



Osaamista  
ja oivallusta  
tulevaisuuden  
tekemiseen

Hannariitta Mäenpää

# Betoni-teräs-liittopalkin mitoitus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (YAMK)

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Insinöörityö

29.09.2020

Tekijä Otsikko	Hannariitta Mäenpää Betoni-teräs-liittopalkin mitoitus
Sivumäärä Aika	76 sivua + 1 liitettä 29.09.2020
Tutkinto	insinööri (YAMK)
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma, ylempi AMK
Ammatillinen pääaine	Korjausrakentaminen, YAMK
Ohjaajat	Lehtori Mauri Konttila Suunnittelupäällikkö Tommi Mutanen Projektipäällikkö Juhani Tammisto
<p>Tässä insinööriyössä käsitellään yksiaukkoisen teräs-betoniliittopalkin mitoitusta Eurokoodi 4 mukaan, ja mitoituksen taustateoriaa. Työn tarkoituksena on laatia kirjallinen ohje ja Excel-pohjainen laskentatyökalu yksiaukkoisen liittopalkin mitoitukseen Swecolle. Työn toimeksiantajina ovat Sweco Asiantuntijapalvelut Oy ja Sweco Rakennetekniikka Oy.</p> <p>Liittorakenteet ovat yleensä kahdesta eri materiaaliosta koostuvia rakenteita, jotka toimivat yhdessä materiaalien rajapinnan leikkausliitoksen ansiosta. Tyypillisimpiä liittorakenteita ovat teräs- ja betoniosista muodostuvat rakenteet, jotka hyödyntävät betonin hyvää puristuskestävyyttä ja teräksen vetolujuutta. Materiaaliosien välille muodostetaan leikkausliitos leikkausliittimiä käyttämällä, jolloin liittorakenteen taivutusjäykkyys on suurempi kuin leikkausliitoksettoman kaksiosaisen rakenteen taivutusjäykkyys. Suuremman taivutusjäykkyyden ansiosta liittorakenteella saavutetaan pidemmät jännevälit kuin yksiaineisella tai ei-liittorakenteisella rakenteella, kun rakenteen poikkileikkaus pysyy samana.</p> <p>Liittorakenteiden mitoitukseen ei ole juurikaan yleisesti saatavilla olevia ohjelmistoja. Rakenteiden mitoitus käsin laskennalla on työlästä laskennan monivaiheisuuden vuoksi, ja myös koska Eurokoodin liittorakenteita koskevaa ohjeistusta on Eurokoodi 4:n lisäksi myös betoni- ja teräsrakenteiden mitoitusta käsittelevissä standardeissa, jolloin suunnittelija joutuu hakemaan tietoa useammasta eri paikasta. Tähän työhön on koottu yksiaukkoisen liittopalkin mitoitusta koskeva Eurokoodien mukainen ohjeistus. Lopuksi palkin mitoitus käydään läpi laskentaesimerkin avulla.</p>	
Avainsanat	Liittorakenteet, Eurokoodi, betoni, teräs, rakenteiden mitoitus

Author Title	Hannariitta Mäenpää Design of composite steel and concrete beams
Number of Pages Date	76 pages + 1 appendices 29 September 2020
Degree	Master of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Professional Major	Renovation
Instructors	Mauri Konttila, Lecturer Tommi Mutanen, Design Manager Juhani Tammisto, Project Manager
<p>The purpose of the project is to gather design rules for supported steel and concrete composite beam based on Eurocode standards and to create a simple design software for a supported composite beam for Sweco.</p> <p>Usually, the composite structures consist of two parallel parts, for example, steel beams and concrete slabs, which are connected by a shear connection. The design process of composite beams is problematic because there is no software for designing composite structures according to Eurocode standards, so the design must be done manually.</p> <p>The Eurocode standard of composite structures has references to concrete and steel standards, and the structure designer must be familiar with all three criteria. In this thesis is introduced the behaviour of steel and concrete composite beams and the design rules by Eurocode standards for a supported beam. The calculation example proves the design process.</p>	
Keywords	Composite structures, Eurocode, concrete, steel

## Sisällys

### Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Työn tausta ja tavoitteet	1
1.2	Rajaus	1
1.3	Tutkimusmenetelmät	2
1.4	Sweco Asiantuntijapalvelut Oy, Sweco Rakennetekniikka Oy	2
2	Betoni- ja teräsrakentamisen historiaa Suomessa	2
2.1	Betonirakentamisen käynnistyminen	2
2.2	Rauta ja rautabetoni välipohjarakenteissa	3
2.3	Varhaiset liittorakenteet	4
2.4	Teräs-betoni-liittorakenteiden yleistyminen	5
3	Betoni-teräслиittorakenteet nykyrakentamisessa	6
3.1	Liittorakenteiden sovelluksia, laatat ja pilarit	6
3.2	Eurokoodi 4 mukaiset liittopalkit	7
3.3	Leikkausliittimet	9
4	Materiaaliominaisuudet	9
4.1	Rakenneteräs	9
4.2	Betoni ja betoniteräs	10
4.3	Leikkausliittimet	10
5	Liittorakenteiden mitoitusperiaatteet ja rakenteiden toiminta	11
5.1	Mitoitusperiaatteet	11
5.2	Rakenteiden toiminta	11
5.3	Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	12
5.3.1	Taivutusjäykkyys Steinerin säännön mukaan	12
5.3.2	Muunneltu poikkileikkaus	14
5.4	Rakenteen kuormitushistoria	15
5.5	Rakenteen osien välinen leikkausliitos	18

