



VAASAN AMMATTIKORKEAKOULU
VASA YRKESHÖGSKOLA
UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Matti Kujanpää

LIITTOLAATAN LEIKKAUSLIITOKSEN
KESTÄVYYDEN KOKEELLINEN
TUTKIMUS JA TAUSTATEORIA

Tekniikka ja liikenne
2011

ALKUSANAT

Työ on tehty Vaasan ammattikorkeakoulussa rakennustekniikan koulutusohjelmassa 2011. Työn aihe on saatu PP-laatta Oy:ltä. Koulun puolesta ohjaajana toimi lehtori Heikki Liimatainen. Työn saamisen mahdollisti PP-laatta Oy:n toimitusjohtaja Martti Peljo. Martti Peljo toimi koulun ulkopuolisena ohjaajana.

Opinnäytetyön aiheena tämä on paras mahdollinen, koska pian valmistuvana insinöörinä saan perehtyä teoriaan ja toteuttaa sitä käytännössä.

Seinäjoella 4.5.2011

Matti Kujanpää

TIIVISTELMÄ

Tekijä	Matti Kujanpää
Opinnäytetyön nimi	Liittolaatan leikkausliitoksen kestävyys kokeellinen tutkimus ja taustateoria
Vuosi	2011
Kieli	suomi
Sivumäärä	65 + 3 liitettä
Ohjaaja	Heikki Liimatainen

Opinnäytetyön tarkoitus on tutkia liittolaatan leikkausliitoksen kestävyyttä. Liittolaattojen osalta ei ole kattavia laskentamenetelmiä ja liittorakenteiden laskeminen perustuu pääasiassa kokeellisen tutkimuksen arvoihin. Tässä työssä tutkitaan kokeen avulla annetun rakenteen leikkausliitoksen kestävyyttä. Kokeen avulla voidaan arvioida laskentamenetelmää ja rakenteen toimintaa.

Liittorakenteet koostuvat kahdesta tai useammasta materiaalista, jossa yhdistetään materiaalien parhaat ominaisuudet yhdeksi rakenteeksi. Liittorakenteiden keskeisin tavoite on saada materiaalit toimimaan yhdessä leikkausliitoksen avulla.

Liittovaikutus toteutetaan liittimillä tai materiaalin pinnan eri muodoilla. Liittimiä ja leikkausliitoksen järjestämistapoja on monia, joten jokaiselle erilaiselle rakenteelle täytyy olla kokeellista tutkimusta taustalla. Kokeellisessa tutkimuksessa saadaan selville kyseisen rakenteen tai rakenteen eri osien toimivuus. Liittorakenteen kokonaiskestävyyttä voi rajoittaa taipuma, tukivoimakestävyys, leikkausliitoksen kestävyys, leikkausliitoksen osien kestävyys tai materiaalien omat kestävyudet.

Laskujen lähtötietoina on valmis poikkileikkaus, rakenteen mitat ja jäykkyys $(EI)_0$. Näiden pohjalta lasketaan tarvittavat laskut ja tulkitaan murtokokeen tuloksia.

Kokeen mukainen kestävyys on suurempi kuin laskettu kestävyys. Kestävyys rajoitettiin 20 kN:n syntyvään tukivoimaan, mutta kokeessa kestävyys kohdalla tuelle syntyi 32,6 kN voima. Laatan laskennallinen kestävyys on 8,07 kN/m² ja kokeessa saatu tulos on 11,05 kN/m². Laskelmien mukaiset liittimien määrät ja kestävyudet eivät pitäneet paikkaansa. Kokeessa taipuma kasvoi nopeammin kuin laskennallinen taipuma.

ABSTRACT

Author	Matti Kujanpää
Title	Experimental Study of Composite Slab Shear Connection and Background Theory
Year	2011
Language	Finnish
Pages	65 + 3 Appendices
Name of Supervisor	Heikki Liimatainen

The main function of this thesis is to analyze shear connection of composite slab. There is quite few calculation methods of composite slab and calculations are based on experimental method. This thesis examines through experimental study shear connection resistance. Calculation method and function of this structure are easy to evaluate with the help of experiment.

Composite structures consist of two or more material. Composite structure combine best features of different materials. The main objective is to get materials work together with shear connection.

Composite effect executed with connectors and different forms of materials. There are many different connectors and it is possible to arrange shear connection in many ways. That is why experimental research has to make. It is possible to know how structure or part of the structure works with experimental research. Deflection, support force resistance, shear connection resistance, part of the shear connection or materials resistance may restrict resistance of the composite structure.

Output data of the calculation is complete section, structure dimensions and stiffness of the section. Stiffness is called $(EI)_0$. Calculations is made through previous data. Breaking test results analysis with calculations.

Resistance by test is bigger than resistance given by calculations. Resistance limited according to support force which is 20 kN. With test support force was 32,6 kN. Computational resistance is 8,07 kN/m² and experimental resistance is 11,05 kN/m². Amount of connectors was not the same with calculation and test. Deflection increased faster in test than calculations.

Keywords	Composite structure, composite slab, ultimate analysis, shear connection
----------	--

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

1	JOHDANTO	4
2	TAVOITE JA RAJAUS	5
3	LIITTORAKENTEET	6
	3.1 Historia ja käyttökohteet.....	6
	3.2 Liittorakenteen kokonaistoiminta	6
	3.3 Käyttörajatilan mitoitus	9
	3.4 Murtorajatilan mitoitus.....	11
	3.4.1 Positiivisen momentin plastinen taivutuskestävyys.....	14
	3.4.2 Negatiivisen momentin taivutuskestävyys	15
	3.5 Betonin ja teräksen ankkuroituminen.....	15
	3.6 Leikkausvuo ja leikkausvoima.....	17
	3.7 Materiaalien ominaisuudet.....	18
	3.7.1 Laskentamenetelmät	18
	3.7.2 Teräs.....	20
	3.7.3 Betoni.....	22
	3.8 Aksiaali- ja taivutusjäykkyys sekä kimmokerroin	26
	3.9 Materiaalien yhteistoiminta	28
4	LIITTOLAATAT	30
	4.1 Käyttäytymismallit taivutuskokeessa.....	31
	4.2 Liittolaatan jäykkyys	34
	4.3 Voimasuureiden laskenta murto- ja käyttörajatilassa.....	35
	4.4 Mitoitustilanteet	36
	4.5 Poikkileikkauksen kestävydet.....	37
	4.5.1 Positiivinen taivutuskestävyys.....	38
	4.5.2 Negatiivinen taivutuskestävyys	39
	4.5.3 Laatan leikkaus- ja lävistyskestävyys	39
	4.5.4 Leikkausliitoksen kestävyys.....	39
	4.5.5 Käyttörajatilatarkastelu poikkileikkaukselle	44
5	TUTKITTAVAN LAATAN LASKELMAT	48

6	KOKEELLINEN TUTKIMUS	51
6.1	Mittaustulokset.....	52
6.1.1	Liittolaatta	52
6.1.2	Betonikuutiot	55
6.2	Mittaustulosten analysointi ja eroavaisuudet laskelmiin ja teoriaan.....	55
6.3	Virhearviot ja kritiikki.....	60
6.4	Yhteenveto.....	61
6.5	Toimenpidesuositukset.....	63
	LÄHTEET	64
	LIITTEET	

LIITELUETTELO**LIITE 1.** Taipuman kertyminen**LIITE 2.** Taipuma tunkista**LIITE 3.** Dynaaminen alkukuormitus

1 JOHDANTO

Liittorakenteet ovat haastava kokonaisuus, koska ne voivat koostua puusta, betonista, teräksestä ja jostain muusta materiaalista. Liittorakenteiden toiminnan ymmärtämiseksi täytyy tietää liittorakenteen materiaalien ominaisuudet mahdollisimman hyvin. Pelkän kahden materiaalin tunteminen ei kuitenkaan riitä, vaan niiden yhteisvaikutus täytyy myös tuntea. Materiaalit eivät pääse toteuttamaan omia ominaisuuksiansa liittorakenteen osana ulkoisten vaikutusten vuoksi, vaan toinen materiaali voi asettaa rajoja toiminnalle.

Käsittelen opinnäytetyössäni liittorakenteita, liittolaattaa, liittolaatan poikkileikkauksen laskelmia ja laboratorio-olosuhteissa tehtyä murtokoetta. Ilman edellisten asioiden ymmärtämistä on hankala lukea aiheeseen liittyviä määräyksiä ja ohjeita ja niiden tulkinta voi vääristyä.

Rakennetekniikkaa lukeneille osa asioista on tullut joskus esille, mutta niiden kertaaminen on avainasemassa tulkittaessa eurokoodia ja vanhoja mitoitusohjeita. Julkaisut By26 ja By36 ovat vuosilta 1988 ja 1991, monet eurokoodien päivämääristä ovat suuruusluokkaa 2005 ja Rakentamismääräyskokoelma väistyy hiljalleen, joten näiden kaikkien käsitteleminen rinnakkain on tarpeellista.

2 TAVOITE JA RAJAUS

Opinnäytetyön päätavoite on selvittää ennalta saadun liittolaatan poikkileikkauksen murtumismekanismi. Liittolaattojen toiminnan ymmärtämiseksi työssä käsitellään aluksi liittorakenteiden teoriaa, jonka jälkeen liittolaattojen osalta tarvittava ajatusmaailma olisi mahdollisimman selkeää. Lopuksi tarkastellaan liittolaatan käyttäytymistä laboratorio-olosuhteissa, kun laattaa kuormittaa kaksi pistevoimaa.

Opinnäytetyön tarkoituksena ei ole luoda kattavaa kokonaisuutta liittolaattojen mitoituksesta ja testata standardien oikeellisuutta käytännön kokeen avulla. Voin kuitenkin tulkita teoriaa laskelmien ja kokeen avulla. Tarkoitus on myös selventää liittorakenteiden suunnittelua ja saada sitä selkeämmäksi.

Opinnäytetyöstä on rajattu ulkopuolelle liittorakenteiden palo-ominaisuudet, että voidaan keskittyä paremmin kokeellisen osan tutkimuksiin.

Työssä on käytetty eurokoodin standardeja ja niihin viitataan tekstissä tarpeen mukaan. Selvyuden vuoksi on hyvä muistaa eurokoodien sisältö.

- EC0, Eurokoodi 0, SFS-EN 1990, Rakenteiden suunnittelun perusteet
- EC1, Eurokoodi 1, SFS-EN 1991, Rakenteiden kuormitukset
- EC2, Eurokoodi 2, SFS-EN 1992, Betonirakenteiden suunnittelu
- EC3, Eurokoodi 3, SFS-EN 1993, Teräsrakenteiden suunnittelu
- EC4, Eurokoodi 4, SFS-EN 1994, Betonin ja teräksen liittorakenteiden suunnittelu

3 LIITTORAKENTEET

Kun kovettunut betoni ja teräs toimivat rakenteellisesti osittain tai kokonaan yhdessä, voidaan puhua betoni-teräsliittorakenteesta. Liittorakenteen betoni voi olla raudoitettu tai raudoittamaton tai myös jännitetty tai jännittämätön. Liittorakenteissa betonin edullisuus ja muovailtavuusominaisuudet voidaan yhdistää kalliimman teräksen hyviin veto- ja puristusominaisuuksiin ja esivalmistukseen. /10, 12-14/

Liittorakenteet ovat vaativampia verrattuna rakenteisiin, joissa on vain yhtä materiaalia. Liittorakenteilla on suuri plastisoitumiskyky ja tämän takia kestävyyttä ei voida tarkastella vain murtorajatilassa, koska taipuma täytyy pysyä myös annetuissa rajoissa. /1, 1/

3.1 Historia ja käyttökohteet

Betonia on käytetty liittorakenteissa alun perin teräksen palosuojana ja vasta myöhemmin ymmärrettiin betonin toimivan poikkileikkauksen toimivana osana. Taivutettujen rakenteiden valmistajat ymmärsivät yhteistoiminnan nopeasti, mutta pilareissa yhteistoiminta oivallettiin vasta kuormituskokeiden jälkeen. /1, 1/

Talonrakentamisessa betoni-teräs-liittorakenteita voidaan käyttää pilareina, palkkeina, laattoina ja maanpaineeseininä. Arktisessa rakentamisessa voidaan myös käyttää teräs-betoni-liittorakenteita jäänpaineeseininä. Sillanrakentamisessa betoni-teräs-liittorakenteet ovat yleistyneet 1970-luvun jälkipuoliskolta alkaen. 1960-luvun puoliväliin asti liittorakenteilla saavutettiin yksinkertaisemmin, nopeammin ja yleensä halvemmalla jäykkä, luja ja kestävä rakenne kuin tavanomaisissa teräs- ja betonirakenteissa. Liittorakenteet ovat menettäneet edullisuuttaan, koska betonirakentaminen on kehittynyt paljon. /10, 12-13/

3.2 Liittorakenteen kokonaistoiminta

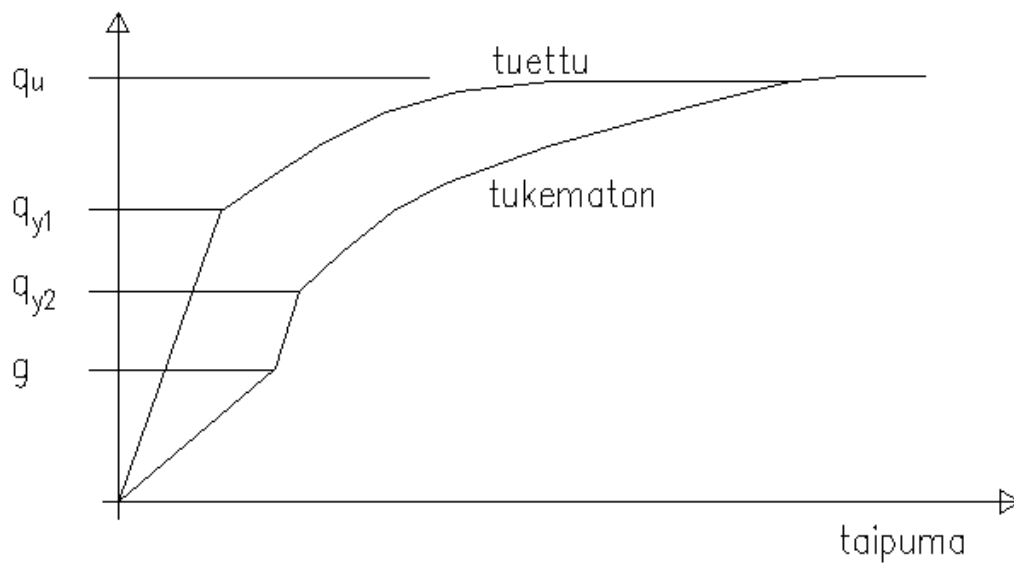
Liittorakenteiden mitoittaminen koostuu tarkastelusta murto- ja käyttörajatilassa riippuen kuormituksen sisällöstä. Taivutetut palkit ja laatat tutkitaan murto- ja käyttörajatiloissa, koska taipuman suhde kestävyys ei ole suoraviivainen. Pää-

asiassa puristetut pilarit tarkistetaan, että niiden puristuskestävyys on riittävä. /1, 7/

Liittorakenteiden suunnittelussa on huolehdittava seuraavista asioista /1, 24/:

- rakenteen taipumat ja muodonmuutokset pysyvät annettujen ohjearvojen sisällä
- liittyvien rakenteiden rakennemalli vastaa todellisuutta ja liittyvien rakenteiden lisäkuormat on otettu huomioon
- koko rakenteella ja rakenteen osilla on riittävä varmuus murtumista vastaan
- rakenne säilyttää siltä vaaditut ominaisuudet suunnitellun käyttöiän ajan.

Taivutettu liittorakenne poikkeaa vastaavasta betonisesta tai teräksisestä rakenteesta kuormitushistoriansa perusteella. Kuormitushistorialla tarkoitetaan rakenteen valmistamisesta alkanutta osien todellisen aikajärjestyksen mukaista kuormittamisen järjestystä. Liittorakenteessa rasituksia tarkastellaan kuormitushistorian perusteella kuormien kertymäperiaatteella. Muodostuneet jännitykset ja muodonmuutostilat riippuvat rakentamisvaiheen tuennasta, asennusjärjestyksestä ja jäykistämistavoista /1, 14/. Rakentamistavan valinta ei vaikuta lopulliseen kantokykyyn, mutta kantokyky saavutetaan eri tavalla. Voidaan kuitenkin sanoa, että kuorman lisäys ensimmäisestä myötäämisestä ideaaliplastisen taivutuskestävyyden saavuttamiseen on tukemattomassa tavassa suurempi /1, 25/.



Kuva 1. Rakennustavan vaikutus taipumaan ja myötäämiseen.

Tuetussa rakentamistavassa menetetään liittorakentamisen hyödyt rakentamisvaiheessa ja teräs ei plastisoidu niin paljon kuin tukemattomassa rakentamistavassa eli teräksen plastisia ominaisuuksia jätetään käyttämättä /1,28/. Ohutlevyn jäädesä näkyviin alapinnasta, rakennusaikaisen tuennan järjestäminen vaaditaan, että saadaan sopiva esikorotus ja kaarevuuden muoto /1, 24/. Tuetussa tapauksessa, jossa teräsosa on vedetty myötäämisen alkaessa, saadaan lisää taivutuskestävyyttä plastisoimalla uumaa nopeammin verrattuna tukemattomaan tapaukseen. Tuke-mattomassa rakentamistavassa teräksinen poimulevy ottaa vastaan kovettuvan betonin kuormat. Betonin kovettuttua poimulevy on mahdollisesti plastisoitunut ja poimulevy muodostaa liittorakenteen betonin kanssa. /1, 28/

Rakenteen mitoituksen kannalta määrääväksi tilanteeksi leikkauksen suhteen voi muodostua /1, 25/:

- leikkauskestävyys
- liitoksen leikkauskestävyys
- liitoksen joustosta syntyvä ylimääräinen taipuminen.

Rakenteen taivutuksen kannalta tärkeitä tarkastelukohteita ovat /1, 25/:

- taivutuskestävyys
- materiaalien sallitut jännitykset tai muodonmuutokset
- taipuminen.

3.3 Käyttörajan mitoitus

Taipumatarkastelu todettiin jo aikaisemmin tärkeäksi murtorajan tarkastelun kanssa, koska etenkin matalat profiilit taipuvat herkemmin. Taipuma vaikuttaa myös rakenteen ulkonäölliseen kestävyuteen, koska taipunut rakenne ei näytä kestävältä. /1, 24/

Liittorakenteiden taipumien laskennassa pitäisi ottaa huomioon, että täydellisen yhteistoiminnan avulla lasketut jäykkyydet antavat taipuman arvoksi arvion taipuman alarajasta. Todellinen taipuma on itse asiassa hieman suurempi leikkausliitoksen jouston vuoksi. Liitoksen joustoa esiintyy enemmän lyhyillä jänneväleillä ($L < 20$ m) kuin pitkillä. /1, 31/

Taipumien laskeminen toteutetaan kertymäperiaatteella, koska jäykkyydet muuttuvat kuormitushistorian aikana. Betonin viruminen aiheuttaa betonijäykkyyksien vähenemistä ja lisää taipumaa ajan kuluessa. Taipumaa voidaan vähentää esikorrotaamalla rakenne pysyvien kuormien aiheuttaman taipuman verran. Esikorrotausta voidaan toteuttaa pysyville kuormille tukemalla laatta rakennusaikana, kuten aikaisemmin todettiin. /1, 31/

BY36:ssa käyttörajan tarkasteluissa määritellään jännitysrajat, joilla ei tapahdu teräksen myötäämistä tai betonin virumismurtumista /1, 29/.

$$\sigma_s \leq 0,9f_y \quad (1)$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad (2)$$

σ_s teräsosan suurin summajännitys

σ_c betonin suurin summajännitys

f_y teräksen veto- ja puristuslujuuden ominaisarvo

f_{ck} betonilieriön puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} = 0,7K \quad (3)$$

K betonin nimellislujuus vanhojen lujusluokkien mukaan [MN/m²]

Laskennan tarkkuuteen ja hajontaan liittyvistä syistä teräsjännityksen raja-arvoon täytyy ottaa lisävarmuutta. Laskentarajoiksi on suositeltu seuraavia arvoja. /1, 29/

$$\sigma_s \leq 0,7f_y \quad (4)$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad (5)$$

Eurokoodi antaa myös omat määräyksensä talonrakentamisen jännitysten rajoittamisesta käyttörajatilassa. Palkkien osalta jännityksiä ei tarvitse rajoittaa, jos väsymistä ei tarvitse tarkastella murtorajatilassa eikä kyseistä rakennetta jännitetä jänneteräksillä tai ohjatusti esimerkiksi tukien kohdalta tunkkaamalla. Talonrakentamisessa liittopilarien jännityksiä ei tarvitse rajoittaa. SFS-EN 1994-1-1:n mukaan betonin ja raudoituksen jännityksiä rajoitetaan tarvittaessa SFS-EN 1992-1-1 mukaan. /3, 71/

Edellisessä kappaleessa viitatus standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa jännityksen suuntaisten halkeamien, mikrohalkeamien tai suuren virumisen välttämiseksi, kun nämä voivat haitata rakenteen toimintaa. Raudoituksen vetojännitys täytyy rajoittaa materiaalin epälineaarisen venymisen, haitallisen halkeilun tai haitallisten taipumien estämiseksi. Ulkonäön kannalta haitallinen halkeilu tai taipuminen katsotaan vältetyksi, kun raudoituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmillä vastaa seuraavaa rajaa:

$$\sigma_{st} \leq 0,6f_{yk} \quad (6)$$

Pakkomuodonmuutosten tai pakkosiirtymien aiheuttama terästen vetojännitys täytyy pysyä seuraavan rajan suuruisena:

$$\sigma_{st} \leq 0,8f_{yk} \quad (7)$$

Jänneterästen keskimääräinen jännitys saa olla enintään seuraavan rajan suuruinen /9, 117; 13, 8/:

$$\sigma_{tm} \leq 0,6f_{pk} \quad (8)$$

f_{yk} betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo eli betoniteräksen ominaismyötölujuus

f_{pk} jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo eli jänneteräksen ominaisvetolujuus /9, 20/.

