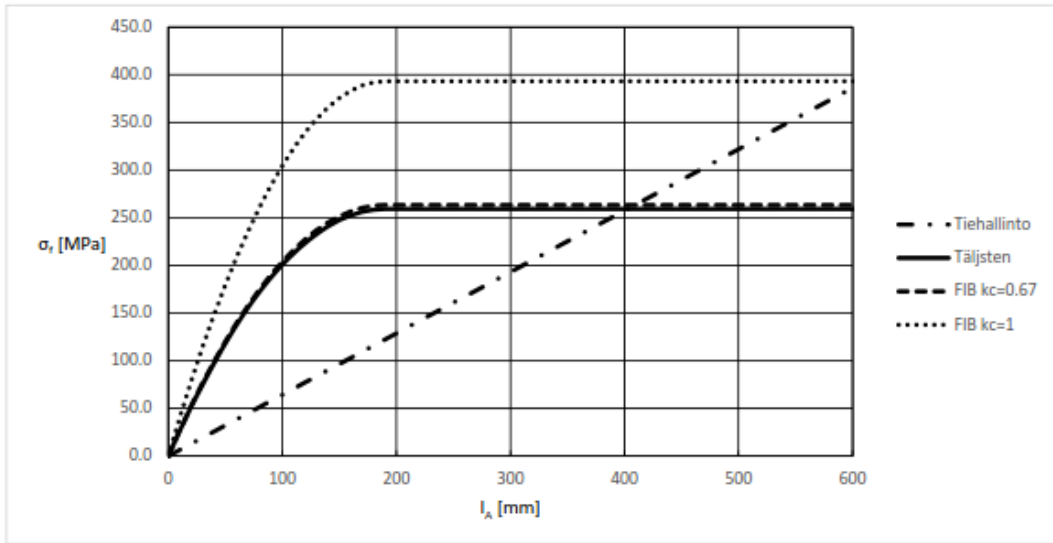
b_f / b	0.26
b_f / b_{mit}	0.33
k_b	1.12
G_f	0.31
$\epsilon_{f,x,max}$	0.0017
$\sigma_{f,x,max}$	259.1 MPa
$F_{f,e}$	36.3 kN
l_{ef}	190.4 mm

FIB

α	0.9	α	0.9
k_c	0.67	k_c	1.00
c_1	0.64	c_1	0.64
c_2	2.00	c_2	2.00
b_0	400 mm	b_0	400 mm
b_f / b	0.26	b_f / b	0.26
b_f / b_{mit}	0.33	b_f / b_{mit}	0.33
k_b	1.23	k_b	1.23
$\sigma_{f,x,max}$	263.4 MPa	$\sigma_{f,x,max}$	393.1 MPa
$N_{f0,max}$	36.9 kN	$N_{f0,max}$	55.0 kN
$l_{b,max}$	190.4 mm	$l_{b,max}$	190.4 mm

	$\sigma_{f,x,max}$	$l_{b,max}$
TH	1200.0	1864.3
TLS	259.1	190.4
FIB 0.67	263.4	190.4
FIB 1.00	393.1	190.4

x [mm]	Tiehallinto [kN]	Täljsten [kN]	FIB kc=bf / [kN]	FIB kc=kc [kN]	Tiehallinto [MPa]	Täljsten [MPa]	FIB kc=0.67 [MPa]	FIB kc=1 [MPa]
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.9	3.7	3.8	5.6	6.4	26.5	26.9	40.2
20	1.8	7.2	7.3	11.0	12.9	51.6	52.4	78.3
30	2.7	10.5	10.7	16.0	19.3	75.2	76.5	114.1
40	3.6	13.6	13.9	20.7	25.7	97.4	99.0	147.8
50	4.5	16.6	16.8	25.1	32.2	118.2	120.2	179.4
60	5.4	19.3	19.6	29.2	38.6	137.6	139.9	208.7
70	6.3	21.8	22.1	33.0	45.1	155.5	158.1	235.9
80	7.2	24.1	24.5	36.5	51.5	172.0	174.8	261.0
90	8.1	26.2	26.6	39.7	57.9	187.1	190.2	283.8
100	9.0	28.1	28.6	42.6	64.4	200.7	204.0	304.5
110	9.9	29.8	30.3	45.2	70.8	212.9	216.4	323.0
120	10.8	31.3	31.8	47.5	77.2	223.7	227.4	339.4
130	11.7	32.6	33.2	49.5	83.7	233.1	236.9	353.6
140	12.6	33.7	34.3	51.2	90.1	241.0	244.9	365.6
150	13.5	34.6	35.2	52.6	96.5	247.5	251.5	375.4
160	14.4	35.4	35.9	53.6	103.0	252.5	256.7	383.1
170	15.3	35.9	36.5	54.4	109.4	256.2	260.4	388.6
180	16.2	36.2	36.8	54.9	115.9	258.4	262.6	392.0
190	17.1	36.3	36.9	55.0	122.3	259.1	263.4	393.1
200	18.0	36.3	36.9	55.0	128.7	259.1	263.4	393.1
210	18.9	36.3	36.9	55.0	135.2	259.1	263.4	393.1
220	19.8	36.3	36.9	55.0	141.6	259.1	263.4	393.1
230	20.7	36.3	36.9	55.0	148.0	259.1	263.4	393.1
240	21.6	36.3	36.9	55.0	154.5	259.1	263.4	393.1
250	22.5	36.3	36.9	55.0	160.9	259.1	263.4	393.1
260	23.4	36.3	36.9	55.0	167.4	259.1	263.4	393.1
1000	90.1	36.3	36.9	55.0	643.7	259.1	263.4	393.1
1500	135.2	36.3	36.9	55.0	965.5	259.1	263.4	393.1
2000	168.0	36.3	36.9	55.0	1200.0	259.1	263.4	393.1
2500	168.0	36.3	36.9	55.0	1200.0	259.1	263.4	393.1



Rajapinnan jännityksen vertailulaskelmat

Palkin tiedot

$$h_c := 480\text{mm}$$

$$b_c := 380\text{mm}$$

$$L_j := 4000\text{mm}$$

$$A_c := b_c \cdot h_c = 0.18 \cdot \text{m}^2$$

$$g_0 := A_c \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin omapaino

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin muut pysyvät kuormat

$$q_1 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin alkuperäisen tilanteen
muuttuvat kuormat

$$q_2 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin uuden tilanteen lisääntyneet
muuttuvat kuormat



Osavarmuuskertoimet ja kuormien yhdistely

$$\gamma_c := 1.50$$

Betonin osavarmuuskertoin

$$\gamma_{cE} := 1.20$$

Betonin kimmokertoimen osavarmuuskertoin

$$\gamma_s := 1.20$$

Teräksen osavarmuuskertoin

$$\gamma_f := 1.50$$

Hiiilikuidun osavarmuuskertoin

$$\gamma_g := 1.20$$

Pysyvien kuormien osavarmuuskertoin

$$\gamma_q := 1.60$$

Muuttuvien kuormien osavarmuuskertoin



Palkin materiaalit

Betoni

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 17.00 \cdot \text{MPa}$$



Teräs

$$E_s := 200\text{GPa}$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 416.67 \cdot \text{MPa}$$

Hiiilikuitu

$$E_f := 162\text{GPa}$$

$$f_{yf} := 3000\text{MPa}$$

$$f_{yfd} := \frac{f_{yf}}{\gamma_f} = 2000.00 \cdot \text{MPa}$$

Täljsten

$$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 27.36 \cdot \text{GPa}$$

$$E_{fd} := \frac{E_f}{\gamma_f} = 108.00 \cdot \text{GPa}$$

$$\lambda_b := \sqrt{\frac{G_a \cdot b_f}{h_a} \left(\frac{1}{E_{fd} \cdot A_f} + \frac{1}{E_{cd} \cdot A_c} + \frac{y_c}{E_{cd} \cdot W_{ce}} \right)} = 0.101 \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$l_a := \frac{L_j}{2} = 2.00 \text{ m}$$

$$\tau_{\max}(x) := \frac{P_{d2} - P_{d1}}{2} \cdot \frac{G_a}{h_a \cdot E_{cd} \cdot W_{ce}} \cdot \frac{(x^2 + 2 \cdot x \cdot l_a) \cdot \lambda_b + l_a}{\lambda_b^2}$$

$$\sigma_x(x) := \frac{|M_{d2}(x)| - |M_{d1}(x)|}{I_{c,T}(x)} \cdot (h_c - y_c)$$

$$\sigma_y(x) := \tau_{\max}(x)$$

$$\sigma_1(x) := \frac{\sigma_x(x) + \sigma_y(x)}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x(x) - \sigma_y(x)}{2} \right)^2 + \tau_{\max}(x)^2 \right]^{0.5}$$

$$\tau_{\max}(a) = 0.26 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_x(a) = 0.14 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_1(a) = 0.47 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_1(a)}{f_{ctm,d}} = 24.15 \cdot \%$$

Matthys

$$\tau_{\max,M}(x) := \left[V_{d2}(x) + \left(\frac{G_a}{E_f \cdot h_a \cdot h_f} \right)^{0.5} \cdot |M_{d2}(x)| \right] \cdot \frac{h_f (h_c - x_u)}{I_{c,T}(x)}$$

$$\sigma_{\max,M(x)} := \tau_{\max,M(x)} \cdot h_f \cdot \left(\frac{E_a \cdot b_f}{4 \cdot E_f \cdot l_f \cdot h_a} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\sigma_{y,M(x)} := \tau_{\max,M(x)}$$

$$\sigma_{1,M(x)} := \frac{\sigma_{\max,M(x)} + \sigma_{y,M(x)}}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_{\max,M(x)} - \sigma_{y,M(x)}}{2} \right)^2 + \tau_{\max,M(x)}^2 \right]^{0.5}$$

$$\tau_{\max,M(a)} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max,M(a)} = 0.10 \text{ MPa}$$

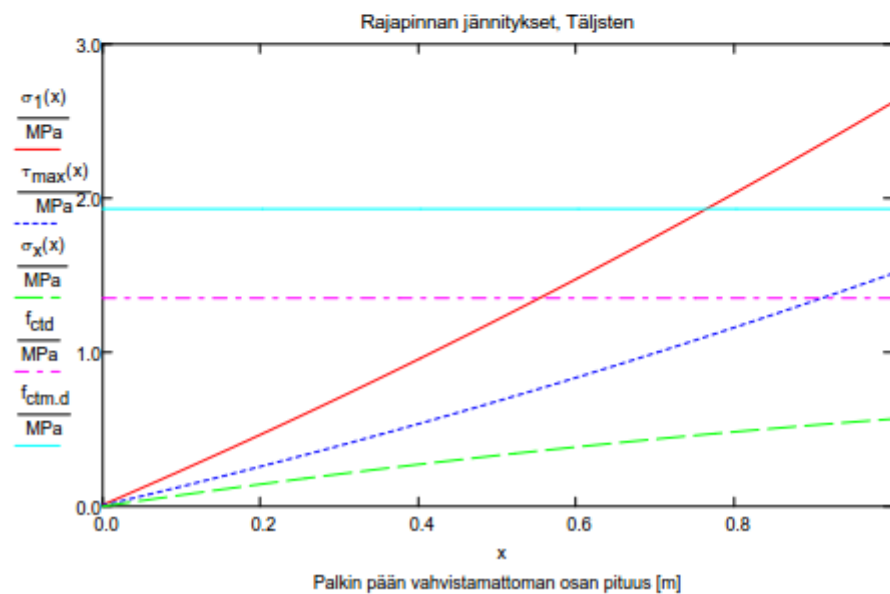
$$\sigma_{1,M(a)} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{1,M(a)}}{f_{ctm,d}} = 16.76 \cdot \%$$

$$\frac{\tau_{\max,M(a)}}{f_{ctd}} = 13.27 \cdot \%$$

Palkin pään vahvistamattoman osan pituuden vaikutus jännityksiin

Palkin pään vahvistamattoman osuuden pituus vaikuttaa hiilikuituvahvikkeen ja betonin rajapinnan jännityksiin. Mitä kauempana tuelta ollaan, sitä suurempia ovat rajapintaan kohdistuvat jännitykset.