5.5.1	Yleistä	18
5.5.2	Paikallinen tai jatkuva leikkausliitos	19
5.5.3	Leikkausliitoksen sitkeys	22
5.5.4	Täysi tai osittainen leikkausliitos	23
5.5.5	Leikkausliittimet, kannalliset tapit	24
5.5.6	Leikkausliittimien testausmenettely	25
5.5.7	Vertikaalieroamisen estäminen ja sekundäärimurtuminen	28
5.5.8	Betonilaatan irtileikkautumisen estäminen	29
5.6	Betonilaatan toimiva leveys $b_{eff}$	31
6	Rakenneanalyysi	33
6.1	Rakenteiden mallintaminen	33
6.2	Palkkien analyysi	34
6.2.1	Viruma ja kutistuma	34
6.2.2	Taipuma	35
6.2.3	Halkeilu	37
6.3	Teräspoikkileikkausten luokitus	38
7	Mitoitus murtorajatilassa	40
7.1	Palkin taivutuskestävyys	41
7.1.1	Plastinen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd}$	41
7.1.2	Leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen	46
7.1.3	Kimmenteorian mukainen taivutuskestävyys $M_{el,Rd}$	47
7.2	Palkin leikkauskestävyys $V_{Rd}$	47
7.2.1	Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys ja uuman leikkauslommahdus	47
7.3	Kiepahdus	49
7.4	Leikkausliitos	49
7.4.1	Liittimien sijoittelu	50
7.4.2	Leikkausliitoksen yksityiskohdat, betonipeite	52
7.4.3	Leikkausliittimen leikkauskestävyys	52
7.4.4	Betonilaatan irtileikkautumiskestävyyden tarkistus	55
8	Mitoitus käyttörajatilassa	57
8.1	Taipuma	57
8.2	Halkeilu	60
9	Liittopalkin mitoitus, laskentaesimerkki	61

9.1	Lähtöarvot	62
9.2	Taivutusjäykkyys	63
9.3	Poikkileikkauksen luokitus	65
9.4	Taivutuskestävyyden laskenta	65
9.5	Palkin leikkauskestävyyden laskenta	66
9.5.1	Liittimien leikkauskestävyys	67
9.5.2	Palkin taivutuskestävyys, osittainen leikkausliitos	69
9.5.3	Laatan irtileikkautumiskestävyys	69
9.6	Palkin taipuma	70
9.7	Halkeilu	72
10	Yhteenveto	72
	<b>Lähteet</b>	76

#### Liitteet

Liite 1. Laskentaesimerkki, tuloste

## Käsitteet ja lyhenteet

Liittorakenneosa	Kantava rakenneosa, jossa on betonista ja teräksestä (rakenne- tai kylmämuovattu teräs) valmistettuja komponentteja toisiinsa liitettynä siten, että liitoksissa betonin ja teräksen välinen pitkittäinen liukuminen samoin kuin komponenttien irtoaminen toisistaan pysyy rajallisena
Leikkausliitos	Liittorakenneosassa betonin ja teräksen välinen liitos, jolla on riittävä lujuus ja jäykkyys, jotta kokonaisuutta voidaan käsitellä yhdessä toimivana rakenteena.
Liittovaikutus	Rakenneosan toimintatapa sen jälkeen, kun leikkausliitos on tullut toimivaksi betonin kovetuttua
Liittopalkki	Pääasiassa taivutettu rakenneosa
Väliaikainen tuenta	Rakenteen asennusaikainen tuenta, jossa betonin paino siirretään osittain tai kokonaan väliaikaisille tuille siihen saakka, kunnes leikkausliitos toimii betonin kovetuttua tarpeeksi.
Tukematon rakenne	Betonin kovetuttua liittorakenteisena toimivan kokonaisuuden teräsosa, jota ei tarvitse sisäisten kuormien pienentämisen takia tukea ennen betonin kovettumista.
MRT	Murtorajatila, eng. ULS = Ultimate Limit State
KRT	Käyttörajatila, eng. SLS = Serviceability Limit State
EC2	SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
EC3	SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

EC4 SFS-EN 1994-1-1 + AC Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.