Aikaisemmin kerrottu murtorajatilan väsymisen tarkastelu tarkoittaa, että säännöllisin jaksoin vaihtelevan kuormituksen vaikutus täytyy tarkistaa. Esimerkkinä voidaan antaa nosturikiskot ja sillat, joihin vaikuttaa suuria liikennekuormia. /9, 111/

3.4 Murtorajatilan mitoitus

Mitoituksessa tähdätään siihen, että rakenteen taivutuskestävyys ylittyy ensiksi. Rakenteen leikkauskestävyys ja liitoksen leikkauskestävyys on mitoittettava niin, että haluttu murtumistapa saavutetaan. Tästä voidaan tulkita, että rakenteen taivutuskestävyys on sama kuin suurin taivutusmomentti leikkausmurtumisen tai liitoksen leikkausmurtumisen hetkellä. /1, 34-35/

Taivutetun liittorakenteen murtumistavat murtorajatilassa /1, 34/:

1. taivutusmurto

- a. yksittäisen poikkileikkauksen plastinen murto tai stabiiliuden menetys

- b. rakenteen osassa tapahtuva plastisoituminen tai stabiiliuden menetyks
- c. koko rakenteen muuttuminen mekanismiksi

2. leikkausmurto

- a. palkeilla leikkauskestävyyden saavuttaminen plastisoitumisen tai stabiiliuden menetyksen vuoksi
- b. laatoilla leikkauskestävyyden saavuttaminen ankkurointimurtumisen vuoksi

3. liitoksen leikkausmurto

- a. osien irtileikkautuminen (myös ankkurointimurto eli liitoksen leikkausmurto laatoissa, joka johtaa leikkausmurtumiseen)
- b. liitoksen plastisoituessa tai murtuessa hauraasti liittimien tai liitoksen leikkauskestävyys saavutetaan. Liitoksen haurasmurtumisena on pidettävä myös ontelolaattojen murtumista ennen aikaisesti liitoksen leikkausvuon aiheuttamien lisärasitusten ansiosta.

Kimmenteorian mukaista taivutuskestävyyttä laskettaessa toimivan poikkileikkauksen mukaan jännitysrajoina voidaan pitää seuraavia arvoja /4, 38/:

- betonin lieriölujuuden mitoitusarvo f_{cd} puristetussa betonissa
- rakenneteräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} vedetyssä tai puristetussa rakenneteräksessä
- betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{sd} vedetyssä tai puristetussa betoniraudoituksessa.

Liittolaattojen osalta eurokoodi antaa jännitysten rajoittamiseen määräyksiä. Voimasuureiden mitoitusarvot eivät saa liittolaattojenkaan osalta ylittää kestävyysmitoitussarvoja kyseessä olevissa murtorajajätköissä. /4, 83/

Taivutusmurto on yleisesti a- tai b-kohdan kaltainen, koska täysplastisen mekaniikan saavuttaminen vaatii teräsosalta todella suuria ainepaksuuksia, jotka eivät ole mahdollisia. /1, 35/

Taivutuskestävyys murtorajatilassa määräytyy käytettävän poikkileikkauksen suhteen ja se saadaan kimmoteorian tai plastisuusteorian mukaan. Taivutuskestävyyttä laskettaessa tarkistetaan, ettei kestävyyttä ylittäviä momenteja synny. Palkit voivat hyödyntää hyvin plastisia ominaisuuksia, mutta rakenteessa voi olla plastisuuden hyödyntämistä rajoittavia ehtoja. Palkin kestävyyttä tarkasteltaessa täytyy ottaa huomioon mahdolliset liittyvät laatat ja mahdollisesti palkin kestävyyttä täytyy tarkastella yhdessä laataston kestävyuden kanssa. /1, 35-36/

Voidaan sanoa, että jäykän poikkileikkauksen taivutuskestävyys voidaan laskea plastisuusteorialla ja hoikan poikkileikkauksen kimmoteorialla. Yleensä jäykkä poikkileikkaus on positiivisen momentin alueella ja hoikka poikkileikkaus negatiivisen momentin alueella. Plastisuusteorian ja kimmoteorian soveltuvuus samaan palkkiin voidaan perustella seuraavasti /1, 36/:

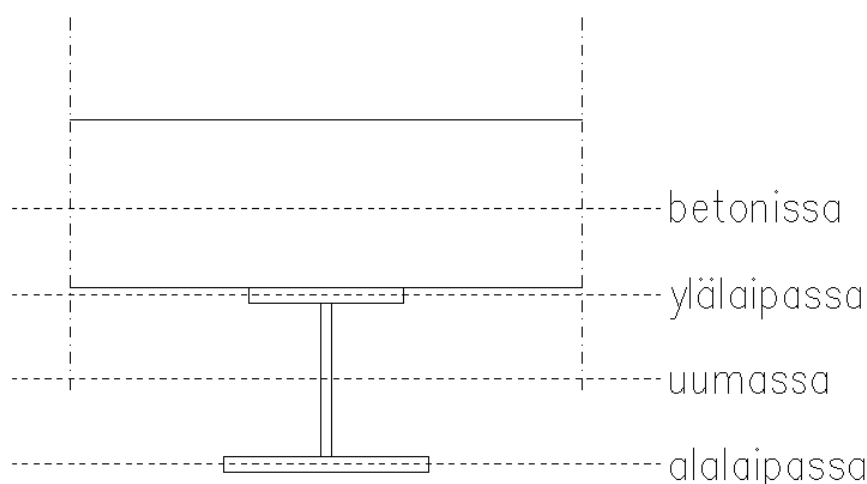
1. Kestävyuden arviointitavasta riippumatta laskentamomentit määritellään kimmoisten momenttijakautumien perusteella.
2. Kun tuelle kertyy momentti tuen kummankin puolen jänneestä, tukimomentti on useimmiten yli 1,5-kertainen saman kuormitustapauksen kenttämomenttiin verrattuna. Aukoissa on täysin kimmoiset momentit, kun tuella on saavutettu kestävyuden raja.
3. Suurimmat kenttämomentit saadaan shakkilautakuviosta, eli kun joka toinen jänne on kuormitettu. Tässä tapauksessa suurimmat tukimomentit ovat useimmiten 0,75-kertaa vastaaviin kenttämomentteihin verrattuna. Kun aukko saavuttaa kestävyytensä plastisoitumalla, niin tuen momentti on huomattavasti kimmoista kestävyyttä pienempi.
4. Plastisen momentin ja myötömomentin suhde on yleensä noin 1,2 ja aina alle 1,5. Myötömomentilla tarkoitetaan momenttia, joka synnyttää te-

räsosan reunalle myötövenymän. Myötömomentti vastaa materiaalin myötörajan arvoa eli myötäämisen alkuhetkeä.

3.4.1 Positiivisen momentin plastinen taivutuskestävyys

Betoni ja teräs ovat ideaaliplastisia materiaaleja ja taivutuskestävyys lasketaan olettaen leikkausliitos jäykäksi. Neutraaliakselin paikka voidaan jakaa kolmeen tilanteeseen seuraavan luettelon mukaan ja tapausten perusteella määräytyy taivutuskestävyys. /1, 37/

1. Neutraaliakseli on betonissa
2. Neutraaliakseli on teräsosan ylälaipassa
3. Neutraaliakseli on teräsosan uumassa.



Kuva 2. Neutraaliakselin erilaiset sijainnit.

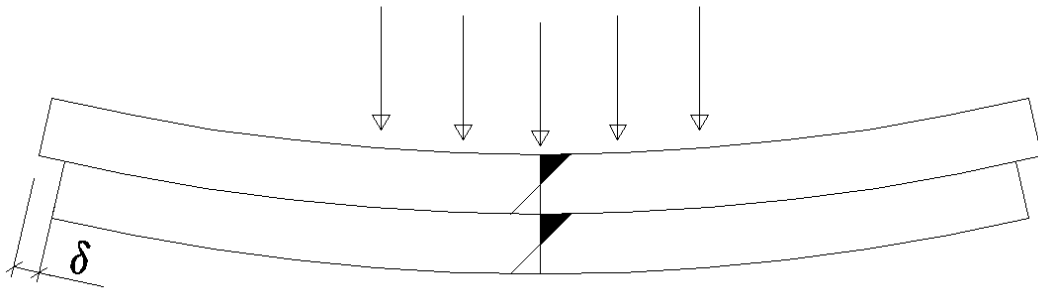
Kaksi ensimmäistä tapausta toteutuu silloin, kun liittovaikutus on tehokas. Viimeisen tapauksen tilanteessa kimmoisten ominaisuuksien tarkistaminen voi tulla kyseeseen. Tapaus 1 ei anna oikeaa tulosta silloin, kun terästen osuus on suurempi kuin betonin eli $N_{cmax} = f_{cd}A_c < N_{smax} = f_{yd}A_s$. /1, 38/

3.4.2 Negatiivisen momentin taivutuskestävyys

Betonin ollessa vedetty, neutraaliakselin paikka on aina teräsoosan laipassa tai uudessa. Betoniteräksiset muodostavat betonissa toimivan osan ja ne voidaan ottaa huomioon toimivalta leveydeltä. /1, 38-39/

3.5 Betonin ja teräksen ankkuroituminen

Liittorakenteiden kaksi eri materiaalia kantavat taivutuksessa kuormia jäykkyysiensä suhteessa, koska materiaaleilla on sama taipuma ja jos niitä ei ole sidottu mitenkään toisiinsa. Materiaalien rajapintaan syntyy liukumia, koska rajapinnan kummallakin puolella vallitsee erilaiset muodonmuutoserot. Liukuma on yksiaukkoisessa palkissa suurin tuilla, jossa momentit ovat nollia ja pienin jänteen keskellä maksimimomentin kohdalla. Yksiaukkoisen palkin keskellä liukuma on nolla. /1, 39/

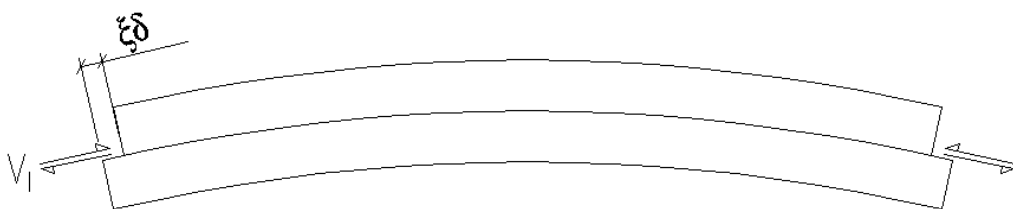


Kuva 3. Liitoksettoman rakenteen liukuma.

Yhteenlaskettu liukuma kummastakin reunasta $\delta_L + \delta_R$ voidaan laskea momenttipinnan avulla. Rakenne ei ole tehokas ja taipumat ovat suuria, joten suunnitellut rakenteet ovatkin sellaisia, missä liukumien vapaa syntyminen on estetty. /1, 39/

$$\delta_L + \delta_R = \frac{e_i}{(EI)_{ni}} \int_0^L M(x) dx = \frac{e_i A_M}{(EI)_{ni}} \quad (9)$$

Liukumien poistaminen tai vähentäminen voidaan toteuttaa asettamalla tuille materiaalien rajapintaan liukumaa vastaava leikkausvoima. Leikkausvoima aiheuttaa alkuperäiselle taivuttavalle momentille vastakkaisen suuntaisen momentin, josta syntyy vastakkaisen suuntaista liukumaa ja osa ξ alkuperäisestä liukumasta saadaan kumottua. Leikkausvoima saadaan käytännössä toteutettua liittimillä. /1, 40/



Kuva 4. Liukuman kumoava leikkausvoima.

Liitoksen leikkausvoimalle saadaan lauseke, kun käytetään geometrisiä yhteensopivuusehtoja eli poikkileikkauksen mitat ja osien kaarevuusehdot. /1, 40/

$$V_l = \xi \frac{A_M}{L} \frac{e_i}{(EI)_i} \frac{(EA)_c (EA)_s}{(EA)_i} \quad (10)$$

Liittimien jäykkyys eli jousivakio on verrannollinen suhteeseen $\xi/(1-\xi)$. Tästä saadaan, että liukuma on täysin estetty jos $\xi=1$, mutta liukuman täysi kumoaminen vaatii suuren määrän liittimiä eli liitoksen täytyy olla todella jäykkä. Liittimien määrään vaikuttava arvo ξ vaihtelee välillä 0-1 ja suhdeluku kasvaa kun ξ lähenee lukua 1. Edellisen kaavan A_M/L -suhde tarkoittaa momenttipinnan keskimääräistä momenttia. Vakiomomentti koko pituudella antaa suurimman suhteen ja vain tällainen liitos saadaan vastaamaan täyttä yhteistoimintaa, vaikka liitoksen jäykkyys olisi ääretön. /1, 40/

Liukuman pysäyttämistä voidaan myös lyhentää, mutta liittimiä täytyy tällöin asettaa momentin maksimikohdan ja nollakohdan välille useampaan kohtaan. Liittinvälin tihentämisellä lähestytään jatkuvaa liitosta, jollaiseksi liitokset yleensä käsitelläänkin. Täydellinen yhteistoiminta tarkoittaa sitä, että liukumat käsitellään siellä, missä ne syntyvät eli purkautumisia ei pääse tapahtumaan. /1, 41/

3.6 Leikkausvuo ja leikkausvoima

Leikkausvuo on jatkuvan liitoksen leikkausvoima pituusyksikölle. Täyden yhteistoiminnan tapauksessa leikkausvuon suuruudelle saadaan kaava /1, 41/:

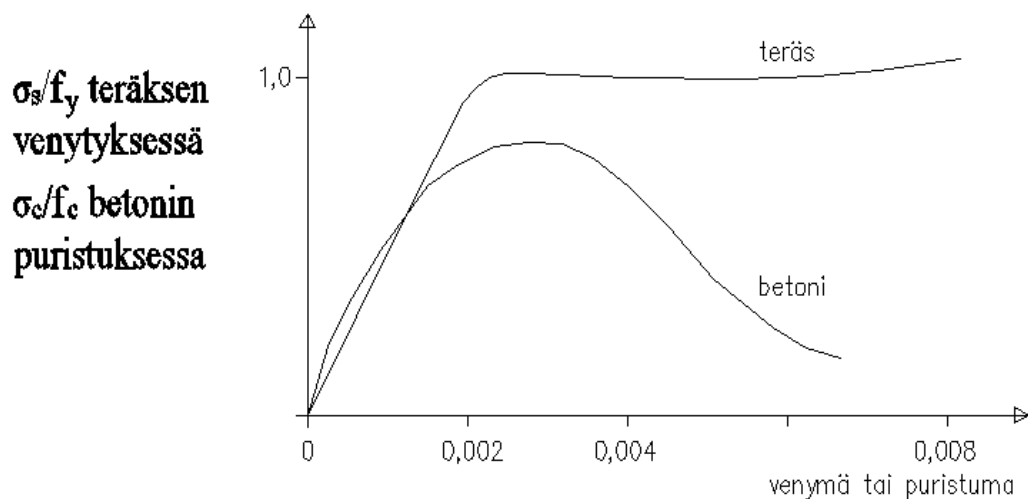
$$v_l = (EA)_c e_c V / (EI)_i \quad (11)$$

Kaava antaa leikkausvuon arvoksi yläraja-arvion, joka saadaan täyden yhteistoiminnan tapauksessa eli silloin, kun liitos on jäykkä. Tällaisen täyden yhteistoiminnan vallitessa saadaan varmalla puolella oleva tulos. /1, 41/

Palkkien tapauksessa leikkausvoima otetaan vastaan pääsääntöisesti teräsosan uumalla. Jos betoni on teräskoteloitu tai teräs on ympäröity betonilla, voi kehittyä teräsbetonipalkkia vastaava halkeilumekanismi, jossa myös betoni ottaa vastaan leikkausvoimaa. Betonin osuus voidaan hyödyntää, mutta leikkaushalkeamien vapaa aukeaminen ja leviäminen ja betonin luistaminen täytyy estää rakenteessa päätyankkureilla. Yksi tapa on sijoittaa kotelon päätyyn päätylevy. Laatoissa leikkauskestävyys määräytyy samalla tavalla kuin teräsbetonilaatoissa ellei materiaalien rajapinnan ankkurointi petä. /1, 43/

3.7 Materiaalien ominaisuudet

Betoni ja teräs ovat ominaisuuksiltaan erilaiset ja materiaalien väliset erot näkyvät erisuuruuksina osavarmuuskertoimina. Erilaisuus näkyy myös kestävyksiä laskettaessa. Betoni saavuttaa murtolujuutensa puristuman ollessa puristuskokeissa 2-3,5 o/oo. Murtovenymä vetorasituksessa on vain 0,1 o/oo luokkaa. Teräs alkaa vasta myödetä sen puristuman arvolla, missä betoni murtuu. Teräksen puristuma myötäämisessä voi kasvaa jopa 40-kertaiseksi verraten siihen tilanteeseen, missä muodonmuutos oli myötäämisen alkamishetkellä. Teräs on yleensä myötölujittuva eli lujuus kasvaa vielä muodonmuutoksen kasvaessa. /10, 17/



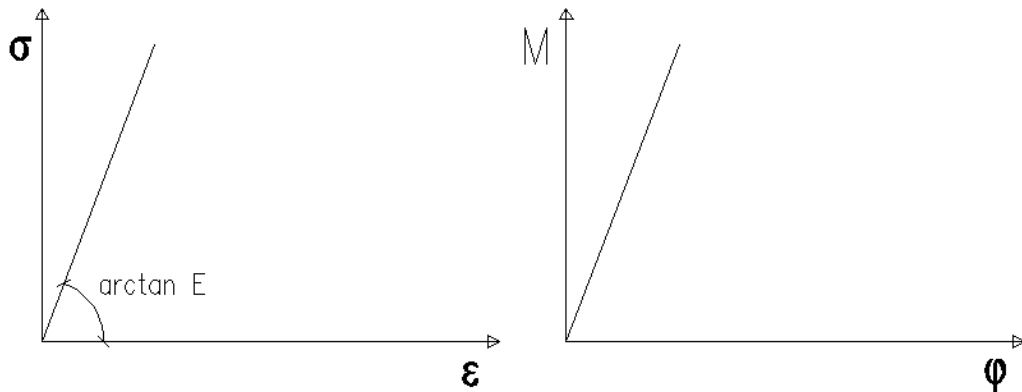
Kuva 5. Betonin ja teräksen jännitys/kestävyys-muodonmuutokskäyrän vertailu.

