



**TEKNIikka JA LIIKENNE**

**Rakennustekniikka**

**Rakennetekniikka**

**INSINÖÖRITYÖ**

**TERÄSKUITUBETONIN KÄYTTÖ KANTAVASSA ALAPOHJASSA**

**Työn tekijä: Emmi Id  
Työn ohjaaja: Jouni Kalliomäki  
Työn ohjaaja: Ilpo Viita**

**Työ hyväksytty: \_\_\_\_ . \_\_\_\_ . 2009**

**Jouni Kalliomäki  
lehtori**



## **ALKULAUSE**

Tämä insinööriyö tehtiin Finnmap Consulting Oy:n teollisuussektorille kevään 2009 aikana. Haluan kiittää kaikkia, jotka ovat olleet mukana tässä projektissa. Haluan kiittää myös ihmisiä, jotka ovat tukeneet minua insinööriyön tekemisessä

Helsingissä 22.04.2009

Emmi Id

## TIIVISTELMÄ

<b>Työn tekijä:</b> Emmi Id	
<b>Työn nimi:</b> Teräskuitubetonin käyttö kantavassa alapohjassa	
<b>Päivämäärä:</b> 22.04.2009	<b>Sivumäärä:</b> 36 s.
<b>Koulutusohjelma:</b> Rakennustekniikka	<b>Suuntautumisvaihtoehto:</b> Rakennetekniikka
<b>Työn ohjaaja:</b> Jouni Kalliomäki	
<b>Työn ohjaaja:</b> Ilpo Viita	
<p>Teräskuitubetonilla tarkoitetaan betonin sekaan sekoitettavia teräskuituja. Teräskuidut ovat lyhyitä, normaalisti alle 10 cm:n mittaisia, ohuita ja muotoiltuja kuituja. Muotoilun avulla teräskuidun tartuntalujuus saadaan riittävän suureksi, jotta kuitu ei tule heti vedetyksi ulos betonista.</p> <p>Teräskuiduilla voidaan korvata perinteinen rauditus joko kokonaan tai osittain tai teräskuitua voidaan sekoittaa massaan parantamaan betonin ominaisuuksia.</p> <p>Teräskuidut parantavat betonin kestävyyttä ja sitkeyttä. Ne parantavat betonin vetolujuutta tarttumalla betoniin muotoilunsa ansiosta ja ottavat siten vastaan vetojännityksiä, joita betoni yksinään ei kestä.</p> <p>Teräskuiduilla saadaan pienennettyä alapohjan taipumia ja halkeiluja. Halkeaman syntyessä kuidut pystyvät vastustamaan halkeaman levenemistä koko halkeaman matkalta, koska kuituja on sekoittuneena kauttaaltaan koko massaan.</p> <p>Teräskuitubetonia ei voi vielä yksistään käyttää kantavan alapohjan materiaalina, koska sen kestävyuden laskemiseen ei ole olemassa normeja.</p>	
<b>Avainsanat:</b> kuitubetoni, kantava alapohja, suunnittelu, teräskuitu, tartuntalujuus	

## ABSTRACT

<b>Name:</b> Emmi Id	
<b>Title:</b> The Use of Steel Fibre Concrete in Load Carrying Slabs	
<b>Date:</b> 22.04.2009	<b>Number of pages:</b> 36 p.
<b>Department:</b> Civil engineering	<b>Study Programme:</b> Structural engineering
<b>Instructor:</b> Jouni Kalliomäki, Senior Teacher	
<b>Supervisor:</b> Ilpo Viita, Head of Department	
<p>Steel fiber reinforced concrete is concrete in which steel fibers have been mixed. Steel fibers are short, typically less than 10 cm long, thin and formed. By forming the fibers it is possible to enable sufficiently large bond so that the fiber does not get pulled out from concrete.</p> <p>With fibers it is possible to replace conventional reinforcement or part of it or just to improve the characteristics of concrete.</p> <p>Steel fibers improve ductility and stiffness of concrete. Due to their form, the fibers improve tensile strength by bonding with concrete and thus resisting tensile stresses that the concrete can not resist alone.</p> <p>Steel fibers reduce deflection and cracking of base floor. In case a crack develops, the fibers reduce crack width on the full length of the crack, as fibers are mixed evenly throughout the concrete.</p> <p>Steel fiber reinforced concrete can not be used alone in load carrying base floors, because there are no established standards for strength calculation of such material.</p>	
<b>Keywords:</b> fibre concrete, load carrying slab, design, steel fibre,	

## SISÄLLYSLUETTELO

1	JOHDANTO .....	1
2	KUITUBETONI.....	3
2.1	Teräskuitu .....	3
2.2	Kuitujen orientaatio .....	5
2.3	Halkeilu .....	7
2.4	Sitkeys .....	8
2.5	Ankkurointi .....	9
2.6	Leikkaus.....	10
2.7	Taipuma.....	11
2.8	Korroosio .....	11
2.9	Käyttökohteet.....	12
3	KANTAVAN LAATAN MITOITUS .....	13
3.1	Menetelmä A.....	14
3.2	Menetelmä B.....	15
3.3	Leikkaus.....	19
3.4	Lävistys.....	21
4	TULOKSET .....	22
4.1	Menetelmä A.....	22
4.2	Menetelmä B.....	27
4.3	Murtomomenttien tulosten vertailu .....	29
4.4	Leikkauslujuus .....	31
4.5	Lävistyslujuus .....	32
5	YHTEENVETO .....	34
	VIITELUETTELO .....	36

## 1 JOHDANTO

Tämän työn tarkoitus on koota tarvittava tieto kuitubetonista, jotta siitä voisi suunnitella kantavia alapohjia.

Erilaisia kuituja on käytetty massojen seassa parantamaan massan ominaisuuksia jo satojen vuosien ajan. Savimajoissa, joiden rakentamiseen käytettiin savea ja olkia, käytettiin samaa periaatetta kuin nykyään käytetyissä kuitubetoneissa: sekoitetaan kahta materiaalia, jotka kompensoivat toinen toisensa huonoja ominaisuuksia. Kuitubetoniakin on käytetty rakentamisessa jo vuosia, mutta 1970-luvulla sen kaupallinen käyttö yleistyi erityisesti Euroopassa, Japanissa ja USA:ssa. Silloin rakenteissa käytettiin vielä suorja kuituja, mutta viimeisten parin vuosikymmenen aikana kuitujen ominaisuuksiin on kiinnitetty paljon huomiota, ja nykyään lähes kaikki käytössä olevat kuidut ovat jollain tavalla muotoiltuja.

Nykyään kuitubetonia käytetään erityisen paljon teollisuusrakennusten maanvaraisissa lattioissa ja alapohjissa. Esimerkiksi Isossa-Britanniassa on tehty kuitubetonista jo useiden miljoonien neliömetrien verran sekä maanvaraisia että paalujen varaan rakennettuja laattoja. Suomessa maanvaraisia alapohjia on tehty kuitubetonista, ja niiden suunnitteluun on ohjeita, mutta kantavien rakenteiden osalta Suomessa on vielä hyvin vähän kokemuksia.

Tämän työn päämääränä on saada kerättyä ohjeisto, jonka avulla voidaan suunnitella kantavia alapohjia teollisuuden tarpeisiin. Tarkoituksena on myös kerätä yleistietoa kuitujen käytöstä ja niiden ominaisuuksista. Ongelman aiheuttaa kuitenkin se, että tietoa aiheesta on vaikeasti saatavilla. Vaikka materiaalia on tutkittu, ei yhtenäistä linjaa suunnitteluun ole saatavilla.

Kantavan laatan mitoituksessa tärkeää on saada selville materiaalin taivutus- ja leikkauskestävyys. Mikäli kuituja halutaan käyttää ainoana raudoitukseksi, tarvitsee myös tietää niiden vaikutus halkeamaleveyteen ja taipumaan. Tutkielman tarkoituksena on koota tieto, jonka avulla voidaan mitoittaa kantava alapohja.

Tämä työ toteutetaan kirjallisuustutkielmana. Tarkoituksena on koota mahdollisimman laajalta alueelta tutkimustietoutta ja kirjallisuutta, jotta aiheesta saataisiin tarpeeksi tietoa. Suomessa kuitubetonin käyttöä kantavissa raken-

teissa on tutkittu vain vähän, joten suurin osa materiaalista on peräisin artikkeleista, jotka on julkaistu ulkomaalaisissa eri ammattialojen lehdissä.

## 2 KUITUBETONI

Kuitubetonilla tarkoitetaan jo valmistusvaiheessa betoniin lisättäviä kuituja, jotka korvaavat osittain tai kokonaan perinteisen tankoraudoituksen. Kuidut voidaan valmistaa mm. teräksestä, muovista tai lasista, mutta tässä työssä käsitellään ainoastaan teräskuiduista valmistettua kuitubetonia.

Teräskuiduilla on vähintään kolme hyvin tärkeää vaikutusta kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Ensinnäkin kuituja käytettäessä rakenteen ensimmäisen halkeaman muodostamiseen tarvitaan suurempia jännityksiä. Riippuen käytetyn kuidun ominaisuuksista ja määrästä halkeamaan tarvittava jännitys voi olla pelkän betonin vetolujuuden suuruinen tai useita kertoja betonin vetolujuuden suuruinen. Tämä tarkoittaa sitä, että teräskuidut ottavat vastaan vetojännityksiä jo ennen ensimmäistä halkeamaa tartunnan avulla. Tästä ominaisuudesta on hyötyä etenkin silloin, kun rakenteeseen kohdistuu suoraa vetoa tai taivutusta. Toinen hyvä ominaisuus on kuitujen vaikutus betonin sitkeyteen ja rakenteen kyky vastustaa suurempia muodonmuutoksia. Se, kuinka paljon kuidut vaikuttavat kuitubetonin ominaisuuksiin, on kiinni myös käytetystä kuitutyypistä ja kuitumäärästä sekä myös siitä, millaiselle kuormalle rakenne altistuu. Kolmanneksi kuidut muokkaavat tai ehkäisevät halkeilujen syntymistä. [1. s. 23.]

### 2.1 Teräskuitu

Teräskuituja on markkinoilla lukuisia erilaisia. Niiden pituudet vaihtelevat 15 mm:stä 60 mm:iin, ja paksuusiakin on useita. Markkinoilla on myös niin kutsuttuja mikrokuituja, joiden pituudet ovat alle 15 mm.

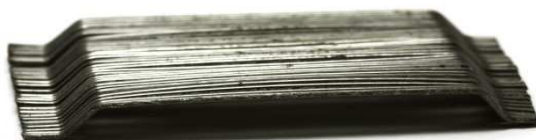
Teräskuidun tärkein ominaisuus on sen tartunta, jolla se parantaa betonin sitkeyttä lisäämällä vetolujuutta etenkin ensimmäisen halkeaman jälkeen. Betonilla itsessään ei ole juuri lainkaan vetokestävyyttä. Paras tapa parantaa tätä tartuntaa on teräskuitujen oikeanlainen muotoilu. Vielä 1970-luvulla teräskuidut olivat pääasiassa suorina. Niiden tartunta ei siitä syystä ollut paras mahdollinen. Niinpä viime vuosikymmenien aikana kuitujen muotoiluun on panostettu huomattavasti. Nykyään useimmat käytössä olevat kuidut ovat jollain tavalla muotoiltuja. Niiden päät voivat olla koukkumaisia (kuva 1) tai hieman paksumpia kuin kuidun muu profiili. Kuitu voi olla myös kihara tai aaltomainen. Kaikilla näillä muotoilulla saadaan parannettua kuidun tartun-



taa betoniin. Energiaa muotoillun kuidun ulos vetämiseen tarvitaan moninkertaisesti suoriin kuituihin verrattuna.



*Kuva 1. Koukkupäisiä teräskuituja. [2.]*



*Kuva 2. Koukkupäisiä teräskuituja liimakammasa. [2.]*

Kuidut voidaan sekoittaa massaan irrallisina tai liimakammoissa, joissa ne ovat kiinni toisissaan (kuva 2). Mikäli kuidut lisätään betoniin liimakammoissa, vesiliukoinen liima liukenee pois massaa sekoitettaessa ja kuidut voivat tämän jälkeen liikkua massassa vapaasti.