Palkin raudoitus

Alapinnan raudoitus

$$d_{c,ala} := 25\text{mm}$$

$$\phi_{s,ala} := 20\text{mm}$$

$$n_{s,ala} := 2 \quad A_{s,ala} := n_{s,ala} \pi \cdot \frac{\phi_{s,ala}^2}{4} = 628.32 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{s,ala} := h_c - d_{c,ala} = 455.00 \cdot \text{mm}$$



Palkin jäykkyys

Palkin kimmoinen taivutusvastus

$$W_{ce} := \frac{b_c \cdot h_c^2}{6} = 0.01 \cdot \text{m}^3 \quad \text{Ilman terästen huomiointia}$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{ce} = 42.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Palkin kimmoinen jäyhyysmomentti



$$I_{tr}(x) := \zeta(x) \cdot I_u + (1 - \zeta(x)) \cdot I_c \quad I_{tr}\left(\frac{l_j}{2}\right) = 0.0020 \cdot \text{m}^4 \quad I_{\text{halk}} := I_{tr}\left(\frac{l_j}{2}\right) = 0.0020 \cdot \text{m}^4$$

Hiilikuitunauha

$$b_f := 100\text{mm}$$

Laminaatin leveys

$$h_f := 1.4\text{mm}$$

Laminaatin korkeus



Rajapinnan jännitysten laskenta

Lasketaan hiilikuituvahvikkeen ja betonin rajapintaan kohdistuvat jännitykset palkin vapaan osan pituuden ollessa $a := 200\text{mm}$

Tiehallinto

$$\tau_d(x) := \frac{V_{d2}(x) \cdot S_f}{I_{c,T}(x) \cdot b_f}$$

$$\tau_d(a) = -0.02 \cdot \text{MPa}$$

Leikkauskestävyyden vertailulaskelmat

Palkin tiedot

$$b_c := 380\text{mm}$$

Osavarmuuskertoimet

$\gamma_c := 1.50$	Betonin osavarmuuskertoimen
$\gamma_{cE} := 1.20$	Betonin kimmokertoimen osavarmuuskertoimen
$\gamma_s := 1.20$	Teräksen osavarmuuskertoimen
$\gamma_f := 1.50$	Hiilikuidun osavarmuuskertoimen

Palkin materiaalit

Betoni

$$f_{ck} := 30\text{MPa} \qquad \alpha_{cc} := 0.85$$

⌋

Teräs

$$E_s := 200\text{GPa}$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa} \qquad f_{ykd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 416.67\text{MPa}$$

Hiilikuitu

$$E_f := 162\text{GPa}$$

$$f_{yf} := 3000\text{MPa} \qquad f_{yfd} := \frac{f_{yf}}{\gamma_f} = 2000.00\text{MPa}$$

$$\epsilon_{fu} := \frac{f_{yf}}{E_f} = 0.0185$$

$$\epsilon_{fu,d} := \frac{f_{yfd}}{E_f} = 0.0123$$

Palkin raudoitus

Alapinnan raudoitus

$$d_c := 50\text{mm}$$

$$\phi_s := 20\text{mm}$$

$$n_s := 2$$

$$A_s := n_s \pi \frac{\phi_s^2}{4} = 628.32\text{mm}^2$$

$$d_s(h) := h - d_c$$

Lasketaan hiilikuituvahvikkeiden leikkauskestävyys eri laskentamenetelmillä, kun vahvikkeet ovat palkin kylkiin liimattuja hiilikuitunauhoja.

Hiilikuitunauha

$$b_f := 60 \text{ mm}$$

Laminaatin leveys

$$h_f := 1.4 \text{ mm}$$

Laminaatin korkeus

$$s_f := 120 \text{ mm}$$

Laminaattien k/k -väli

$$s_V := 1 \text{ m}$$

$$\eta_f := 2 \cdot \left(\frac{s_V}{s_f} \right) = 16.67$$

$$b_f \cdot h_f = 84.00 \cdot \text{mm}^2$$

Leikkauskestävyyden laskenta, Tiehallinto

$$A_f := b_f \cdot h_f \cdot \eta_f = 1400.00 \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma_{fd,TH} := \min \left(f_{yfd}, \frac{E_f}{E_s} \cdot f_{yd} \right) = 337.50 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{fd,TH}(\alpha, h) := 0.9 \cdot \frac{A_f}{s_V} \cdot \sigma_{fd,TH} \cdot d_s(h) \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))$$

$$V_{fd,TH}(45\text{deg}, 480\text{mm}) = 258.60 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH}(90\text{deg}, 480\text{mm}) = 182.86 \cdot \text{kN}$$

Leikkauskestävyyden laskenta, Täljsten

$$\varepsilon_{fu,d} = 0.0123$$

$$k_b := \max \left(1.0, \sqrt{\frac{2 - \max \left(0.33, \frac{b_f}{s_f} \right)}{1 + \max \left(0.33, \frac{b_f}{s_f} \right)}} \right) = 1.00$$

$$G_f := 0.03 \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}} = 0.28 \cdot \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{fb,d} := \sqrt{\frac{2 \cdot G_f}{E_f \cdot \frac{h_f}{\text{mm}}}} = 0.0016$$

$$\varepsilon_{fd} := \min(\varepsilon_{fu,d}, \varepsilon_{fb,d}) = 0.0016$$

$$\sigma_{fd,TLJ} := \varepsilon_{fd} \cdot E_f = 254.40 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{ef} := \sqrt{\frac{E_f \cdot h_f}{2 \cdot f_{ctm}}} \cdot \sqrt{mm} = 197.87 \cdot mm$$

Leikkausvahventeiden asennus:

$T_f = 1$ = palkki kokonaan ympäröity vahvikkeilla

$T_f = 2$ = vahvikkeet asennettu U-muotoisesti

$T_f = 3$ = vahvikkeet palkin sivuilla

$$d_{ef}(T_f, h) := \begin{cases} d_s(h) & \text{if } T_f = 1 \\ d_s(h) - l_{ef} & \text{if } T_f = 2 \\ h - 2 \cdot l_{ef} & \text{if } T_f = 3 \end{cases} \quad \theta := 45 \text{deg}$$

$$L_{ef}(\alpha, T_f, h) := d_{ef}(T_f, h) \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha))$$

$$V_{fd,TLJ}(\alpha, T_f, h) := \frac{A_f}{m} \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot L_{ef}(\alpha, T_f, h) \cdot \sin(\alpha) \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos[2(\theta + \alpha - 90 \text{deg})] \right]$$

Leikkauskestävyyden laskenta, FIB

$$\rho_f := \left(\frac{2 \cdot h_f}{b_c} \right) \cdot \left(\frac{b_f}{s_f} \right) = 0.0037$$

$$\varepsilon_{f,e1} := 0.65 \cdot \left[\frac{\left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}}}{\frac{E_f}{\text{GPa}} \cdot \rho_f} \right]^{-0.56} \cdot 10^{-3} = 0.0034$$

$$\varepsilon_{f,e2} := 0.17 \cdot \left[\frac{\left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}}}{\frac{E_f}{\text{GPa}} \cdot \rho_f} \right]^{-0.30} \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0076$$

$$\varepsilon_{f,e}(T_f) := \begin{cases} \min(\varepsilon_{f,e2}) & \text{if } T_f = 1 \\ \min(\varepsilon_{f,e1}, \varepsilon_{f,e2}) & \text{if } T_f = 2 \\ \min(\varepsilon_{f,e1}, \varepsilon_{f,e2}) & \text{if } T_f = 3 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{f,e,k}(T_f) := 0.8 \cdot \varepsilon_{f,e}(T_f)$$

$$\varepsilon_{f,e,d}(T_f) := \min \left(\varepsilon_{f,u,d}, \frac{\varepsilon_{f,e,k}(T_f)}{\gamma_f} \right)$$

$$V_{fd,FIB}(\alpha, T_f, h) := 0.9 \cdot \varepsilon_{f,e,d}(T_f) \cdot E_f \cdot \rho_f \cdot b_c \cdot d_s(h) \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_{fd.FIB}(45deg, 3, 480mm) = 223.40 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(90deg, 3, 480mm) = 157.97 \cdot kN$$

Lasketaan kaikkien kolmen mitoitusmallin mukainen leikkauskestävyys kahdella eri palkin korkeudella ja kaikilla kolmella vahvikkeiden asennustavalla 45 ja 90 asteen asennuskulmilla.

$$h_1 := 480mm$$

$$h_2 := 880mm$$

$$\alpha_1 := 45deg$$

$$\alpha_2 := 90deg$$

$$V_{fd.TH}(\alpha_1, h_1) = 258.60 \cdot kN$$

$$V_{fd.TH}(\alpha_1, h_2) = 499.16 \cdot kN$$

$$V_{fd.TH}(\alpha_2, h_1) = 182.86 \cdot kN$$

$$V_{fd.TH}(\alpha_2, h_2) = 352.96 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 1, h_1) = 216.58 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 1, h_2) = 418.06 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 1, h_1) = 76.57 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 1, h_2) = 147.81 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 2, h_1) = 116.92 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 2, h_2) = 318.40 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 2, h_1) = 41.34 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 2, h_2) = 112.57 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 3, h_1) = 42.44 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_1, 3, h_2) = 243.92 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 3, h_1) = 15.01 \cdot kN$$

$$V_{fd.TLJ}(\alpha_2, 3, h_2) = 86.24 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 1, h_1) = 503.64 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 1, h_2) = 972.15 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 1, h_1) = 356.13 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 1, h_2) = 687.41 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 2, h_1) = 223.40 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 2, h_2) = 431.22 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 2, h_1) = 157.97 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 2, h_2) = 304.92 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 3, h_1) = 223.40 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_1, 3, h_2) = 431.22 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 3, h_1) = 157.97 \cdot kN$$

$$V_{fd.FIB}(\alpha_2, 3, h_2) = 304.92 \cdot kN$$

Hilikkuitujen mitoitusjännitys

$$\sigma_{fd,TH} = 337.50 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{fd,TLJ} = 254.40 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{fd,FIB}(T_f) := \varepsilon_{fe,d}(T_f) \cdot E_f$$

$$\sigma_{fd,FIB}(1) = 657.31 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{fd,FIB}(2) = 291.56 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{fd,FIB}(3) = 291.56 \cdot \text{MPa}$$

Tiehallinnon menetelmässä mitoitusjännitys suurempi kuin Täljstenin ja FIB:in mitoitusmenetelmässä. Lasketaan vertailuun myös Tiehallinnon mitoitusmallin leikkauskestävyys siten, että mitoitusjännitys on pienempi Täljstenin ja FIB:in mitoitusjännityksistä

$$V_{fd,TH,2}(\alpha, T_f, h) := 0.9 \cdot \frac{A_f}{s_V} \cdot \min(\sigma_{fd,FIB}(2), \sigma_{fd,TLJ}) \cdot d_s(h) \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 1, h_1) = 194.93 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 1, h_2) = 376.25 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 1, h_1) = 137.83 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 1, h_2) = 266.05 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 2, h_1) = 194.93 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 2, h_2) = 376.25 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 2, h_1) = 137.83 \cdot \text{kN}$$

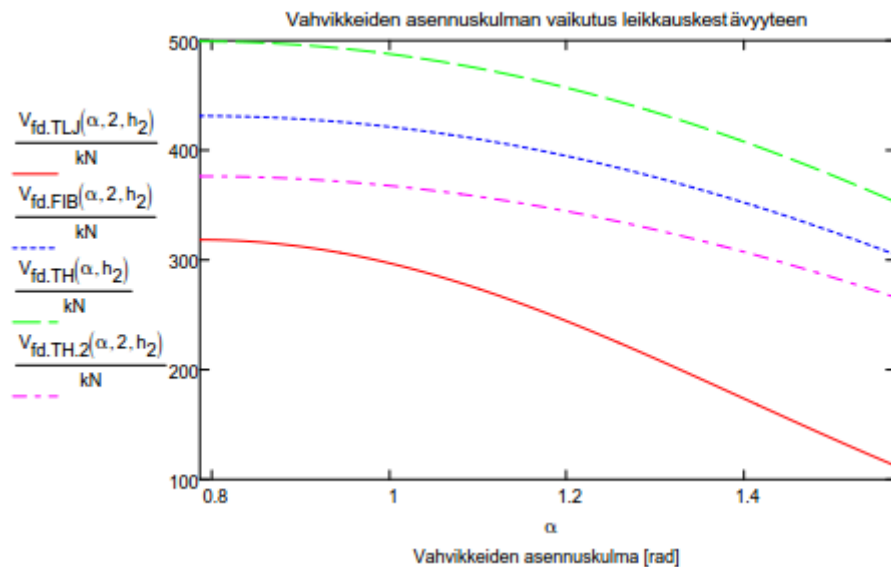
$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 2, h_2) = 266.05 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 3, h_1) = 194.93 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_1, 3, h_2) = 376.25 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 3, h_1) = 137.83 \cdot \text{kN}$$

$$V_{fd,TH,2}(\alpha_2, 3, h_2) = 266.05 \cdot \text{kN}$$

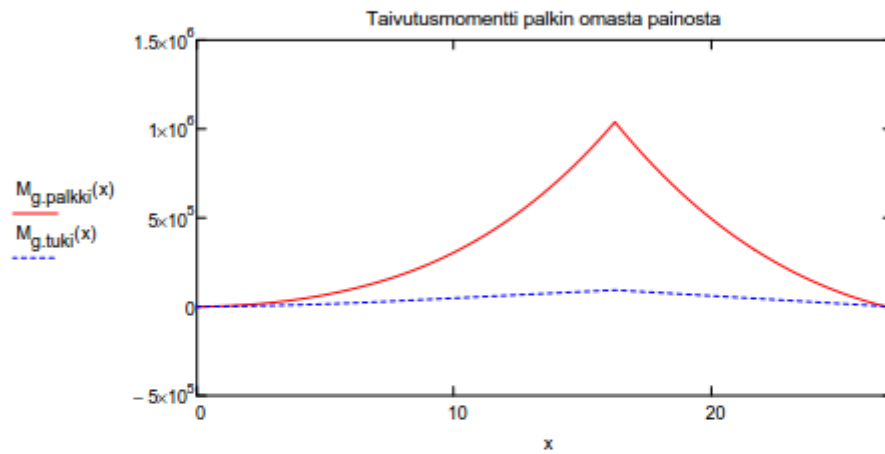


Poikkikannattajan laskelmat sallituilla jännityksillä

Palkin tiedot



$$M_{g,palkki}(x) := \begin{cases} M_{g,palkki.1}(x) + M_{g,tuki}(x) & \text{if } 0 \leq x \leq L_4 \\ M_{g,palkki.2}(x) + M_{g,tuki}(x) & \text{if } L_4 < x \leq L_1 \\ M_{g,palkki.3}(x) + M_{g,tuki}(x) & \text{if } L_1 < x \leq L_5 \\ M_{g,palkki.4}(x) + M_{g,tuki}(x) & \text{if } L_5 < x \leq L_6 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Palkin oman painon aiheuttama} \\ \text{taivutusmomentti} \end{array}$$



$$V_{g,palkki}(x) = \frac{d}{dx} M_{g,palkki}(x) \quad M_{g,palkki}(16.25\text{m}) = 1039.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Muut kuormat palkin oman painon lisäksi