# 1 Johdanto

## 1.1 Työn tausta ja tavoitteet

Korjausrakentamisessa käytetään usein erilaisia liittorakenteita, kun rakennetaan uusia kantavia rakenteita vanhaan jo olemassa olevaan rakennukseen, tai kun vanhan rakennuksen kantavia rakenteita korvataan uusilla rakenteilla. Liittorakenteilla rakenneosien poikkileikkausmitat ovat pienemmät kuin yksiaineisilla rakenteilla, ja tästä on hyötyä silloin kun uudelle rakenteelle on käytettävissä vain rajallisesti tilaa. Myös itse työkohteen ominaisuudet ja urakoitsijan työjärjestys vaikuttavat käytettävän rakenteen valintaan. Liittorakenne voi tulla kyseeseen esimerkiksi liittolaatan tapauksessa, jossa laattaa ei tarvita erillistä purettavaa muottia, vaan liittolevy toimii paitsi kantavan rakenteen osana, niin myös valumuottina. Liittolaattojen suunnitteluun on olemassa erilaisia työkaluja, kuten materiaalivalmistajien mitoituskäyrästöjä ja ohjelmistoja, mutta liittopalkin ja sen leikkausliitoksen mitoitukseen tällaisia helppokäyttöisiä ja vapaasti saatavilla olevia työkaluja ei ole.

Opinnäytetyön tavoitteena on tuottaa Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:n ja Sweco Rakennetekniikka Oy:n käyttöön laskentapohja, joiden avulla voidaan mitoittaa yksiaukkoinen betoni-teräs-liittopalkki, joka muodostuu betonilaatasta (umpi- tai liittolaatasta) ja teräksisestä I-profiilista. Laskentapohjan avulla voidaan tehdä rakenteen varsinaisen mitoituksen lisäksi myös alustavaa suunnittelua esimerkiksi hankesuunnitelmia varten, tai rakenteiden eri toteutusvaihtoehtojen vertailua varten.

## 1.2 Rajaus

Tässä opinnäytetyössä käsitellään yksiaukkoisen, umpi- tai liittolaatan ja I-teräspoikkileikkauksen muodostaman liittopalkin mitoitusta standardin SFS-EN 1994-1-1+AC Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu mukaan. Leikkausliittimistä käsitellään tarkemmin vain Eurokoodin mukaisia, kannallisia tappeja. Vertailu vanhojen kansallisten normien ja Eurokoodin välillä rajataan työn ulkopuolelle.

### 1.3 Tutkimusmenetelmät

Opinnäytetyö tehdään kirjallisuustutkimuksena. Työssä keskitytään Eurokoodien mukaiseen mitoitukseen betoni-, teräs- ja liittorakenteita koskevien standardien mukaan ja niistä tehtyjen suunnitteluohjeiden sekä muun kirjallisuuden perusteella. Liittopalkin mitoitus käydään läpi laskentaesimerkin avulla.

### 1.4 Sweco Asiantuntijapalvelut Oy, Sweco Rakennetekniikka Oy

Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:n korjausrakentamisen palvelut -yksikön palveluihin kuuluu mm. korjausrakennesuunnittelu erilaisiin kohteisiin, tietomallinnus, kuntotutkimukset, sekä sisäilmatutkimus- ja laadunhallintapalvelut. Korjaussuunnitteluhankkeiden koko vaihtelee yksittäisistä selvityksistä vuosia kestäviin laajoihin peruskorjauksiin. Viime vuosina Sweco Asiantuntijapalvelut Oy on vastannut esimerkiksi Helsingin Olympiastadionin ja Helpa Roihuvuoren (Stadin ammattiopisto, Prinsessantien toimipaikka) peruskorjaushankkeiden rakennesuunnittelusta. Keväällä 2020 Sweco Asiantuntijapalveluiden korjausrakennesuunnitteluosastot yhdistettiin Sweco Rakennetekniikan korjaus- ja täydennysrakentamisen yksikköön.

## 2 Betoni- ja teräsrakentamisen historiaa Suomessa

### 2.1 Betonirakentamisen käynnistyminen

Betonirakentaminen tuli Suomeen hyvin pian sen jälkeen, kun betonirakenteissa käytettävä portland -sementti keksittiin Englannissa 1844; portland -sementin tuonti aloitettiin jo vuonna 1856. Sementtiä alettiin valmistaa myös Suomessa vuonna 1869 Saviolla. Kotimaisen tuotannon oli tarkoitus korvata tuontisementti, mutta kysyntää ei tuolloin ollut vielä riittävästi ja tuotanto lopetettiin vuonna 1894. Betonirakentaminen kuitenkin jatkui, ja sementti oli tuontitavaraa Paraisten ja Lohjan sementtitehtaiden perustamiseen asti (Parainen v. 1914 ja Lohja v. 1919). Ensimmäiset betonirakenteet Suomessa olivat sillat ja kanavat, joidenkin lähteiden mukaan Saimaan kanava olisi ollut ensimmäinen Suomessa tuotetusta betonista rakennettu rakenne. [1]