Teräskuitutyypeille on määritelty ominaisluku, jota kutsutaan hoikkuusluvuksi. Tämä hoikkuusluku ilmoittaa kuidun pituuden sen ekvivalentin hoikkuuden suhteen. Yleisimmät Suomessa käytetty hoikkuusluvut ovat 50:n ja 80:n välillä. Kuidun tuotenimessä ilmoitetaan aina sen hoikkuusluku ja pituus. Mikäli tuotenimessä on esimerkiksi numerosarja 80/60, luku 60 tarkoittaa kuidun pituutta millimetreinä ja 80 sen hoikkuuslukua. Näiden lukujen suhdetta käyttäen saadaan kuidun paksuus seuraavasti:  $60 \text{ mm} / 80 = 0,75 \text{ mm}$ .

Kuitujen määrää betonissa kuvataan annostuksella eli kuitumäärällä, jonka yksikkönä käytetään  $\text{kg/m}^3$ . Yleisimmät Suomessa käytettävät kuitumäärät vaihtelevat  $25 \text{ kg/m}^3$ :stä  $50 \text{ kg/m}^3$ :iin, mutta mikäli kuituja halutaan käyttää kantavissa rakenteissa, tulee kuitujen annosmäärän nousta lähemmäs 100

kg/m<sup>3</sup>. Toinen tapa merkitä kuitumäärää on massaprosentuaalinen osuus, joka lasketaan kuitujen painon ja betonin painon suhteesta. [3, s. 14-15.]

## 2.2 Kuitujen orientaatio

Perinteistä raudoitusta käytettäessä raudoituksen sijoittuminen rakenteseen tiedetään tarkasti, koska rauditus sidotaan paikoilleen, ettei se liikkuisi betonimassaa valettaessa. Kuidut sen sijaan lisätään betoniin sitä sekoitettaessa, ja näin ollen kuidut voivat sijoittua massassa periaatteessa täysin sattumanvaraisesti. Tämä taas johtaa siihen, että kaikki kuidut eivät ole sijoittuneena optimaalisesti halkeamien ja vetolujuuksien kannalta.

Kuidut voivat sijoittua miten tahansa 3D-ulottuvuudessa, ja siksi niiden määrää tietyllä pinta-alalla onkin hankala arvioida. Joitain yksinkertaistuksia tekemällä saadaan kuitenkin määritettyä kuitumäärä pinta-alayksikköä kohden. On olemassa tiettyjä reunaehtoja, joiden sisällä kuitujen on oltava. Reunaehtoina voidaan pitää ainakin laatan tai palkin korkeutta, joka rajoittaa kuidun liikkumista korkeussuunnassa. Kuidun pituuden ollessa suurempi kuin laatan paksuus voidaan olettaa, että kuitujen sijoittuminen on lähempänä 2D-mallia. Kuidun pituuden ollessa sen sijaan pienempi kuin laatan paksuus on kuiduilla suurempi mahdollisuus sijoittua 3D-ulottuvuuden mukaisesti.

Seuraavassa on esitetty erään tutkimusryhmän menetelmä kuitumäärän arvioimiseen tiettyä pinta-alaa kohden. Menetelmä on esitelty ACI Materials Journal -lehden artikkelissa [4].

$$N_f = pN \quad (1)$$

missä  $p$  kuidun todennäköisyys osua tietylle pinta-alalle  
 $N$  kuitujen kokonaismäärä.

Kuitujen todennäköisyys sijoittua tietylle pinta-alalle voidaan arvioida seuraavasti:

$$p = \frac{\alpha * l_f}{lbh} \quad (2)$$

missä  $\alpha$  on kuitujen suuntautuvuuskerroin  
 $l, b, h$  on kappaleen dimensiot

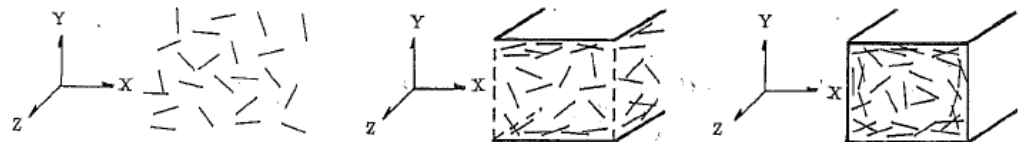
$l_f$  on kuidun pituus.

Kun kaksi edellistä kaavaa yhdistetään, saadaan laskettua kuitumäärä tiettyä pinta-alaa kohden:

$$N = \frac{V_f}{A_f} bhl \quad (3)$$

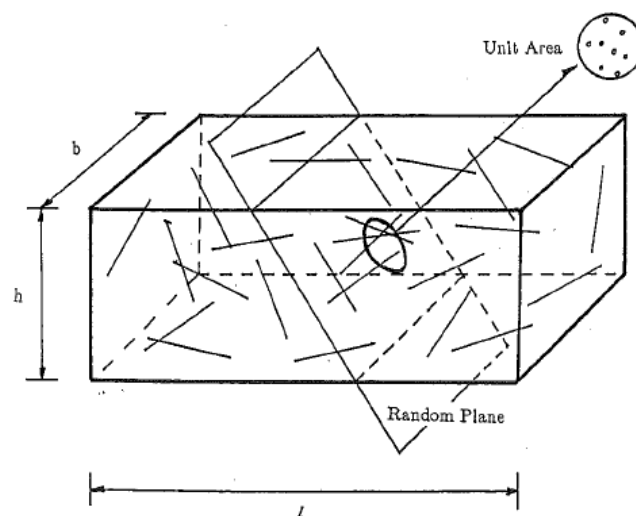
missä  $V_f$  on kuitumäärä massaprosentteina

$A_f$  on kuidun poikkileikkauksen pinta-ala.



Kuva 3. Kolme erilaista reunaehtoa 3D-maailmassa vasemmalta oikealle ovat täysi vapaus ilman rajoja, liikkumisen rajoittaminen y-akselin suunnassa kahdella korkeudella ja liikkumisen rajoittaminen sekä y-akselin että x-akselin suunnassa. [4.]

Tällä arviointimenetelmällä päästään jonkinlaiseen arvioon kuitujen sijoittumisesta betonissa. Epävarmuutta tähän menetelmään lisää kuitenkin se, että massaa vibrattaessa, kuidut väistämättä tahtovat hieman vajota ja muuttaa orientaatiotaan lähemmäs vaakatasoa, ja näin ollen orientaatio lähestyy entisestään 2D-mallinnusta. [4.]



Kuva 4. Kuitujen lukumäärä yksikköaluetta kohden (unit area = yksikköalue, random plane = sattumanvarainen taso) [4].

Kuitujen tarkoitus on ottaa vastaan vetojännityksiä betonin haljettua ja jo ennen sitä. Halkeaman tapahtuessa vapautuu energiaa, joka kuitujen on otettava vastaan. Kuidun sijoittuminen tätä halkeamaa vastaan vaikuttaa siihen, kuinka paljon kuitu voi ottaa vastaan vapautuvaa energiaa. Mikäli kuitu on kohtisuorassa halkeamaa vasten, ainoastaan kuidun tartuntalujuus betoniin ottaa vastaan tätä vapautuvaa energiaa. Jos kuitu sen sijaan on 30 tai 60 asteen kulmassa halkeamaa vasten, energiaa sitoutuu sekä tartuntalujuuteen että kuidun taivuttamiseen. Näin ollen rakenteen kestävyuden kannalta olisi ideallista, että kaikki kuidut sijoittuisivat aina 60 asteen kulmaan halkeamaa vasten, mutta tämä ei tietenkään ole mahdollista, koska kuidut sijaitsevat lähes sattumanvaraisesti massassa. [5.]

Kuitujen sattumanvaraisesta sijoittumisesta massaan johtuen kuitumäärälle on käytettävä pienennyskerrointa, jotta päästään realistisiin arvioihin kuitujen kyvystä ottaa vastaan vetolujuuksia ja halkeamissa vapautuvaa energiaa. Tätä kerrointa kutsutaan yleisesti orientaatiokerroimeksi  $\eta$ . [4.]

### 2.3 Halkeilu

Ensimmäisen halkeamakohdan määrittäminen on kriittinen toimenpide teräskuitubetonin mitoituksessa, koska siinä kohdassa teräskuidut vastaavat yksinään vetojännitysten vastaanottamisesta. Tätä ensimmäistä halkeama-kohtaa tarvitaan myös kuitubetonin sitkeyden määrittämisessä, josta kerrotaan enemmän seuraavassa luvussa.

Kuitubetonissa ensimmäinen halkeaman muodostamiseen tarvitaan suurempi jännitys kuin perinteisesti raudoitetussa betonissa, koska kuitubetonissa teräskuidut vastustavat halkeamista sekä kitkalla että vastaanottamalla vetovoimia.

Yhtään selkeää ja yksiselitteistä standardia tämän kohdan määrittämiseksi ei ole pystytty määrittämään. Kuormitus-taipuma-kuvaajista on vaikea havaita, missä kohtaa tapahtuu ensimmäinen halkeama eli missä kohtaa kuvaajaa näkyy selkeä muutos. Monet eri laboratoriot ja tutkijat ovat tulkinneet kuvaajia eri tavoin ja tuloksin. Ongelma on varsinkin suuri käsiteltäessä rakenteita, joissa olevat kuitumäärät ovat suuria, koska silloin kuvaajassa ei välttämättä ole vain yhtä käännepistettä, vaan lukuisia.

Sen lisäksi, että kuitujen ansiosta rakenne kestää paremmin kuormitusta ennen ensimmäistä halkeamaa, halkeamat jäävät myös pienemmiksi. Tämä johtuu siitä, että kuituja on ottamassa vastaan vetojännityksiä koko halkeaman pituudelta. Näin ollen kuitubetonilla on suurempi kyky vastaanottaa halkeamassa vapautuvaa energiaa kuin perinteisesti raudoitetussa rakenteessa.

Teoriassa, mikäli mitoituksen lähtökohtana on taipuman rajoittaminen ja sitä kautta halkeilun kurissa pitäminen, oikealla kuitumäärällä voidaan ehkäistä halkeilujen syntyminen. Käytännössä tämä ei kuitenkaan ole niin yksiselitteistä, sillä myös kuidun muodolla, betonin seosaineilla ja jälkihoidolla on vaikutusta halkeamien muodostumiseen. Samoin on perinteistä raudoitusta käytettäessä.

Tutkimuksissa on osoitettu, että jo pienillä (0,25–0,5 %) kuitumäärillä keskimääräinen halkeamaleveys ja maksimihalkeamaleveys saadaan pienennettyä. Kuitumäärää kasvattamalla halkeamaleveyksiä pystytään pienentämään entisestään. [1, s. 244-248.]

## 2.4 Sitkeys

Teräskuituja lisätään betoniin, jotta betoni ei murtuisi täysin, kun siihen kohdistuu vetovoimia. Kuidut ottavat vastaan voimia tartunnan avulla, ja mitä paremmat tartuntaominaisuudet kuidulla on, sitä enemmän syntyy kitkaa sen ja betonin välille ja tarvitaan voimaa vetämään kuitu ulos betonista. Työ, joka vaaditaan kitkan kumoamiseen ja mahdollisesti myös kuidun taivuttamiseen, mahdollistaa suuren energiamäärän vastaanottamisen. Tätä ominaisuutta kutsutaan usein nimellä sitkeys.

Teräskuitubetonin sitkeys, varsinkin ensimmäisen halkeaman jälkeen, on hyvin tärkeä yksittäinen asia kuitubetonin mitoittamisen kannalta. Sitkeys ilmaisee teräskuitubetonin kyvyn vastaanottaa voimia ensimmäisen halkeaman jälkeen. Mitä sitkeämpi materiaali on, sitä enemmän sillä on kuormankantokapasiteettia. Kantavia rakenteita suunniteltaessa on tärkeää, että materiaali on erittäin sitkeää, sillä se ei saa missään tilanteessa murtua kuormitettuna.