Pintarakenteet, vesikate

$$g_{1.m2} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



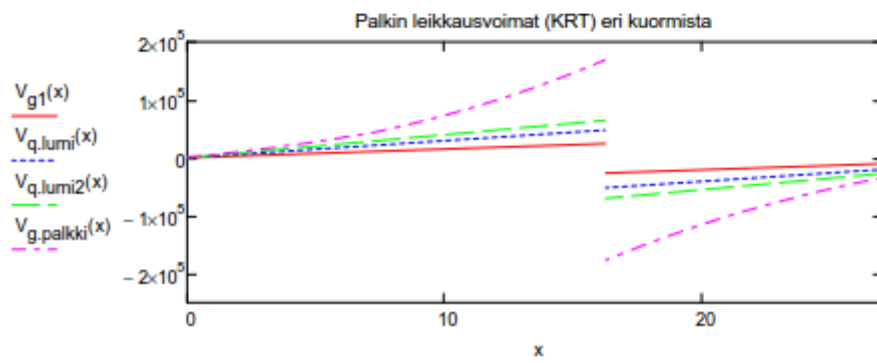
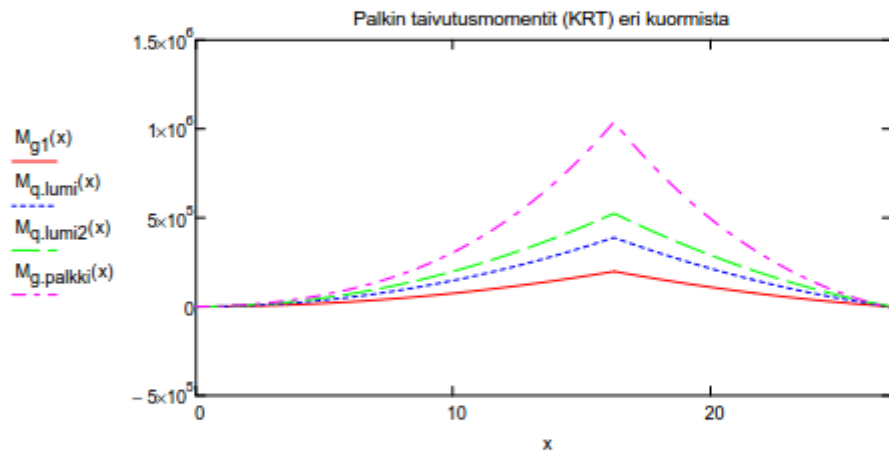
Lumikuorma

$$q_{\text{lumi.m2}} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Suunnitteluajankohdan mukainen lumikuorma

$$q_{\text{lumi2.m2}} := 135 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

RakMK mukainen lumikuorma



Palkin alalaitan toimiva leveys (Määräykset betoni- ja rautabetonirakenteista, Valtioneuvoston päätös lokakuun 1 p:ltä vuonna 1936, 14 §)

$$l_{0,\text{uloke}} := L_1 = 16.25 \text{ m} \quad l_{0,\text{kenttä}} := L_2 = 10.78 \text{ m}$$

$$k_{b,\text{eff}} := 0.15$$

$$b_{\text{eff},1}(x) := \begin{cases} \min(b_{\text{ala}}, 12 \cdot h_{\text{ala}}(x) + b_{\text{uuma}}(x), 1.5\text{m}, 0.5 \cdot L_1) & \text{if } 0 \leq x < L_1 \\ \min(b_{\text{ala}}, 12 \cdot h_{\text{ala}}(x) + b_{\text{uuma}}(x), 1.5\text{m}, 0.5 \cdot L_2) & \text{if } L_1 \leq x \leq L_6 \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}}(x) := b_{\text{eff},1}(x)$$



Palkin materiaalit

Betoni, seos 1:3:3

$$\sigma_{b,\text{sall.taul}} := 40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Taivutuspuristusjännitys}$$

$$\sigma_{b,\text{sall}} := \sigma_{b,\text{sall.taul}} \cdot g = 3.92 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{b,\text{sall.taul}} := 14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Maksimileikkausjännitys}$$

$$\tau_{b,\text{sall}} := \tau_{b,\text{sall.taul}} \cdot g = 1.37 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{0b,\text{sall.taul}} := 5.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Pelkälle betonille sallittu leikkausjännitys}$$

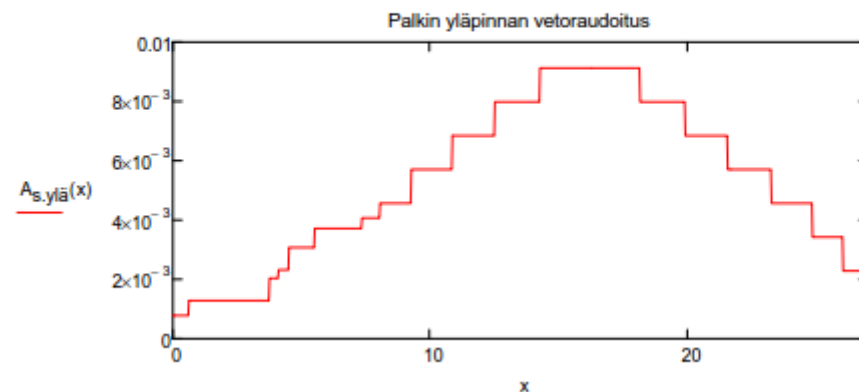
$$\tau_{0b,\text{sall}} := \tau_{0b,\text{sall.taul}} \cdot g = 0.54 \cdot \text{MPa}$$

Raudan sallittu jännitys

$$\sigma_{s,\text{sall.taul}} := 1200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{s,\text{sall}} := \sigma_{s,\text{sall.taul}} \cdot g = 117.68 \cdot \text{MPa}$$

Palkin raudoitus



Palkin kimmoinen taivutusvastus

$$W_{ylä,kimm}(x) := \frac{I_{c,kimm}(x)}{e_{pp,ylä}(x)}$$

Palkin taivutus

$$d(x) := h_{kok}(x) - d_{c,ylä}$$

$$\eta := 15$$

Teräksen ja betonin kimmomodulien suhde

$$\mu(x) := \frac{A_{s,ylä}(x)}{b_{eff}(x) \cdot d(x)}$$

$$x_c(x) := \eta \cdot \mu(x) \cdot d(x) \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\mu(x) \cdot \eta}} \right)$$

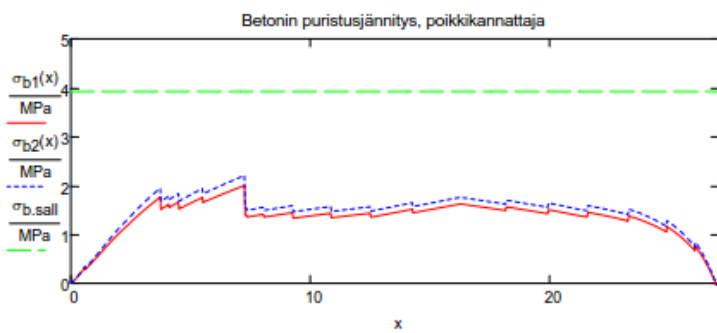
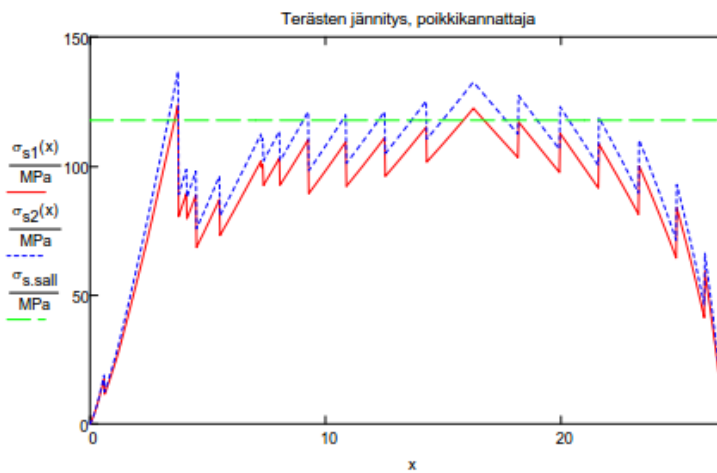
$$z(x) := d(x) - \frac{x_c(x)}{3}$$

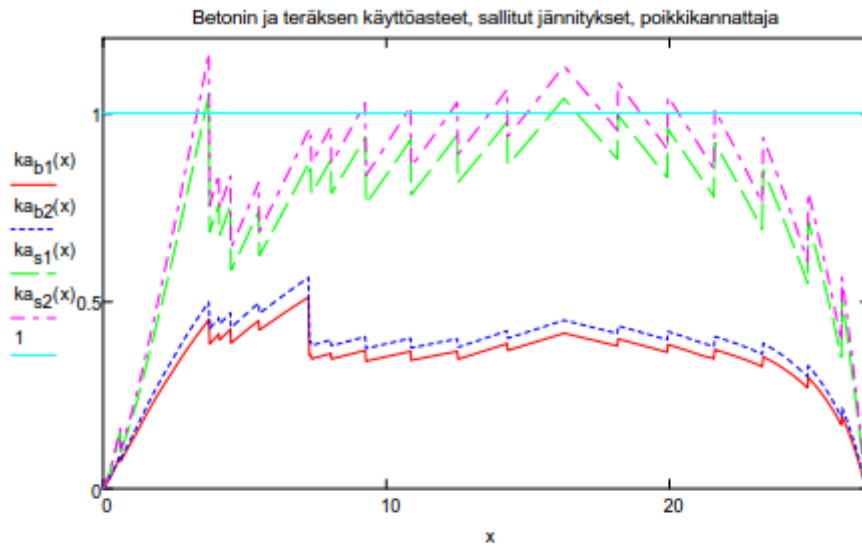
$$\sigma_{s1}(x) := \frac{M_{k1}(x)}{A_{s,ylä}(x) \cdot z(x)}$$

$$\sigma_{s2}(x) := \frac{M_{k2}(x)}{A_{s,ylä}(x) \cdot z(x)}$$

$$\sigma_{b1}(x) := \frac{M_{k1}(x)}{b_{eff}(x) \cdot x_c(x) \cdot z(x)}$$

$$\sigma_{b2}(x) := \frac{M_{k2}(x)}{b_{eff}(x) \cdot x_c(x) \cdot z(x)}$$



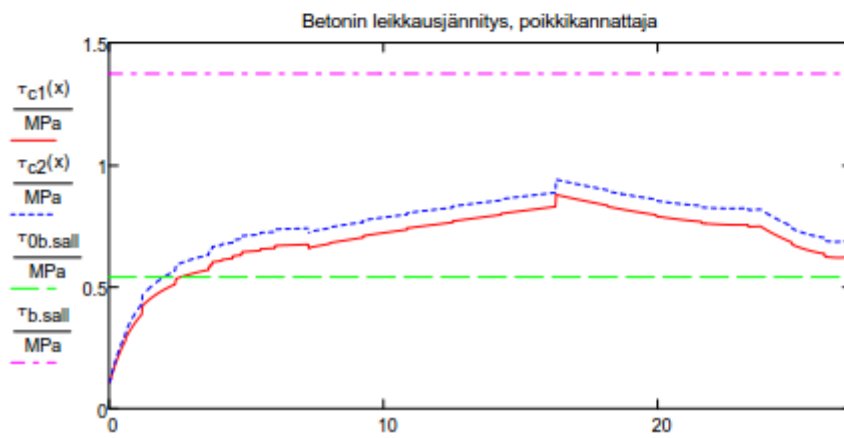


$$ka_{s2}(L_1) = 112.62\%$$

Palkin leikkaus

$$\tau_{c1}(x) := \frac{|V_{k1}(x)|}{b_{uuma}(x) \cdot z(x)}$$

$$\tau_{c2}(x) := \frac{|V_{k2}(x)|}{b_{uuma}(x) \cdot z(x)}$$



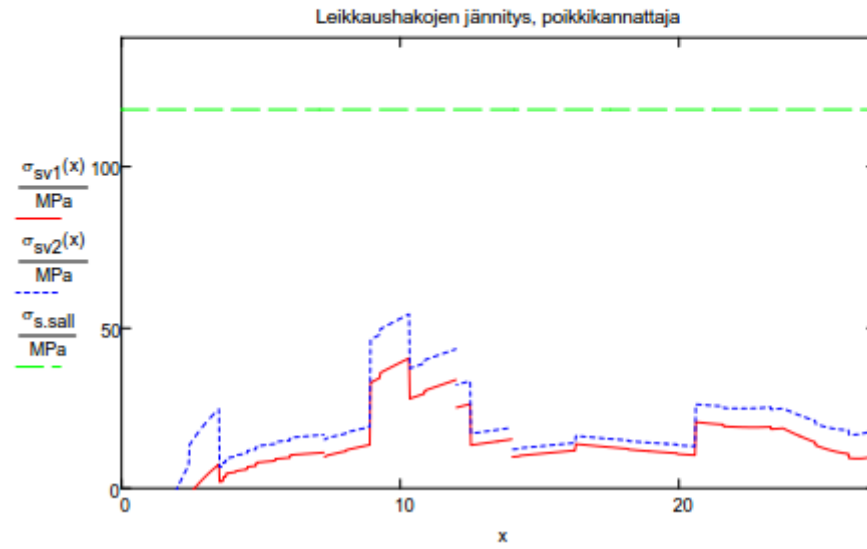
$$V_c(x) := \tau_{0b.sall} \cdot b_{uuma}(x) \cdot z(x)$$