Betoni oli ylivoimainen materiaali aiemmin käytettyyn tiileen ja puuhun verrattuna, sillä betoni mahdollisti hoikemmat ja monimuotoisemmat rakenteet. Ensimmäiset Suomessa rakennetut betonirakenteet olivat ulkomaalaisten insinöörien suunnitteleamia. Tekniikka pitikin opetella ulkomaalaisista julkaisuista, kuten esimerkiksi saksalaisen C. Kerstenin *Der Eisenbetonbau* (julkaistu vuonna 1907) ja belgialaisen insinöörin Paul Christophen *Der Eisen-Beton* (1905) kirjoista. Ulkomaalaisten julkaisujen pohjalta julkaistiin myös suomenkielisiä artikkeleita mm. Teknillisen Aikakauslehden numeroissa. Alan kirjallisuutta ei juurikaan julkaistu Suomessa. Ensimmäinen laajempi suomenkielinen teräsbetonia käsittelevä julkaisu oli G.E. Aspin 1908 julkaistun *Huonerakenteiden* opin kolmas osa, joka käsitteli rautabetonia ja rautarakenteita. Kirjassa esiteltiin mm. erilaisia välipohjarakenteita ja havainnollistavia piirroksia. [1, 2]

Betoni- ja rautabetonirakenteiden lisääntynyt käyttö lisäsi myös tarvetta osaavista insinööreistä ja insinöörikoulutuksen kehittämiseksi myös Suomessa. Aikaisemmin puu- ja tiilirakenteet oli suunniteltu käsikirjojen ja taulukoiden sekä käytännön kokemuksen mukaan, eikä varsinaisia rakennelaskelmia tehty tai sellaisia ollut vaadittu talonrakentamisessa (siltojen rakenteiden kestävyyslaskelmia sen sijaan vaadittiin). Betoni ja rautabetoni mahdollistivat täysin uudenlaisia, monimutkaisia arkkitehtonisia ratkaisuja, joiden toteuttamiseksi insinöörin tekemät rakennelaskelmat olivat välttämättömiä. [2]

## 2.2 Rauta ja rautabetoni välipohjarakenteissa

Asuinkerrostalojen välipohjat rakennettiin lähes poikkeuksetta puusta 1900 -luvun alkuvuosiin asti [3]. Erilaiset teräs- ja betonirakenteet ja näiden yhdistelmät syrjäyttivät puun välipohjien kantavina rakenneosina 1900 -luvun alussa. Ensin puukannattajat korvattiin I-teräskannattajilla, joiden alalaippojen varaan valettiin välipohjatäyttöä kannattava ohut betonilaatta. Teräskannattajien päälle rakennettiin puusta koolaukset, ja lattialaudoitusta tai aluslaudoitusta ja erillinen lattiapinta. Kerrostalot 1880-1940 -kirjaa varten tehdyssä tutkimuksessa tutkituista rakennuksista rautakannattajien laajamittainen käyttö asuinkerrostaloissa rajoittuu n. vuosiin 1900-1915. Teräskannattajia käytettiin vielä jonkin verran 1930-luvulle asti, mutta rautabetoni syrjäytti teräskannattaja-välipohjat lopulta kokonaan. [3]

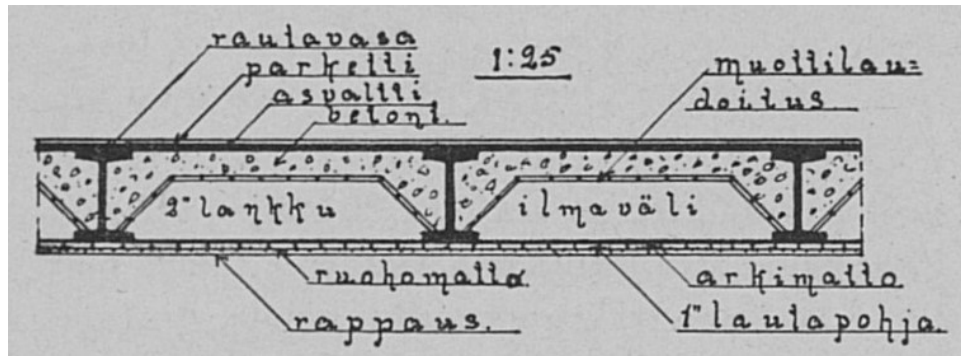
Ensimmäinen maailmansota rajoitti ulkomaankauppaa kauppasuluilla ja maakohtaisilla tullimaksuilla, mikä vaikutti myös rakennustuotteiden liikkumiseen maiden rajojen välillä. Kotimaisten tuotteiden ja tarvikkeiden suosiminen kannatti, sillä ne olivat tuontitavaroita halvempia ja nopeammin saatavissa, sekä siten tuettiin kotimaista tuotantoa ja teollisuutta. Rakentamisessa käytetyt I- ja rataiskopalkit tuotiin Suomeen 1900-luvun alussa pääasiassa Saksasta, ja jonkin verran myös Venäjältä. Pääosa Suomen metalliteollisuudesta palveli tuohon aikaan konepajoja, eikä teräspalkkien valssauslaitoksen perustaminen ei ollut kannattavaa. Kotimaan markkina oli liian pieni suhteessa tuotannon käynnistämiseen tarvittavaan pääomaan, ja tuotteiden vientiä ulkomaille rajoitettiin. Rautapalkkien tuonti ulkomailta oli kallista ja hidasta, jolloin taloustilanne suosi rautabetonin käyttöä, ja siitä tuli välipohjien pääasiallinen rakennusaine maailmansotien välisenä aikana. [3,4]