Yleisimmin käytössä oleva menetelmä sitkeyden mittaamiseen on käyttää kuormitus-taipuma-käyrää. Tämä käyrä saadaan aikaiseksi kuormittamalla

pakkia kolmannespisteissä, jotka on vapaasti tuettu. Sitkeys saadaan selville määrittämällä ensiksi energiamäärä, joka vaaditaan rakenteen taivuttamiseen kohtaan, jossa tapahtuu ensimmäinen halkeama. Rakenne kuormitetaan, kuten edellä on esitetty. Tämän jälkeen pakkia taivutetaan edelleen niin, että saadaan ensimmäisen halkeaman taipuman kerrannaisia. Sitkeysindeksi ( $I_5, I_{10}, I_{20}, I_{30}$  jne.) saadaan laskettua valitsemalla jokin ensimmäisen halkeaman taipuman kerrannainen ja vertaamalla sen sisältämää energiamäärää siihen energiamäärään, joka tarvitaan ensimmäisen halkeaman tekemiseen. Sitkeysindeksi on siis  $I_N = (\text{ensimmäisen halkeaman aiheuttaman taipuman kerrannaiseen sisältyvä energiamäärä}) / (\text{ensimmäisen halkeaman synnyttämiseen tarvittava energiamäärä})$ .

Alaindeksi N perustuu kimmoplastiseen analogiaan, mikä tarkoittaa sitä, että materiaalin käyttäytyessä täydellisen plastisesti indeksillä  $I_N$  olisi arvo, joka vastaisi N:ää. [6.]

Suomessa käytetään tähän yllä olevaan menetelmään perustuvaa tapaa mitata kuitubetonin sitkeyttä, ja siitä satua tulosta kutsutaan jäännöslujuuskertoimeksi eli residuaalilujuuskertoimeksi. Residuaalikerroin R saa arvonsa väliltä 0–100. Arvo 0 tarkoittaa sitä, että materiaali on haurasta ja käyttäytyy aivan kuin kuituja ei olisi ollenkaan. Arvo 100 vastaavasti merkitsee sitä, että materiaali käyttäytyy kimmoplastisesti, joten taivutusvetolujuus jää samalle tasolle kuin ennen ensimmäistä halkeamaa. Residuaalikerroin voi saada myös arvoja, jotka ovat suurempia kuin 100 silloin, kun kuitumäärät nousevat suuriksi. [3, s. 15-17.]

## 2.5 Ankkurointi

Mikäli kuidut ovat pinnaltaan sileitä, ei betonin ja teräskuidun välille synny kitkaa. Siksi on selvää, että halkeaman syntyessä, kuiduille ei siirry minkäänlaista vetovoimaa, koska heti betonin haljettua kuidut liukuvat ulos betonista. Mikäli näin tapahtuu, kuiduilla ei ole mitään merkitystä betonin vetolujuuteen, ja lujuus on kiinni ainoastaan betonin ominaisuuksista. Kun kuidun ja betonin välille syntyy kitkaa halkeaman syntyessä, vetolujuus on ainoastaan kiinni kuitujen määrästä ja niiden lujuudesta. Kuidut on muotoiltu juuri kitkan synnyttämiseksi.

Halkeaman kohdalla kaikki kuidut eivät kuitenkaan välttämättä pysty ottamaan vastaan vetolujuuksia täydellä kapasiteetillaan, koska niiden ankku-

rointipituus ei ole riittävä. Ankkurointipituusvaatimus jää teräskuiduilla helposti saavuttamatta. Tämä voi johtaa siihen, että ennen kuidun maksimivetojuuuden saavuttamista, kuitu tulee vedetyksi ulos betonista. Ankkurointipituudelle voidaan näin ollen määrittää minimipituus, minkä alle mentäessä kuitu tulee vedetyksi ulos betonista. Mikäli ankkurointipituus on riittävän suuri ja kuidulle tulee riittävästi rasiusta, se katkeaa ennen kuin tulee vedetyksi ulos. Näin on vain silloin, kun kuidun ja betonin välillä on riittävästi kitkaa. Voima, joka vaaditaan kuidun ulos vetämiseksi, ei riipu kuitenkaan ainoastaan pituudesta, jolla kuitu on kiinni betonissa, vaan siihen vaikuttaa myös kuidun ympärysmitta.

Teoriassa pituus, jolla kuitu voi olla kiinni betonissa halkeaman molemmilla puolilla, on enimmillään puolet sen pituudesta. Käytännössä kuitenkin vain harva kuitu on sijoittunut näin optimaalisesti halkeaman kohdalle. Teoriassa kuidun ankkurointipituus voi siis vaihdella nolasta kuidun puoleen pituuteen, mutta käytännössä kuidun keskimääräiselle ankkurointipituudelle käytetään arvoa, joka on neljäsosa kuidun pituudesta ( $l/4$ ).

Koska ankkurointiin käytetään vain osaa kuidun, kuidun kyky vastaanottaa vetovoimia pienenee. Tästä aiheutuu se, että kuitumäärän tehollinen raudoituskky pienenee, mikä on myös huomioitava, kun lasketaan kuitumäärän taivutuslujuutta. [1, s. 26-31.]

## 2.6 Leikkaus

Leikkausmurto tapahtuu nopeasti ilman varoitusta, ja siksi se on ehkäistävä tavalla tai toisella. Laattoihin ei yleensä haluta laittaa leikkausraudoitusta, koska raudoituksen tekeminen olisi erittäin työlästä. Tästä johtuen laatan paksuus valitaan siten, että betonin lujuus yksinään pystyy vastustamaan leikkausjännitykset. Teräskuitubetonia käytettäessä leikkauslujuus kasvaa entisestään, koska kuidut ottavat vastaan leikkausjännityksiä. Kuidut ikään kuin toimivat hakoina rakenteessa, kun ne ottavat vastaan pääjännityksiä. Koska kuidut ovat sijoittuneet koko rakenteen pituudelle ja paksuudelle, ne toimivat jopa paremmin kuin perinteinen leikkausraudoitus.

Kokeellisissa tutkimuksissa on todettu, että kuitumäärän ollessa vähintään 1 % ei leikkausmurtoa pääse enää tapahtumaan, vaan silloin rakenne murtuu taivutuksesta. [7.]

## 2.7 Taipuma

Teräskuidulla raudoitetun laatan taipuman laskenta ei pääperiaatteiltaan eroa tavallisilla tangoilla raudoitetun laatan laskennasta. Edelleenkin taipuma saadaan selville integroimalla momentin lauseke kahteen kertaan. Mikäli laatta ei pääse ollenkaan halkeamaan, ei kuitujen vaikutusta taipumaan tarvitse ottaa ollenkaan huomioon. Yleensä kuitenkin laattoihin syntyy aina jonkin verran halkeamia. Tämä johtaa siihen, että betonille pitää laskea halkeileessa tilassa uusi jäyhyysmomentti. Jäyhyysmomentin laskemiseen tarvitaan halkeaman jälkeinen kuitubetonin taivutuslujuus, johon on otettava huomioon myös kuitujen vaikutus. Toinen ongelma on neutraaliakselin paikan määrittäminen. Sen tekee hankalaksi puolestaan se, että sen laskemiseksi tarvitsee tietää halkeaman jälkeinen kuitubetonin vetolujuus, johon myös kuiduilla on suuri vaikutus. Yhdessä nämä kaksi ongelmaa tekevät kuitubetonisen rakenteen taipuman laskemisesta hankalaa.

Kun teräskuituja lisätään rakenteeseen, jossa vetoteräksinä käytetään perinteisiä tankoja, voi rakenteen taipuma pienentyä jopa 30 % kuitumäärän ollessa 2 %. Samainen kuitumäärän lisäys parantaa myös huomattavasti rakenteen sitkeyttä ensimmäisen halkeaman jälkeen, koska vetoteräkset alkavat myötää vasta suuremmista kuormista, koska teräskuidut ottavat vastaan jännityksiä koko vetoalueen korkeudella halkeaman kohdalla. [8.]

## 2.8 Korroosio

Aivan kuten perinteinen tankoraidoitus myös teräskuidut sopivat emäksiseen ympäristöön, joka betonissa vallitsee sen ollessa halkeilematon. Vain mikäli emäs huuhtoutuu pois tai betoni karbonatisoituu, voi pH pudota niin alas, että teräskuidut altistuvat korroosiolle.

Kun rakenteeseen syntyy halkeamia, pääsevät korroosiota aiheuttavat aineet tunkeutumaan betonirakenteen sisälle ja kuidut voivat alkaa ruostua. Tutkimuksissa on huomattu, että mikäli halkeamaleveys on alle 0,15 mm, teräskuiduissa ei tapahdu korroosiota. Mikäli halkeama on leveämpi, teräskuiduissa voi tapahtua korroosiota, mutta ei niin pahasti, että niiden pinta-ala pieneneisi. Ainoastaan, mikäli kuidut sijaitsevat 2-3 mm:n päässä halkeaman suulta, kuiduissa voi tapahtua merkittävää, myös pinta-alaa pienentävää korroosiota. Kenties tärkein havainto on kuitenkin se, että vaikka kuiduissa



pääsee tapahtumaan korroosiota, se ei aiheuta betoniin lisää halkeilua eikä betoni lohkea korroosiotuotteiden laajenemisesta.

Koska kuitujen maksimivetojännitys on yleensä huomattavasti pienempi kuin kuitujen kestävyys, voivat kuidut yhä ottaa vastaan niihin kohdistuvat jännitykset, vaikka niiden ympärysmitta pienenisi korroosion myötä. Voidaan kuitenkin sanoa, että mikäli kuidulla on suurempi ympärysmitta ja vetolujuus, on se parempi pitkäaikaisessa käytössä — varsinkin, jos rakenne altistuu suu-  
relle korroosioriskille.

Mikäli käytetään muotoilultaan sellaisia kuituja, joiden ulosvetovoima on suurempi kuin kuidun vetokestävyys, kuitu voi katketa korroosion edetessä ennen kuin se tulee vedetyksi ulos betonista. Tämä ilmiö voi johtaa siihen, että murtotaivutuskestävyys alenee huomattavasti. [1, s. 248-253.]

## 2.9 Käyttökohteet

Teräskuitubetonia on jo pitkään käytetty maanvaraisissa laatoissa, etenkin teollisuusrakentamisessa. Siitä on saatu paljon hyvää palautetta rakentajilta. Työ nopeutuu huomattavasti, kun perinteistä raudoitusta ei tarvitse enää asentaa. Tämä säästää huomattavan paljon rahaa, koska nykyään työvoima on lähes aina kalliimpaa kuin raaka-aineet, ja valunopeus saadaan pidettyä vakiona, koska raudoitus ei enää määrävänä tekijänä. Maanvaraisen lattian suunnittelu eroaa kuitenkin huomattavasti kantavan laatan suunnittelusta. Maanvaraisessa laatassa kuorman kantaa sen alla oleva maakerros, kun taas kantavassa laatassa teräskuitubetonin on kannettava sille kohdistuvat voimat ja pystyttävä siirtämään kuormat edelleen esimerkiksi paaluille tai pilareille.

Teräskuitubetonia käytetään paljon myös tunneleiden vahvistamisessa sitomaan mahdollisesti irtoavia kiviä tunnelin seiniltä. Betoni ruiskutetaan kallion seinämiin, ja kuidut toimivat vetojännityksiä vastaanottavina komponentteina. Tässäkin menetelmässä aikaa säästyy paljon, kun kallion pintaan ei tarvitse asentaa verkkoraudoitusta. [1, s. 253-285.]

### 3 KANTAVAN LAATAN MITOITUS

Kantavan laatan tärkein ominaisuus on sen kyky ottaa vastaan sille tulevat kuormat. Kuormat aiheuttavat rakenteeseen taivutusmomenttia ja leikkausvoimia. Kuormat voivat olla joko tasaisesti jakautuneita tai pistemäisiä ja taivutusmomenttia voi syntyä joko yhteen tai kahteen suuntaan riippuen laatan muodosta ja sen tuennasta.

Laattaan voi kohdistua myös pistemäisiä kuormia pilareilta tai paaluilta, joille laatta on tukeutunut. On varmistettava, että pilari tai paalu ei pääse lävistämään laattaa eli laatan leikkauskestävyyskapasiteetti ei ylitä. Leikkauskestävyys on varmistettava myös kauttaaltaan koko laatan alueella.

Koska kuitubetonissa kuidut ovat sijoittuneet tasaisesti koko massaan, ei laattoja mitoitettaessa tarvitse huomioida erikseen kentälle tulevia kenttämomentteja ja tuille tulevia tukimomenteja, vaan koko rakenne voidaan mitoitaa itseisarvoltaan suurimmalle maksimimomentille. Sama asia pätee myös ristiin kantavan laatan kohdalla.