$$V_{s1}(x) := |V_{k1}(x)| - V_c(x)$$

$$V_{s2}(x) := |V_{k2}(x)| - V_c(x)$$

$$\sigma_{sv1}(x) := \frac{V_{s1}(x) \cdot k_{sw}(x)}{z(x) \cdot A_{sw}(x)}$$

$$\sigma_{sv2}(x) := \frac{V_{s2}(x) \cdot k_{sw}(x)}{z(x) \cdot A_{sw}(x)}$$



Niskapalkin laskelmat sallituilla jännityksillä

Palkin tiedot

Palkin mitat

$$h_{\text{palkki}} := 1670 \text{ mm}$$

$$b_{\text{palkki}} := 500 \text{ mm}$$

Palkin materiaalit

Betoni, seos 1:3:3

$$\sigma_{\text{b.sall.taul}} := 40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Taivutuspuristusjännitys

$$\sigma_{\text{b.sall}} := \sigma_{\text{b.sall.taul}} \cdot g = 3.92 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{b.sall.taul}} := 14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Maksimileikkausjännitys

$$\tau_{\text{b.sall}} := \tau_{\text{b.sall.taul}} \cdot g = 1.37 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{0\text{b.sall.taul}} := 5.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pelkälle betonille sallittu leikkausjännitys

$$\tau_{0\text{b.sall}} := \tau_{0\text{b.sall.taul}} \cdot g = 0.54 \cdot \text{MPa}$$

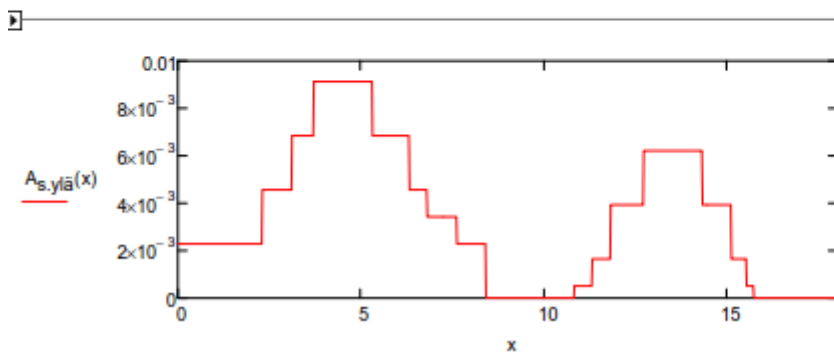
Raudan sallittu jännitys

$$\sigma_{\text{s.sall.taul}} := 1200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

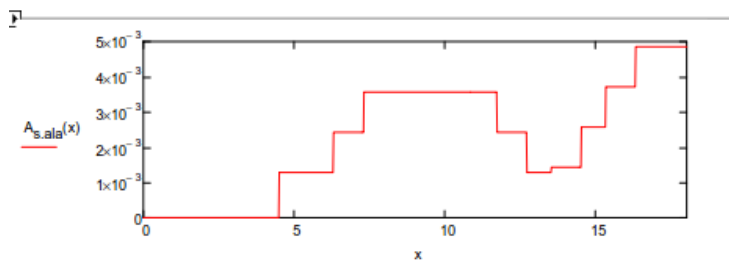
$$\sigma_{\text{s.sall}} := \sigma_{\text{s.sall.taul}} \cdot g = 117.68 \cdot \text{MPa}$$

Palkin raudoitus

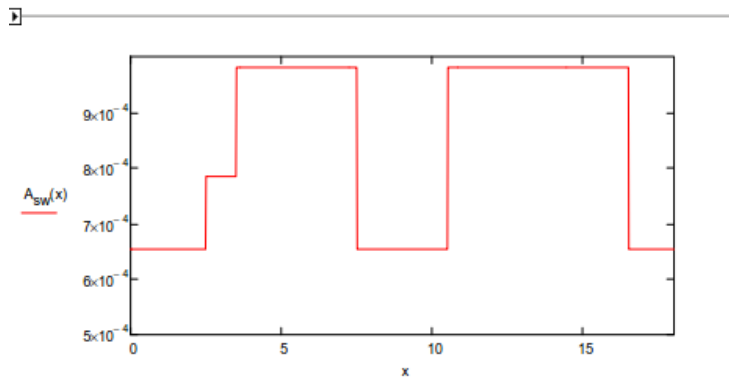
Yläpinnan raudoitus



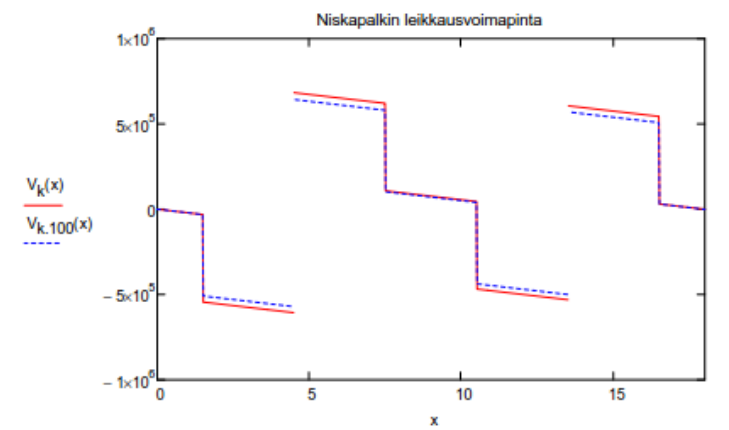
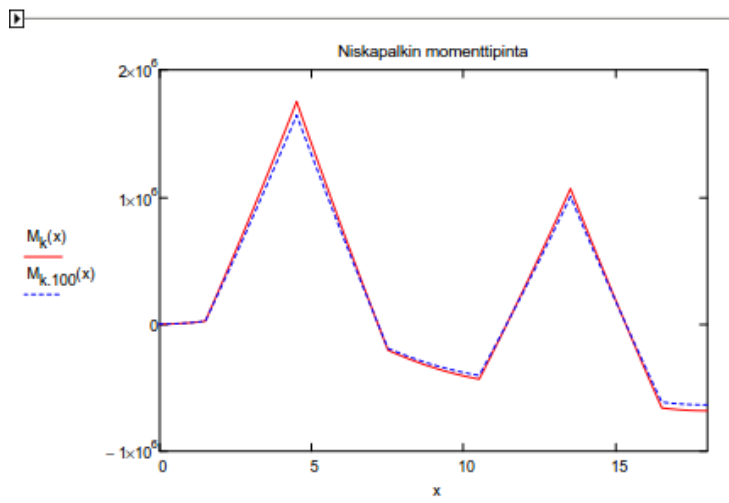
Alapinnan rauditus



Leikkausraudoitus



Palkin kuormitukset



Niskapalkin taivutus

$$\eta := 15$$

$$d_{yp} := h_{palkki} - d_{c,ylä}$$

$$\mu_{yp}(x) := \frac{A_{s,ylä}(x)}{b_{palkki} \cdot d_{yp}}$$

$$x_{c,yp}(x) := \eta \cdot \mu_{yp}(x) \cdot d_{yp} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\mu_{yp}(x) \cdot \eta}} \right)$$

$$z_{yp}(x) := d_{yp} - \frac{x_{c,yp}(x)}{3}$$

$$\sigma_{s,yp}(x) := \begin{cases} \frac{M_k(x)}{A_{s,ylä}(x) \cdot z_{yp}(x)} & \text{if } M_k(x) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Teräksen ja betonin kimmomodulien suhde

$$ka_{s1}(x) := \frac{\sigma_{s,yp}(x)}{\sigma_{s,sall}}$$

$$\sigma_{s,yp,100}(x) := \begin{cases} \frac{M_{k,100}(x)}{A_{s,ylä}(x) \cdot z_{yp}(x)} & \text{if } M_{k,100}(x) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ka_{s2}(x) := \frac{\sigma_{s,yp,100}(x)}{\sigma_{s,sall}}$$

$$\sigma_{b,yp}(x) := \begin{cases} \frac{M_k(x)}{b_{palkki} \cdot x_{c,yp}(x) \cdot z_{yp}(x)} & \text{if } M_k(x) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ka_{b1}(x) := \frac{\sigma_{b,yp}(x)}{\sigma_{b,sall}}$$

$$\sigma_{b,yp,100}(x) := \begin{cases} \frac{M_{k,100}(x)}{b_{palkki} \cdot x_{c,yp}(x) \cdot z_{yp}(x)} & \text{if } M_{k,100}(x) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

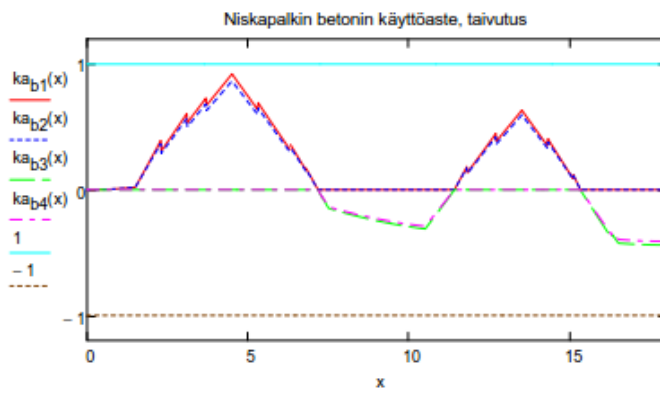
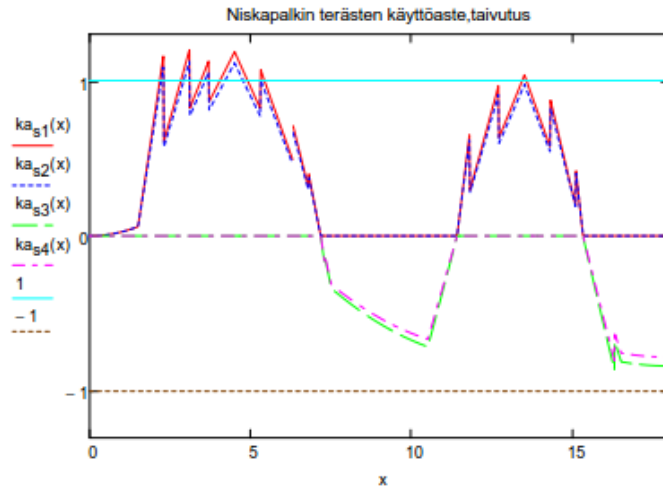
$$ka_{b2}(x) := \frac{\sigma_{b,yp,100}(x)}{\sigma_{b,sall}}$$

$$d_{ap} := h_{palkki} - d_{c,ala}$$

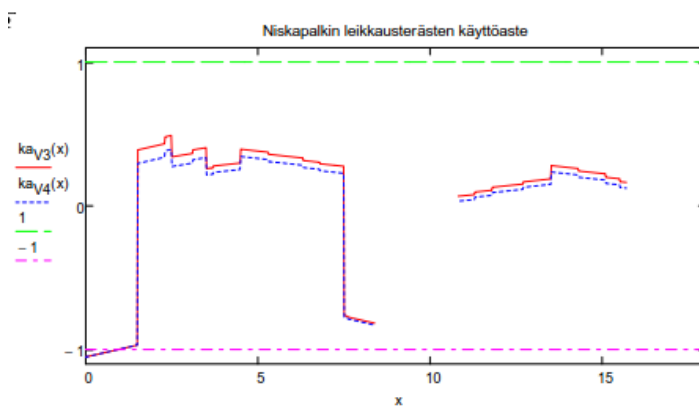
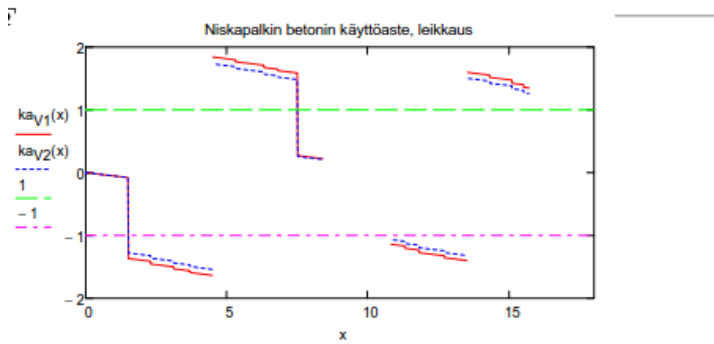
$$\mu_{ap}(x) := \frac{A_{s,ala}(x)}{b_{palkki} \cdot d_{ap}}$$

$$x_{c,ap}(x) := \eta \cdot \mu_{ap}(x) \cdot d_{ap} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\mu_{ap}(x) \cdot \eta}} \right)$$

$$z_{ap}(x) := d_{ap} - \frac{x_{c,ap}(x)}{3}$$



Leikkausmitoitus



Poikkikannattajan vahventamislaskelmat

Palkin tiedot

Muut kuormat palkin oman painon lisäksi

Pintarakenteet, vesikate

$$g_{1.m2} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumikuorma

$$q_{\text{lumi.m2}} := 1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tuulikuorma