Teräsbetonin käyttöä puolsivat mm. rakennuskustannukset. Teknillisessä Aikakauslehdessä [5] esitetyn kustannusvertailun mukaan rautapalkkien varaan rakennettu puuvälipohja on neliöhinnaltaan hieman kalliimpi kuin täysin puusta rakennettu välipohja tai rautabetonivälipohja. Puukannattajien varaan rakennettu välipohja ja rautabetonivälipohja olivat vertailun mukaan kustannuksiltaan samat. Sen sijaan välipohja, joka on rakennettu rautapalkkeihin tukeutuvasta kaasubetonilaatasta, tulisi lehden artikkelin mukaan edullisimmaksi, sillä rakenne on edellisiä matalampi ja näin säästöä tulisi siitä, että rakennuksesta tulee samalla huonekorkeudella matalampi. [5]

### 2.3 Varhaiset liittorakenteet

Itävaltalainen professori Josef Melan patentoi vuonna 1891 kehittämänsä Melan -rakennejärjestelmän, jossa raudoittamaton betonilaatta tukeutui teräspalkistoon. Teräspalkit asennettiin ensin paikoilleen 0,8 -1,2 m välein, jonka jälkeen niiden välit valettiin betonilla umpeen siten että palkisto jäi betonilaatan sisään. Menetelmän etuina oli nopeus ja hyvä kuormankantokyky. Muottilaudoitusta voitiin ripustaa suoraan teräsprofiileihin, jolloin betonin valua varten ei tarvittu erillisiä aikoja vieviä ja paljon puumateriaalia vaativia tukirakenteita. Rakenne oli moninkertaisesti kestävämpi kuin samaan aikaan kehitetty raudoitettu betoni (nk. Monierin järjestelmä). Vaikka teräsprofiilin ja betonilaatan välisen liittovaikutuksen toimintaa ei vielä täysin ymmärretty, Melan oli kuitenkin ottanut sen huomioon laskelmissaan. Melanin menetelmää myös kritisoitiin. Sveitsiläinen insinööri Robert

Maillart huomautti 1930-luvulla, että rakenteessa tartunta teräksen ja betonin välillä saattoi jäädä huonoksi, jolloin liitos voi pettää lämpöliikkeiden tai värinän vaikutuksesta, jolloin teräs on alttiina korroosioille. Kuvassa 1 on esitetty eräs teräspalkkeihin tukeutuva betonivälipohja, joka on esitelty Rakennustaito -lehden numerossa 4/1929. [1,6]



Kuva 1. Teräspalkkeihin tukeutuva betonivälipohja [7]

Melanin järjestelmää käytettiin aluksi välipohjarakenteissa esimerkiksi tehdusrakennuksissa sen mahdollistamien pitkien jännevälien vuoksi. Talonrakennuksessa menetelmän käyttö jäi kuitenkin vähäiseksi, ja yleisemmin käytettiin Monierin ja Hennebiquen järjestelmiä, jotka perustuivat betonin sisään sijoitettuun raudoitukseen. Melanin järjestelmää kehitettiin eteenpäin Euroopassa, Yhdysvalloissa ja Japanissa, ja siitä tehtiin erilaisia muunnelmia etenkin siltojen rakennukseen, johon se soveltui erinomaisesti. Melan-järjestelmällä vuonna 1923 rakennettu Cappelen Memorial Bridge Mississipin yli Minneapolisisissa oli aikansa maailmanennätys; sillan pisin jänneväli on 122 metriä. Menetelmää käytettiin myös suomalaisissa silloissa. Ensimmäinen Melan-menetelmällä rakennettu silta oli 1898 rakennettu (ja 1980-luvulla purettu) Tampereen ratapihan ylikäytäväsilta. Teräksen ja betonin yhteistoimintaan ei kuitenkaan täysin uskottu, ja kyseisessä sillassa teräspalkit oli mitoitettu kantamaan koko rakenteen kuormitus, eikä liittovaikutusta ollut otettu huomioon. [1,6]