Vaikka kuitubetonia on käytetty jo pitkään maanvaraisissa laatoissa ja sen käytöstä on saatu hyviä tuloksia, ei kantavien rakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen ole saatu yleisiä ohjeita tai normeja. Kirjallisuudesta löytyy kuitenkin muutamia tutkimuksia, joissa on saatu kokeellisesti määritettyä teräskuitubetonille kaava murtotaivutuslujuuden arvioimiseksi.

Seuraavissa kappaleissa esitetään kaksi tapaa murtomomentin laskemiseksi. Molemmissa laskentatavoissa on omat ongelmansa. Yksi yhteinen ongelma molempia tapoja käytettäessä on teräskuidun tartuntalujuus. Tartuntalujuus ei ole riippuvainen pelkästään kuidun ominaisuuksista, vaan siihen vaikuttavat myös kuidun sijoittuminen halkeamaan nähden, eli onko kuitu kohtisuorassa vai jossain kulmassa halkeamaa vasten, ja se, kuinka suuri osa yksittäisen kuidun pituudesta on kiinni betonissa. Myös vesi–sementti-suhteella on vaikutusta tartuntalujuuteen. Monen eri toisistaan riippumattoman asian takia tartuntalujuutta ei voi määritellä jokaiselle kuitutyypille erikseen, mikä hankaloittaa suuresti murtolujuuden laskemista.

Kantavaa laattaa suunniteltaessa on otettava huomioon rakenteen taipumat ja halkeamat. Nämä kaksi asiaa liittyvät pitkälti toisiinsa, sillä mitä enemmän rakenne taipuu, sitä suurempia halkeamia siihen muodostuu, ja sama asia

tapahtuu myös toiseen suuntaan. Tässä työssä ei kuitenkaan oteta kantaa kummankaan mitoitukseen, koska aiheesta ei ole riittävästi tietoa.

### 3.1 Menetelmä A

Menetelmä A on esitetty Journal of Materials in Civil Engineering -lehden artikkelissa [8]. Murtotaivutuslujuuden selvittämiseksi menetelmässä on lähdetty tutkimaan taivutuksen suhdetta vetojännitysjakaumaan. Tutkimuksen ideana on selvittää teräskuitubetonin käyttäytymistä ensimmäisen halkeaman jälkeen. Teräskuitubetonilla on kaksi eri mahdollisuutta käyttäytyä ensimmäisen halkeaman jälkeen: siitä tulee joko haurasta tai se lujittuu. Tutkimuksessa päädyttiin kuitenkin siihen lopputulokseen, että kumpikaan edellä esitetyistä käyttäytymismalleista ei todellisuudessa toteudu. Lähimpänä oikeaa mallia on ideaalinen elastoplastinen käyttäytyminen.

Kokeellisten tulosten perusteella on saatu kaava, jolla voidaan ratkaista rakenteen jännitys murtohetkellä. Murtojännityksen laskentakaava voidaan esittää seuraavasti:

$$f_{ult} = 1,34f_t + (0,0016 + 0,84\eta V_f)\tau_d(L/d) \quad (4)$$

missä	$f_t$	kuitubetonin vetolujuus [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\eta$	orientaatiokerron (laatoille 0,5 ja palkeille 0,405)
	$V_f$	kuitumäärä [%]
	$\tau_d$	tartuntalujuus [N/mm <sup>2</sup> ]
	$L/d$	kuidun hoikkuusluku.

Tällä yhtälöllä saadaan helposti ratkaistua murtojännitys valitulle kuitumäärälle ja tyypille. Näitä eri materiaalimateriaaliominaisuuksia yhdistelemällä saadaan aikaiseksi massa, jolla on halutut lujuusominaisuudet.

Murtotaivutusmomentti saadaan murtojännityksen avulla seuraavasti

$$M_{ult} = \frac{f_{ult}bh^2}{6} \quad (5)$$

missä	$b$	laatan yksikköleveys [mm]
-------	-----	---------------------------

h laatan korkeus [mm].

Teräskuidun tartuntalujuutta tarvitaan murtojäännityksen laskemiseksi, ja sitä voidaan arvioida seuraavan kaavan avulla, mikäli todellista arvoa ei ole saatavilla

$$\tau_d = \frac{f_{tu}}{0,405V_f(L/d)} \quad (6)$$

missä	$f_{tu}$	kuitubetonin halkeaman jälkeinen lujuus [MPa]
	$V_f$	kuitumäärä [%]
	$L/d$	kuidun hoikkuusluku.

Teräskuidun tartuntalujuutta arvioitaessa ongelmaksi muodostuu kuitenkin se, että betonin halkeaman jälkeinen lujuus,  $f_{tu}$ , tulisi tietää tartuntalujuutta laskettaessa. Halkeaman jälkeinen betonin lujuus saadaan laskettua seuraavasti:

$$f_{tu} = \eta V_f \tau_d (L/d) \quad (7)$$

Halkeaman jälkeisen kuitubetonin vetolujuuden selvittämiseksi sen sijaan tarvitsee tietää tartuntalujuus. Vetolujuuden laskeminen on ongelmallista, jos tartuntalujuutta ei tiedetä, mutta tämä voidaan laskea vain, kun tunnetaan vetolujuus. Väistämättä toinen näistä arvoista täytyy arvioida. Teräskuidun tartuntalujuuksille käytetään yleensä arvoa 3,5–6 N/mm<sup>2</sup>, mikäli tarkempaa tietoa ei ole.

### 3.2 Menetelmä B

Menetelmä B on esitetty Journal of Materials in Civil Engineering -lehden artikkelissa [9]. B-menetelmän mitoitusperiaatteena on samoja perusolettamuksia (materiaalin käyttäytyminen puristuksessa ja vedossa) kuin edellisessä menetelmässäkin. Tutkimusryhmä lähtee myös siitä olettamuksesta, että teräskuiduilla ei ole merkittävää vaikutusta teräskuitubetonin puristuslujuuteen.

Murtolujuuden laskemisessa mitoituksen lähtökohta ei ole sama kuin A-menetelmässä käytetty materiaalin ideaalinen elastoplastinen käyttäytymi-

nen. Menetelmä perustuu kuitubetonin käyttäytymiseen ensimmäisen halkeaman jälkeen aivan kuten edellä esitetty menetelmäkin. Tässä materiaalin käyttäytymistä pyritään arvioimaan kertoimella  $\alpha$ , joka saa arvonsa väliltä 1 ja ääretön. Arvo 1 tarkoittaa sitä, että halkeaman jälkeen materiaali on täysin haurasta ja murtuu kuormituksen alaisuudessa, kun taas toinen ääripää merkitsee sitä, että materiaali käyttäytyy ideaalisen elastoplastisesti. Menetelmä perustuu pitkälti vetojännityskuvaajaan ja venymien ja jännitysten määrittämiseen rakenteen kuormituksen eri vaiheissa.

Kerrointa  $\alpha$ , joka on siis teräskuitubetonin plastisuuskerroin, arvioidaan seuraavan kaavan avulla:

$$\alpha = \frac{\sigma_2^* \varepsilon_{02} - \sigma_{02} \varepsilon_2^*}{\sigma_2^* \varepsilon_{02} - \sigma_{02} \varepsilon_{02}} \quad (8)$$

missä	$\sigma_{02} = f_t$	betonin vetolujuus
	$\varepsilon_{02}$	betonin muodonmuutos halkeamahetkellä
	$\sigma_2^* = f_{tu}$	ensimmäisen halkeaman jälkeinen jäännöslujuus
	$\varepsilon_2^*$	jännitystä $\sigma_2^*$ vastaava muodonmuutos.

Halkeamahetkellä vallitsevaa betonin puristumaa,  $\varepsilon_{02}$ , ei pysty suoraan laskemaan kimmoteorian mukaan. Vaikka jännitys on tiedossa, betonin kimmo-kerroin ei ole enää sama kuin se on ennen ensimmäistä halkeamaa. Betonin puristuman laskemiseen tarvitaan maksimi puristuksenjännitys,  $\sigma_{01}$ , ja sitä vastaava muodonmuutos,  $\varepsilon_{01}$ , joiden avulla muodonmuutos saadaan laskettua seuraavasti:

$$\varepsilon_{01} = 2,4 \times 10^{-4} \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_m}} \quad (9)$$

missä	$f_{cu}$	betonin kuutiopuristuslujuus
	$\gamma_m$	materiaalin osavarmuusluku.

Maksimi puristusjännitys saadaan vastaavasti:

$$\sigma_{01} = 0,67 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \quad (10)$$

Maksimi puristusjännityksen ja puristuman laskemisen jälkeen voidaan laskea betonin puristuman suuruus juuri ennen ensimmäistä halkeamaa:

$$\varepsilon_{02} = \frac{\varepsilon_{01}}{\sigma_{01}} \sigma_{02} \quad (11)$$

Jotta saadaan selville loput tarvittavat arvot ( $\sigma_2^*$  ja  $\varepsilon_2^*$ ) plastisuuskertoimen saamiseksi, tutkimuksessa piti perehtyä tarkemmin teräskuitubetonin sisäisiin reaktioihin.

Halkeaman jälkeen jäljellä jäävä jäännöslujuus,  $\sigma_2^*$ , saadaan laskettua määrittämällä voima, joka vaaditaan kuidun ulos vetämiseksi, ja arvioimalla paljonko kuituja on halkeaman kohdalla.

$$\sigma_2^* = \frac{1}{2} V_f \tau_d \frac{L}{d} \quad (12)$$

missä	$\tau_d$	kuidun tartuntalujuus [Mpa]
	$L/d$	kuidun hoikkuusluku
	$\frac{1}{2}$	orientaatiokerroin
	$V_f$	kuitumäärä [%].

Yksittäisen kuidun muodonmuutos,  $\varepsilon_2^*$ , saadaan mitattua seuraavan kaavan avulla:

$$\varepsilon_2^* = \tau_d \frac{L}{d} \frac{1}{E_{fp}} \quad (13)$$

missä	$E_{fp}$	teräskuidun kimmokerroin [Mpa]
	$\tau_d$	kuidun tartuntalujuus [Mpa]
	$L/d$	kuidun hoikkuusluku.

Mikäli kaavoissa tarvittavalle tartuntalujuudelle ei ole tiedossa oikeaa arvoa, voi laskuissa käyttää arviota  $3,5 \text{ N/mm}^2$ .

Näiden laskutoimitusten jälkeen koossa ovat kaikki tarvittavat tiedot plastisoitumiskertoimen  $\alpha$  laskemiseen. On huomioitava, että kerroin  $\alpha$  on hyvin herkkä tartuntalujuuden arvoille, ja siksi plastisuuskertoimen arvot voivat helposti antaa virheellisiä tuloksia.