Tuulikuorman staattiset korvauskuormat tuulitunnelikokeista.

$$q_{a1} := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_a := 3.3\text{m} \quad q_a := q_{a1} \cdot b_{\text{ala}} = 2.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{b1} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_b := 6.7\text{m} \quad q_b := q_{b1} \cdot b_{\text{ala}} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

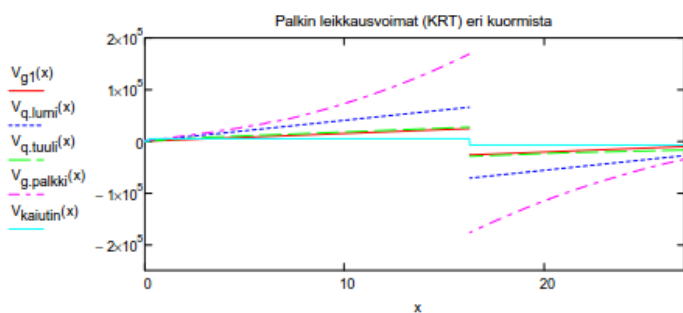
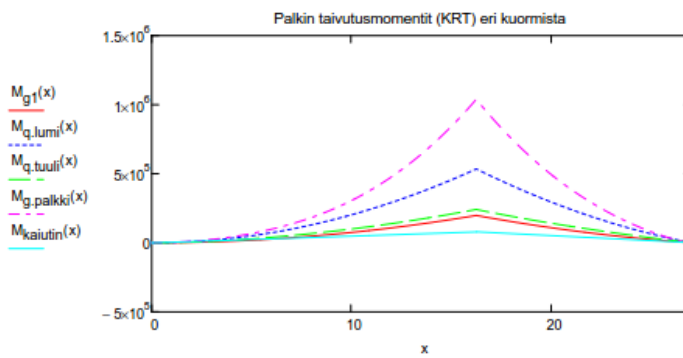
$$q_{c1} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_c := q_{c1} \cdot b_{\text{ala}} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{d1} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_d := 6.3\text{m} \quad q_d := q_{d1} \cdot b_{\text{ala}} = 0.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hätäkuulutusjärjestelmän kaiutin ja valaisimet ulokkeen päässä

$$G_{\text{kaiutin.1}} := 300\text{kg} + 200\text{kg} \quad G_{\text{kaiutin}} := G_{\text{kaiutin.1}} \cdot g = 4.90 \cdot \text{kN}$$

$$e_{\text{kaiutin}} := 0.2\text{m} \quad \text{Kuorman etäisyys ulokkeen päästä}$$



Osavarmuuskertoimet

$\gamma_c := 1.50$	Betonin osavarmuuskerroin
$\gamma_s := 1.20$	Teräksen osavarmuuskerroin
$\gamma_f := 1.50$	Hiilikuidun osavarmuuskerroin

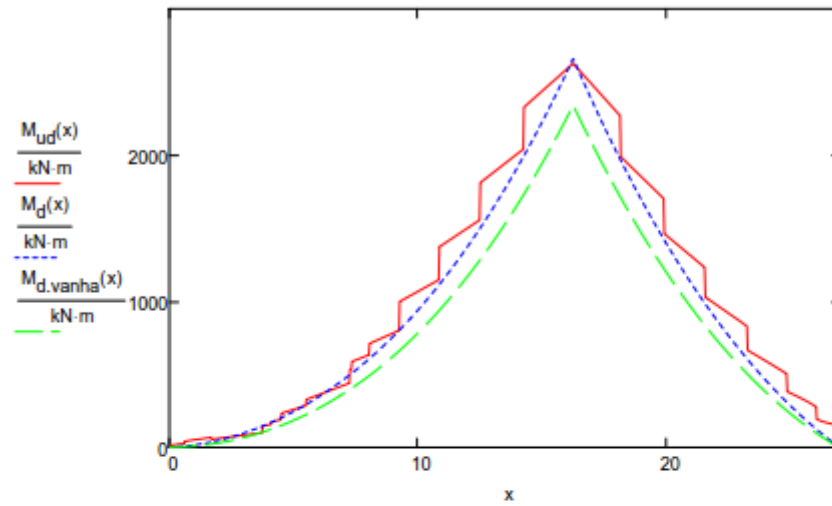
Palkin materiaalit

Betoni K30

Teräs A 22

Palkin taivutuskestävyys

Palkin taivutusmomentti ja taivutuskestävyys

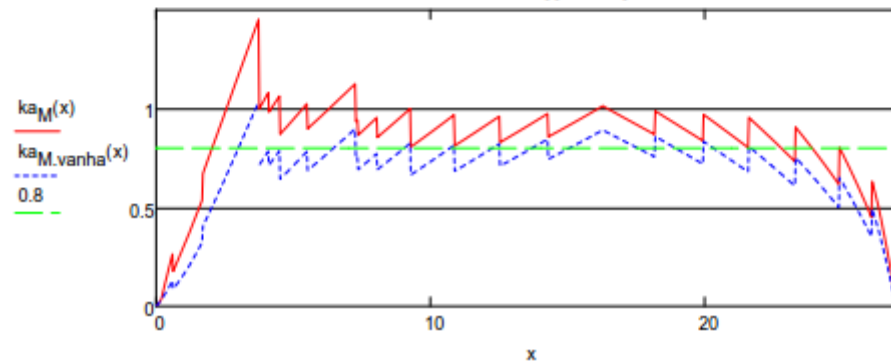


$$M_d(L_1) = 2660.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ud}(L_1) = 2625.56 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \frac{M_d(L_1 - 0.5\text{m})}{M_{Ud}(L_1 - 0.5\text{m})} = 0.97$$

$$ka_M(x) := \frac{M_d(x)}{M_{Ud}(x)} \quad ka_{M.vanha}(x) := \frac{M_{d.vanha}(x)}{M_{Ud}(x)}$$

Palkin taivutuskestävyyden käyttöaste



Leikkauskestävyys

$$V_{d.kuv}(x) := |V_d(x)|$$

$$V_{c.d}(x) := 0.5 \cdot b_{uuma}(x) \cdot d(x) \cdot f_{ctd}$$

Betonin osuus
leikkauskestävyydestä

$$V_{sw.d}(x) := 0.9 \cdot \frac{d(x)}{1m} \cdot A_{sw}(x) \cdot f_{sd}$$

Tasan jakautuneen
raudoituksen osuus
leikkauskestävyydestä

$$V_{ud.max}(x) := 0.2 \cdot b_{uuma}(x) \cdot d(x) \cdot f_{cd}$$

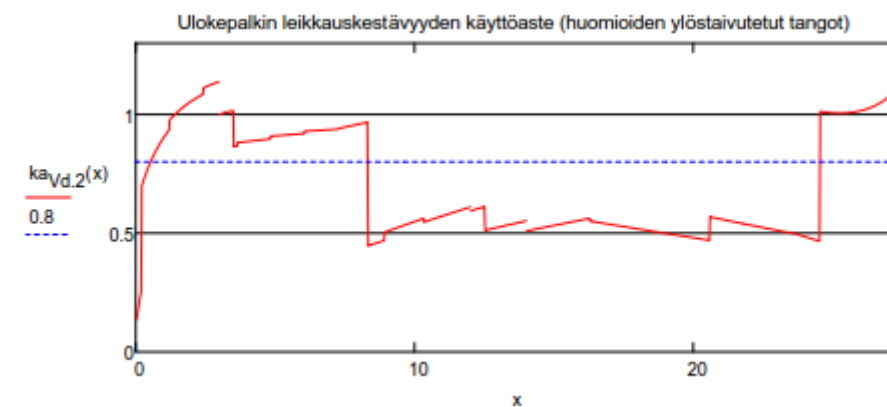
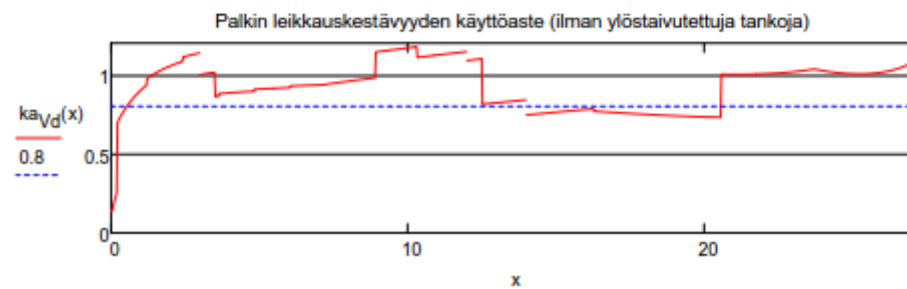
Maksimileikkauskestävyys

$$V_{ud}(x) := \min(V_{c.d}(x) + V_{sw.d}(x), V_{ud.max}(x))$$



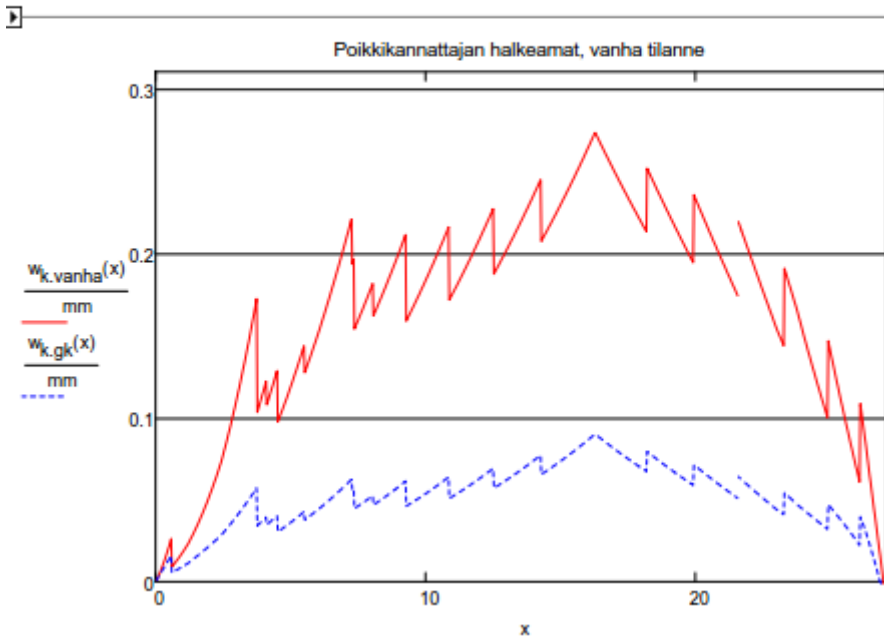
Palkin leikkauskestävyyden käyttöaste

$$ka_{Vd}(x) := \frac{|V_d(x)|}{V_{ud}(x)}$$



Halkeilu

$k_w := 0.17$



Taipuma

Palkin betonin omanpainon aiheuttama taipuma

$$w_g(x) := \int_{-L_1}^x \int_{L_1}^x \frac{M_{g.palkki}(x)}{K_{ef}(x)} dx dx$$

$w_g(0mm) = 60.75 \cdot mm$ $w_g(L_1) = 0.00 \cdot mm$ $w_g\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) = 6.24 \cdot mm$

Palkin ulokepään taipuma

$w_{om} := w_g(0mm) + w_{g1}(0mm) = 75.18 \cdot mm$ $\frac{2L_1}{w_{om}} = 432.29$

$w_{pitk} := w_g(0mm) + w_{gq}(0mm) + w_{kaiutin}(0mm) = 92.00 \cdot mm$ $\frac{2L_1}{w_{pitk}} = 353.25$

$w_{lyhyt} := w_{pitk} + w_{gq.lyhyt}(0mm) = 113.46 \cdot mm$ $\frac{2 \cdot L_1}{w_{lyhyt}} = 286.43$

$w_{kok} := w_{om} + w_{kaiutin}(0mm) + w_{lumi}(0mm) + w_{tuuli}(0mm) = 129.30 \cdot mm$

$w_{vanha} := w_{om} + w_{lumi}(0mm) = 103.32 \cdot mm$

Hiilikuituvahvistus taivutusmomentille

Hiilikuitun materiaaliominaisuudet

Käytetään laskelmissa Sika Carbodur S812/140 -hiilikuitunauhojen materiaalitietoja

]