#### 2.4 Teräs-betoni-liittorakenteiden yleistyminen

Suomessa käytössä olevat välipohjarakenteet olivat maailmansotien välillä jälkeen erilaiset rautabetonirakenteen sovellukset, kuten ala- ja ylälaattapalkistovälipohjat sekä massiivibetonilaatta. Muualla Euroopassa sen sijaan sekä ensimmäisen että toisen

maailmansodan aiheuttama materiaalipula vauhditti erilaisten materiaalia säästävien rakennejärjestelmien kehitystä. Liittorakenteiden teoriaa kehitettiin toisen maailmansodan jälkeen etenkin Saksassa liittorakenteiden kustannustehokkuuden ja teräspulan takia, mutta myös Japanissa ja Kiinassa kehitettiin Melan-menetelmään perustuvia uusia sovelluksia etenkin siltojen rakennukseen. Liittorakenteiden täydellinen taivutusteoria oli julkaistu jo vuonna 1929 englantilaisessa Structural Engineer -lehdessä. Ensimmäinen liittorakenteita koskeva saksalainen standardi julkaistiin vuonna 1954, ja sitä käytettiin ohjeena myös Saksan rajojen ulkopuolella. 1970 -luvulla eurooppalaiset teräs- ja betonirakennejärjestöt alkoivat kehittää yhteisiä ohjeistuksia, joista muodostui ensin eurokoodien esinormit (ja myöhemmin eurokoodit 2000 -luvulla.) Teräs-betoni-liittorakenteiden mallinormi julkaistiin 1981, ja siinä olivat mukana palkit, pilarit ja laatat. Suomessa ensimmäiset ohjeet, Liittorakenteiden suunnitteluohjeet RTY/BY26, julkaistiin vasta vuonna 1988 Teräsrakenneyhdistyksen ja Betoniyhdistyksen yhteistyönä. Ennen suomenkielisten ohjeiden julkaisua liittorakenteiden mitoitusta käsitteleviä, saksalaisiin normeihin perustuvia artikkeleita oli kuitenkin julkaistu esimerkiksi Rakenteiden Mekaniikka -lehdessä. [4,6,8]

### 3 Betoni-teräслиittorakenteet nykyrakentamisessa

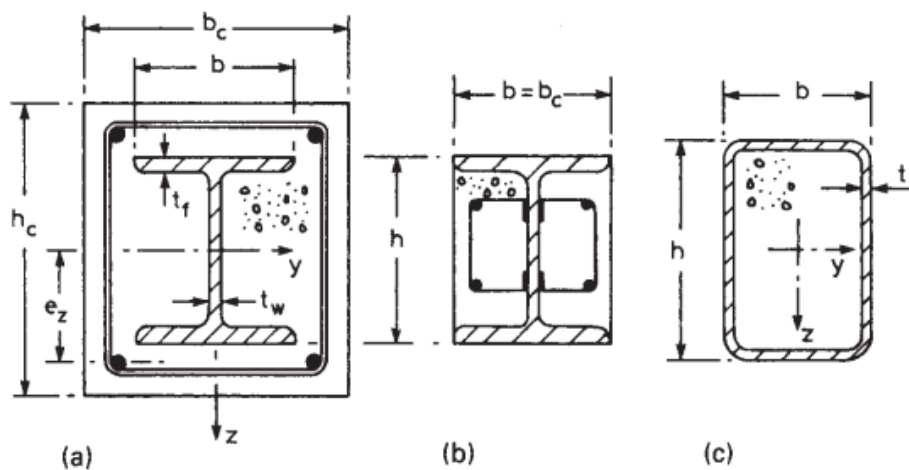
#### 3.1 Liittorakenteiden sovelluksia, laatat ja pilarit

Talonrakennuksessa tyypillisimpiä liittorakenteita ovat teräsprofiiliin ja betonivalun muodostamat rakenneosat; liittolaatat, liittopalkit ja liittopilarit. Käyttökohteita ovat tyypillisesti mm. toimistorakennukset, kauppakeskukset ja hallirakennukset, joissa vaaditaan avoimia ja muuntojoustavia tiloja. Liittorakenteessa hyödynnetään betonin ja teräksen yhteistoimintaa, joka saadaan aikaan esimerkiksi teräsprofiiliin kiinnitetyillä leikkausliittimillä tai teräksen profiloinnilla. Liittorakenteena voi toimia myös kaksi samasta materiaalista olevaa osaa, joiden kimmokertoimet ovat eri suuruiset. [8]

Liittolaatat ovat yleensä teräspoimulevystä ja raudoitettusta betonilaatasta muodostuvia rakenneosia. Laatan alapinnan liittolevy toimii rakentamisaikaisena valumuottina, joka jää paikalleen rakenteeseen. Tartunta betonin ja liittolevyn välille saadaan aikaan teräslevyn profiloinnilla, ja betonin kovetuttua liittolevy toimii laatan vetoraudoituksena.

Liittolaatta voidaan muodostaa myös kahdesta eri aikaan valetusta betoniosasta, vaikka tällaisia laattoja ei varsinaisesti liittorakenteiksi mielletäkään. Betoniosien väliseen tartuntaan perustuvia rakenteita ovat esimerkiksi jännitetystä teräsbetonisesta kuorilaa-  
tasta ja sen päälle valetusta teräsbetonilaatasta, tai ontelolaatasta ja sen päälle valetta-  
vasta pintabetonista. [8,9]

Liittopilareissa teräsprofiili toimii betonipilarin raudoituksena, ja pilarin kuormitus jakau-  
tuu molemmille materiaaliosille. Teräsprofiili voi olla putkiprofiili, joka sisään asetetaan  
raudoitus ja täytetään betonivalulla, tai I-profiili, joka ympäröidään joko kokonaan tai laip-  
pojensa välillä raudoitettulla betonilla. Tyypillisiä pilaripoikkileikkauksia on esitetty ku-  
vassa 2.