3.7.1 Laskentamenetelmät

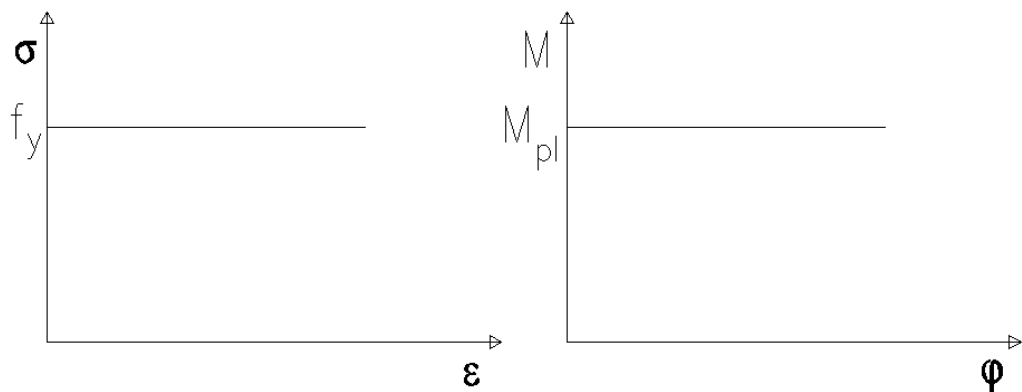
Selvennetään hieman seuraavia laskentamenetelmiä tarkasteltaessa eri materiaalien ominaisuuksia /14/:

- kimmoteorian mukainen lineaarinen tarkastelu, jota voidaan sanoa myös ideaalikimmoiseksi tarkasteluksi
- jäykkäplastinen tarkastelu, jota voidaan sanoa myös ideaaliplastiseksi tarkasteluksi

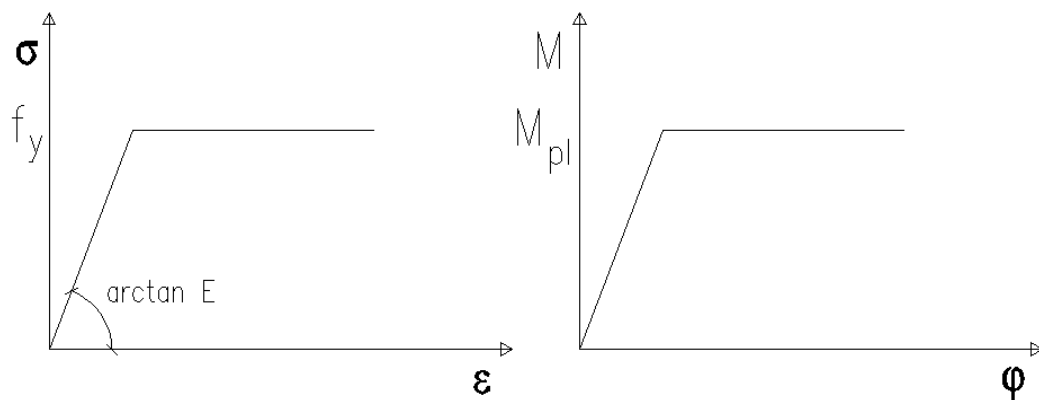
- kimmoinen ideaaliplastinen tarkastelu, joka on myös lineaarisesti kimmoinen ideaaliplastinen tarkastelu
- kimmoplastinen tarkastelu, jossa tarkasteltava materiaali voi olla myös kimmoplastinen-lujeneva tai lineaarisesti kimmoinen lineaarisesti myötölujittuva, jos käyrä kasvaa lopussa.



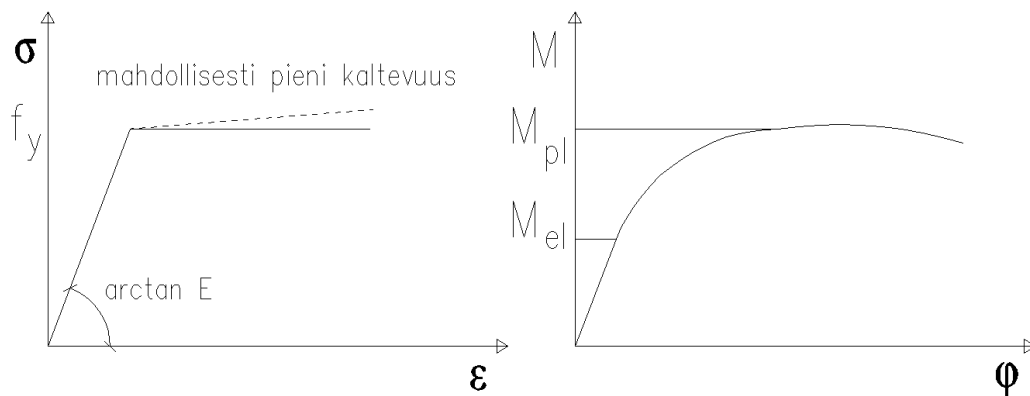
Kuva 6. Ideaalikimmoinen tarkastelu.



Kuva 7. Ideaaliplastinen tarkastelu.



Kuva 8. Lineaarisesti kimmoinen ideaaliplastinen tarkastelu.



Kuva 9. Kimmoplastinen tarkastelu.

3.7.2 Teräs

Teräs on lineaarikimmoinen materiaali myötöjännitykseen saakka ja teräksen osalta jännityksien laskenta voitaisiin korvata muodonmuutoksien laskemisella. Teräs on kokonaisuudessaan kimmoinen-ideaaliplastinen materiaali ja teräksen idealisoitu malli kuvaa tätä parhaiten. Muodonmuutoksien laskeminen ei ole kovinkaan yleinen laskentatapa ja jännitysten ja muodonmuutosten laskennassa täytyy muistaa, että jännitykset ovat matemaattisia suureita ja muodonmuutokset fyysikaalisia suureita /1, 30/. Fysikaalinen suure on esimerkiksi pituus, ja matemaattisella suurella pyritään saamaan käsitystä, miten pituus ja aika riippuvat toisistaan, esimerkiksi nopeus, jonka yksikkö on m/s.

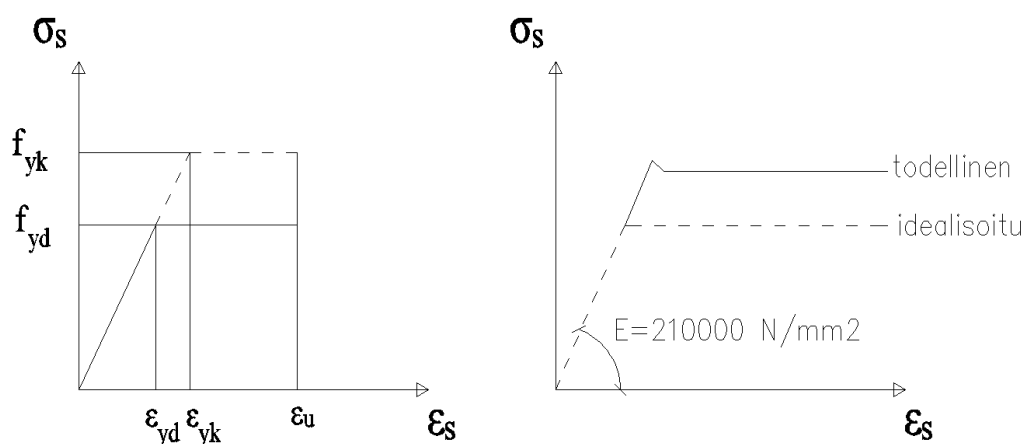
Teräksen myötövenymä on $\varepsilon_y = f_y/E_s$ ja laskennassa voidaan käyttää By36:n mukaisia aiempia rajoja, missä epätarkkuudet on huomioitu ja jännitykset on korvattu muodonmuutosten arvoilla /1, 30/. Teräksen kimmokertoimelle EC2 eli betonirakenteiden suunnittelua käsittelevä standardi antaa arvon $E_s = 200 \text{ GPa}$ /9, 41/ ja EC3 eli standardi teräsrakenteiden suunnittelusta antaa arvon $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ /12, 28/. EC4:n mukaan käytetään EC3:n arvoa ja nimellinen myötölujuus saa olla enintään 460 N/mm^2 /3, 22/. Teräsbetonirakenteen ja teräsrakenteen liittorakenteessa on rakenneterästä ja betoniterästä, joten laskujen yksinkertaistamiseksi voidaan käyttää samaa arvoa. Terästen eri kimmokertoimet täytyisi muuten muuttaa samaksi materiaaliksi, kuten teräs ja betonikin muutetaan laskettaessa muunnettua poikkileikkausta.

Teräksen myötövenymän raja-arvona voidaan käyttää edellisen kappaleen mukaan rajaa /1, 30/:

$$\varepsilon_s < 0,7\varepsilon_y \quad (12)$$

EC antaa betoniteräkselle muodonmuutoksen ylärajaksi arvon ε_{ud} , joka voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvoksi annetaan /9, 41/:

$$\varepsilon_{ud} < 0,9\varepsilon_{uk} \quad (13)$$



Kuva 10. Betoniteräksen jännitys-muodonmuutospiirros.

Teräksellä myötövenymä on lujuuden funktio ja seuraavassa on taulukoitu myötövenymän arvoja eri lujuusluokille.

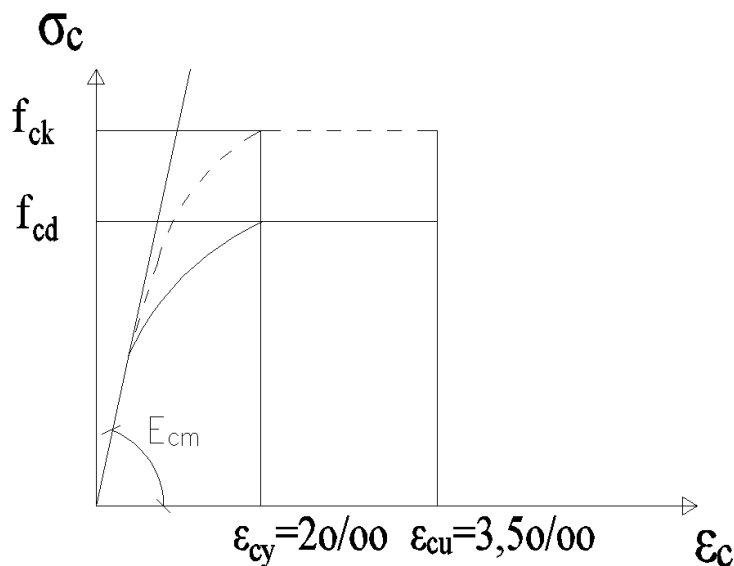
Taulukko 1. Teräksen myötövenymän arvoja /1, 30/.

f_y	235 Mpa	275 Mpa	355 Mpa
$\epsilon_{p,y}$	1,12 o/o	1,31 o/o	1,69 o/o

3.7.3 Betoni

Jännitys-puristusominaisuuksien osalta betoni ei käyttäydy lineaarisesti, mutta keskimääräisen jännityksen ja sitä vastaavan puristuman riippuvuus on melkein lineaarinen arvoon $0,4f_{cm}$ asti, jossa f_{cm} on keskimääräinen lieriölujuus. Tälle jännitysalueelle määritellään sekanttiarvona vakiokimmokerroin, jonka avulla lasketaan betonirakenteen jäykkyysominaisuuksia. Kimmokertoimen arvo riippuu betonin ainesosien, sementtikiven ja kiviaineksen kimmokertoimista /11, 34/. Betonin epälineaarisuudesta päästään eroon määrittelemällä sekanttikerroin jännitysten ja muodonmuutosten välille /14/.

Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 muodonmuutosjännitysfunktiona käytetään paraabelia puristumaan ϵ_{cy} saakka. Rakentamismääräyskokoelmassa f_{ck} :n arvo on $0,7K$. /6, 10-11/

**Kuva 11.** Betonin jännitys-muodonmuutoskuvio.

Betonin myötövenymän raja-arvona voidaan käyttää rajaa /1, 30/:

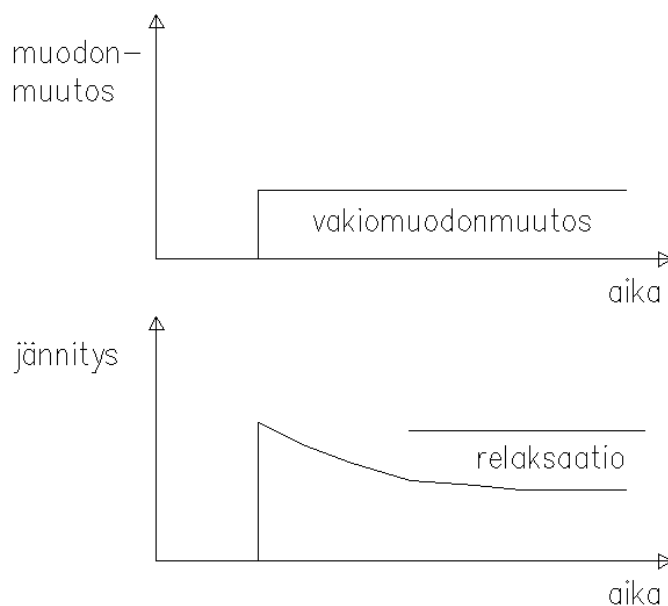
$$\varepsilon_c < 0,6\varepsilon_{cmax} \quad (13)$$

Betonin kimmokerroin voidaan laskea seuraavasta kaavasta, missä K on betonin kuutiolujuus /1, 17/:

$$E_c = 5000\sqrt{K} \quad (14)$$

Betonin lyhytaikaisjäykkyyden laskemisessa on totuttu käyttämään edellistä kaavaa, joka ei anna aina täysin oikeaa tulosta jännityksien laskennassa, koska kaava ei ota huomioon materiaalin puristumaa /1, 17-18/. Betonin kimmokertoimelle voidaan antaa eri arvoja lyhytaikaikuormille ja pitkäaikaikuormille. Lyhytaikaikuormille on taulukoitu kimmokertoimen arvoja edelläpäin, mutta pitkäaikaikuormien kimmokerrointa laskettaessa otetaan huomioon viruma, kutistuma, turpoaminen ja relaksaatio.

Viruma on muodonmuutoksien lisääntymistä ajan funktiona jännityksen pysyessä samana. Kuorman poiston jälkeen muodonmuutokset eivät palaudu heti eivätkä kokonaan. Virumaan liittyy myös jännitysten relaksaatio, jossa jännitys pienenee pidettäessä muodonmuutos vakiona pitkän aikaa. /14/



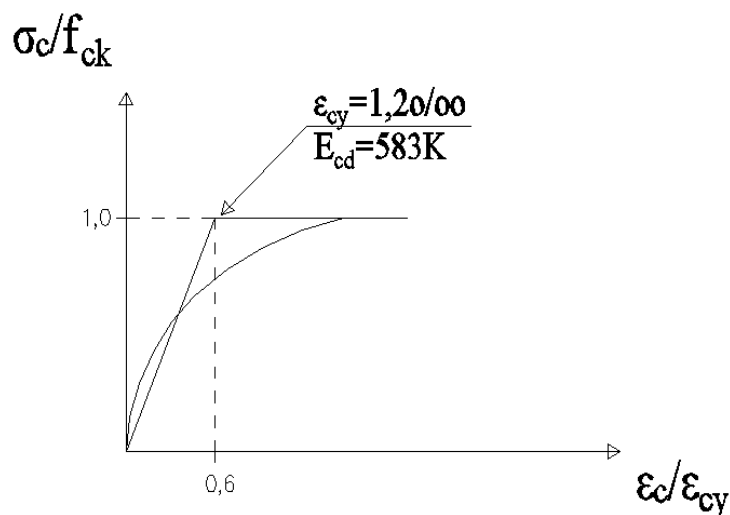
Kuva 12. Relaksaatio.

Ilman hyötykuormiakin tapahtuu muodonmuutoksia. Muodonmuutokset johtuvat tilavuuden muutoksista, jonka aiheuttaa veden määrän muutokset, sementtikiven kemiallinen prosessi ja lämpölaajeneminen. Näistä merkittävin on kutistuminen, mikä johtuu vapaan veden poistumisesta betonista ja näin betonin tilavuus pienenee. Vapaan veden poistuminen johtuu veden sitoutumisesta sementtiin hydrataatioreaktiona, veden haihtumisesta tai karbonatisaatiosta. Hydrataation aikana tapahtuu myös tilavuuden kasvua turpoamalla, mutta se on yleensä niin pientä ja sitä ei tarvitse ajatella mitoituksessa. Tarvittavat tilavuuden muutokset betonissa eivät kuitenkaan pääse tapahtumaan, koska betoni on kiinni teräksessä ja tästä aiheutuu vetojännitystä ja halkeilua. Viruminen ja kutistuminen ovat ajan mukana tapahtuvia muodonmuutoksia kuormitetussa tai kuormittamattomassa betonissa ja ovat yhden ja saman fysikaalisen tapahtuman eri puolina. /14/

Jännityksen ja venymän suhdetta kuvaava luku tunnetaan materiaalin kimmokerrotimeksi E. Kimmokerrointa voidaan nimittää myös jännitys-venymäkäyrän lineaarisen osan kulmakertoimeksi. Kimmokertoimen arvo lasketaan kaavasta /7, 25/:

$$E = \tan \beta = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} \quad (15)$$

Betonin linearisoidulle mallille By36 esittää, että käyrän ja sekanttisuoran leikkauspiste voidaan valita väliltä $0,55f_{ck} < \sigma_c < 0,6f_{ck}$, ja jonka perusteella määräytyy sallittua betonijännitystä vastaava puristuma /1, 18/. Käytännön tilanteessa sallittavat jännitykset ovat melkein aina suhteellisuusrajan alapuolella eli käyrän lineaarisen osan alapuolella. Käyrä on edellisessä kohtaa vasta hieman kaareva, joten käyrää voidaan approksimoida suoralla. Approksimointi tarkoittaa, että siinä yksinkertaistetaan kyseistä mallia /7, 25-27/. Kun jännitys-muodonmuutosmalli on linearisoitu, niin betonin jäykkyyttä kuvaa laskentakimmokerroin E_{cd} . Betonin puristuslujuus saavutetaan puristuman arvolla $\epsilon_{cmax} = 1,2$ o/oo laskentakimmokerroimen E_{cd} arvolla 583K /17/. Eurokoodissa sekanttimoduuli määritellään likimain vastaamaan jännitystä $0,4f_{ck}$ /9, 35/.



Kuva 13. Linearisoitu betonimalli eli kimmoplastinen malli By36:n mukaan.

EC2:ssa on taulukoitu betonin lyhytaikaisen kimmokertoimen sekanttiarvoja jännitystasojen $\sigma_c = 0$ ja $0,4f_{cm}$ välillä /9, 29/. EC4:n ohjeet liittorakentamisesta kattaa vain rakenteet, joissa on käytetty betonin lujuutta välillä C20/25-C60/75 /3, 21/. EC2 antaa ohjeet betonin viruman vaikutuksesta pitkäaikaisjäykkyyteen, mutta kokemuksen perusteella EC2:n kutistuman arvot voivat antaa liioiteltuja arvoja liittorakenteiden osalta. EC4:n mukaan kutistumat lasketaankin EC4:n liitteen C arvojen mukaan.

Normaalibetonille annetaan liitteessä C kutistumalle arvoja /3, 100/:

- 0,000325 o/oo, kuivat sisätilat
- 0,000200 o/oo, muut ympäristöt tai täytteiset rakenneosat.

Taulukko 2. Betonin kimmokertoimen arvoja lyhytaikaisille kuormille kvartsiit-tipitoisella kiviaineella /9, 30/.

f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{ck,cube} [Mpa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
E_{cm} [Gpa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

EC2:ssa kimmokertoimen laskentaan on käytetty kaavaa /9, 30/:

$$E_{cm} = 22(f_{cm} / 10)^{0,3} \quad (16)$$

3.8 Aksiaali- ja taivutusjäykkyys sekä kimmokerroin

Sauvan vetojäykkyys esitetään muodossa EA, jota kutsutaan myös sauvajäykkyudeksi /7, 25/. By 36 nimittää lukua $E_s A_s$ teräksen aksiaalijäykkyudeksi, jota voidaan merkitä myös $(EA)_s$ /1, 12/.