Murtotaivutusmomentin arvo yhdistetään ensimmäisen halkeaman momentin arvoon kertoimen  $k$  avulla, joka saadaan selville kertoimen  $\alpha$  avulla. Ensimmäisen halkeaman aiheuttaman momentin voi määrittellä ensimmäisen halkeaman aiheuttaman voiman perusteella. Tämän selvittämiseksi tarvitaan teräskuitubetonin vetolujuuden arvo ensimmäisen halkeaman hetkellä. Koska kuiduilla on merkityksetön vaikutus betonin vetolujuuteen ennen ensimmäistä halkeamaa, voidaan ensimmäisen halkeaman aiheuttamaksi voimaksi ottaa betonin vetolujuus,  $f_t$ . Betonin vetolujuuden ja halkeaman lujuuden,  $f_{cr}$ , yhteys sen sijaan voidaan kirjoittaa seuraavaan muotoon:

$$f_{cr} = 1,42f_t \quad (14)$$

missä  $f_t$  betonin vetolujuus

Taivutusmomentti yksikköleveyttä kohti ensimmäisen halkeaman kohdalla voidaan kirjoittaa seuraavaan muotoon:

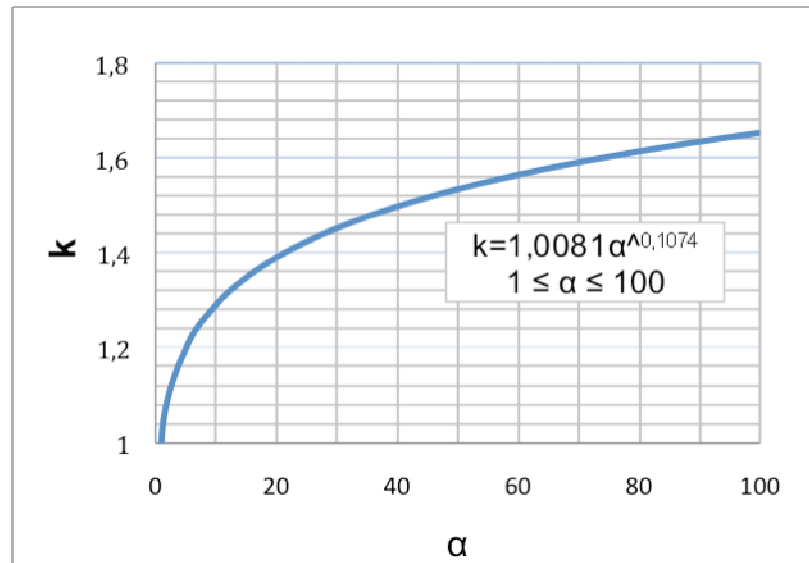
$$M_A = f_{cr} \frac{1}{6} H^2 = 0,236f_t H^2 \quad (15)$$

missä  $f_{cr}$  ensimmäisen halkeaman lujuus  
 $f_t$  betonin vetolujuus  
 $H$  rakenteen korkeus

Murtotaivutusmomentin arvo yksikköleveyttä kohti saadaan laskettua kaavasta seuraavasti:

$$M_B = kM_A \quad (16)$$

Tutkimusryhmä on määrittänyt kertoimen  $k$  ja kertoimen  $\alpha$  välisen yhteyden, ja se on nähtävänä kuvassa 7. Kuvaaja voidaan käyttää betonin lujuusluokille 30 MPa, 40 MPa ja 50 MPa.



Kuva 5.  $\alpha$ :n ja  $k$ :n välinen suhde [9].

Kertoimen  $k$  arvot liikkuvat suurin piirtein välillä 1–1,6. Suurin arvo edustaa materiaalin elastoplastista käyttäytymistä vetojännityksen alaisuudessa. Mikäli  $\alpha$  menee yli 100:n, täytyy kertoimien saamiseksi käyttää integraalilausekkeita, joilla  $\alpha$ :n ja  $k$ :n välinen suhde on määritetty. Mikäli näiden kertoimien välistä suhdetta ei haluta määrittää integraalien avulla, vaikka  $\alpha$ :n todellinen arvo on yli 100, voi  $\alpha$ :lle käyttää arvoa 100. Tämä johtaa kuitenkin siihen, että todelliset murtomomentit ovat suurempia kuin laskuista saatavat tulokset. [9.]

### 3.3 Leikkaus

Leikkauskapasiteetin laskentamenetelmä on esitetty ACI Structural Journal -lehden artikkelissa [7].

Kantavan laatan suunnittelussa on otettava huomioon myös sen kestävyys leikkausvoimia vastaan. Yleensä tämä kestävyys saavutetaan valitsemalla laatalle riittävä paksuus, jotta betonin vetolujuus itsessään pystyy vastaamaan riittävästä leikkauslujuudesta.

Kun perinteisesti raudoitettuun laattaan laitetaan lisäksi betonin sekaan sekoitettuja teräskuituja, saadaan laatan leikkauskestävyyttä parannettua. Asi-



aa on tutkittu jo muutaman vuosikymmenen ajan, mutta vieläkin mikään normi ei salli kuitujen käyttöä korvaamaan perinteistä leikkausraudoitusta.

Teräskuiduilla vahvistetun rakenteen leikkausjännityskestävyyttä voidaan arvioida seuraavasti:

$$V_{frc} = (0,167\alpha + 0,25F_1)\sqrt{f'_c} \quad (17)$$

missä	$f'_c$	betonin lujuus [Mpa]
	$\alpha$	1 kun $a/d \geq 2,5$ ja $2,5d/a \leq 3$ kun $a/d < 2,5$
	$a$	leikkausvoimapinnan jänneväli
	$d$	laatan tehollinen korkeus vetoterästen keskelle.

Kerroin  $F_1$  ottaa huomioon kuitumäärän ja kuidun hoikkuusluvun, joilla molemmilla on vaikutusta leikkausjännityksen suuruuteen.

$$F_1 = V_f \left( \frac{l_f}{d_f} \right) \quad (18)$$

missä	$V_f$	kuitumäärä [%]
	$l_f$	kuidun pituus [mm]
	$d_f$	kuidun halkaisija [mm].

Aivan kuten taivutuslujuutta laskettaessa, myös leikkauslujuuden laskemisessa on ongelmana tartuntalujuuden puutteellinen tietämys. Tähän yllä esitettyyn kaavaan on sisällytetty kaikki kuidun ominaisuuksien vaikutukset leikkauskestävyyden parantamiseen. Tutkijaryhmän havaintojen mukaan tartuntalujuus on suurelta osin riippuvainen käytetyn betonin lujuudesta muotoiltuja teräskuituja käytettäessä. Tämän vuoksi kaava on saatu muotoiltua niin, että se ei sisällä ollenkaan tartuntalujuutta. Tämä helpottaa huomattavasti kaavan käyttöä, kun tartuntalujuudelle ei tarvitse arvioida jotain tiettyä arvoa.

### 3.4 Lävistys

Lävistyskestävyyden laskentamenetelmä on esitetty ACI Structural Journal -lehden artikkelissa [10].

Kantavia laattoja suunniteltaessa on otettava huomioon myös mahdollisuus laatan lävistykseen ja estettävä sen tapahtuminen. Laatan lävistyskestävyyttä voidaan lisätä joko paksuntamalla laattaa, leventämällä pilaria tai laittamalla laattaan lisää raudoitusta. Laatan paksuntamisen tai pilarin leventämisen vaikutuksesta rasitus saadaan jaettua suuremmalle alueelle, ja näin ollen jännitykset eivät kasva enää liian suuriksi. Usein kuitenkin ei ole taloudellista paksuntaa laattaa tai leventää pilaria vain lävistyksen ehkäisemiseksi.

Laatan lävistys johtuu betoniin kohdistuvista liian suurista paikallisista leikkausjännityksistä. Mikäli betonissa käytetään normaalin tankoraudoituksen lisäksi teräskuituja, on betonin kyky vastustaa vetojännityksiä huomattavasti suurempi, kuin pelkkiä tankoja käytettäessä.

Amerikassa laatan lävistyskapasiteetille on johdettu seuraavanlainen kaava, joka ottaa huomioon myös kuitujen vaikutuksen kestävyteen:

$$V_c = \left[ \frac{(0,3W_f + 6,8)}{12} \sqrt{f'_c} \right] b_o d \quad , \text{ kun } 0 \leq W_f \leq 8 \quad (19)$$

missä	$W_f$	kuitumäärä massaprosentteina
	$f'_c$	on betonin puristuslujuus
	$b_o$	lävistetyyn alueen ympärysmitta (neliömäiselle pilarille $4(b+d)$ )
	$b$	pilarin sivun pituus
	$d$	laatan tehollinen korkeus vetoterästen keskelle

## 4 TULOKSET

Seuraavassa esitetään tulokset, jotka on saatu käyttämällä luvussa 3 esitettyjä menetelmiä.

### 4.1 Menetelmä A

Menetelmää A käytettäessä on tietyt arvot (mm. orientaatiokerroin ja kuidun tartuntalujuus) arvioitava, mikäli näiden arvojen tarkkoja lukuja ei ole tiedossa, niin kuin tässä tutkielmassa. Tämän vuoksi seuraavassa on esitetty 5 eri taulukkoa, jotta näiden eri arvojen vaikutus murtotaivutuslujuuteen saataisiin selville.

Kaikki alla esitetyt laskun on tehty laatalle, jonka leveys on 1000 mm ja korkeus 200 mm.

Taulukkojen 1–5 sarakkeiden sisällöt ovat seuraavat:

- (1) Identifiointi
- (2) Kuitumäärä
- (3) Teräskuidun hoikkuusluku
- (4) Teräskuidun tartuntalujuus
- (5) Betonin puristuslujuus
- (6) Betonin vetolujuus
- (7) Halkeaman jälkeinen betonin vetolujuus
- (8) Orientaatiokerroin
- (9) Murtokuorma
- (10) Maksimi taivutusmomentti

Taulukkojen 1–4 tekemisissä on käytetty betonille puristuslujuutta 30 Mpa ja muut arvot on saatu seuraavaksi esitettävien kaavojen avulla.

Betonin vetolujuus

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} \quad (6)$$

missä  $f_{ck}$  betonin puristuslujuus [MPa]

Betonin jäännösvetolujuus halkeaman jälkeen

$$f_{tu} = \eta V_f \tau_d (L/d) \quad (7)$$

Taulukko 1. Murtomomentin arvot orientaatiokertoimelle 0,405.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$f_{tu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (7)	$\eta$ (8)	$f_{ult}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (9)	$M_{ult}$ (kNm) (10)
1	0,5	50	1,0	30	2,896	0,101	0,405	4,05	27,0
2	0,5	60	3,5	30	2,896	0,425	0,405	4,57	30,5
3	0,5	80	5,0	30	2,896	0,810	0,405	5,20	34,7
4	1,0	50	1,0	30	2,896	0,203	0,405	4,13	27,5
5	1,0	60	3,5	30	2,896	0,851	0,405	4,93	32,9
6	1,0	80	5,0	30	2,896	1,620	0,405	5,88	39,2
7	1,5	50	1,0	30	2,896	0,304	0,405	4,22	28,1
8	1,5	60	3,5	30	2,896	1,276	0,405	5,29	35,3
9	1,5	80	5,0	30	2,896	2,430	0,405	6,56	43,7
10	2,0	50	1,0	30	2,896	0,405	0,405	4,30	28,7
11	2,0	60	3,5	30	2,896	1,701	0,405	5,65	37,6
12	2,0	80	5,0	30	2,896	3,240	0,405	7,24	48,3
13	2,5	50	1,0	30	2,896	0,506	0,405	4,39	29,2
14	2,5	60	3,5	30	2,896	2,126	0,405	6,00	40,0
15	2,5	80	5,0	30	2,896	4,050	0,405	7,92	52,8
16	3,0	50	1,0	30	2,896	0,608	0,405	4,47	29,8
17	3,0	60	3,5	30	2,896	2,552	0,405	6,36	42,4
18	3,0	80	5,0	30	2,896	4,860	0,405	8,60	57,4
19	4,0	50	1,0	30	2,896	0,810	0,405	4,64	30,9
20	4,0	60	3,5	30	2,896	3,402	0,405	7,07	47,2
21	4,0	80	5,0	30	2,896	6,480	0,405	9,96	66,4
22	8,0	50	1,0	30	2,896	1,620	0,405	5,32	35,5
23	8,0	60	3,5	30	2,896	6,804	0,405	9,93	66,2
24	8,0	80	5,0	30	2,896	12,960	0,405	15,41	102,7

Taulukko 1:n tekemiseen on orientaatiokertoimelle käytetty lukua 0,405.

Taulukosta voi selvästi huomata, että mitä suurempaa kuitumäärää käytetään, sitä suuremmaksi kasvaa murtotaivutuslujuus. Tämä on aivan sama kuin käytettäessä perinteistä tankoraidoitusta. Mitä suurempi määrä on otamassa vastaan vetolujuuksia, sitä suuremmaksi tulee rakenteen kyky vastaanottaa ulkoisia kuormia.

Hoikkuusluvun merkitys on nähtävissä, kun verrataan hoikkuusluvultaan samanarvoisten kuitujen murtotaivutuslujuutta eri kuitumäärien arvoilla. Taulukosta voi nähdä, että hoikkuusluvun ollessa pieni kuitumäärää kasvattamalla ei päästä paljonkaan suurempiin murtoluvoihin kuin pieniä kuitumääriä käytettäessä. Tämä voi johtua suurelta osin nimenomaan ankkurointipituudesta. Pienillä kuiduilla ankkurointipituus jää niin pieneksi, että kuidut eivät kykene vastaanottamaan vetolujuuksia maksimikapasiteetillaan, koska ne tulevat vedetyiksi ulos betonista sitä ennen.