Oletetaan aluksi hiilikuituun täysi jännitys ankkurointialueen jälkeen (oletus tarkistetaan venymien avulla)

$$n_f := 2$$

Hiilikuitunauhojen lukumäärä

$$F_{ylä,d}(x) := A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} + n_f \cdot A_{f0} \cdot f_{fd,teh}(x)$$

$$y_c(x) := \frac{F_{ylä,d}(x)}{f_{cd} \cdot b_{eff}(x)}$$

Betonin puristusvyöhykkeen korkeus

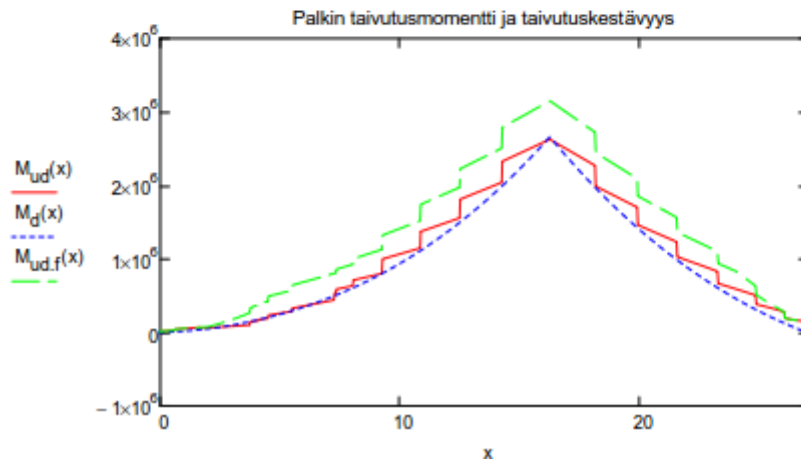
$$x_c(x) := \frac{y_c(x)}{\lambda}$$

Neutraaliakselin korkeus

$$d_{fs}(x) := \frac{d(x) \cdot A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} + h_{kok}(x) \cdot n_f \cdot A_{f0} \cdot f_{fd,teh}(x)}{A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} + n_f \cdot A_{f0} \cdot f_{fd,teh}(x)}$$

Hiilikuidun ja teräksen yhdistetty tehollinen korkeus

$$M_{ud,f}(x) := F_{ylä,d}(x) \cdot \left(d_{fs}(x) - \frac{y_c(x)}{2} \right)$$



Jännitysten avulla voidaan laskea venymät (puristumat) palkin alareunassa, yläpinnan terästen kohdalla ja palkin yläpinnassa (hiilikuituvahvistusten kohdalla) pelkästä poikkikannattajan omasta painosta:

$$\epsilon_{c,ala}(M, x) := \frac{\sigma_{c,alareuna}(M, x)}{E_{c,eff}} \quad \epsilon_{c,ala}(M_{g,palkki}(L_1), L_1) \cdot 1000 = 0.7293$$

$$\epsilon_{s,ylä}(M, x) := \frac{\sigma_{s,ylä}(M, x)}{E_s} \quad \epsilon_{s,ylä}(M_{g,palkki}(L_1), L_1) \cdot 1000 = 0.8085$$

$$\epsilon_{c,ylä}(M, x) := \frac{\sigma_{c,yläreuna}(M, x)}{E_{c,eff}} \quad \epsilon_{c,ylä}(M_{g,palkki}(L_1), L_1) \cdot 1000 = 0.8658$$

$$\epsilon_{fd,i} := 0.41 \cdot \sqrt{\frac{\frac{f_{cd}}{\text{MPa}}}{\frac{E_f}{\text{MPa}} \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}}} = 0.0043 \quad \epsilon_{fd} = 0.0085$$

Tarkistetaan yläpinnan terästen venymä kun hiilikuidussa on laskennallinen maksimivenymä (tarkistetaan että yläpinnan teräkset myötäävät jolloin palkin murtotapa on sitkeä ja terästen mitoituslujuutena voidaan käyttää arvoa f_{sd})

$$\epsilon_{s,yf(x)} := \epsilon_{s,ylä}(M_{g,palkki}(x), x) + \epsilon_{fd,i} \frac{d(x)}{h_{kok}(x)}$$

$$\epsilon_{yk} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.0009$$

Vahvistushiilikuidun määrä kun hiilikuidun venymä on $\epsilon_{fd,i}$

$$n_{f,val} := 2 \quad A_{f,val} := A_{f0} \cdot n_{f,val} = 240.00 \cdot \text{mm}^2$$

Puristuspinnan korkeus hiilikuituvahvistetussa poikkileikkauksessa

$$x_f(x) := \frac{A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} + \epsilon_{fd,i} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_{ala}} \quad x_f(L_1) = 53.05 \cdot \text{mm}$$

$$M_{fd}(x) := A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} \cdot \left(d(x) - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right) + \epsilon_{fd,i} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val} \cdot \left(h_{kok}(x) - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right)$$

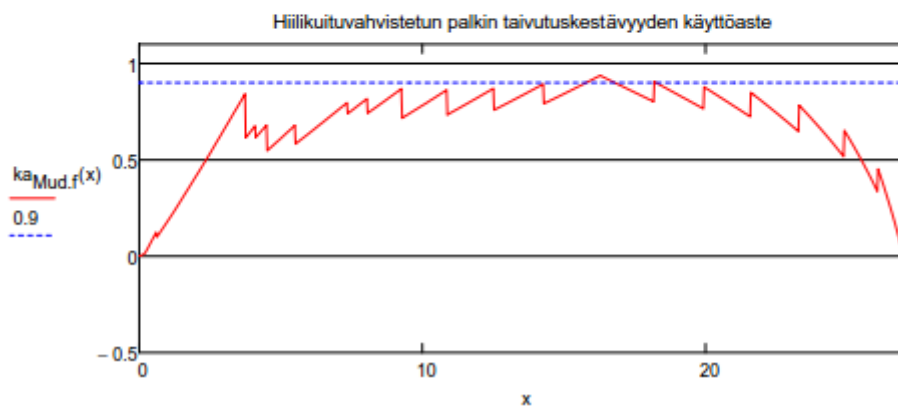
$$M_{fd}(L_1) = 2838.77 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{ud,max,T}(L_1) = 6728.75 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(L_1) = 2660.74 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{sd} A_{s,ylä}(L_1 - 0.5\text{m}) = 1672.13 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{fd,i} \cdot E_f \cdot A_{f,val} = 165.68 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{M_d(L_1 - 0.5\text{m})}{M_{fd}(L_1 - 0.5\text{m})} = 89.90 \cdot \% \quad ka_{Mud,f}(x) := \frac{M_d(x)}{M_{fd}(x)}$$



Hiilikuitunauhojen ankkurointipituus

Maksimivenymä hiilikuidussa joka voidaan ankkuroida betonin pintaan:

$$k_{bf} := \max \left(1.0, \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_{ylä.0}}}{1 + \frac{b_f}{b_{ylä.0}}}} \right) = 1.00$$

$$G_f := 0.03 \cdot k_{bf} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot 1.4 \cdot f_{ctk}} = 0.23 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{fx} := \sqrt{\frac{2 \cdot G_f}{E_{fd} \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}}} = 0.0019 \qquad \epsilon_{fx} \cdot 1000 = 1.87$$

$$F_{fx} := \epsilon_{fx} \cdot E_{fd} \cdot A_{f, \text{val}} = 48.41 \cdot \text{kN}$$

Voima hiilikuiduissa maksimiankkurointivenymällä

$$M_{fd,e}(x) := A_{s, \text{ylä}}(x) \cdot f_{sd} \cdot \left(d(x) - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right) + \epsilon_{fx} \cdot E_{fd} \cdot A_{f, \text{val}} \cdot \left(h_{\text{kok}}(x) - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right)$$

Lasketaan hiilikuituun kohdistuva voima ja ko. voiman aiheuttama venymä kohdassa $x_{fb} := 3\text{m}$
(x_{fe} = etäisyys ulokepästä)



$$F_{fe, \text{ul}} := \max(F_{fe,1}, F_{fe,2}) = 26.81 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{fe, \text{ul}} := \frac{F_{fe, \text{ul}}}{E_{fd} \cdot A_{f, \text{val}}} = 0.0010 \qquad \epsilon_{fe, \text{ul}} \cdot 1000 = 1.03$$

Tarvittava ankkurointipituus ulokepäessä

$$l_{\text{fankk.1}} := \sqrt{\frac{E_{fd} \cdot 2 \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}}{2 \cdot f_{ctd}}} \cdot \text{mm} = 317.29 \cdot \text{mm}$$

$$l_{v, \text{vaad}} := \frac{\epsilon_{fe, \text{ul}}}{\epsilon_{fx}} \cdot l_v = 1066.37 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{ankk}} := \max(l_{\text{fankk.1}}, l_{v, \text{vaad}}) = 1066.37 \cdot \text{mm}$$

Lasketaan hiilikuituun kohdistuva voima ja ko. voiman aiheuttama venymä kohdassa $x_{fe,k} := 24\text{m}$
(x_e = etäisyys ulokepäästä)



$$F_{fe,k} := \max(F_{fek,1}, F_{fek,2}) = 20.70 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{fe,k} := \frac{F_{fe,k}}{E_{fd} \cdot A_{f, \text{val}}} = 0.0008 \quad \epsilon_{fe,k} \cdot 1000 = 0.80$$

Tarvittava ankkurointipituus kentän tuella

$$l_{\text{fankk.1k}} := \sqrt{\frac{E_{fd} \cdot 2 \cdot t_f}{2 \cdot f_{ctd}}} \cdot \text{mm} = 317.29 \cdot \text{mm}$$

$$l_{v, \text{vaadk}} := \frac{\epsilon_{fe,k}}{\epsilon_{fx}} \cdot l_v = 823.40 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{ankk.k}} := \max(l_{\text{fankk.1k}}, l_{v, \text{vaadk}}) = 823.40 \cdot \text{mm}$$

Momenttipinnan siirron pituus

$$z(x) := d(x) - \frac{x_f(x)}{2} \quad \theta := 45\text{deg} \quad \alpha := 90\text{deg}$$

$$a_f(x) := \frac{z(x)}{2} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha))$$

$$a_f(x_{fe}) = 203.12 \cdot \text{mm} \quad a_f(x_{fe,k}) = 359.41 \cdot \text{mm}$$

Leikkausjännitys liimapinnassa

$$S_f(x) := A_{f0} \cdot h_{\text{kok}}(x)$$

$$\tau_d(x) := \frac{|V_d(x)| \cdot S_f(x)}{I_2(x) \cdot b_f} \quad \tau_d(500\text{mm}) = 0.03 \cdot \text{MPa} \quad \tau_d(L_1) = 0.00 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vd} := \min(1\text{MPa}, f_{ctd}) = 1.00 \cdot \text{MPa}$$

Liimapinnan
maksimileikkauskestävyys

$$s_f := n_f \cdot t_f = 2.40 \cdot \text{mm}$$

$$\nu := 0.3 \quad E_a := 4.5\text{GPa}$$

$$G_a := \frac{E_a}{1 + 2 \cdot \nu} = 2.81 \cdot \text{GPa}$$

$$E_{cd} := \frac{E_c}{\gamma_c} = 18.26 \cdot \text{GPa}$$

$$I_f := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \quad t_f = 1.20 \cdot \text{mm} \quad b_f = 100.00 \cdot \text{mm} \quad t_a := 1\text{mm}$$

$$f_{ctm} := 1.7 \cdot f_{ctd} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$ka_{fctm}(x) := \frac{\sigma_1(x)}{f_{ctm}}$$

$$L_1 + L_2 = 27.03 \text{ m}$$

Ulokepää

$$e_{ul.1} := 2 \text{ m}$$

$$e_{ul.2} := x_{fe} = 3.00 \text{ m}$$

$$\tau_{xy}(e_{ul.1}) = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy}(e_{ul.2}) = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xf}(e_{ul.1}) = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xf}(e_{ul.2}) = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1(e_{ul.1}) = 1.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1(e_{ul.2}) = 2.61 \text{ MPa}$$

$$ka_{fctm}(e_{ul.1}) = 88.25 \%$$

$$ka_{fctm}(e_{ul.2}) = 119.40 \%$$

Kentän tuki

$$e_{ke.1} := L_1 + L_2 - 1.7 \text{ m} = 25.33 \text{ m}$$

$$e_{ke.2} := x_{fe,k} = 24.00 \text{ m}$$

$$\tau_{xy}(e_{ke.1}) = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy}(e_{ke.2}) = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xf}(e_{ke.1}) = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xf}(e_{ke.2}) = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1(e_{ke.1}) = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1(e_{ke.2}) = 2.64 \text{ MPa}$$

$$ka_{fctm}(e_{ke.1}) = 75.79 \%$$

$$ka_{fctm}(e_{ke.2}) = 120.54 \%$$



Vahvistetun palkin halkeilu

$$w_{k,uusi.f}(L_1) = 0.31 \text{ mm}$$



Niskapalkin vahventamislaskelmat

Palkin tiedot

Palkin mitat

$$h_{\text{palkki}} := 1670 \text{ mm}$$

$$b_{\text{palkki}} := 500 \text{ mm}$$



Palkin taivutuskestävyys

Yläpinta vedetty

$$d_{\text{yp}} := h_{\text{palkki}} - d_{\text{c.ylä}} = 1610.00 \text{ mm}$$

$$\beta_{\text{yp}}(x) := \frac{A_{\text{s.ylä}}(x) \cdot f_{\text{sd}}}{b_{\text{palkki}} \cdot d_{\text{yp}} \cdot f_{\text{cd}}}$$

$$\mu_{\text{yp}}(x) := \beta_{\text{yp}}(x) \cdot \left(1 - \frac{\beta_{\text{yp}}(x)}{2}\right)$$

$$M_{\text{ud.yp}}(x) := \mu_{\text{yp}}(x) \cdot b_{\text{palkki}} \cdot d_{\text{yp}}^2 \cdot f_{\text{cd}}$$