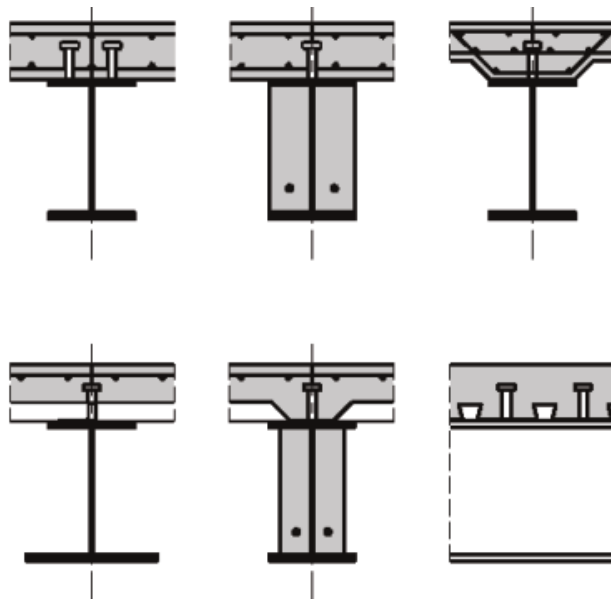


Kuva 2. Tyypillisiä liittopilaripoikkileikkauksia. [10, s.190]

### 3.2 Eurokoodi 4 mukaiset liittopalkit

Eurokoodi 4 (SFS-EN 1994 1-1 Teräs-betoniliittorakenteiden suunnittelu) määrittelee liit-  
topalkin pääasiassa taivutetuksi rakenneosaksi. Liittopalkin poikkileikkausmitoille ei ole  
määritetty raja-arvoja Eurokoodissa. Liittopalkki on yleensä teräsprofiili, joka toimii yh-  
dessä betonilaatan kanssa. Teräspalkki voi olla paljas teräsprofiili, tai osittain betonilla  
täytetty, jolloin teräsprofiilin laippojen välit on täytetty raudoitettulla betonilla. Kuvassa 3  
on esitetty tyypillisiä liittopalkki-poikkileikkauksia. Palkkiin liittyvä laatta voi olla joko um-  
pilaatta tai liittolaatta, joka muodostuu betonivalusta ja teräsprofiilista tai betonivalusta ja

kuorilaatasta. Umpilaatalla tarkoitetaan tässä yhteydessä paikalla valettua teräsbetoni-laattaa, jonka muotti poistetaan valun jälkeen eikä muotti jää pysyväksi osaksi rakennetta. Liittorakenteen teräsprofiili voi sijaita laatan alapuolella, tai kokonaan tai osittain laatan sisällä. Laatan sisällä oleva liittopalkki, eli ns. matalapalkki, on Suomessa yleinen liittopalkin sovellus. Betoniyhdistys on laatinut suunnitteluohjeita matalapalkkien mitoittamiseen, sillä Eurokoodi 4 käsittelee vain liittopalkkeja, joissa palkki sijoittuu laatan alapuolelle. Eurokoodi 4:n ohjeistuksissa oletetaan myös, että palkin poikkileikkaus ei muutu palkin jänteen pituudella. [8,9,11]



Kuva 3. Tyypillisiä liittopalkki-poikkileikkauksia Eurokoodi 4 mukaan [EC4, s.32]

Liittopalkkien mitoituksessa tulee tarkistaa kriittisten poikkileikkausten kestävyys. Kriittisiä poikkileikkauksia ovat palkin suurimpien taivutusmomenttien kohdat, tukien kohdat ja pistevoimien kuormittamat kohdat sekä kohdat, joissa rakenteen poikkileikkaus muuttuu oleellisesti muuten kuin betonin halkeilun vuoksi. Lisäksi tulee tarkistaa palkin kiepahduskestävyys, leikkauskestävyys teräsprofiilin uuman lommahtamisen suhteen ja uuman paikallinen puristuskestävyys, sekä materiaalien välisen leikkausliitoksen kestävyys. [9]