Taulukko 1 on luotu käyttämällä tartuntalujuuksille arvioituja arvoja. Nämä arvot on koottu lukuisista eri lähteistä saatujen arvojen perusteella. Vaikka taulukossa hoikkuusluvulla 50 on käytetty aina tiettyä tartuntalujutta ja samoin myös hoikkuusluvuilla 60 ja 80, ei se tarkoita, että nämä arvot kulkisivat aina yhdessä. Tässä työssä on päädytty tekemään tällainen yksinkertaistus, jotta tuloksien lukumäärä pysyisi siedettävän pienenä. On kuitenkin hyvin todennäköistä, että mitä suurempi on kuidun hoikkuusluku, sitä suuremman tartuntalajuuden se saavuttaa, koska sillä on enemmän pinta-alaa ottamassa vastaan siihen kohdistuvia voimia.

Taulukko 2. Murtomomenttien arvo orientaatiokertoimelle 0,5.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$f_{tu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (7)	$\eta$ (8)	$f_{ult}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (9)	$M_{ult}$ (kNm) (10)
1	0,50	50	1,00	30	2,896	0,13	0,5	4,07	27,1
2	0,50	60	3,50	30	2,896	0,53	0,5	4,66	31,1
3	0,50	80	5,00	30	2,896	1,00	0,5	5,36	35,7
4	1,00	50	1,00	30	2,896	0,25	0,5	4,17	27,8
5	1,00	60	3,50	30	2,896	1,05	0,5	5,10	34,0
6	1,00	80	5,00	30	2,896	2,00	0,5	6,20	41,3
7	1,50	50	1,00	30	2,896	0,38	0,5	4,28	28,5
8	1,50	60	3,50	30	2,896	1,58	0,5	5,54	36,9
9	1,50	80	5,00	30	2,896	3,00	0,5	7,04	46,9
10	2,00	50	1,00	30	2,896	0,50	0,5	4,38	29,2
11	2,00	60	3,50	30	2,896	2,10	0,5	5,98	39,9
12	2,00	80	5,00	30	2,896	4,00	0,5	7,88	52,5
13	2,50	50	1,00	30	2,896	0,63	0,5	4,49	29,9
14	2,50	60	3,50	30	2,896	2,63	0,5	6,42	42,8
15	2,50	80	5,00	30	2,896	5,00	0,5	8,72	58,1
16	3,00	50	1,00	30	2,896	0,75	0,5	4,59	30,6
17	3,00	60	3,50	30	2,896	3,15	0,5	6,86	45,8
18	3,00	80	5,00	30	2,896	6,00	0,5	9,56	63,7
19	4,00	50	1,00	30	2,896	1,00	0,5	4,80	32,0
20	4,00	60	3,50	30	2,896	4,20	0,5	7,74	51,6
21	4,00	80	5,00	30	2,896	8,00	0,5	11,24	74,9
22	8,00	50	1,00	30	2,896	2,00	0,5	5,64	37,6
23	8,00	60	3,50	30	2,896	8,40	0,5	11,27	75,2
24	8,00	80	5,00	30	2,896	16,00	0,5	17,96	119,7

Taulukko 2 on muuten täysin sama kuin taulukko 1, mutta tässä orientaatiokertoimena on käytetty arvoa 0,5, jotta voidaan selvittää orientaatiokertoimen todellinen vaikutus murtolujuuteen. Orientaatiokerroin on samalla kuitumäärän pienennyskerroin, joten taulukon 2 tulokset ovat sen vuoksi pienempiä kuin taulukon 1 tulokset. Orientaatiokertoimen tarkoituksena on jättää huomioimatta osa kuitumäärästä, koska kaikki kuidut eivät ota vastaan ollenkaan sisäisiä jännityksiä tai ne eivät ota vastaan jännityksiä täydellä kapasiteetillaan. Esimerkiksi kuidut, jotka sijaitsevat puristusalueelle, eivät pa-

ranna rakenteen taivutuskapasiteettia, mutta määrästä riippuen ne saattavat parantaa betonin puristuskestävyyttä. Pienillä kuitumäärillä orientaatioker-toimen vaikutus on pienempi kuin suurilla kuitumäärillä.

Taulukko 3. Kuitumäärän vaikutus murtomomenttiin.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$f_{tu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (7)	$\eta$ (8)	$f_{ult}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (9)	$M_{ult}$ (kNm) (10)
1	0,5	50	3,5	30	2,896	0,354	0,405	4,46	29,7
2	0,5	50	3,5	30	2,896	0,438	0,500	4,53	30,2
3	1,0	50	3,5	30	2,896	0,709	0,405	4,76	31,7
4	1,0	50	3,5	30	2,896	0,875	0,500	4,90	32,6
5	1,5	50	3,5	30	2,896	1,063	0,405	5,05	33,7
6	1,5	50	3,5	30	2,896	1,313	0,500	5,26	35,1
7	2,0	50	3,5	30	2,896	1,418	0,405	5,35	35,7
8	2,0	50	3,5	30	2,896	1,750	0,500	5,63	37,5
9	2,5	50	3,5	30	2,896	1,772	0,405	5,65	37,7
10	2,5	50	3,5	30	2,896	2,188	0,500	6,00	40,0
11	3,0	50	3,5	30	2,896	2,126	0,405	5,95	39,6
12	3,0	50	3,5	30	2,896	2,625	0,500	6,37	42,4
13	3,5	50	3,5	30	2,896	2,481	0,405	6,24	41,6
14	3,5	50	3,5	30	2,896	3,063	0,500	6,73	44,9
15	4,0	50	3,5	30	2,896	2,835	0,405	6,54	43,6
16	4,0	50	3,5	30	2,896	3,500	0,500	7,10	47,3
17	4,5	50	3,5	30	2,896	3,189	0,405	6,84	45,6
18	4,5	50	3,5	30	2,896	3,938	0,500	7,47	49,8
19	5,0	50	3,5	30	2,896	3,544	0,405	7,14	47,6
20	5,0	50	3,5	30	2,896	4,375	0,500	7,84	52,2

Taulukkoa 3 luodessa vakioina on pidetty teräskuidun tartuntalujuus ja hoikkuusluku. Viimeisestä sarakkeesta voi huomata, että taivutusmomentin arvo kasvaa lähes lineaarisesti kuitumäärää kasvatettaessa. Näin tapahtuu molempia orientaatiolukuja käytettäessä. Tästä voi päätellä sen, että mikäli kuitun tartuntalujuus on tiedossa rakennetta suunniteltaessa, kuitumäärä ja käytetyn betonin lujuus yksin ratkaisevat rakenteen taivutuskapasiteetin.

Taulukko 4. Hoikkuusluvun merkitys murtomomentin suuruuteen.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$f_{tu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (7)	$\eta$ (8)	$f_{ult}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (9)	$M_{ult}$ (kNm) (10)
1	0,50	50	3,50	30	2,896	0,44	0,5	4,53	30,2
2	0,50	60	3,50	30	2,896	0,53	0,5	4,66	31,1
3	0,50	80	3,50	30	2,896	0,70	0,5	4,92	32,8
4	1,00	50	3,50	30	2,896	0,88	0,5	4,90	32,6
5	1,00	60	3,50	30	2,896	1,05	0,5	5,10	34,0
6	1,00	80	3,50	30	2,896	1,40	0,5	5,50	36,7
7	1,50	50	3,50	30	2,896	1,31	0,5	5,26	35,1
8	1,50	60	3,50	30	2,896	1,58	0,5	5,54	36,9
9	1,50	80	3,50	30	2,896	2,10	0,5	6,09	40,6
10	2,00	50	3,50	30	2,896	1,75	0,5	5,63	37,5
11	2,00	60	3,50	30	2,896	2,10	0,5	5,98	39,9
12	2,00	80	3,50	30	2,896	2,80	0,5	6,68	44,5
13	2,50	50	3,50	30	2,896	2,19	0,5	6,00	40,0
14	2,50	60	3,50	30	2,896	2,63	0,5	6,42	42,8
15	2,50	80	3,50	30	2,896	3,50	0,5	7,27	48,5
16	3,00	50	3,50	30	2,896	2,63	0,5	6,37	42,4
17	3,00	60	3,50	30	2,896	3,15	0,5	6,86	45,8
18	3,00	80	3,50	30	2,896	4,20	0,5	7,86	52,4
19	4,00	50	3,50	30	2,896	3,50	0,5	7,10	47,3
20	4,00	60	3,50	30	2,896	4,20	0,5	7,74	51,6
21	4,00	80	3,50	30	2,896	5,60	0,5	9,03	60,2

Taulukko 4 luotiin niin, että tartuntalujuus pidettiin koko ajan vakiona. Tarkoituksena on saada selville hoikkuusluvun todellinen merkitys rakenteen murtolujuuteen. Taulukosta 4 nähdään, että kaikilla eri kuitumäärillä hoikkuusluvun merkitys pysyy samana, eli suurempi kuidun hoikkuusluku takaa suuremman murtolujuuden. Tämä huomio vielä ennestään korostaa ankkurointipituuden tärkeyttä. Pidempiä kuituja käytettäessä kuidulla on suurempi todennäköisyys saada riittävä ankkurointipituus, jotta halkeaman tapahtuessa kuitu voi ottaa vastaan vetojännityksiä koko kapasiteetillaan.

Taulukko 5. Betonin lujuuden vaikutus kuitubetonin murtolujuuteen.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$f_{tu}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (7)	$\eta$ (8)	$f_{ult}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (9)	$M_{ult}$ (kNm) (10)
1	0,5	50	1,5	30	2,896	0,152	0,405	4,1	27,5
2	0,5	60	3,5	30	2,896	0,425	0,405	4,6	30,5
3	0,5	80	5,0	30	2,896	0,810	0,405	5,2	34,7
4	0,5	50	1,5	25	2,565	0,152	0,405	3,7	24,6
5	0,5	60	3,5	25	2,565	0,425	0,405	4,1	27,5
6	0,5	80	5,0	25	2,565	0,810	0,405	4,8	31,7
7	4,0	50	1,5	30	2,896	1,215	0,405	5,0	33,5
8	4,0	60	3,5	30	2,896	3,402	0,405	7,1	47,2
9	4,0	80	5,0	30	2,896	6,480	0,405	10,0	66,4
10	4,0	50	1,0	25	2,565	0,810	0,405	4,2	28,0
11	4,0	60	3,5	25	2,565	3,402	0,405	6,6	44,2
12	4,0	80	5,0	25	2,565	6,480	0,405	9,5	63,5

Taulukossa 5 on käytetty kahta eri betonin lujuutta ja molemmille lujuuksille on käytetty samoja kuitumääriä, hoikkuuslukuja ja tartuntalujuuksia. Taulukosta voi nähdä, että betonin lujuutta kasvattamalla päästään hieman suurempiin murtotaivutuslujuuden arvoihin, mutta sen merkitys on huomattavasti pienempi kuin kuitujen ominaisuuksien tai määrän.

#### 4.2 Menetelmä B

Menetelmä B vaatii huomattavasti enemmän laskemista murtotaivutuslujuuden laskemiseksi kuin menetelmä A. Menetelmässä B tulokset voivat jopa jäädä saamatta tietyillä arvoilla.

Taulukon murtomomentin tulokset on laskettu laatalle, jonka leveys on 1000 mm ja korkeus 200 mm.