Taivutuskestävyys, kun palkin yläpinta on vedetty

Alapinta vedetty

$$d_{\text{ap}} := h_{\text{palkki}} - d_{\text{c.ala}} = 1610.00 \text{ mm}$$

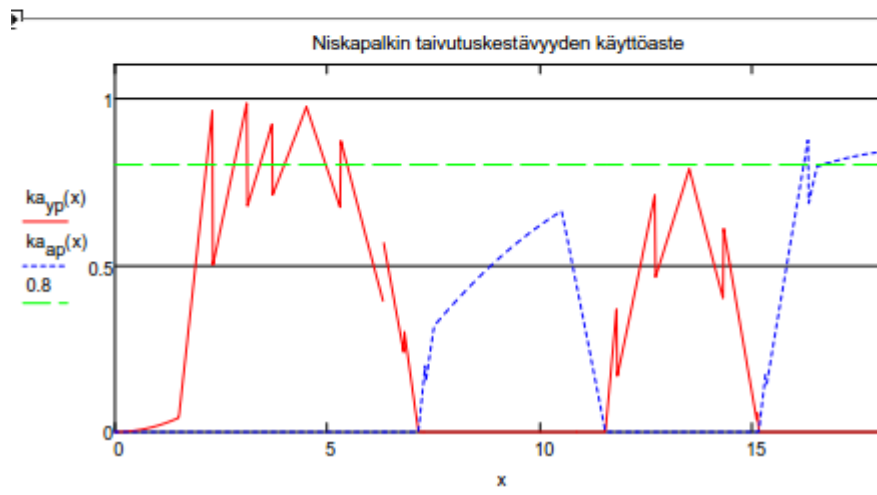
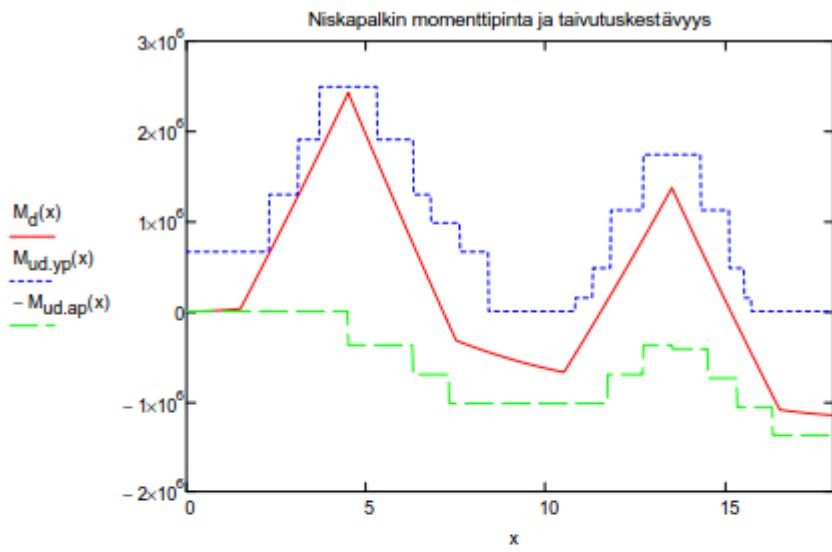
$$\beta_{\text{ap}}(x) := \frac{A_{\text{s.ala}}(x) \cdot f_{\text{sd}}}{b_{\text{palkki}} \cdot d_{\text{ap}} \cdot f_{\text{cd}}}$$

$$\mu_{\text{ap}}(x) := \beta_{\text{ap}}(x) \cdot \left(1 - \frac{\beta_{\text{ap}}(x)}{2}\right)$$

$$M_{\text{ud.ap}}(x) := \mu_{\text{ap}}(x) \cdot b_{\text{palkki}} \cdot d_{\text{ap}}^2 \cdot f_{\text{cd}}$$

Taivutuskestävyys, kun palkin alapinta on vedetty





Leikkauskestävyys

$$V_{c,d} := 0.5 \cdot b_{\text{palkki}} \cdot d_{yp} \cdot f_{ctd} = 518.15 \cdot \text{kN}$$

Betonin osuus
leikkauskestävyydestä

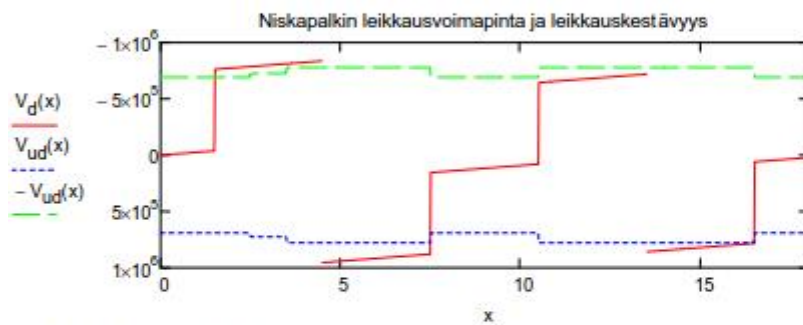
$$V_{sw,d}(x) := 0.9 \cdot \frac{d_{yp}}{1m} \cdot A_{sw}(x) \cdot f_{sd}$$

Tasan jakautuneen raudituksen
osuus leikkauskestävyydestä

$$V_{ud,max} := 0.2 \cdot b_{\text{palkki}} \cdot d_{yp} \cdot f_{cd} = 2254.00 \cdot \text{kN}$$

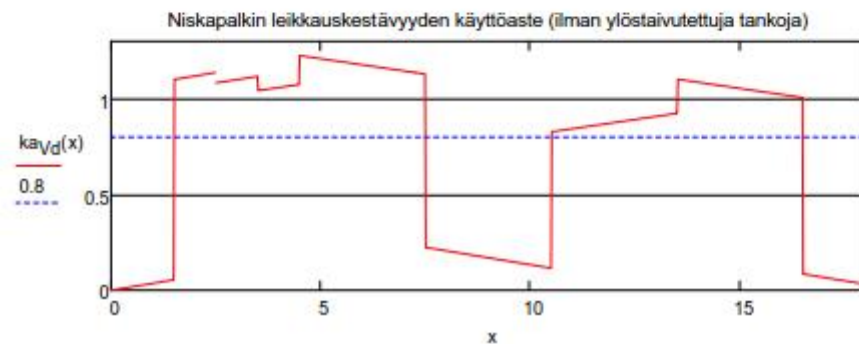
Maksimileikkauskestävyys

$$V_{ud}(x) := \min(V_{c,d} + V_{sw,d}(x), V_{ud,max})$$

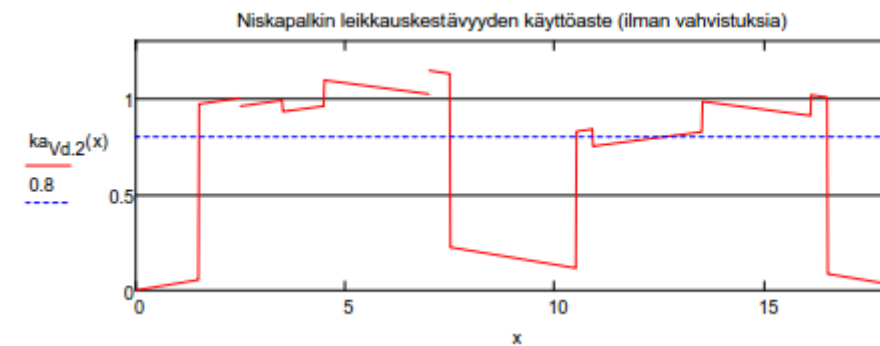


Palkin leikkauskestävyyden käyttöaste

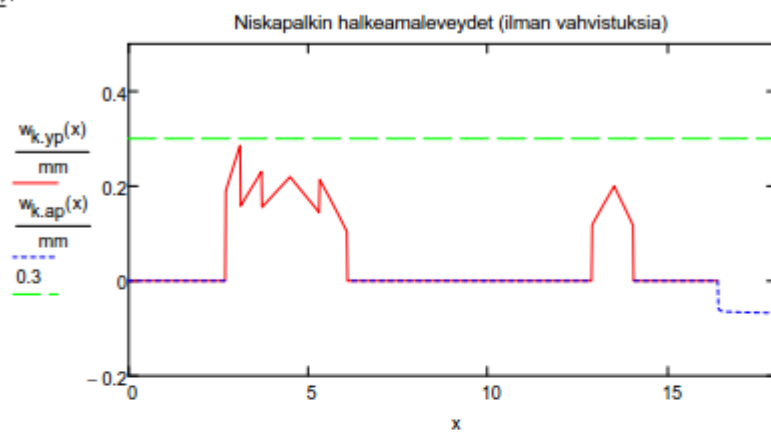
$$ka_{Vd}(x) := \frac{|V_d(x)|}{V_{ud}(x)}$$



*



Käyttörajatila
Halkeilu



$$w_{k,ap}(e_{\max}) = -0.07 \cdot \text{mm}$$

Käyttörajatila
Taipuma



$$a_{\text{uloke}} := \delta_{f,\text{uloke}} \cdot \frac{|M_k(e_3)|}{K_{\text{ef,uloke}}} \cdot e_3^2 = 5.87 \cdot \text{mm} \quad \frac{e_3}{a_{\text{uloke}}} = 766.27$$

$$a_{\text{kenttä.1}} := \delta_{f,\text{kenttä}} \cdot \frac{|M_k(e_4)|}{K_{\text{ef,kenttä.1}}} \cdot e_4^2 = 0.26 \cdot \text{mm} \quad \frac{e_4}{a_{\text{kenttä.1}}} = 34561.09$$

$$a_{\text{kenttä.2}} := \delta_{f,\text{kenttä}} \cdot \frac{|M_k(e_{\max})|}{K_{\text{ef,kenttä.2}}} \cdot e_4^2 = 6.42 \cdot \text{mm} \quad \frac{e_4}{a_{\text{kenttä.2}}} = 1402.72$$

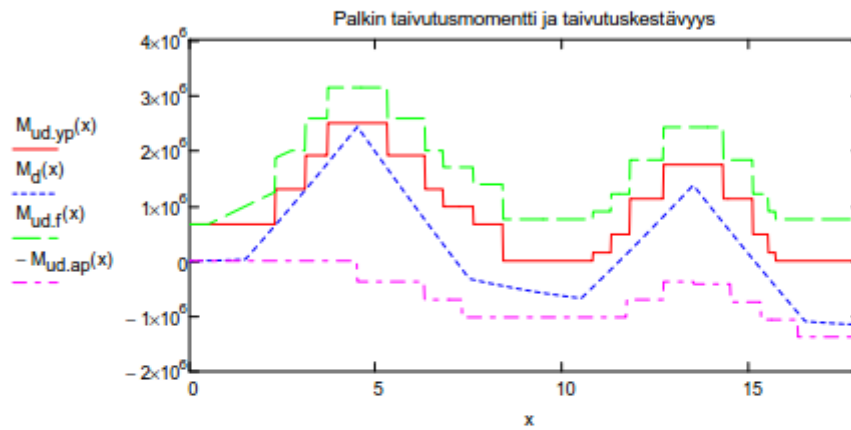
Hiilikuituvahvistus taivutusmomentille

Hiilikuitun materiaaliominaisuudet

Käytetään laskelmissa Sika CarboDur M1214/230 (120x1,3) -hiilikuitunauhojen materiaalitietoja

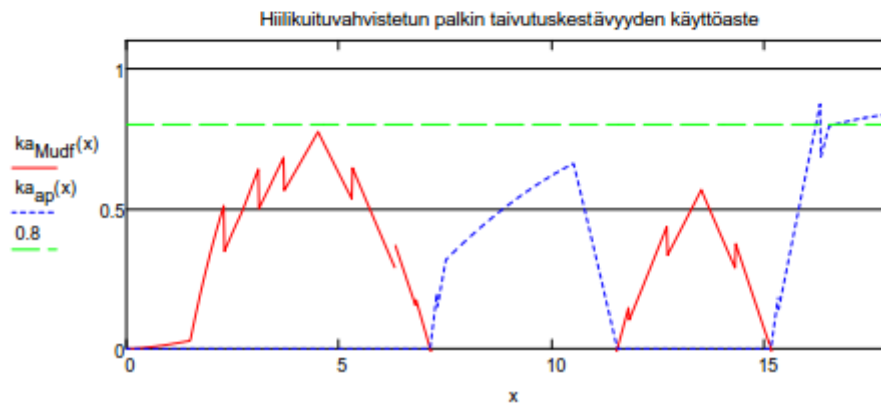


Oletetaan aluksi hiilikuituun täysi jännitys ankkurointialueen jälkeen (tarkistetaan myöhemmin poikkileikkauksen venymien perusteella)



$$ka_{Mudf}(x) := \frac{M_d(x)}{M_{ud,f}(x)}$$

$$\frac{M_d(e_1 + e_2)}{M_{ud,f}(e_1 + e_2)} = 0.77$$



Lasketaan palkin venymät ja puristumat ja tarkistetaan hiilikuidun käytetty jännitys