Kappaleen aksiaalijäykkyys on voima, josta syntyy yksikkömuodonmuutos. Liittopoikkileikkauksen aksiaalijäykkyys $(EA)_i$ on liittopoikkileikkauksen osien jäykkyyksien summa. /1, 11/

$$(EA)_i = (EA)_s + (EA)_c \quad (17)$$

$$(EA)_s = E_s A_s \quad (18)$$

$$(EA)_c = E_{cd} A_c + E_r A_r \quad (19)$$

$E_r A_r$ on halkeilleen betonin aksiaalijäykkyys.

$(EA)_i$ on muunnetun poikkileikkauksen aksiaalijäykkyys

Vetosauvan venymälle annetaan Hookeen laista johdettu kaava /7, 25/:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{F}{EA} \quad (20)$$

Taivutetun rakenteen kimmoteoreettinen käyttäytyminen saadaan jäykkyyden $(EI)_i$ avulla, kun kerroin $(EI)_i$ on täydelliseen yhteistoimintaan perustuva muunnetun poikkileikkauksen taivutusjäykkyys. Täydellisen yhteistoiminnan saaminen täytyy ottaa suunnittelussa huomioon. /1, 12/

Muunnetun poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan esittää muodossa, missä arvioidaan osien keskinäisestä sijainnista saatavaa jäykkyyden kasvua. /1, 10/

$$(EI)_i = (1 + \alpha_i)(EI)_{ni} \quad (21)$$

Eri materiaaleista koostuvan poikkileikkauksen taivutusjäykkyys lasketaan muuttamalla kumpikin materiaali samaksi materiaaliksi. Muunnos tapahtuu kertomalla toisen materiaalin pinta-ala kimmokerroinsuhteella. Poikkileikkaus voidaan ajatella kertomisen jälkeen samana materiaalina ja poikkileikkauksen geometrinen muoto muuttuu. Poikkileikkauksen korkeus ei saa muuttua muuttamalla poikkileikkauksen geometrisiä mittoja. Uusilla poikkileikkausmitoilla voidaan laskea muunnettu neliömomentti ja jäykkyys. /8/

Taivutusjäykkyyttä laskettaessa $(EI)_{ni}$ lasketaan kaavasta /1, 12/:

$$(EI)_{ni} = (EI)_s + (EI)_c \quad (22)$$

$(EI)_s = E_s I_s$ teräsosan taivutusjäykkyys

$(EI)_c$ betoniosan taivutusjäykkyys

Liittojäykkyyserroin α_i antaa kuvan leikkausliitoksesta saatavasta hyödystä. Osien painopistevälin e_i pienentyessä myös liittojäykkyyserroin pienenee. Välin mennessä nollassi, rakenteella ei ole sen enempää taivutuskestävyyttä kuin ilman minkäänlaista yhteistoimintaa. Palkeissa e_i on suuri, koska osat sijaitsevat kaukana toisistaan. Kerroin α_i voi olla 2,5 - 1,5 palkin tapauksissa. Kerroin α_i voidaan myös laskea taivutusteorian mukaisella kaavalla. /1, 10-12/

$$\alpha_i = \frac{e_i^2 (EA)_c (EA)_s}{(EI)_{ni} (EA)_i} \quad (23)$$

Vastaavasti taivutusjäykkyys osallistuu muodonmuutosten laskentaan. Tarkasteltaessa palkin neutraaliakselista etäisyydellä y olevaa lamellia, saadaan lamellin venymä laskettua kaavalla /8, 30-32/:

$$\varepsilon_{kx} = ky \quad (24)$$

Kerroin k voidaan määrittää Hooken lain mukaan /8, 30-32/:

$$\sigma_x = E\varepsilon_x = Eky \quad (25)$$

Kertoimen k arvoksi saadaan johdettua seuraava kaava /8, 30-32/:

$$k = \frac{M_z}{EI_z} \quad (26)$$

Teräs ei menetä jäykkyyksiään rasiustilan mukaan vaan jäykkyydet säilyvät kimmoisena muuttumattomina. Betonin jäykkyys muuttuu rasiustilan mukaan johtuen virumasta. Kun betonin jännitys pysyy rajan $\sigma_c < 0,6f_{ck}$ alapuolella, niin viruminen noudattaa suhteellisuusteoriaa eli viruman aiheuttama muodonmuutos ε_{cc} on likimain suoraan verrannollinen kimmoiseen muodonmuutokseen $\varepsilon_{ce} = \sigma_c/E_c$. /1, 13/

3.9 Materiaalien yhteistoiminta

Kaavakokoelmien kaavat perustuvat yleisesti olettamukseen, että yhteistoiminta on täydellistä. Täydellinen yhteistoiminta on kuitenkin ideaalitalanne, jota lähestytään kasvattamalla liitoksen jäykkyyttä ja tiheyttä. Ideaalitalanne tuottaa yksinkertaisimmat laskentakaavat. Täydellisen yhteistoiminnan tapauksessa taipumat täytyy tarkistaa, koska venymät ja puristumat eivät kasva samassa suhteessa kuin taipumat. /1, 7/

Taivutetun rakenteen kestävyyksien, taipumien ja muodonmuutosten arvioimiseksi tarvitaan poikkileikkauksen taivutusjäykkyys. Taivutusjäykkyyteen vaikuttaa

poikkileikkauksen osien yhteistoiminnan aste. Yhteistoiminta voi olla täydellistä, jolloin aineiden rajapinnoissa ei esiinny epäjatkuvuuskohtia tai osittaista jolloin epäjatkuvuuskohtia löytyy /1, 7/. Täydellisessä yhteistoiminnassa kahdella eri materiaalilla on samassa tarkastelupisteessä yhtä suuri muodonmuutos. Osien välinen luisto tai muodonmuutosero tarkoittaa materiaalien välisen yhteistoiminnan olevan epätäydellistä tai osittaista /1, 9/.

Materiaalien rajapinnoissa yhteistoiminta varmistetaan leikkausliitoksen avulla. Leikkausliitos voi olla täydellinen tai epätäydellinen riippumatta, mitä on oletettu täydellisestä yhteistoiminnasta. Täydellinen leikkausliitos palkissa tai laatassa on sellainen, jota ei voida enää parantaa leikkausliitoksen vahvistamisella /1, 10-11; 3, 79/. Epätäydellinen leikkausliitos laittaa rajat rakenteen taivutuskestävyydelle, koska liitos murtuu ennen aikaisesti. /1, 10-11/

Liitoksen joustavuusominaisuudet määrittävät leikkausliitoksen yhteistoiminnan asteen. Joustavuus on liitoksen plastisoitumiskyvyn seurauksena syntyvä liitosvoimien tasaantuminen. /1, 11/ Leikkausliitoksen ollessa jäykkä, voi yhteistoiminta olla silti osittainen liitoksessa tapahtuvan jouston vuoksi. EC4 sanookin, että osittaisen yhteistoiminnan vaikutuksia ei tarvitse tarkastella, kun leikkausliitos on täydellinen /3, 70/. Edellinen toteamus koskee mitoitettaessa käyttörajatilassa.

Osittainen liittovaikutus muodostaa palkin päihin hammastusta. Liittimien täytyy olla joustavia, jos liitos suunnitellaan joustavaksi. Joustavia liittimiä ovat esimerkiksi betoniraudotteet, pultit ja ruuvit. /10, 41/

Joustavuuden perusteella ei ole välttämätöntä käyttää täydellistä leikkausliitosta. Liittimien määrää vähentämällä saadaan osittainen yhteistoiminta ja vähentäminen voidaan ottaa huomioon pienentämällä aikaisemmin käsiteltyä kerrointa α_i . Luistamisen vuoksi osittainen yhteistoiminta aiheuttaa reunamuodonmuutoksia ja jännityksien kasvua. Käyttörajatilan tarkasteluihin kuten taipuman ja muodonmuutosrajojen huomioiminen on entistä tärkeämpää. /1, 13-14/

4 LIITTOLAATAT

Liittolaatan muodostaa teräs-poimulevy ja sen päälle valettu betonilaatta. Tästä muodostuu liittorakenne, jolla on yhteistoimintaa. Betoni voi olla normaalista kiviaineesta tai kevytrunkoaineesta, jolloin betonista tuleva omapaino on pienempi /14/. Poimulevy ottaa vastaan vedon ja betoni puristuksen. Poimulevy voi ottaa vastaan vetoa vasta sitten, kun poimulevyn ja betonin välille on saatu järjestettyä leikkausliitos. Leikkausliitoksen järjestämisen tavallisin tapa on ollut muovata poimulevyn pintaan painanteita tai kohoumia. Levyyn voidaan stanssata myös tartukkeita. Leikkausliitoksen puuttuessa, levy toimii rakenteen osana vain taivutusjäykkyytensä suhteessa, kuten aikaisemmin todettiin. Tällöin betonilaatan täytyy kantaa kuormat oman raudoituksensa avulla ja levy toimii vain muottina. /1, 143/

Liittolaattojen toimintaa on tällä hetkellä vaikea ennustaa ja niistä ei ole saatavilla kattavia suunnitteluohjeita. Toiminta murto- ja käyttörajatiloissa osoitetaan koekallisesti. /2/

Jännevälin ollessa enintään noin 2,5 m ei tarvita väliaikaista tuentaa vaan tällöin ohutlevyn mitoitus tehdään betonin painolle. Liittolaatassa ei esiinny suuria jännityksiä näin lyhyillä jänneväleillä. Lyhyillä jänneväleillä voidaankin käyttää trapetsiprofiilisia levyjä, joilla on pieni ankkurointikestävyys ja sitkeys, koska näillä on pieni paino välipohjaneliölle. Pidemmässä jänneväleissä tarvitaan väliaikaisia tukkia ja valmiissa liittorakenteessa on suuri jännitystila, joka voi olla mitoituksessa määräävä. Levyltä vaaditaan suurta ankkurointikykyä, joka saadaan lohensyrstöprofiililla, jonka teräsmäärä on lattianeliölle suurin. /14/

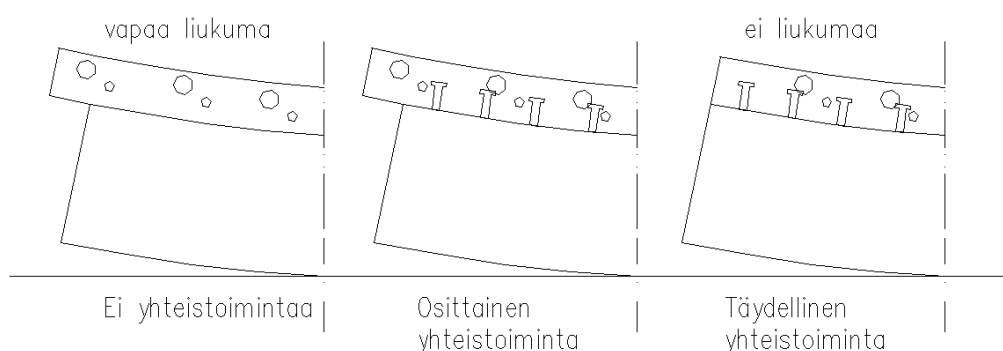
By 36 antaa levyn materiaaliksi kuumasinkityn kromatoidun teräsohutlevyn, jonka kokonaispaksuus on vähintään 0,7 mm /1, 143/ EC4 antaa myös ohutlevyn pienimmäksi nimellispaksuudeksi 0,7 mm /4, 2/. Raudoituksena toimimisen edellytys on 0,63 mm laskentapaksuus ja 0,63 mm saadaan vähentämällä kokonaispaksuudesta 0,7 mm:stä pinnoitteen paksuus ja valmistuksen miinustoleranssi /1, 143/. Ruukki antaa 153 korkeille kantaville poimulevyille materiaaliksi teräksen S350 ja pintamateriaalin ilmastorasitusluokan mukaan /16/. Olettaen poimulevyn laskentapaksuudeksi 0,63 mm tuottaa jo suuren vetoteräsmäärän, koska profiilin pi-

tuus laatan leveysmetrille on huomattavasti yli 1000 mm. Esimerkiksi 630 mm² poimulevyä alapinnassa vastaa 8 kpl 10 mm pyörötankoa. /1, 144/

4.1 Käyttäytymismallit taivutuskokeessa

Liittopalkkien osalta kahden materiaalin välinen liittovaikutus otetaan vastaan liittimillä ja mitoitus perustuu siihen, että leikkausliitos on täydellinen ja täysi taivutuskestävyys saavutetaan. Liittimien määrää pienentämällä saadaan osittainen leikkausliitos, jolloin taivutuskestävyys riippuu liittimien määrästä, liittimien jäykkyydestä, palkin jännemitasta ja rakentamistavasta. Teräsbetonilaatoissa liittovaikutus syntyy harjatangon pinnan muodoilla. Liittovaikutus on todettu olevan sama kuin betoniteräksen vetokestävyys, eli liittovaikutus on täydellinen. /14/

Liittolaatan materiaalien välisen leikkausliitoksen tarkastelu sijoittuu edellisten kahden väliin. Levy on verrattavissa raudoitukseen nystyjen ja painanteiden takia, koska betoniteräksessäkin liittovaikutus otetaan vastaan harjatangoilla ja nimenomaan harjatangon muodoilla. Levyä voidaan verrata myös teräspalkkiin, jolla on taivutusjäykkyys, mutta vertaus ei ole täysin suoraviivainen. Tilanteen erikoisuus johtuu siitä, että poimulevy ja nystyt voivat deformoitua kuormituksessa. Tilanteeseen vaikuttaa myös se, että poimulevyä ei ole ympäröity täysin betonilla, kun taas betoniteräkset ovat. /14/



Kuva 14. Yhteistoiminnan asteet.

EC4:n mukaisissa laattakokeissa on havaittu kaksi selvästi erottuvaa käyttäytymismallia, jotka perustuvat kuorma-taipumakuvaajan tarkasteluun.

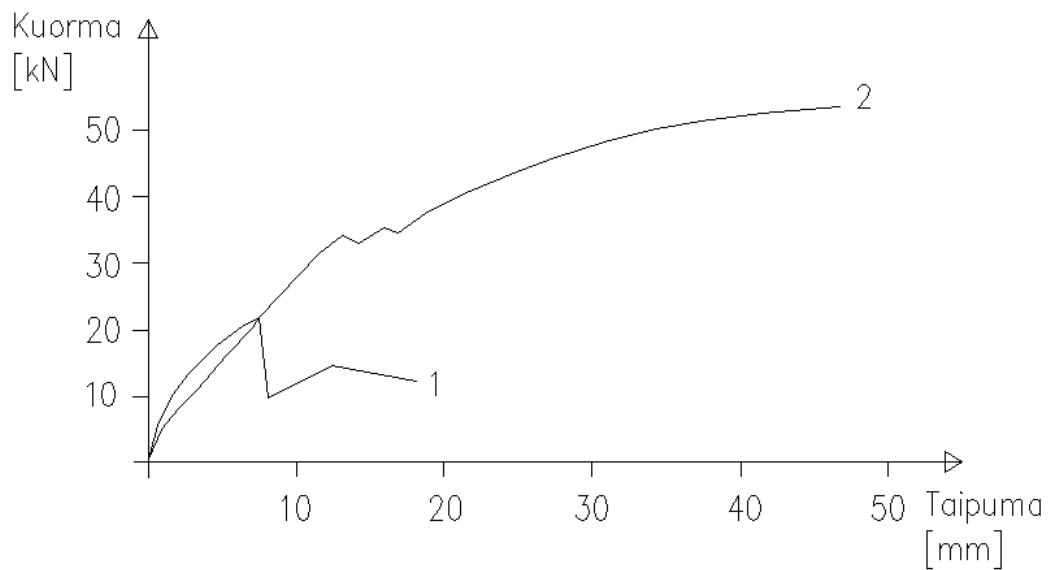
Käyttäytymismalli 1:

Aluksi kuorman ja taipuman välinen suhde on lineaarinen, koska rajapinnassa vaikuttavat adheesio, kitka, nystyt ja ankkurit pitävät tartunnan kiinni. Liukumaa ei tapahdu merkittävästi ja laatan jäykkyys pienenee betonin halkeilun vuoksi. Kuorman kasvaessa tartunta materiaalien rajapinnassa ylittyy, liukumaa tapahtuu ja kuorma putoaa äkillisesti. Koko liitoksen leikkausvoima otetaan vastaan nyt kitkalla ja ankkurointinystyillä. Mekaanisen ankkuroinnin tehokkuus määrää kuorman pienentymisen. Laatan deformatiivissa kuorman arvo ei saavuta koskaan arvoa, mistä se tippui. Tämä tarkoittaa sitä, että mekaanisella ankkuroinnilla ei voida saada enää sitä tartuntaa mikä oli tartunnan pettäessä materiaalien rajapinnassa. Kuorman pienentyminen ei ole johtunut halkeamien äkillisestä avautumisesta vaan levyn liukumisesta betonin suhteen. /14/

Käyttäytymismalli 2:

Alkuvaiheessa toiminta vastaa edellistä mallia, mutta adheesio jälkeinen vaihe on erilainen. Kuorman pienentyminen on hetkellistä ja kuorman arvo kasvaa yli arvon, missä tartunta irtosi. Tämä tarkoittaa sitä, että mekaaninen ankkurointi hallitsee liitoksen leikkausvoimia siten, että voidaan saavuttaa taivutusmurto. Tällöin kestävyys vastaa täydellistä yhteistoimintaa tai osittaista yhteistoimintaa. /14/

Ensimmäinen malli vastaa haurasta eli ei-sitkeää käyttäytymistä ja jälkimmäinen malli vastaa sitkeää käyttäytymistä. /14/



Kuva 15. Käyttätymismallit.

Käyttätymismalleissa esiin tullut adheesio eli betonin pintatartunta ei merkitse paljon, mutta se liittyy siihen, missä vaiheessa liittimet alkavat toimia ja kuinka suuria liukumia kiinnikkeiden toiminnan aloittamiseen tarvitaan. EC2 ei ota adheesiovaikutusta leikkausliitoksen kestävyudessa huomioon, kuten edesspäin leikkausliitosta käsiteltäessä huomataan. Adheesio ei ole kovin suuri, mutta sen suuruus voidaan laskea kaavalla /1, 151/:

$$V_{ba} \approx 2 f_{ba} b_s (EI)_i / (h(EA)_s) \quad (27)$$

Adheesiolujuus f_{ba} vaihtelee välillä 0,1-0,25 MPa. Adheesiolujuuteen vaikuttavia tekijöitä ovat /1, 151/:

- tartuntapinnan puhtaus
- ohutlevyn paksuus
- tartuntapituus
- tartukkeiden muoto ja tiheys
- testaamistapa.

V_{ba} :n lauseke perustuu levyn ja betonin väliseen leikkausvuon kaavaan /1, 151/:

$$V_1 \approx 0,5h(EA)_s / (EI)_i \quad (28)$$

4.2 Liittolaatan jäykkyys

Laatan taivutusjäykkyys ja liittojäykkyyskerroin lasketaan kuten aiemmin on kerrottu. Poikkileikkauksessa ajatellaan toimivaksi betoniosa poimujen yläpuolelta. Halkeilemattoman laatan taivutusjäykkyys lasketaan kaavasta /1, 145/:

$$(EI)_i = (1 + \alpha_i)(EI)_c \quad (29)$$

$$\alpha_i = 0,25h^2(EA)_s / (EI)_c \quad (30)$$

$$(EI)_c = E_{cd}bh_c^3 / 12 \quad (31)$$

Halkeilleeseen poikkileikkaukseen otetaan lisäksi vetoraidoitus. Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys $(EI)_r$ lasketaan vetoraidoituksena toimivan levyn jäykkyyteen $(EA)_s$ verrannollisena, kaavasta /1, 145/:

$$(EI)_r = (1 - k_x/3)(1 - k_x)(EA)_s d^2 \quad (32)$$

missä

d laatan hyötykorkeus

$$\rho = A_s / bd$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cd}$$

$$k_x = \sqrt{((\alpha_e \rho)^2 + 2\alpha_e \rho)} - \alpha_e \rho \quad (33)$$

Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys taipumalaskennassa lasketaan loppujen lopuksi ehjän ja halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyksien keskiarvona. /1, 145/

EC4 määrittelee poikkileikkauksille taivutusjäykkyydet $(EI)_1$ ja $(EI)_2$. Alaindeksi 1 tarkoittaa halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyyttä ja 2 halkeilleen poik-

kileikkauksen jäykkyyttä. Kimmokerroin $E = E_a$ eli rakenneteräksen kimmokerroin. Neliömomentti I on kimmoteorian mukainen teräkseksi muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti. Halkeilemattomassa tapauksessa jäyhyysmomentti lasketaan lyhytaikaiskuormia vastaavalla kimmokerroinsuhteella ja raudoitus voidaan huomioida tai jättää huomioimatta jäyhyysarvossa. Halkeilleessa tapauksessa jäyhyysmomentti lasketaan pitkäaikaiskuormia vastaavalla kimmokerroinsuhteella ja vedetty betoni jätetään huomioimatta, kun taas raudoitus otetaan huomioon. /3, 42; 3, 28; 14/

4.3 Voimasuureiden laskenta murto- ja käyttörajatilassa

Voimasuureiden laskenta normaaleilla murtorajatilien kuormilla voidaan suorittaa jollakin seuraavista menetelmistä, mutta käyttörajatilassa käytetään vain lineaarisia analyysimenetelmiä /14; 3, 82/:

- lineaarikimmoinen periaate, jossa ei oteta huomioon momenttien uudelleenjakamista
- lineaarinen menetelmä, jossa suoritetaan momenttien uudelleenjakaminen halkeilun vaikutuksesta
- jäykkäplastinen menetelmä, joka perustuu plastisten nivelien mukaiseen mekanismiin, kuten teräsrakentamisessa on tapana olettaa. Plastisoituminen keskittyy tarkasti rajattuihin kohtiin. Menetelmä, jos poikkileikkauksilla on riittävä kiertymiskyky siellä, missä sitä tarvitaan
- tarkempi epälineaarinen menetelmä, joka huomioi materiaalikäyttäytymisen epälineaarisuuden ja liukuman leikkausliitoksessa. Myös kimmoplastinen analyysi.