Taulukossa 6 olevien sarakkeiden sisällöt:

- (1) identifiointi
- (2) kuitumäärä
- (3) kuidun hoikkuusluku
- (4) kuidun tartuntalujuus
- (5) betonin lujuus
- (6) teräskuidun kimmokerroin
- (7) betonin maksimi puristuma
- (8) betonin suurin puristusjännitys
- (9) yksittäisen kuidun venymä
- (10) betonin suurin puristuma ennen halkeamista



- (11) halkeaman jälkeinen jäännöslujuus
- (12) betonin vetolujuus
- (13) plastisoitumiskerroin
- (14) kerroin k
- (15) momentti, joka aiheuttaa ensimmäisen halkeaman
- (16) murtomomentti

Taulukko 6. Murtomomentin tulokset.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$E_{fp}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$\epsilon_{01}$ (7)	$\sigma_{01}$ (8)	$\epsilon_2$ (9)	$\epsilon_{02}$ (10)	$\sigma_2$ (11)	$\sigma_{02}$ (12)	$\alpha$ (13)	k (14)	$M_A$ (kNm/m) (15)	$M_B$ (kNm/m) (16)
1	0,5	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	1,9E-04	0,13	2,90	1,33	1,04	27,4	28,5
2	0,5	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	0,53	3,00	6,27	1,23	28,4	34,9
3	0,5	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	1,00	3,00	14,79	1,35	28,4	38,2
4	1,0	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	0,25	3,00	1,30	1,04	28,4	29,4
5	1,0	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	1,05	3,00	7,69	1,26	28,4	35,6
6	1,0	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	2,00	3,00	28,58	1,45	28,4	41,0
7	1,5	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	0,38	3,00	1,31	1,04	28,4	29,5
8	1,5	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	1,58	3,00	10,16	1,29	28,4	36,7
9	1,5	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	3,00	3,00	-	-	28,4	-
10	2,0	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	0,50	3,00	1,33	1,04	28,4	29,5
11	2,0	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	2,10	3,00	15,51	1,35	28,4	38,4
12	2,0	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	4,00	3,00	-	-	28,4	-
13	2,5	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	0,63	3,00	1,35	1,04	28,4	29,6
14	2,5	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	2,63	3,00	35,81	1,48	28,4	42,0
15	2,5	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	5,00	3,00	-	-	28,4	-
16	3,0	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	0,75	3,00	1,37	1,04	28,4	29,6
17	3,0	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	3,15	3,00	-	-	28,4	-
18	3,0	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	6,00	3,00	-	-	28,4	-
19	4,0	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	1,00	3,00	1,41	1,05	28,4	29,7
20	4,0	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	4,20	3,00	-	-	28,4	-
21	4,0	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	8,00	3,00	-	-	28,4	-
22	8,0	50	1,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,5E-04	2,0E-04	2,00	3,00	1,82	1,08	28,4	30,5
23	8,0	60	3,5	30	200000	1,3E-03	20,1	1,1E-03	2,0E-04	8,40	3,00	-	-	28,4	-
24	8,0	80	5,0	30	200000	1,3E-03	20,1	2,0E-03	2,0E-04	16,00	3,00	-	-	28,4	-

Taulukossa 6 on esitetty tulokset, jotka ovat saatu käyttämällä menetelmän B mukaista murtotaivutusmomentin laskentakaavaa. Menetelmän käytössä on kuitenkin muutama suuri ongelma, jotka vaikeuttavat tarkkojen tulosten saamista.

Ensimmäiseksi ongelmaksi muodostui plastisuuskertoimessa tarvittavien arvojen saaminen. Kertoimen laskemiseksi pitää tietää lukuisia lujuuksia ja muodonmuutoksia eri kuormitusvaiheissa, jotka ovat enemmän tai vähemmän riippuvia toisistaan. Näitä arvoja voi arvioida, mutta se johtaa epätarkkoihin tuloksiin. Toiseksi ongelmaksi muodostui itse murtotaivutusmomentin laskeminen. Sen laskemiseksi tarvitaan kuitubetonin vetolujuus, jossa betoni halkeaa. Pelkälle betonille voi kyllä arvioida voiman, joka vaaditaan sen halkeamiseen, mutta kuitujen vaikutusta tähän lujuuteen on hankala arvioida. Mikäli käytetään ainoastaan betonin vetolujuutta, se johtaa huomattavasti pienempiin murtotaivutusmomentin arvoihin, etenkin suuria kuitumääriä käytettäessä.

Seuraavassa on lueteltu arvoja, joiden määrittäminen on mahdotonta vain tämän menetelmän tietoja käyttämällä:

- Betonin vetolujuus
- Betonin puristuma halkeamahetkellä
- Ensimmäisen halkeaman jälkeinen jäännöslujuus
- Ensimmäisen halkeaman hetkellä vallitseva muodonmuutos
- Kuidun tartuntalujuus

Menetelmä ei antanut mitään tuloksia tiettyjen arvojen kohdalla. Kun halkeaman jälkeinen lujuus on yhtä suuri kuin betonin vetolujuus, ei plastisuuskertoimesta saa mitään tulosta, koska jakajaksi tulee 0. Näin tapahtui taulukossa 6 olevan tapauksen 9 kohdalla. Plastisuuskertoimesta sai puolestaan negatiivisia arvoja silloin, kun betonin puristuma oli pienempi kuin yksittäisen kuidun venymä. Negatiiviselle plastisuuskertoimelle ei saa kerrointa  $k$ , minkä johdosta ei myöskään pystytä laskemaan murtotaivutusmomenttia. Plastisuuskertoimen määrittäminen oli ennen kaikkea vaikeaa tai mahdotonta suurilla kuitumääriä käytettäessä ja tartuntalujuuden ollessa suurempi kuin  $1,0 \text{ N/mm}^2$ . Näin ollen tämä menetelmä ei sovellu kunnolla käytettäväksi kantavia rakenteita suunniteltaessa, koska silloin tartuntalujuuden on oltava suurempi kuin  $1,0 \text{ N/mm}^2$  ja ennen kaikkea kuitumäärien on oltava suuria.

### 4.3 Murtomomenttien tulosten vertailu

Tulosten vertailussa on laatalle käytetty leveyttä 1000 mm ja korkeutta 200 mm. Ja menetelmän A laskennassa on orientaatiokertoimelle käytetty arvoa 0,405.

Taulukko 7. Kahden eri murtomomentin laskentatavan tulosten vertailutaulukko.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$\tau_d$ ( $\text{N/mm}^2$ ) (4)	$f_{ck}$ ( $\text{N/mm}^2$ ) (5)	$f_t$ ( $\text{N/mm}^2$ ) (6)	$M_{ult}$ (kNm) (7)	$M_{ult}/M_{ult}$ (8)
1	1,0	80	3,5	30	2,896	35,21	0,965
2	1,0	80	3,5	30	2,896	36,50	
3	1,5	80	3,5	30	2,896	38,39	0,987
4	1,5	80	3,5	30	2,896	38,90	
5	2,0	80	3,5	30	2,896	41,56	0,853
6	2,0	80	3,5	30	2,896	48,70	

Taulukossa 7 on esillä kahden edellä esitetyn murtotaivutusmomentin laskentatapojen tulosten vertailu. Tummennetuilla pohjilla olevia arvoja on käy-

tetty menetelmässä A ja vaalealla pohjalla olevia arvoja on puolestaan käytetty menetelmän B murtotaivutusmomentin laskentamenetelmässä. Molempien vastausten saamiseksi on käytetty samoja arvioituja arvoja mm. halkeaman jälkeiseen jäännöslujuuteen ja teräskuidun tartuntalujuuteen, jotta tulosten vertailu olisi mahdollista. Kummassakaan menetelmässä ei kuitujen vaikutusta betonin vetolujuuteen ole otettu huomioon, koska sen laskemiseksi ei ole tutkimuksissa esitetty minkäänlaista menetelmää.

Viimeisessä sarakkeessa (8) on esitetty tulosten suhde toisiinsa. Tulokset ovat erittäin lähellä toisiaan, joten kumpikin menetelmä antaa likipitäen samat tulokset näitä arvoja käyttäen. Suurempia kuitumääriä käytettäessä menetelmä B ei kuitenkaan antanut enää tuloksia, joten sen menetelmän käyttöä ei voi suositella.

Kummassakin menetelmässä on sama perusongelma: kun kuidun tartuntalujuudelle ei ole arvoa, ei ole myöskään tarkkaa tietoa halkeilleen kuitubetonin vetolujuudesta. Näin ollen ilman tartuntalujuuden todellista arvoa ei kumpakaan menetelmää voi käyttää kantavien rakenteiden suunnittelemiseen.

Jotta saadaan jonkinlainen käsitys siitä, minkälaista raudoitusta edellä esitetyillä kuitumäärillä voitaisiin korvata, on syytä verrata saatuja tuloksia perinteisesti raudoitettuun rakenteeseen.

Seuraavassa taulukossa on esitetty EN 1992-1-1 [12.] mukaisesti laskettu tarvittava teräsmäärä sekä kuituja että perinteistä tankoraudoitusta käytettäessä taulukon 7 murtotaivutusmomenteille.

*Taulukko 8. Tarvittava teräsmäärä kuituja tai tankoja käytettäessä.*

numero (1)	$M_{ult}$ (kNm) (2)	b (mm) (3)	d (mm) (4)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (5)	$\rho$ teräs (6)	$\rho$ kuitu (7)
1	35,2	1000	180,0	30	0,0022	0,01
2	38,4	1000	180,0	30	0,0024	0,015
3	41,6	1000	180,0	30	0,0026	0,02

Taulukosta 8 voi nähdä, että kuituja tarvitaan määrällisesti huomattavasti enemmän kuin perinteistä tankoraudoitusta. Suoraan näitä lukuja ei kuitenkaan voi verrata, koska kuidut eivät toimi pelkästään vetoteräksinä, vaan ne parantavat myös leikkauskestävyyttä, pienentävät halkeamia ja taipumia se-

kä tekevät betonista sitkeämpää. Täytyy myös muistaa, että koska kuidut sijoittuvat koko rakenteen leveydelle ja paksuudelle, suuri osa kuiduista sijoittuu puristusvyöhykkeelle, eikä näin ollen voi toimia vetoraudoituksena.

#### 4.4 Leikkauslujuus

On huomioitava, että laattoja laskettaessa niiden leikkausvoimapinnan jännevälien suhde teholliseen syvyyteen on hyvin suuri verrattuna palkkeihin. Tämä johtaa siihen, että kerroin  $\alpha$  on laatoilla yleisesti aina 1. Kertoimeksi voi kuitenkin tulla suurimmillaan 3, mikäli käytössä on hyvin paksu laatta, jonka jänneväli on lyhyt.

Taulukoissa 9 ja 10 on tuloksia leikkausjännityksille ja leikkauskestävyyksille. Molemmissa taulukoissa leikkauskestävyyden arvot on laskettu laatan metrin levyiselle kaistalle, jonka tehollinen syvyys on 200 mm. Taulukossa 8 betonin lujuutena on käytetty 25 Mpa:a ja taulukossa 9 on puolestaan käytetty lujuutta 30 MPa:a.

*Taulukko 9. Leikkausjännitysten ja leikkauskestävyyksien tulokset betonin lujuusluokalla 25 Mpa.*

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$\alpha$ (5)	$V_{frc}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	b*h (mm <sup>2</sup> ) (7)	$V_d$ (kN) (8)
1	0,0	50	25	1	8,35	200000	1113,3
2	0,0	60	25	1	8,35	200000	1113,3
3	0,0	80	25	1	8,35	200000	1113,3
4	0,5	50	25	1	8,66	200000	1155,0
5	0,5	60	25	1	8,73	200000	1163,3
6	0,5	80	25	1	8,85	200000	1180,0
7	1,0	50	25	1	8,98	200000	1196,7
8	1,0	60	25	1	9,10	200000	1213,3
9	1,0	80	25	1	9,35	200000	1246,7
10	1,5	50	25	1	9,29	200000	1238,3
11	1,5	60	25	1	9,48	200000	1263,3
12	1,5	80	25	1	9,85	200000	1313,3
13	2,0	50	25	1	9,60	200000	1280,0
14	2,0	60	25	1	9,85	200000	1313,3
15	2,0	80	25	1	10,35	200000	1380,0
16	2,5	50	25	1	9,91	200000	1321,7
17	2,5	60	25	1	10,23	200000	1363,3
18	2,5	80	25	1	10,85	200000	1446,7

Pelkkä lujuusluokan suurentaminen 25 Mpa:sta 30 Mpa:iin parantaa leikkauskestävyyttä noin 10 %. Molempia lujuusluokkia käytettäessä kuitumäärän lisäys 0 %:sta 2,5 %:iin parantaa leikkauskestävyyttä tässä rakenteessa noin

30 %. Jo pelkkä 1 %:n kuitumäärän lisäys betonin sekaan parantaa sen leikkauskestävyyttä keskimäärin 7,5 %.