Jännitysten avulla voidaan laskea venymät (puristumat) palkin alareunassa, yläpinnan terästen kohdalla ja palkin yläpinnassa (hiilikuituvahvistusten kohdalla) pelkästä poikkikannattajan omasta painosta:

$$\epsilon_{c,ala}(M, x) := \frac{\sigma_{c,alareuna}(M, x)}{E_{c,eff}} \quad \epsilon_{c,ala.bet}(x) := \frac{\sigma_{c,alareuna}(M_{bet,k}(x), x)}{E_{c,eff}}$$

$$\epsilon_{s,ala}(M, x) := \frac{\sigma_{s,ala}(M, x)}{E_s} \quad \epsilon_{s,ala.bet}(x) := \frac{\sigma_{s,ala}(M_{bet,k}(x), x)}{E_s}$$

$$\epsilon_{s,ylä}(M, x) := \frac{\sigma_{s,ylä}(M, x)}{E_s} \quad \epsilon_{s,ylä.bet}(x) := \frac{\sigma_{s,ylä}(M_{bet,k}(x), x)}{E_s}$$

$$\epsilon_{c,ylä}(M, x) := \frac{\sigma_{c,yläreuna}(M, x)}{E_{c,eff}} \quad \epsilon_{c,ylä.bet}(x) := \frac{\sigma_{c,yläreuna}(M_{bet,k}(x), x)}{E_{c,eff}}$$

$$\epsilon_{fd,i} := 0.41 \cdot \sqrt{\frac{\frac{f_{cd}}{\text{MPa}}}{\frac{E_f}{\text{MPa}} \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}}} = 0.0035 \quad \epsilon_{fd} = 0.0065$$

Vahvistushiilikuidun määrä kun hiilikuidun venymä on $\epsilon_{fd,i}$

$$n_{f,val} := 2 \quad A_{f,val} := A_{f0} \cdot n_{f,val} = 336.00 \cdot \text{mm}^2$$

Puristuspuunnan korkeus hiilikuituvahvistetussa poikkileikkauksessa
(hiilikuituvahvisteet palkin yläpinnassa)

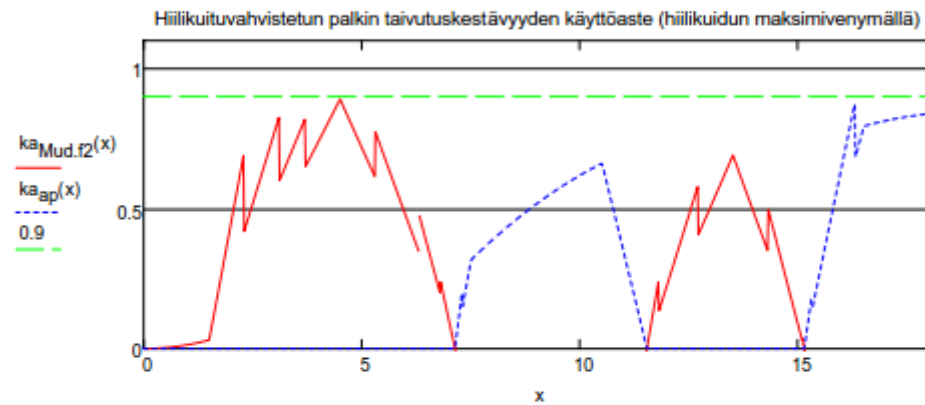
$$x_f(x) := \frac{A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} + \epsilon_{fd,i} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_{palkki}} \quad x_f(e_1 + e_2) = 327.70 \cdot \text{mm}$$

$$M_{fd}(x) := A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} \cdot \left(d_{yp} - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right) + \epsilon_{fd,i} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val} \cdot \left(h_{palkki} - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right)$$

$$M_{fd}(e_1 + e_2) = 2723.80 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{ud,max,y_p} = 7683.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d(e_1 + e_2) = 2425.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_d(e_1 + e_2)}{M_{fd}(e_1 + e_2)} = 89.05\% \quad k_{aMud,f2}(x) := \frac{M_d(x)}{M_{fd}(x)}$$



Hiilikuitunauhojen ankkurointipituus

Maksimivenymä hiilikuidussa joka voidaan ankkuroida betonin pintaan:

$$k_{bf} := \max \left(1.0, \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_{palkki}}}{1 + \frac{b_f}{b_{palkki}}}} \right) = 1.19$$

$$G_f := 0.03 \cdot k_{bf} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot 1.4 \cdot f_{ctk}} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{fx} := \sqrt{\frac{2 \cdot G_f}{E_{fd} \cdot \frac{t_f}{\text{mm}}}} = 0.0017$$

$$\epsilon_{fx} \cdot 1000 = 1.66$$

$$F_{fx} := \epsilon_{fx} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val} = 77.98 \text{ kN}$$

Voima hiilikuiduissa maksimiankkurointivenymällä

$$M_{fd,e}(x) := A_{s,ylä}(x) \cdot f_{sd} \cdot \left(d_{yp} - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right) + \epsilon_{fx} \cdot E_{fd} \cdot A_{f,val} \cdot \left(h_{palkki} - \frac{\lambda}{2} \cdot x_f(x) \right)$$

$$W_c := \frac{b_{palkki} \cdot h_{palkki}^2}{6} = 0.23 \cdot m^3$$

$$M_{cr} := 1.4 \cdot f_{ctk} \cdot W_c = 628.29 \cdot kN \cdot m$$

Lasketaan hiilikuituun kohdistuva voima ja ko. voiman aiheuttama venymä kohdassa $x_{fe} := 1m$
(x_{fe} = etäisyys päästä)

$$F_{fe,1} := \frac{M_d(x_{fe})}{0.9 \cdot h_{palkki}} - f_{sd} \cdot A_{s,ylä}(x_{fe}) \cdot \frac{d_{yp}}{h_{palkki}} = -394.68 \cdot kN$$

$$F_{fe,2} := \frac{\frac{M_d(x_{fe})}{0.9 \cdot h_{palkki}}}{1 + \frac{E_s \cdot A_{s,ylä}(x_{fe})}{E_{fd} \cdot A_{f,val}} \cdot \left(\frac{d_{yp}}{h_{palkki}} \right)^2} = 0.83 \cdot kN$$

$$F_{fe,ul} := \max(F_{fe,1}, F_{fe,2}) = 0.83 \cdot kN$$

$$\epsilon_{fe,ul} := \frac{F_{fe,ul}}{E_{fd} \cdot A_{f,val}} = 1.7697 \times 10^{-5} \quad \epsilon_{fe,ul} \cdot 1000 = 0.02$$

Tarvittava ankkurointipituus päässä

$$l_{fankk,1} := \sqrt{\frac{E_{fd} \cdot 2 \cdot \frac{t_f}{mm}}{2 \cdot f_{ctd}}} \cdot mm = 390.20 \cdot mm$$

$$l_{v,vaad} := \frac{\epsilon_{fe,ul}}{\epsilon_{fx}} \cdot l_v = 23.77 \cdot mm$$

$$l_{ankk} := \max(l_{fankk,1}, l_{v,vaad}) = 390.20 \cdot mm$$

Hiilikuituvahvistus leikkausvoimalle

Hiilikuidun materiaaliominaisuudet

Käytetään leikkausvahvistuslaskelmissa Sika CarboDur M1214/230 (120x1,4) -hiilikuitunauhan materiaalitietoja

]-----]	
$\theta_v := 45\text{deg}$	Leikkaushalkeaman suuntakulma
$\beta_f := 60\text{deg}$	Hiilikuitunauhan suuntakulma (vaakatasoon nähden)
$s_f := \frac{b_{fv} + v_{äli}_f}{\sin(\beta_f)} = 207.85\text{-mm}$	Hiilikuitunauhojen tehollinen keskinäinen etäisyys
]-----]	
$A_{fv} := 2 \cdot b_{fv} \cdot t_{fv} = 336.00 \cdot \text{mm}^2$	
$h_{laatta} := 150\text{mm}$	Betonilaatan paksuus niskapalkin kohdalla
$h_f := h_{palkki} - h_{laatta} - 2 \cdot 30\text{mm} = 1460.00\text{-mm}$	Hiilikuitunauhan pystymitta palkin kyljessä
$d_{ef} := h_f - 2l_a = 784.16\text{-mm}$	Hiilikuitunauhan tehollinen pystymitta
$L_{ef} := d_{ef} \cdot (\cot(\theta_v) + \cot(\beta_f)) = 1236.89\text{-mm}$	Hiilikuitunauhan tehollinen pituus
$V_{f,d} := \frac{A_{fv}}{s_f} \cdot \epsilon_{fd} \cdot E_f \cdot L_{ef} \cdot \sin(\beta_f) \cdot \cos(\theta_v + \beta_f - 90\text{deg})^2 = 2205.36\text{-kN}$	$\epsilon_{fd} \cdot E_f = 1365.00\text{-MPa}$
$V_l := 0.9 \cdot \frac{A_{fv}}{s_f} \cdot f_{fv} \cdot d_{ef} \cdot (\sin(\beta_f) + \cos(\beta_f)) = 300.01\text{-kN}$	
$\rho_f := \frac{A_{fv}}{b_{palkki} \cdot d_{yp}} = 0.0004$	

$$\epsilon_{f1v} := 0.17 \cdot \epsilon_{fuV} \cdot \left[\frac{1000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa}}{E_{fv} \cdot \rho_f} \right]^{-0.30} = 0.0088$$

$$\epsilon_{f2v} := 0.00065 \cdot \left[\frac{1000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa}}{E_{fv} \cdot \rho_f} \right]^{-0.56} = 0.0079$$

$$\epsilon_{f3v} := \frac{0.2 \cdot f_{dv}}{E_{fv}} = 0.0013$$

$$\epsilon_{fv} := \min(\epsilon_{f1v}, \epsilon_{f2v}, \epsilon_{f3v}) = 0.0013$$

$$\epsilon_{fv} \cdot E_f = 273.00 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{f,d2} := 2 \cdot t_{fv} \cdot b_{fv} \cdot \epsilon_{fv} \cdot E_f \cdot 0.9 \cdot d_{yp} \cdot \frac{(1 + \cot(\beta_f))}{s_f} \cdot \sin(\beta_f) \cdot \cos(\theta_V)^2 = 436.77 \cdot \text{kN}$$

$$V_{f,d2,tark} := \frac{2 \cdot t_{fv} \cdot b_{fv} \cdot \epsilon_{fv} \cdot E_f \cdot L_{ef} \cdot \sin(\beta_f)}{s_f} = 472.74 \cdot \text{kN}$$

$$V_{ud,f} := \min(V_{f,d2}, V_{f,d2,tark}, V_1, V_{f,d}) = 300.01 \cdot \text{kN}$$

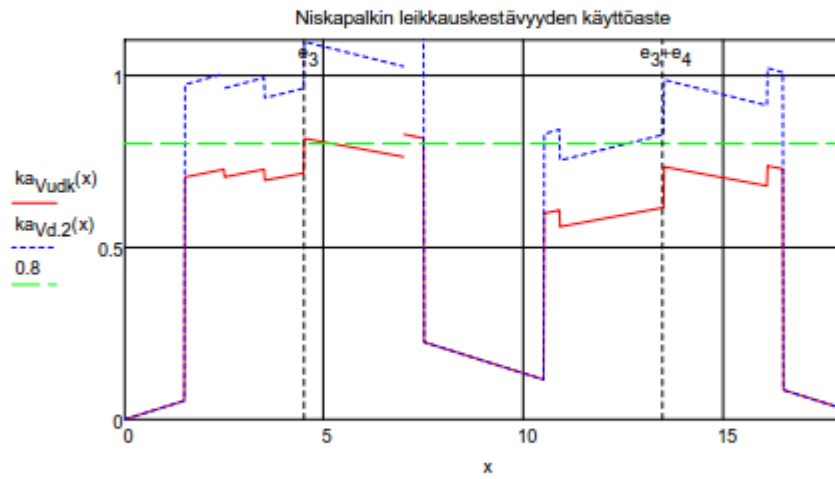
Leikkaushiilikuituvahvistusten sijoittaminen niskapalkkiin niskapalkin pituussuunnassa

$$\text{hiilikuitu}(x) := \begin{cases} 0 & \text{if } 0 \leq x \leq 1.5\text{m} \\ 1 & \text{if } 1.5\text{m} < x \leq 4.5\text{m} \\ 1 & \text{if } 4.5\text{m} < x \leq 7.5\text{m} \\ 0 & \text{if } 7.5\text{m} < x \leq 10.5\text{m} \\ 1 & \text{if } 10.5\text{m} < x \leq 16.5\text{m} \\ 0 & \text{if } 16.5\text{m} < x \leq e_{\max} \end{cases}$$

$$V_{ud,f,as}(x) := \text{hiilikuitu}(x) \cdot V_{ud,f}$$

$$V_{ud,k}(x) := V_{ud,2}(x) + V_{ud,f.as}(x)$$

$$ka_{Vudk}(x) := \frac{|V_d(x)|}{V_{ud,k}(x)}$$



$$ka_{Vudk}(e_3) = 0.81$$

$$ka_{Vudk}(e_3 + e_4) = 0.73$$