Betonin halkeilun vaikutus otetaan eri tavoilla huomioon murto- ja käyttörajatilassa. Voidaan esimerkiksi pienentää sopivasti tukimomenteja ja kasvattaa kenttämomenteja tai laittamalla tuille minimiraudoitus halkeamaleveyksien hallitsemiseksi ja jättämällä tukiraudoitus kokonaan huomioimatta ja tarkastella jatkuvaa rakennetta sarjana yksiaukkoisia rakenteita. /14; 3, 82/

4.4 Mitoitustilanteet

Mitoituksessa varmistetaan riittävä murtorajatilán mukaan laskettu kestävyys ja käyttörajatilán mukaiset käyttökelpoisuuden vaatimukset /14/. Mitoituksessa tarkasteltavat tilanteet:

- a) Liittolevy muottina: liittolevyn toimivuus osoitetaan valetun betonin muottina ja mahdollisen väliaikaisen tuennan vaikutus täytyy ottaa huomioon. Mitoitus käyttörajatilassa ja murtorajatilassa /14; 3, 81/.

Mitoitus muottina standardin SFS-EN 1993-1-3 mukaisesti. Käytettäessä väliaikaisia tukia kimmoteorian mukaista momenttien uudelleenjakautumista ei saa järjestellä uudelleen /3, 82/. Esimerkiksi jatkuvissa rakenteissa myötääminen alkaa tuelta ja kuormaa voidaan silti lisätä, koska momentit voivat jakaantua uudelleen. Kentässä momentti voi lisääntyä samalla kun tukimomentti säilyy plastisessa arvossaan /14/.

- b) Liittolaatta: liittorakenteen toimivuus osoitetaan, kun betoni on kovettunut ja mahdolliset väliaikaiset tuet poistettu /3, 81/. Mitoitus käyttörajatilassa ja murtorajatilassa /14/.

Liittolaatan toimiessa murtorajatilassa muottina, kestävyys lasketaan standardin 1993-1-3 mukaan ja kestävyyksien mitoitusarvoissa otetaan huomioon syvennysten ja kohokuvioinnin vaikutus. Käyttörajatilassa poikkileikkauksen ominaisuudet määritellään saman standardin mukaan. Taipuman sallitut rajat on esitetty kansallisessa liitteessä. /3, 83/

Tarkasteltaessa liittolevyä muottina otetaan seuraavat kuormat huomioon /3, 81/:

- betonin ja liittolevyn paino
- rakennustyön aikaiset kuormat, joihin kuuluu betonin paikallinen kasaantuminen betonoinnin aikana
- rakennusaikainen varastointi

- roikkuman vaikutus

Roikkuma ymmärretään siten, että levyjen taipumisen takia muotin taipuneisiin kohtiin kertyy enemmän betonia ja kuorma kasvaa.

By26 antaa rakennusaikaiseksi lisäkuormaksi 2 kN sijoitettuna kohtaan, missä kuorma aiheuttaa suurimmat rasitukset /2, 33/. Tarkemmat toteuttamisen aikaiset Eurokoodin mukaiset kuormat löytyy standardista SFS-EN 1991-1-6.

4.5 Poikkileikkauksen kestävyyydet

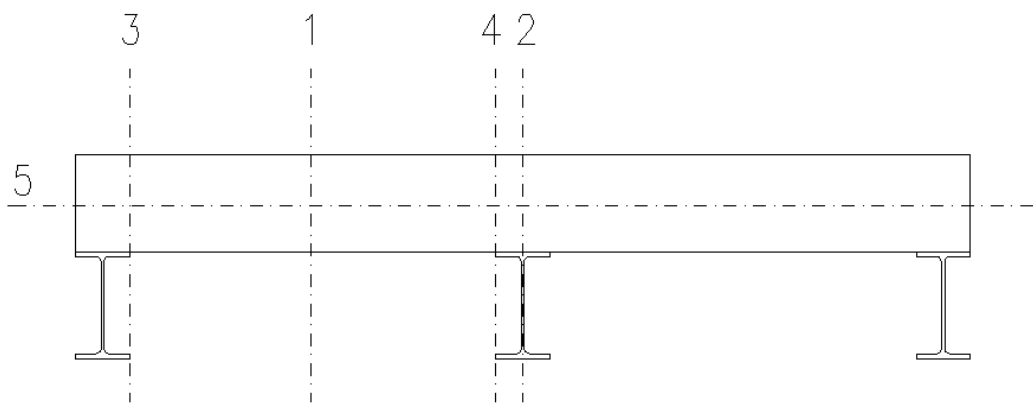
Täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa jokaisen poikkileikkauksen taivutuskestävyys M_{Rd} murtorajatilassa lasketaan plastisuusteorian mukaan, josta saadaan $M_{pl,Rd}$. Liittolevyn myötölujuuden mitoitusarvona käytetään arvoa f_{ypd} . /3, 83/

Taivutuskestävyys lasketaan plastisuusteoriaa käyttäen, jos leikkausliitos on täydellinen. Plastisuusteorian mukaista taivutuskestävyyttä laskettaessa, tehdään seuraavia olettamuksia /3, 34/:

- teräsprofiilin, betoniraudoituksen ja betonin välillä on täydellinen yhteisvaikutus
- teräsprofiilin tehollisella pinta-alalla vaikuttaa myötölujuuden mitoitusarvon suuruinen vakio veto- tai puristusjännitys f_{yd}
- palkin suuntaisessa tehollisessä betoniraudoituksessa vaikuttaa myötölujuuden mitoitusarvon f_{sd} suuruinen veto- tai puristusjännitys. Betonilaatan puristettua raudoitusta ei tarvitse välttämättä ottaa huomioon
- koko tehollisessa puristetussa betonipoikkileikkauksessa vaikuttaa jännitys $0,85f_{cd}$, joka on vakio koko plastisuusteorian mukaisen neutraaliakselin ja betonin puristetun reunan välisellä alueella, missä f_{cd} on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo.

Laattojen taivutuskestävyys määräytyy neutraaliakselin paikan ja momentin merkin mukaan. Leikkauksen kestävyys täytyy osoittaa seuraavissa tilanteissa:

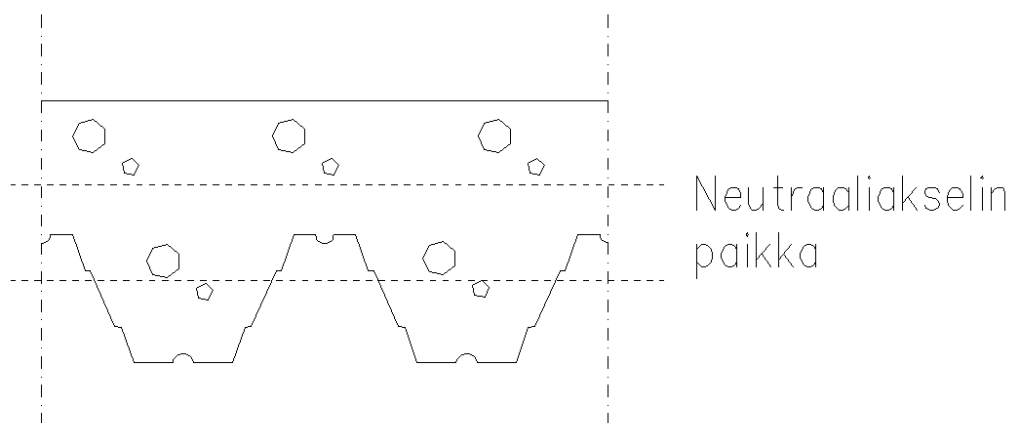
1. positiivinen taivutuskestävyys
2. negatiivinen taivutuskestävyys
3. laatan leikkauskestävyys kohdassa 3
4. laatan leikkauskestävyys kohdassa 4
5. leikkausliitoksen ankkurointikestävyys



Kuva 16. Poikkileikkauksen kestävyuden tarkistus eri kohdissa.

4.5.1 Positiivinen taivutuskestävyys

Neutraaliakseli voi olla poimulevyn yläpuolella tai poimulevyn korkeudella ja nämä kaksi tilannetta erotetaan laskennassa toisistaan. Neutraaliakseli on betonissa, jos levy on matala ja neutraaliakseli on levyn korkeudella, jos levy on korkea.
/14; 3, 84/



Kuva 17. Neutraaliakselin paikka.

4.5.2 Negatiivinen taivutuskestävyys

Poikkileikkaus muistuttaa teräsbetonista poikkileikkausta, mutta levyn vaikutusta ei yksinkertaistuksen vuoksi oteta huomioon. Tuella käytetään raudoitusta, jolla otetaan vastaan negatiivinen momentti ja sen oletetaan myötävän ennen kuin betonin puristuskapasiteetti ylittyy. /14; 3, 85/

4.5.3 Laatan leikkaus- ja lävistyskestävyys

Levyn osuus kestävyydestä on pieni, joten yleensä kestävyiden määrää betonin osuus /14/. Laatan leikkauskestävyys V_{VRD} lasketaan ripojen keskikohtien välisellä leveydellä standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan leikkausraudoittamattomat rakenteet avulla /3, 87/. Laatan lävistymiskestävyys V_{PRd} lasketaan pistekuorman kohdalla standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan leikkausraudoittamattoman laatan ja pilarianturan lävistymiskestävyys avulla /3, 87/.

4.5.4 Leikkausliitoksen kestävyys

EC:ssa on annettu kaksi tapaa selvittää leikkausliitoksen kestävyyttä. Empiirinen m-k-menetelmä, missä termit m ja k vaativat vähintään kuusi laattakoetta ja osittaisen liitoksen menetelmä, joka vaatii leikkausliitoksen toimivan sitkeästi. /14; 3, 85/

Empiiristä m-k-menetelmää käytettäessä täytyy osoittaa, että suurin leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on enintään leikkauskestävyyden mitoitusarvon V_{IRd} suuruinen.

$$V_{IRd} = b d_p \left[m A_p / (b L_s) + k \right] / \gamma_{vs} \quad (34)$$

missä

b laatan leveys millimetreinä

d_p liittolevyn painopiste akselin ja liittolaatan puristetun reunan välinen etäisyys millimetreinä

A_p liittolevyn nimellinen poikkileikkausala, mm²

m, k kokeellisten kertoimien mitoitusarvoja yksikön ollessa N/mm².

L_s leikkausjänteen pituus millimetreinä

γ_{vs} murtorajatilan osavarmuusluku

Leikkausjänteen pituus riippuu kuormituksesta ja laatan tuennasta. Tasaisen kuorman yksiaukkoiselle palkille leikkausjänteen pituus $L_s = L/4$. Kaksi symmetrisesti sijaitsevaa pistekuormaa määrittää leikkausjänteen pituudeksi kuorman ja tuen välisen etäisyyden. Jakautuneissa ja epäsymmetrisissä tapauksissa leikkausjänteen pituus arvioidaan koetulosten perusteella tai likimääräisellä laskemisella.

Osittaisen liitoksen menetelmässä pidetään kestävyys M_{Rd} suurempana kuin taivutusmomentti M_{Ed} . Kestävyys lasketaan positiivisen momentin jännitys jakaumilla, missä neutraali akseli on poimulevyn korkeudella. Kestävyyden mitoitusarvo voidaan laskea kaavasta /3, 84-86/:

$$M_{Rd} = M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{ypd}} \right) \leq M_{pa} \quad (35)$$

$$N_{cf} = N_c = \tau_{uRd} b L_x \leq N_{cf} \quad (36)$$

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{ypd}} \quad (37)$$

missä

τ_{uRd} leikkauslujuuden mitoitusarvo, joka perustuu osittaisen menetelmän laat takokeisiin

L_x tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys lähimmästä tuesta

N_{cf} jännitysresultantti, joka korvataan normaalivoimalla N_c

A_{pe} liittolevyn tehollinen poikkileikkausala

M_{pa} plastisuusteorian mukainen liittolevyn taivutuskestävyyden mitoitusarvo tehollisen poikkileikkauksen mukaan

f_{ypd} liittolevyn myötölujuuden mitoitusarvo

x_{pl} plastisuusteorian mukaisen neutraaliakselin ja puristetun betonilaatan reunan välinen etäisyys

e_p liittolevyn plastisuusteorian mukaisen neutraaliakselin etäisyys liittolaatan poikkileikkauksen vedetystä reunasta

e kuormituksen epäkeskisyys, joka on liittolevyn painopisteen etäisyys liittolaatan vedetystä reunasta. /3, 84-86/

Poimulevyn tai vastaavan tartuntalujuus on todettava kokeellisesti. Koetulosten perusteella levyille saadaan ankkurointilujuus τ_{ud} /1, 144/. EC4 antaa ankkurointilujuudelle kolme arvoa. Liittolaatan leikkausliitoksen ankkurointilujuuden arvo kokeellisesti määriteltynä τ_u , liittolaatan leikkausliitoksen ankkurointilujuuden mitoitusarvo $\tau_{u, RD}$ ja liittolaatan leikkausliitoksen ankkurointilujuuden ominaisarvo $\tau_{u, RK}$. /3, 19/

Ankkurointikestävyys määräytyy kitkasta, ankkurointinystyjen mekaanisesta ankkuroinnista ja pääteankkureista. EC4 antaa seuraavassa esimerkkejä liitosvoimien siirtämiselle /3, 79/:

1. mekaaninen ankkurointi
2. kitka-ankkurointi
3. levyn pään ankkurointi levyn läpi hitsattujen tappien avulla
4. levyn pään ankkurointi poimuja lysmäämällä.

Ankkurointi luokitellaan täydelliseksi, jos taivutettaessa alareunan muotolevy voi saavuttaa 10 o/oo venymän leikkausliitoksen pettämättä ja muut luokitellaan epätäydellisiksi. /1, 147/

Täydellisen ankkuroinnin tapauksessa voidaan määritellä nimellinen ankkurointilujuus τ_{ud} ja tästä voidaan laskea tartuntakestävyys R_u . /1, 147/

$$R_u = \tau_{ud} b a_b \geq A_s f_{yd} \quad (38)$$

missä

b laskentaleveys

$a_b = a_{b1} + a_{b2}$ nimellinen ankkurointipituus

Epätäydellisessä ankkuroinnissa määrääväksi tapaukseksi tullut leikkauskestävyys täytyy määritellä kokeellisesti. Kokeessa saadut leikkaukestävyiden V_u arvot sijoitetaan koordinaatistoon. Jänneväliä, laatan paksuutta ja leikkausjännettä a_{b2} muuttamalla koetulosten koordinaatistoon voidaan saada regressiosuora, jonka yhtälö tunnetaan. Kokeet voidaan jakaa kahteen ryhmään laatan paksuuden perusteella ja ryhmien sisällä vain leikkausjänne ja jännemitta vaihtelee. Tästä voidaan erottaa regressiokertoimet m ja k , josta syntyy myös nimi m - k -periaate. /1, 149-150/

Regressiosuorasta otetaan -20 %:lla alennettu suora, jonka yhtälöstä leikkauskestävyyden arvo saadaan. Epätäydellisen ankkuroinnin mukainen leikkauskestävyys V_{ub} saadaan kaavasta, kun leikkausjänne a_{b2} muuttuu /1, 150/:

$$V_{ub} = 0,8(m\rho d / a_{b2} + kf_{ctd})bd \quad (39)$$

$$2d \leq a_{b2} \leq L/4$$

Täydellisen ankkuroinnin sisältämä laatta mitoitetaan normaalisti, mutta epätäydellisen ankkuroinnin tapauksessa käytetään kaavaa 39. On kuitenkin muistettava, että epätäydellisen ankkuroinnin tapauksessa teräsbetonisen laatan leikkauskestävyys V_u määräytyy seuraavasti /1, 150/:

$$V_u = V_{cu}, \text{ kun } V_{cu} < V_{ub} \quad (40)$$

$$V_u = V_{ub}, \text{ kun } V_{cu} \geq V_{ub}$$

missä

u tarkoittaa teräsbetoni-laattaa

cu tarkoittaa täydellistä ankkurointia

ub tarkoittaa epätäydellistä ankkurointia

Voidaan sanoa, että murtumistapa on ankkurointimurto, kun liitos on tarpeeksi joustava ja ankkurointikestävyys kohtuullinen eli liitos luistaa betonin suhteen. Laattaa voidaan verrata tämän perusteella liittopalkkiin, jossa on osittainen leikkausliitos. Laatan liitos täytyy todeta sitkeäksi, jotta vertailua laatan ja palkin välillä voidaan tehdä. Palkeissa ja laatoissa täysi plastinen taivutuskestävyys pystyy kehittymään, kun liitos muuttuu täydelliseksi. Liittolaatan kestävyys voidaan esittää M_{Sd}/M_{Rd} -suhteen liitoksen asteen N_c/N_{cf} funktiona. Laatan kuvaaja eroaa palkin kuvaajasta siltä osin, että liitoksen aste ei riipu liittimien määrästä vaan leikkausjänteen pituudesta ja liitoksen nimellisen leikkausjännityksen τ jakautumisesta leikkausjänniteillä. Kestävyysdiagrammien määrittäminen mitoitusta varten

on hankalaa, koska päädytään epälineaariseen laskentaan ja leikkausliitoksen mitaaminen vaatii paljon laattakokeita. /14/

Liitoksen leikkauskestävyyden laskenta, jossa ei ole pääteankkurointia eroaa hieman tavasta, missä lasketaan leikkausvoima pääteankkuroinnin kanssa. EC4 antaa vaihtoehtoja leikkausvoimien vastaanottamiselle, mutta muitakin vaihtoehtoja löytyy. Muut vaihtoehdot, kuten adheesiovaikutus ei kuulu standardin soveltamisalaan. Leikkausvoima voidaan ottaa vastaan tavoilla a-d, missä a-b ovat ilman pääteankkurointia ja c-d ovat pääteankkuroituja. Tapoja vastaanottaa leikkausvoima /3, 79/:

- a) ohutlevyprofiilissa olevien kohoumien ja painanteiden muodostama mekaaninen ankkurointi
- b) kitkaliitos sisäänpäin leveneviksi muotoilluissa profiileissa
- c) levyn pään ankkurointi hitsattujen tappien tai muuntyyppisen betonin ja teräslevyn välisen paikallisen liitoksen avulla, vain yhdessä tavan (a) tai (b) yhteydessä
- d) levyn pään ankkurointi levyn poimujen päiden muovauksen avulla, vain yhdessä tavan (b) kanssa.