Taulukko 10. Leikkausjännitysten ja leikkauslujuuksien tulokset betonin lujuusluokalla 30 Mpa.

numero (1)	$V_f$ (%) (2)	L/d (3)	$f_c'$ (N/mm <sup>2</sup> ) (4)	$\alpha$ (5)	$V_{frc}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (6)	$b \cdot h$ (mm <sup>2</sup> ) (7)	$V_d$ (kN) (8)
1	0,0	50	30	1	9,15	200000	1219,6
2	0,0	60	30	1	9,15	200000	1219,6
3	0,0	80	30	1	9,15	200000	1219,6
4	0,5	50	30	1	9,49	200000	1265,2
5	0,5	60	30	1	9,56	200000	1274,4
6	0,5	80	30	1	9,69	200000	1292,6
7	1,0	50	30	1	9,83	200000	1310,9
8	1,0	60	30	1	9,97	200000	1329,1
9	1,0	80	30	1	10,24	200000	1365,7
10	1,5	50	30	1	10,17	200000	1356,5
11	1,5	60	30	1	10,38	200000	1383,9
12	1,5	80	30	1	10,79	200000	1438,7
13	2,0	50	30	1	10,52	200000	1402,2
14	2,0	60	30	1	10,79	200000	1438,7
15	2,0	80	30	1	11,34	200000	1511,7
16	2,5	50	30	1	10,86	200000	1447,8
17	2,5	60	30	1	11,20	200000	1493,5
18	2,5	80	30	1	11,89	200000	1584,7

Leikkauslujuutta, joka saavutetaan kuitujen avulla, on mahdoton verrata perinteisesti raudoitettun laatan leikkauslujuuteen, koska ei ole tietoa siitä, kuinka paljon pääraudoitusta rakenteessa on. Tämän vuoksi kuitujen vaikutusta leikkauslujuuden kasvuun on hankala verrata perinteisiin hakoihin. Ja siksi tuntumaa siitä, kuinka paljon kuiduilla oikeasti voidaan parantaa leikkauskestävyyttä, on vaikea saada.

#### 4.5 Lävistyslujuus

Seuraavassa on esitelty tuloksia, jotka on saatu käyttäen edellä esitettyä lävistyslujuuden kaavaa. Taulukon 11 tuloksista voi nähdä teräskuitujen vaikutuksen lävistyslujuuteen. Laskuissa on käytetty seuraavia arvoja:

- Pilarin mitat 200 mm x 200 mm (b)
- Laatan paksuus 200 mm
- Betonin lujuus 25 Mpa ( $f_c'$ )
- Tehollinen syvyys 170 mm (d)
- Kuitumäärä  $0 \% \leq W_f \leq 8 \%$
- Lävistysalueen piiri ( $b_0$ )

Taulukko 11. Kuitumäärän vaikutus lävistyslujuuskapiteettiin.

numero (1)	$W_f$ (2)	$f_c$ (3)	b (4)	d (5)	$b_0$ (6)	$V_c$ (7)
1	0	25	200	170	1480	712,87
2	1	25	200	170	1480	744,32
3	2	25	200	170	1480	775,77
4	3	25	200	170	1480	807,22
5	4	25	200	170	1480	838,67
6	5	25	200	170	1480	870,12
7	6	25	200	170	1480	901,57
8	7	25	200	170	1480	933,02
9	8	25	200	170	1480	964,47

Taulukosta nähdään, että jo pieni määrä teräskuituja betonin seassa auttaa kasvattamaan rakenteen lävistyskestävyyttä. Syynä on se, että kuidut ovat sijoittuneet tasaisesti koko laattaan ja toimivat aivan kuin haat ottaen vastaan vetojännityksiä paikoissa, joissa pääteräksistä ei ole apua.

Jotta syntyisi käsitys siitä, kuinka paljon kuiduilla on vaikutusta leikkauskestävyyteen, on niiden vaikutusta verrattava perinteisesti raudoitettuun rakenteeseen. Tämä vertailu on kuitenkin mahdotonta ilman rakenteen kuormitustietoja ja käytettyä raudoitusta, koska pääraudoitus hoidetaan myös kuituja käytettäessä tankoraudoituksella. Näin ollen vertailun onnistumiseksi tulisi tietää pääraudoituksen määrä, ja kun sitä ei tiedetä, on vertailun suorittaminen mahdotonta.

## 5 YHTEENVETO

Kuitujen lisäämisellä betonin sekaan on todistettavasti monia hyviä seurauksia. Teräskuidut vastustavat betonin ensimmäisen halkeaman muodostumisen kitkan avulla sekä teräskuitujen paremmalla kyvyllä ottaa vastaan vetojännityksiä. Lisäksi teräskuitujen ansioista jo muodostuneet halkeamat jäävät pienemmiksi kuin perinteistä tankorautoitusta käytettäessä.

Tutkielman myötä ongelmallisimmaksi tekijäksi hahmottui teräskuidun tartuntalujuus. Tartuntalujuudella on suuri merkitys rakenteissa, joihin kohdistuu pääjännityksiä, ja kantavissa alapohjissa, joihin kohdistuu taivutusmomentteja; pääjännityksiä esiintyy aina. Tartuntalujuudelle ei ole olemassa ennalta määrättyä arvoa, vaan se määräytyy niin käytetyn kuidun kuin käytetyn massankin perusteella. Niin kauan, kuin tartuntalujuudelle ei saada määritettyä arvoja ennalta, ei tässä työssä esitettyjä murtotaivutusmomentin lausekkeitä voi käyttää oikean murtotaivutusmomentin määrittämiseen. Tartuntalujuudella on erittäin suuri merkitys rakenteen kestävyys.

Toinen ongelma murtotaivutusmomentin selvittämisessä on halkeaman jälkeisen kuitubetonin vetolujuus. Tämä vetolujuuden arvo ei ole pelkkä betonin vetolujuus, koska myös kuidut ottavat vastaan vetojännityksiä. Se, kuinka paljon vetojännityksiä kuidut voivat ottaa vastaan, riippuu taas monesta eri tekijästä. Pidemmillä ja paksummilla kuiduilla on suurempi pinta-ala, jolla ne voivat tarrautua betoniin, ja pituus, jolla ne voivat sijoittua halkeaman molemmille puolille. Toisaalta kuitujen orientaatiolla on erittäin suuri merkitys kuidun kapasiteettiin ottaa vastaan jännityksiä. Kolmas tekijä liittyy orientaatioon: missä kulmassa kuitu on tätä jännityspintaa vasten.

Kuten jo aiemmin mainittiin, kuidut muokkaavat halkeamaleveyttä. Samalla taipumat jäävät myös pienemmiksi. Tässä työssä ei esitelty ainuttakaan menetelmää taipumien tai halkeamaleveyksien laskemiseksi, koska sellaisia ei kirjallisuudesta löytynyt. Taipumalle on esitetty jonkinlaisia kaavoja, jotka perustuvat perinteisesti rautoitetun betonin taipuman laskemiseen. Kuitubetonille tässä menetelmässä piti määrittää halkeaman jälkeinen lujuus, mikä on vaikeaa ellei jopa mahdotonta juuri tuon puuttuvan tartuntalujuuden takia. Taipuman laskemiseen tarkoitettut kaavat olivat puutteellisia, ja siksi niitä ei esitelty ollenkaan. Tähän ongelmaan tulisi puuttua, sillä halkeamaleveys pitäisi pystyä määrittämään ja rajaamaan tiettyihin arvoihin monissa rasitus-

luokissa. Varsinkin, kun rakenne on alttiina suurelle määrälle kosteutta, on halkeamaleveyden rajoittaminen erityisen tärkeää. Tutkimuksissa on todettu, että kuitubetoni ei ole erityisen altis korroosiolle. On kuitenkin selvää, että mikäli halkeamaleveydet ovat suuria ja kosteutta pääsee runsaasti rakenteeseen, on olemassa suuri riski että korroosiota pääsee tapahtumaan.

Perinteistä tankorautoitusta käytettäessä rakenteen tehollinen korkeus on helposti määritettävissä. Kuituja käytettäessä ratkaisu ei ole niin yksinkertainen, koska kuituja on koko rakenteen korkeudella. On siis mahdollista, että kuituja käytettäessä rakenteen tehollinen korkeus on huomattavasti pienempi kuin vastaavasti perinteistä tankorautoitusta käytettäessä. Tämä johtaa siihen, että kuituja täytyy laittaa rakenteeseen huomattavasti enemmän kuin on itse asiassa tarvetta rakenteen kestävyuden kannalta, koska suurin osa kuiduista on sijoittuneena jännitysten kannalta vääriin paikkoihin. Missään tutkimuksessa ei myöskään otettu kantaa suojabetonietäisyyksiin. Näin ollen laatan koko korkeutta ei voida ottaa huomioon murtomomenttia laskettaessa, vaikka laskentamenetelmissä näin meneteltiin.

Kaiken kaikkiaan kuitubetonilla on paljon hyviä ominaisuuksia verrattuna perinteiseen raudoitukseen. Kuitenkin puutteelliset tiedot tekevät kuitubetonin käytön kantavissa alapohjissa mahdottomaksi, koska mitoitusta ei voi laskea. Olisi ensisijaisen tärkeää saada tietoon teräskuiduille omat tartuntalujuudet, koska ilman niitä ei kantavia rakenteita voi ainakaan näillä menetelmillä suunnitella.

Tällä hetkellä tilanne on sellainen, että kuituja voitaisiin lisätä betonin sekaan silloin, kun vetovoimien ja leikkausvoimien aiheuttamat jännitykset hoidettaisiin perinteisellä raudoituksella. Näin kuitujen hyviä ominaisuuksia voitaisiin hyödyntää vaarantamatta kuitenkaan alapohjan kantokykyä. Kuituja voisi käyttää perinteisin tankorautoituksen ohella pienentämään alapohjan taipumia ja halkeilemista sekä parantamaan rakenteen sitkeyttä.

On myös huomioitava, että suurin osa materiaalista, johon tämä työ perustuu, on peräisin 1990-luvulta. Uusia tutkimuksia on kenties tehty senkin jälkeen, mutta syystä tai toisesta niiden tutkimustuloksia en ole valitettavasti saanut käsiini. Kuitubetonin käyttö kantavissa rakenteissa on vielä uutta, ja sitä tutkitaan varmasti tulevaisuudessa lisää.



## VIITELUETTELO

- [1] Johnston, Colin D, *Fiber-reinforced cement and concrete*. Advances in Concrete Technology. New York. USA: Taylor & Francis. 2001.
- [2] Suomen TPP Oy [verkkodokumentti, viitattu 12.3.2009]. Saatavissa: <http://www.suomentpp.fi/index.php?loc=tuotteet&id=21&PHPSESSID=c96275a2bd2e1778b4a0251c87d4b5b2>.
- [3] Huttunen, Erno, *Maanvaraisen teräskuitubetonilattian suunnitteluohje*. Rudus Oy. 2008
- [4] Soroushian, Parviz – Lee, Cha-Don, Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete, *ACI Materials Journal*. 1990. Vol. 89 no. 5 s. 433-438.
- [5] Leung, Christopher K.Y – Shapiro, Nathan, Optimal steel fibre strength for reinforcement of cementitious materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 1999. Vol. 11 no. 2. s. 116-123.
- [6] Nataraja, M.C. – Dhang, N. – Gupta, A.P., Toughness characterization of steel fibre-reinforced concrete by JSCE approach, *Cement and concrete research*. 2000 (3). s. 593-597.
- [7] Shaaban, A. M. – Gesund, H., Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete flat plates. *ACI Structural Journal*. Vol. 91 no. 3. 1994 s. 406-414.
- [8] Tan, K. H. – Paramasivam, P. – Tan, K. C., Instantaneous and long-term deflections of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*. Vol. 91 no. 4. 1994. S. 384-393.
- [9] Lok, T.S. – Xiao, J.R., Flexural Strength Assessment of steel fiber reinforced concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 1999. Vol. 11 no. 3 s. 188-196.
- [10] Lok, Tat-Seng – Pei, Jin-Song, Flexural behavior of steel fiber reinforced concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 1998. Vol. 10 no. 2. s. 86-97.
- [11] Khuntia, Madhusudan – Stojadinovic, Bozidar – Goel, Subhash C., Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*. 1999. Vol. 96. no. 2. s. 282-289.
- [12] Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