Jos pääteankkuroidussa liitoksessa liitoksen toimivuutta ei ole osoitettu kokeellisesti, mitoitetaan pään ankkurointi tapauksessa c murtorajatilassa vaikuttavan vetovoiman kestäväksi. Käytettäessä ankkurointimenetelmiä c ja d, voidaan kestävyys laskea osittaisen liitoksen menetelmällä siten, että normaalivoima suurennetaan levyn pään ankkuroinnin kestävyuden mitoitusarvon verran. /3, 86/

4.5.5 Käyttörajatilatarkastelu poikkileikkaukselle

Poimulevyn ja betonin ankkurointi täytyy olla käyttörajatilassa riittävän hyvä suurien liukumien estämiseksi. Ankkurointia voidaan parantaa poimujen lysmistämällä reunatuilla. Betonin ja levyn välillä vaikuttaa myös adheesiota, mutta sitä ei saa ottaa laskennassa huomioon. Monet tekijät nimittäin heikentävät adheesiota, kuten kutistuminen, pintojen puhtaus ja tärinä. Poimujen lysmistys kuitenkin kor-

vaa adheesion menetystä, mutta ankkurointikertoimia tai ankkurointilujuutta ei saa olettaa suuremmaksi kuin lysmittämättömässä levyssä ilman lisäselvityksiä. /1, 151/

Käyttörajan tarkasteluissa erotetaan kuormien pitkäaikaisvaikutukset muodonmuutoksien ja taipumien laskemista varten. Kutistuma ja viruma otetaan huomioon. /14/

Laatan kentissä ei ole halkeilurajatilalla merkitystä, mutta jatkuvan laatan tuilla täytyy tarkistaa halkeamaleveydet, kuten normaaleissa teräsbetonilaatoissa. Staatistisesti määrätyissä eli yksinkertaisesti tuetuissa laatoissa, joissa laatta on koottu yksiaukkoisista rakenteista peräkkäin, tuen kohdan halkeilua voidaan jakaa tasaisemmin seuraavaksi kirjoitetulla kaavalla /1, 153/. Eurokoodin mukaan laskettaessa halkeilua rajoitetaan standardin SFS-EN 1992-1-1 avulla. /3, 87/

$$A_r \geq 0,25 A_c f_{ctk} / f_{ry} \approx 0,00125 A_c \quad (41)$$

missä

f_{ctk} betonin ominaisvetolujuus

f_{ry} betoniteräksen ominaislujuus

A_c betonipoikkileikkauksen pinta-ala

A_r minimirauditus tuella.

Tällä rauditusmäärällä voidaan ottaa vastaan enintään tukimomentti M_t , joka voidaan ottaa huomioon arvioitaessa hyötykuorman aiheuttamaa taipumaa. Tukimomentin suuruus on /1, 153/:

$$M_t = 0,9 d A_r f_{ryd} \quad (42)$$

Käytettäessä ohutlevyä muottina, suurin osa taipumista syntyy ennen betonin kovettumista. Taivutusjäykkyytenä toimii vain teräsojan jäykkyys. Taipuman pysy-

vän osuuden ollessa yli 20 mm, se täytyy ottaa huomioon rakenteen kuorman lisäyksenä. Taipuma voidaan kuitenkin poistaa esikorottamalla. /1, 152/

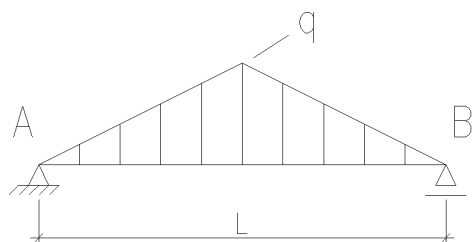
Arvio oman painon lisääntymiseen on /1, 152/:

$$g_{cd} = (1 + a_{gc} / d) g_c \quad (43)$$

missä

$$a_{gc} = \frac{g_c L^4}{120(EI)_s}, \text{ joka vastaa seuraavan kuvan kuormitustapausta} \quad (44)$$

g_c oman painon ominaisarvo pinta-alayksikölle.



Kuva 18. Kuormitustapaus oman painon lisäykseen.

Eurokoodin mukaan taipumatarkastelussa noudatetaan SFS-EN 1990 mukaisia vaatimuksia, mutta liittorakenteiden osalta ehdot täyttyvät, kunhan seuraavista kohdista huolehditaan /3, 20/:

- käytetään rajatilamitoitusta yhdessä osavarmuuslukumenetelmän kanssa standardin SFS-EN 1990 mukaisesti
- SFS-EN 1991 mukaiset kuormat
- SFS-EN 1990 mukaiset kuormien yhdistelyt
- SFS-EN 1994-1-1 mukaan kestävyys, säilyvyys ja käyttökelpoisuus.

Tarkasteltaessa pelkästään muotolevyn taipumia noudatetaan standardia SFS-EN 1993-1-3. Liittolaatan taipumat lasketaan kimmoteorialla käyttäen hyväksi standardin SFS-EN 1994-1-1 rakenneanalyysiä, jolloin kutistumisen vaikutuksia ei oteta huomioon. /3, 88/

5 TUTKITTAVAN LAATAN LASKELMAT

Laskelmat jakautuvat seuraaviin pääkohtiin:

1. Leikkausliitoksen kestävyys
2. Halutun murtumistavan mukainen liitinmäärän laskenta
3. Liitinmäärä poimulevyn kestävyysden mukaan
4. Taipuman kertyminen omien painojen aiheuttamana (Liite 1)
5. Taipuma tunkin aiheuttamana (Liite 2)
6. Alkukuorman suuruus (Liite 3)

Liitoksen kestävyyttä tarkastellaan niveltappiliittimenä ja kannallisena tappiliittimenä. Leikkausliitoksen suurimman kestävyysden määrää poimulevyn myötörajan mukainen reunapuristuskestävyys poimulevyn myötörajan arvolla 361 N/mm². Niveltappiliittimen kestävyudeksi saadaan 2,71 kN. Tällä kestävyysden arvolla määräytyy myöhemmin liittimien määrä. Kaavassa käytetään liitettävän levyn ja liittimen myötörajoista pienempää. Laittamalla poimulevyn myötöraja kaavaan tarkoittaa sitä, että poimulevyn reunapuristuskestävyys ylitetään ensiksi. Liittimen materiaalin kestävyys on arvioitu suuremmaksi, kuin 361 N/mm². Niveltappiliittimessä niveltapin leikkauskestävyys arvo on 3,77 kN. Tarkasteltaessa liitintä kannallisena tappiliittimenä, sen leikkauskestävyys umpivaluissa ja betonitäytöissä on 5,03 kN. Kannallisen tappiliittimen betonin reunapuristuskestävyys on 4,47 kN. Kestävyyttä rajoittaa ensiksi mainittu 2,71 kN.

Liittimen kestävyyttä voidaan tarkastella seuraavilla kaavoilla /3/:

Poimulevyn tai betonin reunapuristus tarkasteltaessa liitosta niveltappiliitoksena.

$$F_{b,Rd} = 1,5 * t * d * f_y / \gamma_{M0} \quad (44)$$

Niveltapin leikkauskestävyys tarkasteltaessa liitosta niveltappiliitoksena.

$$F_{vRD} = 0,6Af_{up} / \gamma_{M2} \quad (45)$$

Liittimen leikkauskestävyys umpivaluissa ja betonitäytöissä tarkasteltaessa liitintä kannallisena tappiliittimenä.

$$P_{Rd} = \frac{0,8 * f_u * \pi * d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (46)$$

Betonin reunapuristusmurtuminen tarkasteltaessa liitintä kannallisena tappiliittimenä.

$$P_{Rd} = \frac{0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck}} * E_{cm}}{\gamma_v} \quad (47)$$

Liitinmäärä rajoitetaan tässä kokeessa poimulevyn tukikestävyyden mukaan, koska emme halua poimulevyn rikkoontumista ensimmäiseksi ja haluttu tukivoima on 20 kN. Valmistajan ilmoittama tukikestävyyden arvo ennen poimulevyn rikkoutumista tuella on 37 kN, joten olemme varmalla puolella. Liitinmääräksi saadaan 37 kpl/laatan puolikas. Tämän liitinmäärän mukainen kestävyys vastaa 8,07 kN/m² kuormaa, mitä laatta kestää.

Liitinmäärä lasketaan työntövoimalle T(x) seuraavalla kaavalla /5/.

$$T(x) = \frac{Q(x) * \sum (z_i - z_0) * E_i A_i}{(EI)_0} \quad (48)$$

Liitinmäärä voidaan laskea myös poimulevyn kestävyden mukaan. Valmistajan ainestodistuksen mukainen poimulevyn vetokestävyyden mukainen liitinmäärä on 840 mm leveälle laatalle 98 kpl. Valmistajan ainestodistuksen mukainen myötöraja on 361 N/mm². Valitun liitinmäärän mukainen leikkausliitoksen aste on 0,47. Leikkausliitoksen aste kuvaa valitun liitinmäärän suhdetta tarvittavan liitinmäärän suhteeseen. Leikkausliitoksen täydellisyys vaatisi liittimiä 98 kpl arvolla 361 N/mm², jolloin liitinmäärää lisäämällä leikkausliitoksen kestävyttä ei voida enää

parantaa. Valmistajan mukaan suunnitteluohjeessa annettu myötöraja olisi ollut 350 N/mm² /15/.

Maksimi taivutuskestävyys poimulevyn myötörajan mukaan voidaan laskea seuraavalla kaavalla, josta ratkaistaan taivutuskestävyys M_d .

$$\delta_a = \frac{E_t * (M_d * y_a)}{(EI)_0} \quad (49)$$

Kokeessa laatan päälle asetellaan kuormitustilannetta vastaavat palkit, joilla saadaan kuormat siirtymään kahteen haluttuun pisteeseen. Kuormituslaitteiston aiheuttamien taipumien syntyminen on laskettu liitteessä 1. Palkeista aiheutuva taipuma laatalle laatan keskikohdassa on 1,9 mm. Laatan omapainon aiheuttama taipuma on 3,7 mm, joten kokonaistaipuma omista painoista on 5,6 mm. Tästä eteenpäin voidaan laskea pelkän tunkin aiheuttama taipuma.

Laatan omapainon jälkeen syntyvä taipuma ja tukivoima voidaan taulukoida ja laskelmat on esitetty liitteessä 2. Laskelmissa liitinmäärä valittiin 20 kN:n tukireaktion mukaan. Taipuma tällä tukivoiman suuruudella on laatalle 18 mm ja omapaino lisättyinä antaa lopullisen taipuman 21,7 mm. Taipuma vastaa taipumarajaa L/272. EC mukaan sallittu taipumaraja on liittolaatalla L/180 /3, 83; 4, 4/. Näillä arvoilla taipuman suuruus on rajoitettu oikein, vaikka nyt ollaan keskitytty vain tukivoiman rajoittamiseen.

Kokeen alussa väljä osuus otetaan pois toistamalla viisi kertaa hyötykuormaa 1,5 kN/m² vastaava kuorma, jota on korotettu 20%. Laskut on esitetty liitteessä 3. Tunkilta tuleva kuorma täytyy olla nyt 4,18 kN, joka aiheuttaa taipuman 1,64 mm. Kokonaistaipuma on 7,19 mm dynaamisen kuormituksen jälkeen. Taipuma vastaa taipumarajaa L/821.

6 KOKEELLINEN TUTKIMUS

Kokeellisen tutkimuksen tavoite on selvittää annetun liittolaatan murtumistapa, ja vastaako murtumistapa laskelmia. Tutkittavan liittolaatan laskelmien mukaisia arvoja on myös tarkoitus verrata murtokokeen avulla saatuihin tuloksiin. Laskelmissa pyritään mahdollisimman tarkkaan saamaan murtokoetta vastaava tilanne, jotta vertailu voidaan suorittaa.

Leikkausliitos voi pettää kolmella eri tavalla tai kolmen eri tavan jollain välimuodolla. Leikkausliitoksen kolme eri murtumistapaa ovat:

- liittimen leikkausmurtuminen
- poimulevyn reunapuristuskestävyyden ylittyminen
- betonin reunapuristuskestävyyden ylittyminen.

Poimulevyä kiinnitettäessä poimulevyn painuma betoniin järjestetään kolmeen millimetriin, että betoni ja poimulevy eivät jää ainakaan irti toisistaan. Liittolaatan kestävyys arvioiminen on todella vaikeaa ja mahdollinen laskelmia suurempi kestävyys ja sitä kautta suurempi tukivoiman vaikutus poimulevyyn pidetään hyväksyttävissä rajoissa asentamalla tuelle kaksinkertainen poimulevy ja poikkileikkaukseltaan 50x100 puiset tuet. Tuella syntyvä liittolaatan leveyssuuntainen viivakuorma otetaan vastaan myös asentamalla tuelle teräslevy, joka kiertyy liittolaatan mukana. Tukien teräslevyjen tarkoitus on jakaa tuen reunan viivakuorma laatan leveydellä mahdollisimman tasaiseksi, ettei se kuormita liikaa poimulevyä. Betonin murtuminen ei ole tässä tilanteessa kriittisen tarkastelun kohde, koska liittolaatan muut osat ylittävät kestävyytensä ennen betonia.

Teoriaosuudessa adheesion vaikutus leikkausliitoksen kestävyys tettiin pieneksi ja sitä ei oteta huomioon laskettaessa EC:n mukaisesti. Adheesio voi kuitenkin olla niin suuri, että liittolaatan tukikestävyys voi ylittyä tai jokin muu epähaluttu murtumistapa tapahtuu ennen kuin liittimet alkavat toimia /5/. Liian suuren adheesion poistamme asentamalla muovin poimulevyn ja betonin väliin, jotta voimme tutkia pelkästään liittimien kestävyyttä.

6.1 Mittaustulokset

Taipumat mitattiin vaaituskoneella laatan päältä merkityistä kohdista. Tuilta mitattiin kahdelta reunalta ja kahdelta tuelta. Keskeltä laattaa mitattiin myös kahdelta reunalta.

Betonikuutioiden betonin lujuudet mitataan laboratorion puristuslaitteella ja arvoja verrataan myöhemmin betonin valmistajan mukaisiin arvoihin.

6.1.1 Liittolaatta

Laatan omapainon aiheuttama taipuma on nyt taipuman kertymisen nollassa. Kuormituslaitteiston asentamisen jälkeen toisen pään tuki oli tippunut kummastakin reunasta 1 mm. Keskellä laattaa kuormituslaitteisto aiheutti molemmille reunoille 4 mm taipuman. Seuraavaksi listataan dynaamisen kuormituksen viisi vaihetta. Taipumat mitataan laatan molemmilta reunoilta.

Dynaaminen kuormitus numero 1 aiheutti keskelle laattaa reunaan A taipuman 4,5 mm ja reunaan B 4,0 mm. Nämä taipuman määrät ovat laatan kuormituslaitteiston lisäksi eli nollassa taipuma on tällä hetkellä reunalla A 8,5 mm ja reunalla B 8,0 mm. Tunkilta tulevan voiman nollaus palautti kokonaistaipuman tilanteeseen 6,0 mm ja 5,0 mm. Kokonaistaipuma jäi palautumatta reunalla A 2,0 mm ja reunalla B 1,0 mm.

Dynaaminen kuormitus numero 2 aiheutti taipuman 9,0 mm ja 8,5 mm. Voiman nollaus palautti taipuman asentoon 6,0 mm kumpaankin reunaan. Kokonaistaipuman palautumisessa reunalla B oli lähtökohtaan verrattuna 1,0 mm ero. Taipuma ei palautunut täysin.

Dynaaminen kuormitus numero 3 aiheutti taipuman 9,0 mm kumpaankin reunaan. Voiman nollaus palautti taipuman asentoon 6,5 mm ja 6,0 mm. Reunan A taipumatilanne jäi lähtökohtaan verrattuna 0,5 mm alemmas.

Dynaaminen kuormitus numero 4 aiheutti taipuman 9,5 mm ja 9,0 mm. Voiman nollaus palautti taipuman asentoon 6,5 mm ja 6,0 mm. Taipumat palautuivat täysin alkutilanteeseen ennen dynaamista kuormitusta 4.

Dynaaminen kuormitus numero 5 aiheutti taipuman 10,0 mm ja 9,0 mm. Voiman nollaus palautti taipuman asentoon 6,5 mm ja 6,0 mm. Taipumat palautuivat myös tässä alkutilanteeseen.

Kuormitustilanteessa voiman ja taipuman suhde nähdään edelläpäin olevista kuvaajista. Kokeen alussa mitattiin taipumia myös vaaituskoneella ja vaaituskoneen ja tunkin siirtymän näyttämät taipumat ovat lisäksi siihen tilaan, mihin dynaamisen vaiheen viimeinen taipumatilanne jäi. Seuraavat taipumat ovat ainoastaan tunkin aiheuttamia. 5kN tunkkikuormalla vaaituskone näyttää taipumaa 2,5 mm ja tunkin siirtymä on 3,0 mm, 10 kN voimalla vaaituskoneen näyttämä taipuma on 5,0 mm ja tunkin siirtymä on 6,0 mm, 15 kN voimalla taipumat ovat 9,0 mm ja 10,3 mm, 20 kN voimalla 13,5 mm ja 14,9 mm ja 25 kN voimalla 19,0 mm ja 19,6 mm. Seuraavassa taulukossa on eritelty voiman eri arvoilla tunkin siirtymä, vaaituskoneella mitattu taipuma, laskennallinen taipuma ja laskennallisen osuus kokeellisesta.

Taulukko 3. Taipumavertailu.

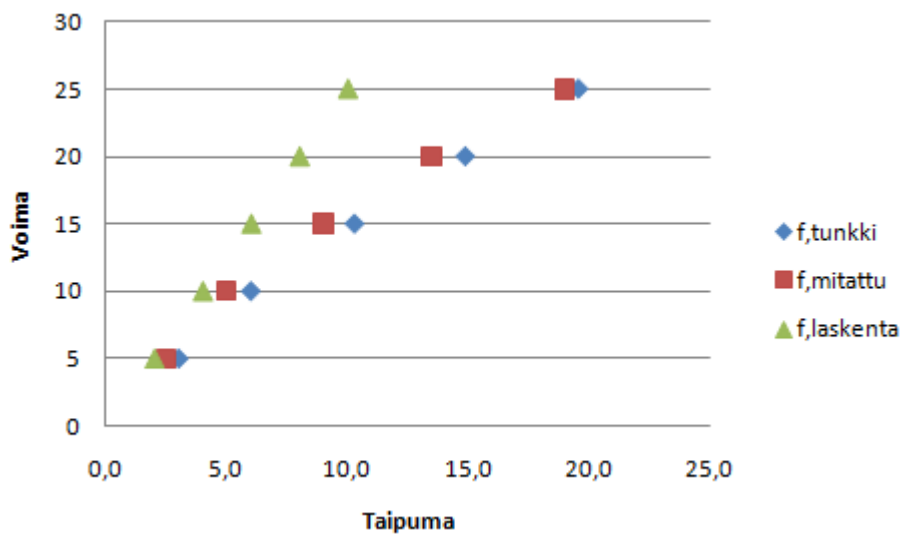
Ei kuormituslaitteiston aiheuttamaa taipumaa mukana

[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
F	f,tunkki	f,mitattu	f,laskenta	laskenta/tunkki
5	3,0	2,5	2,0	67
10	6,0	5,0	3,9	65
15	10,3	9,0	5,9	57
20	14,9	13,5	7,9	53
25	19,6	19,0	9,8	50

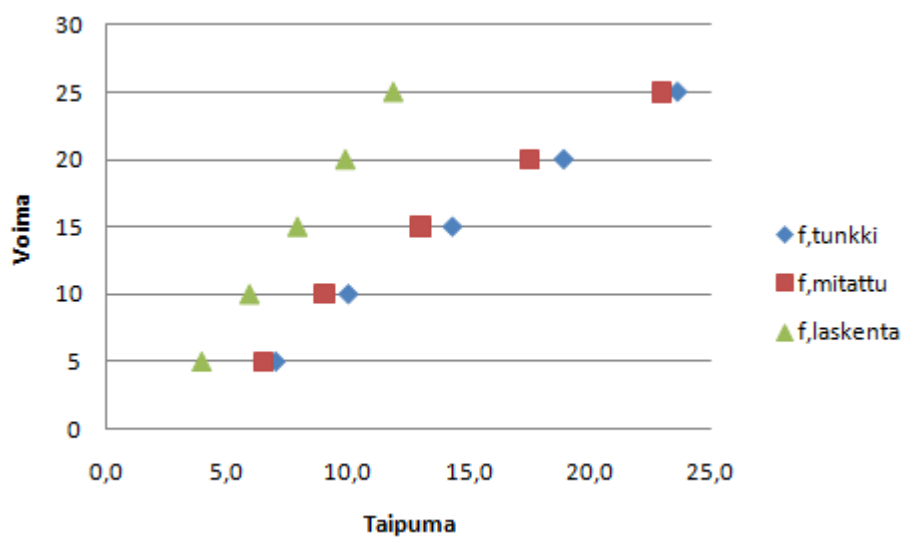
Kuormituslaitteiston taipuma mukana

4 [mm] mitattu kuormituslaitteiston taipuma
1,9 [mm] laskennallinen kuormituslaitteiston taipuma

[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
F	f,tunkki	f,mitattu	f,laskenta	laskenta/tunkki
5	7,0	6,5	3,9	56
10	10,0	9,0	5,8	58
15	14,3	13,0	7,8	55
20	18,9	17,5	9,8	52
25	23,6	23,0	11,7	50



Kuva 19. Taipuman kertyminen, ei kuormituslaitteiston osuutta.



Kuva 20. Taipuman kertyminen, kuormituslaitteiston paino mukana.

Laatta kesti maksimissaan tunkilta tulevan voiman 47,8 kN siirtymän ollessa 59,7 mm. Tätä voidaan pitää laatan kestävyuden ylärajana. Kuormitus voimaan 47,8 kN kesti noin 45 minuuttia. 47 kN kohdalla alkoi liittimien katkeilu. Liittimien katkeilu kuului lujina pamauksina. 47 kN paikkeilla alkoi myös betonin murtuminen laatan reunoista. Murtuminen tapahtui kummastakin päästä suunnilleen samoista paikoista. Keskellä laattaa reunapuristuskestävyyden ylittyminen ei näyttä-

nyt minkäänlaisia merkkejä. Seuraavasta kuvasta nähdään reunapuristuskestävyyden ylittyminen ja liittimien leikkautuminen poikki. Tuelle syntyvä tukivoima kestävyyden kohdalla on 32,6 kN. Voima syntyy laatan omapainon aiheuttamasta tukireaktiosta, kuormituslaitteistosta ja tunkilta tulevasta voimasta.



Kuva 21. Liittimien katkeilu.

6.1.2 Betonikuutiot

Koekuutioiden testatut lujuudet:

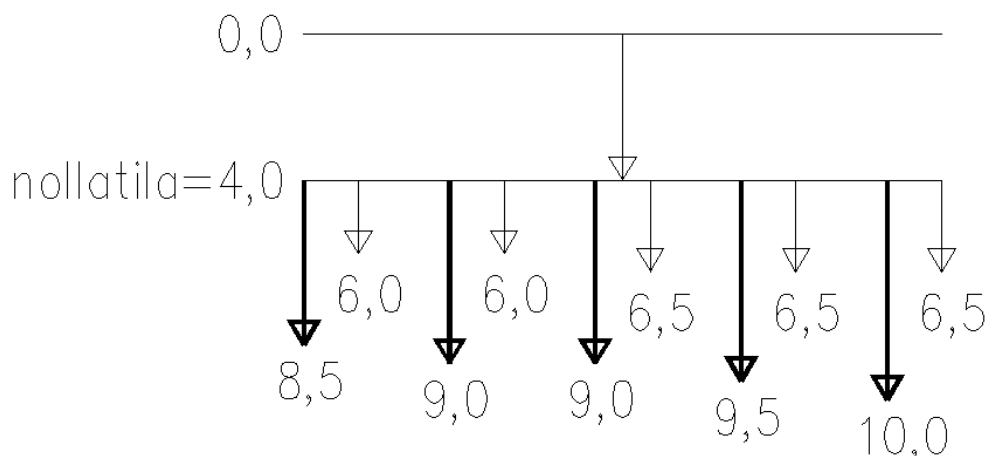
1. kuutio 25,6 N/mm²
2. kuutio 26,4 N/mm²
3. kuutio 25,8 N/mm²

6.2 Mittaustulosten analysointi ja eroavaisuudet laskelmiin ja teoriaan

Kuormituslaitteiston aiheuttama laskennallinen taipuma on 1,9 mm ja vaaituskooneella mitattu taipuma oli 4,0 mm.

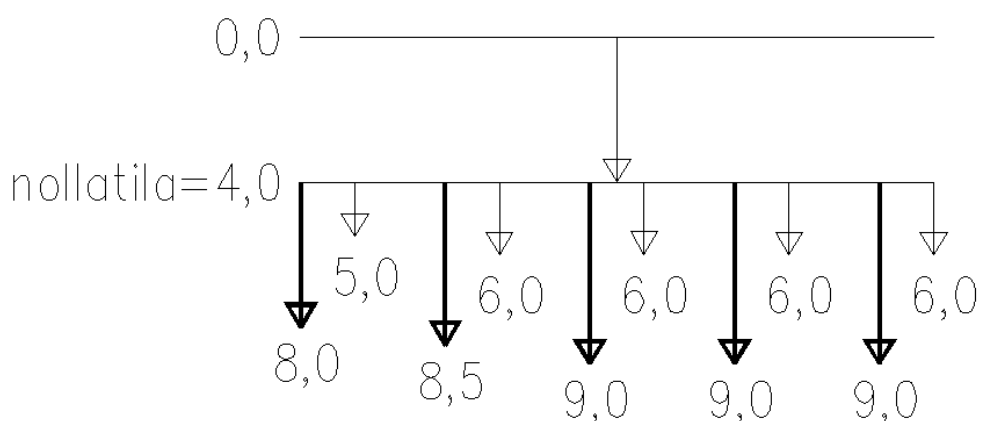
Dynaamisen kuormituksen laskennallinen taipuma reunalla A on 1,67 mm ja ko-keessa taipuma on luokkaa 2,5-3,5 mm. Koejärjestelyssä väljän osuus oli 2,0-2,5

mm. Väljän osuuden laskennallinen osoitus ei ole mahdollista. Seuraavassa kuvassa taipuma 0-4,0 mm syntyy kuormituslaitteistosta ja paksu viiva kuvaa dynaamista kuormitusta. Paksusta viivasta seuraava on tilanne, mihin taipuma palautuu dynaamisen voiman poiston jälkeen. Kuvasta voidaan nähdä 2,0-2,5 millimetrin väljyyden poisto, koska taipuma ei palaa nollatasolle eli neljään millimetriin.



Kuva 22. Reunan A taipumat.

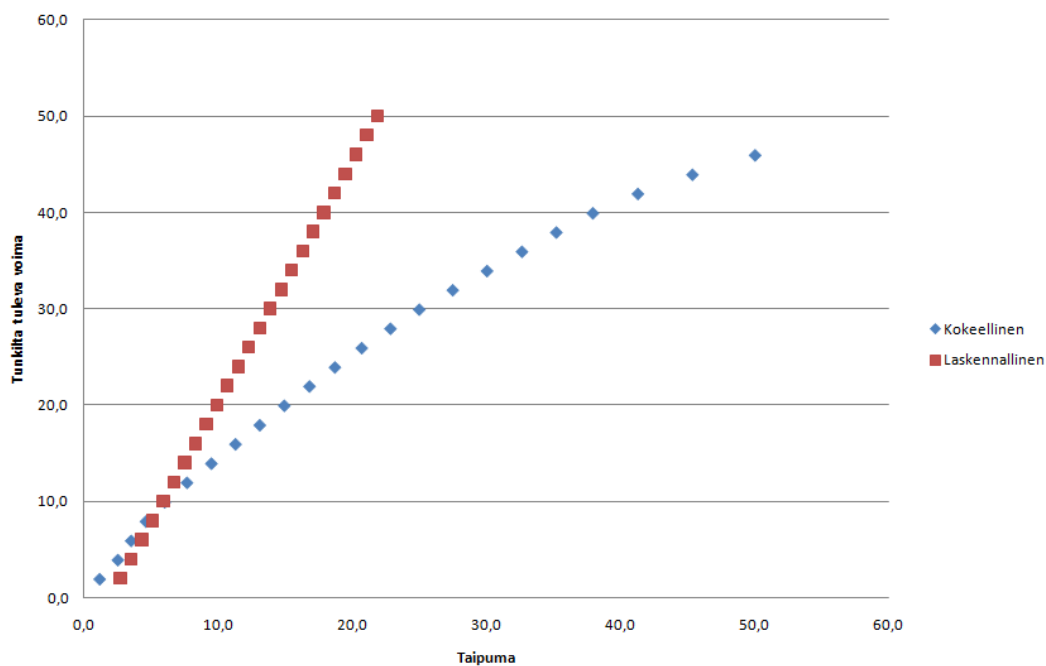
Dynaamisen kuormituksen laskennallinen taipuma reunalla B on myös 1,67 mm ja kokeessa taipuma on luokkaa 2,5-3,0 mm. Reunalla B väljää oli 1,0-2,0 mm. Kuvasta voidaan nähdä myös reunan B 1,0-2,0 millimetrin väljyyden poisto.



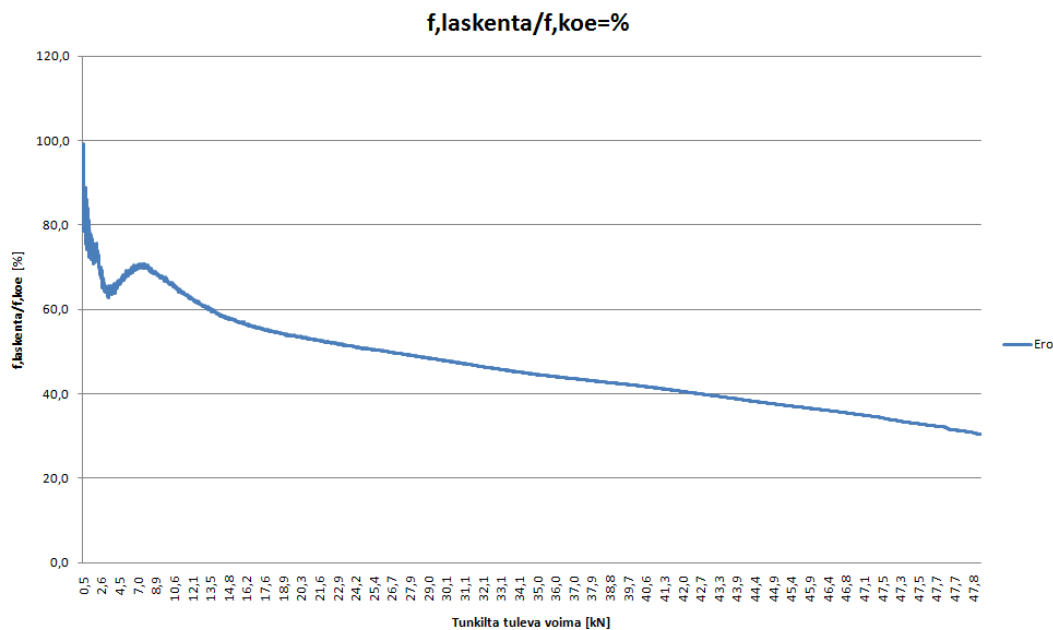
Kuva 23. Reunan B taipumat.

Laskennallinen ja kokeellinen taipuma eivät täsmää yhteen kovin hyvin. Taipuman ja voiman suhdetta kuvaavat käyrät leikkaavat toisensa, mutta muuta yhteistä

käyrillä ei ole. Taipuman arvot ovat samoja tarkasteltaessa sattumanvaraista pysyakselia, mutta taipuma saavutetaan eri voimalla. Laskennallinen taipuma syntyy leikkausliitoksen toimiessa 100 prosenttisesti, mutta todellisuudessa leikkausliitoksessa on vähemmän liittimiä ja liitos joustaa, joten voima ei kasva laskennallisen tavan mukaan. Laskennallisessa tapauksessa ei voida ennustaa käyrän kaareutumista. Laatan todellinen käyttäytyminen vastaa sitkeää käyttäytymistä, joka tuotiin esille teoriaosuudessa käyttäytymismalli 2:na. Kuvaajan tarkempi tarkastelu näyttää, että kuorman pienentyminen on hetkellistä ja kuorman arvo voi kasvaa liitoselinten mennessä poikki. Kuvaajasta nähdään kaksi kuorman selkeää kasvua ja kaksi hieman pienempää kasvua. Liitoselimet ottavat vastaan leikkausvoimia ja teoriaosuuden mukaan voidaan saavuttaa taivutusmurto. Seuraavaksi esitellyissä kuvaajissa nähdään myös, että mitä lähemmäksi mennään murtoa, sen kauempana kokeellinen ja laskennallinen tulos ovat toisistaan.



Kuva 24. Laskennallinen taipuma ja mitattu taipuma pääpiirteissään.



Kuva 25. Laskennallisen taipuman prosentuaalinen osuus kokeellisesta eri voimilla.

Betonikuutioiden betonin lujuudet olivat 25,6 N/mm², 26,4 N/mm² ja 25,8 N/mm². Betonin valmistajan mukaiset lujuudet olivat 28,4 N/mm² ja 29,3 N/mm². Betoni ei aivan vielä ollut laskelmissa käytettyä lujuutta 30 N/mm² vastaava ja betonitehtaan lujuus on hieman laboratoriossa testattua suurempi.

Liittimiä laitettiin laskelmien mukaan 36 kappaletta leikkausjanteen matkalle. Lineaarisuuden mukaan laitettiin liittimiä 10 kappaletta lisää, joka nostaa liitinmäärän 46 kappaleeseen. 36 kappaletta halutun 20 kN:n tukireaktion mukaan vastaa voimaa 2,71 kN/liitin. Kokeen mukainen 32,4 kN:n tukireaktio ja 46 kappaletta liittimiä vastaa voimaa 3,78 kN/liitin.

Ennen koetta laskennallisessa 2,71 kN lujuudessa käytettiin materiaalin lujuutena 361 N/mm² ja kokeen perusteella 3,78 kN:n voima vastaa materiaalin lujuutta 504,5 N/mm². Seuraavaksi on taulukoitu erilaisia vaihtoehtoja liitinmäärille, vastaaville liittimien leikkauskestävyyksille ja vastaaville lujuuksille. Liittimien myyjän mukainen lujuusluokka on 4.8 ja myötörajan 320 N/mm²:n arvolla laskettaessa liittimiä tarvittaisiin 42 kappaletta ja yhden liittimen laskennallinen kestävyys olisi 2,40 kN.

	laskennallinen		→	kokeen mukaan	
F _{tuki} =	20,0	20,0		32,6	
L=	5900	5900		5900	
lujuus=	361	320		kaavassa käytetty	
lujuus=				504,5	kokeen mukaan
F/liitin=	2,71	2,40		kaavan mukaan	
F/liitin=				3,78	kokeen mukaan
liittimiä=	36	42		46	
lujuusluokka	5.6, 5.8	4.8		6.8, 8.8	

Kuva 26. Laskennallisten ja kokeellisen arvojen vertailu.

Lujuusluokkien myötörajan arvoja:

- 4.6, 240 N/mm²
- 4.8, 320 N/mm²
- 5.6, 300 N/mm²
- 5.8, 400 N/mm²
- 6.8, 480 N/mm²
- 8.8, 640 N/mm²
- 10.9, 900 N/mm²

Liitinmäärän kestävyys kaavassa täytyy materiaalin myötörajan laittaa pienempi luku poimulevyn ja liittimen myötörajasta. Pienempi myötöraja määrää liittimen kestävyys. Valmistajan aineodistuksen mukainen myötörajan arvo poimulevylle on 361 N/mm² ja myyjän ilmoittama liittimen materiaalilujuus on 320 N/mm². Liittimen myötöraja on 320 N/mm² ja se ei voi pitää paikkaansa, koska kokeessa liitos kesti voimaa 3,78 kN/liitin. Tästä seuraa materiaalin lujudeksi 504,5 N/mm² ja kaava vaatisi tämän mukaan jo poimulevyn arvon 361, joka

taas tarkoittaisi poimulevyn pettävän ensiksi. Poimulevyn myötöraja 361 N/mm² voi ainestodistuksestakin huolimatta olla suurempi, koska poimulevy ei ole osoittanut kestävyiden ylittymistä.

Laatassa oli oikeasti 46 liitintä laatan puolikkaalla, mutta 10 liitintä sijoittuu niin lähelle laatan keskikohtaa, että niiden huomioiminen laskelmissa on kyseenalaista. Liittimien tarve laatan keskellä ei ole suuri ja keskellä laattaa ei tarvita liittimiä ollenkaan.

Betoniin syntyvät halkeamat johtuivat betonin reunapuristuskestävyyden ylittymisestä. Betonin reunapuristuskestävyyden ylittyminen johtui liittimien liian pienestä reunaetäisyydestä. Laatan keskellä reunapuristuskestävyys ei ylittynyt, koska liittimen ja reunan välillä oli tarpeeksi tilaa.

6.3 Virhearviot ja kritiikki

Taipuman mittaus aluksi kuormituslaitteiston omalla painolla ja dynaamisella kuormituksella eroavat hieman toisistaan ja ero voi johtua mittaustavasta. Mittasimme laatan päältä, johon voi vaikuttaa muotintekovaihe. Muottia tehdessä muotti piti kiilata tarkkaan ja pientä heittoa syntyi, koska jänneväli on 5900 mm. Noin kuuden metrin muottia oli vaikea saada vaakasuoraan, koska pienikin kallistus aiheuttaa toiseen päähän jo huomattavasti suuremman korkoaseman. Muotin pohja tehtiin osittain kaivon ja kaadon kohdalle trukkilevyistä ja havuvanerista ja muotti ei vastaa millään esimerkiksi teräsmuottia. Laatan käyristymiä eri suuntiin on mahdotonta sanoa ja laatan todellinen muoto vaatisi lisää tutkimuksia ennen kuormituskoetta. Laatan tarkkaa alkuperäistä geometriaa on mahdoton arvioida, koska rakenteen muoto on muuttunut kuormituskokeen alussa ja lopussa murtumisen vuoksi.

Tunkin siirtymän antamat taipuman arvot vastaavat hyvin vaaituskoneella mitattuja arvoja. Pienet arvojen eroavaisuudet johtuvat mittauskohdasta. Tunkin siirtymä on pistevoiman kohdalla ja vaaituskoneen arvot mitattiin laatan keskeltä. Taipuman suuruus vastaa aluksi laskelmia, kuten aikaisemmin huomattiin, mutta loppua kohti ero kasvaa. Osan eroavaisuuksista voisi selittää tunkin alla olevan palkin

taipumalla, joka jakaa tunkin kuormat alemmas kahdelle poikkisuuntaiselle palkille. Tunkin tuottaman 47 kN suuruisen voiman taipuma aiheuttaa vain 1,01 mm:n taipuman tunkin alla olevalle palkille.

Liittimen kestävyys laskennassa materiaalin myötörajan arvo on vaikea laittaa kohdilleen, koska poimulevyn osuus ei myöskään ole täysin suoraviivainen. Poimulevyn reunapuristuskestävyyttä laskettaessa betoni-teräs-leikkausliitos on erilainen kuin teräs-teräs-leikkausliitos. Liittimet ja liitettävien aineiden reunapuristuskestävyys käyttäytyy hieman eri tavalla. Voisi sanoa, että teräs-teräs-liitos toimii kuten sakset, ja betoni-teräs-liitos kuten todella tylsät sakset.

Neopreeniä ei käytetty missään vaiheessa jakamaan pintojen voimahuippuja, koska neopreenin kokoonpuristuminen olisi vaikuttanut taipumamittauksiin. Missään ei ollut havaittavia murtumia ja neopreenin poisjättäminen toimi hyvin ja saimme tarkat tulokset ilman neopreenin puristumaa.

Laatan jännevälinä on käytetty 5900 mm, eli tuen keskeltä tuen keskelle. Voisi olla perusteltua käyttää myös jotain toista jänneväliä periaatteella tuen keskeltä keskelle, ja tukena toimii teräslevy. Normaalisissa tapauksissa kiertyminen alkaa vasta tuen reunasta, joten teräslevyä ei tässä huomioida tueksi, koska kiertyminen ei tapahdu teräslevyn eli tuen reunasta. Tukena toimii keskikohta, joka syntyy laatan ja tuen välisestä pinnasta. Teräslevyä ei huomioida tueksi.

6.4 Yhteenveto

Tuille asennettavat uumavahvikkeet olivat hyvä ratkaisu, koska kuormitusta jouduttiin nostamaan ja uumien rikkoutumisen mahdollisuus kasvoi loppua kohti laatan leikkausliitoksen toimiessa ennakoitua paremmin.

Väljän osuuden poisto viidellä kuormituksella kannatti, koska väljyyttä poistui hieman myös viimeisillä kuormituksilla, kuten aikaisemmin esitetyistä kuvista voidaan huomata.

Tuelle asennettava teräslevy, joka hallitsi kiertymisen aiheuttamaa viivakuormaa terävän reunan päällä toimi hyvin. Kokeen aikana laatan tuen kiertyminen siirtyi levylle ja uuma ei rikkoutunut.

Betonin reunapuristuskestävyyden ylittyminen rajoittaa koko rakenteen kestävyyttä ja tämän poissulkeminen voidaan toteuttaa rakentamalla laatta sellaiseen kohtaan, että jälkivalu tai muu vastaava tuo lisää kestävyyttä laatan reunaan.

Laskelmat eivät pitäneet täysin paikkaansa liittimien kestävyuden ja taipuman osalta. Taipumalle on vaikea löytää matemaattista kaavaa ilman lisäkokeita. Liittimien kestävyyttä rajoittanut poimulevyn myötörajan suuruus liittimen kestävyuden laskennassa on kyseenalainen, koska poimulevyn myötörajan mukainen kestävyys tarkoittaisi sitä, että poimulevyn reunapuristuskestävyys ylittyisi ensimmäiseksi. Liittimien myyjän mukaisen pienemmän myötörajan arvolla laskettaessa yhden liittimen kestävyys on liian pieni verrattuna todellisuuteen. Myötörajan arvona täytyy kokeiden perusteella käyttää arvoa, joka on noin 500 N/mm². Liittimien lujuus on saatu myyjältä ja tämän arvon oikeellisuuden todistaminen olisi tärkeää. Lujuuteen luottaminen on kyseenalaista, koska liittimille ei myöskään löydy ainestodistusta maahantuojan mukaan.

Koe tehtiin vakiosiirtymällä ja olisi hyvä nähdä, miten laatta käyttäytyy voiman kasvattamisen menetelmällä. Vakiosiirtymällä tehdyssä kokeessa laitteisto näyttää tarvittavan voiman, mutta voimamenetelmässä syntyisi hieman erilainen käyrä. Voiman kasvattaminen saa laatan käyttäytymään erilailla. Vakiosiirtymässä laatalle ei tapahdu virumisen kaltaista taipuman kasvua vakiovoimalla, koska tunkin siirtymä on rajoitettu. Voimamenetelmän käyttö tässä kokeessa olisi ollut kohtalokasta, koska laatan kokonaiskäyttäytyminen ei ollut arvattavissa. Olisi voinut käydä niin, että leikkausliitoksen kestävyuden ylittyessä voima olisi kasvanut nopeasti. Vakiosiirtymä oli turvallisempi ratkaisu. Laatan kestävyys ja taipuma olisi saavutettu luultavasti aikaisemmin, koska voimamenetelmän aiheuttama taipuma kasvaa nopeammin. Leikkausliitoksen kestävyuden tutkimuksessa vakiosiirtymä on hyvä, mutta voimamenetelmällä olisi nähty, että mitä voimaa laatta ei enää pysty hallitsemaan vaan taipuma kasvaa ja laatta ylittää kestävyytensä.

6.5 Toimenpidesuosituksset

Liittimien kestävyuden osalta tarvittaisiin lisää tutkimuksia, koska kokeen ja laskelmien erot ovat suuria. Olisi hyvä tutkia liittimien tarkka leikkauslujuus ja leikkausliitoksen lujuus. Tutkiminen vaatisi lisää kokeita ja liitoksen lujuutta voitaisiin tutkia muuttamalla leikkausliitos pystysuoraan ja kuormittamalla betonia niin, että betoni ja poimulevy pyrkivät liukumaan toisiinsa nähden. Koejärjestely ei vaatisi kovin suurta koejärjestelyä. Voitaisiin tutkia maksimissaan vaikka viittä liitintä kerrallaan. Samalla voitaisiin tutkia erilaisia liitinmahdollisuuksia. Leikkausliitoksen järjestäminen tähän kokeeseen voisi syntyä vaikka 20 cm:n mittaisesta poimulevystä ja betonilaatasta. Betonilaatta voisi olla lyhyempi kuin poimulevy tai rajapinta voisi olla reunan päällä, niin tunkilla saataisiin liitospintaan liukumaa.

Laatan kuormitusta voisi jatkaa hieman pidempään, niin loppupään taipuma ja voima voitaisiin nähdä tarkemmin. Lisäkokeista voisi saada matemaattisen kaavan laatan käyttäytymiselle ja taipumakäyrälle voitaisiin johtaa kaava.

Muuttamalla laatan jänneväliä ja liittimien määrää vaihtelemalla saataisiin lisää vertailukelpoisia tuloksia ja taipumakäyrään voitaisiin saada paremmin matemaattista yhteyttä.

Väljän poiston ennakoiminen laskennassa vaatisi lisää kokeita, jotta voitaisiin saada matemaattinen yhteensopivuus väljän osuudelle rakenteessa.

Reunapuristuskestävyyden ylittyminen jälkivalun tai muun yhteydessä voitaisiin tutkia rakentamalla vastaava kuormitusjärjestely, missä reuna on suojattu.

LÄHTEET

Painetut julkaisut ja haastattelut:

- /1/ Suomen Betoniyhdistys ry. By 36. Liittorakenteiden sovellusohjeet (1991).
- /2/ Suomen Betoniyhdistys ry. By 26. Liittorakenteet, suunnitteluohjeet (1988).
- /3/ SFS-EN 1994-1-1. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2005).
- /4/ NA SFS-EN 1994-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-1: Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2005).
- /5/ Pohjanmaan Insinööritoimiston toimitusjohtajan Martti Peljon haastattelu 1.4.2011.
- /6/ Suomen rakentamismääräyskokoelma, B4. Betonirakenteet (2005).
- /7/ Pennala, Erkki. (1994). Lujusopin perusteet. 407. Otatieto Oy.
- /8/ Hahtokari, Tapani. Vaasan ammattikorkeakoulu. Opetusmoniste. Rakenteiden lujuus ja kimmoisuus.
- /9/ SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2005).
- /10/ VTT. Kouhi Jouko, Koukkari Heli. Betoni-teräслиittorakenteet (1989).
- /11/ By10. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus (2008).
- /12/ SFS-EN 1993-1-1. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (2005).
- /13/ SFS-EN 1990. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet (2002).

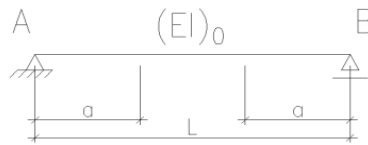
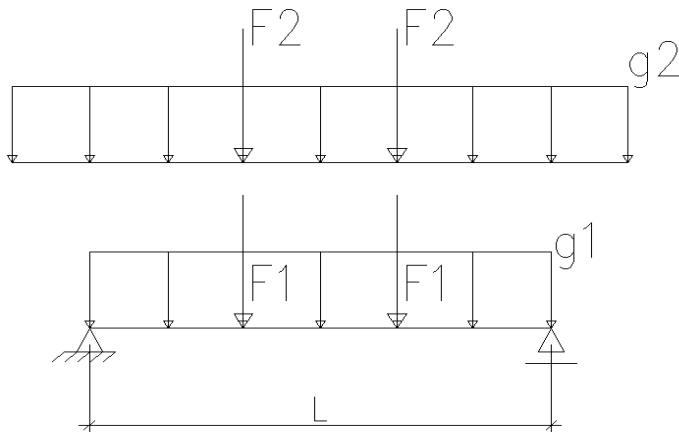
Elektroniset julkaisut:

- /14/ ESDEP. Eurooppalainen teräsrakenteiden suunnittelun koulutusohjelma. Teräsrakenneyhdistys. Teräsrakenneyhdistys. Viitattu 3.5.2011. Saatavilla [www-muodossa](http://www.muodossa):
<URL:<http://www.terasrakenneyhdistys.fi/Esdep/>>
- /15/ Weckman, kantavuustaulukot. W-70/900, W155/750 ja W-155/840 mitoitustaulukot (EN-1993-1-3). Viitattu 3.5.2011. Saatavilla [www-muodossa](http://www.muodossa):
<URL:http://www.weckmansteel.fi/fi/tuotteet/katto-_ja_seinatuotteet/ladattavat_tiedostot/kantavuustaulukot>

- /16/ Ruukin kantava poimulevy T153-40L-840. Viitattu 3.5.2011. Saatavilla
www-muodossa:
<URL:<http://www.ruukki.fi/Tuotteet-ja-ratkaisut/Rakentamisen-ratkaisut/Kantavat-poimulevyt/Kantava-poimulevy-T153-40L-840>>
- /17/ By betoninormikortisto. N:o 16 (1990). Viitattu 3.5.2011. Saatavilla www-
muodossa:
<URL:http://www.betonyhdistys.fi/default/?__EVIA_WYSIWYG_FILE=1231&name=file>

TAIPUMAN KERTYMINEN**Kuormitustilanne**

L=	5900 [mm]	
a=	1950 [mm]	
b=	840 [mm]	
(EI) ₀ =	1,08E+13 [Nmm ² /m]	
Et=	2,10E+05 [N/mm ²]	
(EI) ₀₀ =	9,07E+12 [Nmm ²]	laatan oikealla leveydelle

**Kuormitustilanteen voimat****Laatan omapaino ja sen aiheuttama taipuma****Poimulevy**

	15 [kg/m ²]
b=	840 [mm]
g _{poimu} =	0,126 [kN/m]

Betoni

L=	5900 [mm]	betonilaatan pituus
h=	95 [mm]	betonilaatan korkeus
b=	840 [mm]	betonilaatan leveys
V,b=	0,47 [m ³]	betonin tilavuus
rho _{o,b} =	25 [kN/m ³]	2400 kg/m ³
g _{betoni} =	11,7705 [kN]	
	1,995 [kN/m]	

Taipuma

g ₁ =	2,121 [kN/m]
L=	5900 [mm]
(EI) ₀₀ =	9,07E+12 [N/mm ²]
f=	3,69 [mm]

$$f = \frac{5 g_1 L^4}{384 (EI)_{00}}$$

Kuormituspalkki ja taipuma (2 palkkia laatan pituussuuntaan kohtisuorassa)**Palkki**

A=	0,0137 [m ²]	
rho _{o,b} =	78,5 [kN/m ³]	7850 kg/m ³
g ₁ =	1,07 [kN/m]	
L=	1,6 [m]	kuormituspalkin pituus

Taipuma

F1=	1,7 [kN]	palkilta tuleva voima
L=	5900 [mm]	
a=	1950 [mm]	
(EI) ₀₀ =	9,07E+12 [N/mm ²]	
f=	1,37 [mm]	

$$f = \frac{F_1 L^2 a}{24(EI)_{00}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{L^2} \right)$$

Kuormituksen jakajapalkki ja taipuma (1 palkki laatan pituussuunnassa)

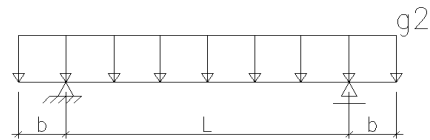
Palkki

I _x =	36900000 [mm ⁴]	kuormituspalkin omapaino	
g ₂ =	42,3 [kg/m]		
	0,423 [kN/m]		
L=	3,1 [m]		jakajapalkin pituus
F=	1,31 [kN]		

-Palkin taipuma omalle painollensa (ei vaikuta laatan taipumaan vaan tunkin siirtymään)

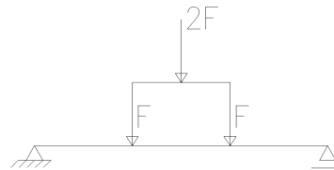
F ₂ =	0,7 [kN]	puolet palkin painosta toiselle tuelle
g ₂ =	0,423 [kN/m]	
L=	1950 [mm]	
b=	550 [mm]	
(EI) _t =	7,75E+12 [Nmm ²]	

$$f = \frac{g_2 L^4}{16(EI)_t} \left(\frac{5}{24} - \frac{b^2}{L^2} \right)$$



-Palkin taipuma suurimmalle kestävyden arvolle liittimien mukaan yhden pistevoiman tapauksessa

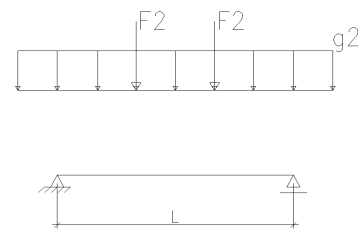
2F=	47 [kN]	$f = \frac{FL^3}{48(EI)_t}$
f=	0,94 [mm]	



➡ taipumat eivät kovin suuria

Taipuma palkin omapainosta laatalle

F ₂ =	0,66 [kN]	$f = \frac{F_2 L^2 a}{24(EI)_{00}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{L^2} \right)$
L=	5900 [mm]	
a=	1950 [mm]	
(EI) ₀₀ =	9,07E+12 [N/mm ²]	
f=	0,52 [mm]	



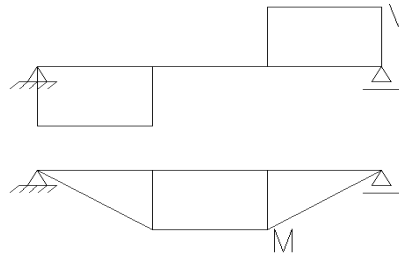
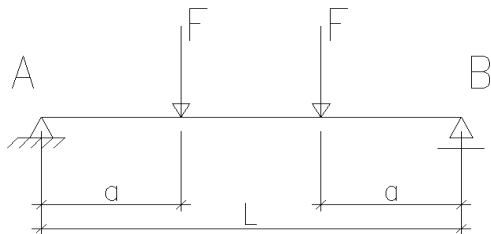
Taipuma kokonaisuudessaan (laatan omapaino+kuormituslaitteisto)

f _{oma} =	5,58 [mm]	omapainon aiheuttama taipuma
--------------------	-----------	------------------------------

TAIPUMA TUNKISTA

Lähtöarvot

- L= 5900 [mm]
- a= 1950 [mm]
- (EI)₀₀= 9,E+12 [Nmm²]
- f= 1,89 [mm] kuormituslaitteiston aiheuttama taipuma



kaksi pistevoimaa

$$f_1 = \frac{FL^2a}{24(EI)_{00}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{L^2} \right)$$

A= tunkin vaikutus laattaan

F= tunkilta tuleva voima

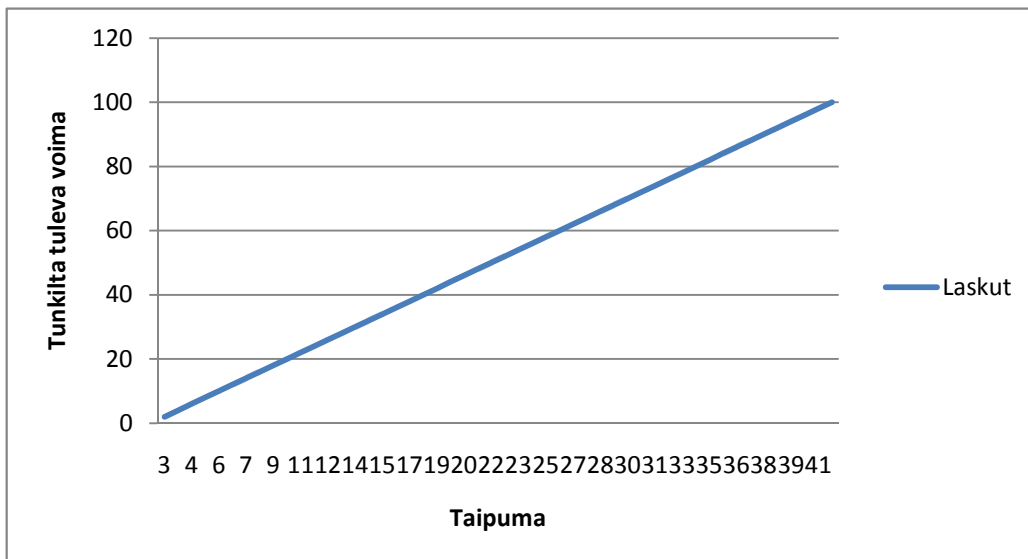
F/2=F₂= vastaa tunkilta tulevaa kuormaa jaettuna kahteen kohtaan

f₁= tunkin aiheuttama taipuma laatalle

	[kN]	[tn]	[kN]	[mm]
A=	F=	tonnit	F/2=	f ₁ =
	2	0,2	1,0	3
	4	0,4	2,0	3
	6	0,6	3,0	4
	8	0,8	4,0	5
	10	1,0	5,0	6
	12	1,2	6,0	7
	14	1,4	7,0	7
	16	1,6	8,0	8
	18	1,8	9,0	9
	20	2,0	10,0	10
	22	2,2	11,0	11
	24	2,4	12,0	11
	26	2,6	13,0	12
	28	2,8	14,0	13
	30	3,0	15,0	14
	32	3,2	16,0	15
	34	3,4	17,0	15
	36	3,6	18,0	16
	38	3,8	19,0	17
	40	4,0	20,0	18
	42	4,2	21,0	19
	44	4,4	22,0	19

46	4,6	23,0	20
48	4,8	24,0	21
50	5,0	25,0	22
52	5,2	26,0	23
54	5,4	27,0	23
56	5,6	28,0	24
58	5,8	29,0	25
60	6,0	30,0	26
62	6,2	31,0	27
64	6,4	32,0	27
66	6,6	33,0	28
68	6,8	34,0	29
70	7,0	35,0	30
72	7,2	36,0	31
74	7,4	37,0	31
76	7,6	38,0	32
78	7,8	39,0	33
80	8,0	40,0	34
82	8,2	41,0	35
84	8,4	42,0	35
86	8,6	43,0	36
88	8,8	44,0	37
90	9,0	45,0	38
92	9,2	46,0	39
94	9,4	47,0	39
96	9,6	48,0	40
98	9,8	49,0	41
100	10,0	50,0	42

Tunkin aiheuttama taipuma



DYNAAMINEN ALKUKUORMITUS

Lähtötiedot

b=	840 [mm]
L=	5900 [mm]
a=	1950 [mm]
(EI) ₀₀ =	9,07E+12 [N/mm ²]

Valitaan dynaaminen rasitus neliökuorman mukaan

g _k =	1,50 [kN/m ²]	dynaaminen kuormitus vastaa tätä kuormaa
	1,2	varmuuskerroin kuormalle
g _d =	1,51 [kN/m]	laatan pituudelle

Kuormituslaitteiston omapaino

F=	3,43 [kN]	2xkuormituspalkkia
F=	1,31 [kN]	1xkuormituksen jakopalkki
F=	4,74 [kN]	yhteensä
	2,37 [kN]	jaettuna kahteen pisteeseen

laitteisto aiheuttaa 2 pistevoimaa joiden kummankin suuruus on äskeinen voima

g=	0,80 [kN/m]	kuormituslaitteiston metrikuorma
----	-------------	----------------------------------

Valittu dynaaminen rasitus vähennettynä kuormituslaitteiston painolla

g=	0,71 [kN/m]	tämä tuotetaan tunkilla
	4,18 [kN]	laatan pituudelle kuorman resultantti, joka on sama
	0,42 [t]	kuin mitä vaaditaan tunkilta tulevalta voimalta

Taipuma (omapaino+kuormituslaitteisto)

Laatan omapainon aiheuttama taipuma

g=	2,12 [kN/m]
f=	3,69 [mm]

$$f = \frac{5 g L^4}{384 (EI)_{00}}$$

Kuormituslaitteiston aiheuttama taipuma

F=	2,37 [kN]
f=	1,89 [mm]

$$f = \frac{F_1 L^2 a}{24 (EI)_{00}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{L^2} \right)$$

f=	5,58 [mm]
----	-----------

Tunkin aiheuttama taipuma

F=	2,09 [kN]	tunkkivoima/2
f=	1,67 [mm]	

$$f = \frac{F L^2 a}{24 (EI)_{00}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{L^2} \right)$$

Taipuma kokonaisuudessaan dynaamisella kuormituksella

f=	7,25 [mm]
----	-----------

nyt		vaatimus
L/ 813	<	L/ 400
		= 14,75 [mm]