Tässä työssä käsitellään yksiaukkoisia teräs-betoniliittopalkkeja. Yksiaukkoisen rakenteen etuja on yksinkertaisempi ja siten nopeampi suunnitteluprosessi. Teräsprofiilin lommahdus ei yleensä rajoita palkin kestävyyttä yksiaukkoisella rakenteella, sillä teräsprofiili on joko lähes kokonaan tai kokonaan vedetty, ja lisäksi profiilin ylälaippa on sidottu



betonilaataan. Yksiaukkoinen rakenne on staattisesti määrätty rakenne, ja betonin halkeilu, viruma tai kutistuma eivät vaikuta rakenteen taivutusmomentteihin tai leikkausvoimiin. Betonilaatta on vedetty ainoastaan tukien kohdalla, jolloin halkeilua täytyy tukien kohdalla rajoittaa riittävällä raudoituksella. Jatkuvaan palkkiin verrattuna yksiaukkoisen rakenteen taipumat ovat suuremmat, ja poikkileikkauksen koko on myös suurempi. [10]

### 3.3 Leikkausliittimet

Eurokoodi 4:n mukaan teräspalkin ja betonilaatan välisen leikkausvoiman siirtämiseen käytetään leikkausliitosta ja poikkitaista raudoitusta. Liittiminä käytetään kannallista tapia, joka hitsataan teräsprofiilin ylälaippaan, yleensä uuman kohdalle tyssähitsauksena. Liittimien tehtävänä on siirtää leikkausvoimaa ja estää laatan irtoaminen palkista vertikaalisesti. Liittimien kestävyys vaikuttaa käytetty laattatyypin, eli onko teräsprofiiliin liittyvä betonilaatta rakenteeltaan umpilaatta vai liittolaatta. Liittolaatan tapauksessa myös laatan poimujen suunnalla on merkitystä kestävyyslaskennassa. Myös muita, kuin tyssätappeja on mahdollista käyttää liittiminä, mutta Eurokoodi 4:n mukaan tällöin laatan ja palkin välisen leikkausliitoksen toimintamallin on oltava kokein varmennettu. Testausmenettelyä käsitellään luvussa 4.5.6. [8,9]

## 4 Materiaaliominaisuudet

### 4.1 Rakenneteräs

Rakenneterästen materiaaliominaisuudet on määritetty standardin SFS-EN 1993-1-1 + A1+AC Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt kohdassa 3.1 ja 3.2.

Rakenneteräksen kimmokertoimelle käytetään arvoa  $E_a=210000$  MPa. Materiaaliosavarmuuskertoimelle poikkileikkauksen kestävyyslaskennassa rakenneteräkselle ja liittolaattojen ohutlevyteräkselle murtorajatilassa käytetään arvoa  $\gamma_a = 1,0$ . [12]

Liittorakenteita koskevan standardin EC4 säännöt koskevat rakenneterästä, jonka nimellinen myötölujuus on korkeintaan 460 N/mm<sup>2</sup>. [9]

#### 4.2 Betoni ja betoniteräs

Betonin ja betoniteräksen materiaaliominaisuudet on määritetty standardin SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt kohdissa 3.1 ja 3.2.

Liittorakenteissa käytettävän betonin lujuusluokka on rajoitettu standardin SFS-EN 1994-1-1 + AC Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt mukaisesti välille C20/25 – C60/75. Betonin kimmokertoimelle  $E_c$  käytetään laskennassa erilaisia arvoja kuormituksen keston mukaisesti. Betonin sekanttikimmokertoimen arvo  $E_{cm}$  saadaan EC2 taulukosta 3.1. Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvona voidaan käyttää liittorakenteissa samaa arvoa kuin rakenneteräkselle, eli  $E_s = 210000$  MPa. [9,13]

Betonin materiaaliosavarmuuskertoimena murtorajatilassa käytetään normaalisti vallitsevan mitoituslaitanteen arvoa  $\gamma_c = 1,5$  ja betonin raudoitukselle  $\gamma_s = 1,15$ . Onnettomuuslaitanteessa voidaan käyttää pienempiä osavarmuuskertoimia  $\gamma_c = 1,2$  ja  $\gamma_s = 1,0$ . [13]

#### 4.3 Leikkausliittimet

Eurokoodi 4:n leikkausliittimiä koskevat ohjeet ovat voimassa standardin SFS-EN ISO 13918 mukaisille kannallisille tapeille. Myös muita kuin kyseisen standardin mukaisia leikkausliittimiä voidaan käyttää, mutta siinä tapauksessa niiden toimintamallin on oltava kokein varmennettu. Tässä työssä käsitellään vain standardin SFS-EN ISO 13918 mukaisia kannallisia tappeja, joille EC4 säännöt ovat suoraan voimassa. [9]

Leikkausliitoksen kestävyuden laskennassa leikkausliitoksen osavarmuuslukuna käytetään suositusarvoa  $\gamma_v = 1,25$ . [9]

## 5 Liittorakenteiden mitoitusperiaatteet ja rakenteiden toiminta

### 5.1 Mitoitusperiaatteet

Liittorakenteiden mitoitus suoritetaan standardin SFS-EN 1994-1-1 + AC Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu ohjeiden mukaan. Eurokoodi-standardit noudattavat periaatetta, että samaa asiaa ei toisteta useammassa standardissa, ja tästä syystä Eurokoodi 4 sisältää runsaasti viittauksia muihin standardeihin, kuten esimerkiksi betonirakenteiden osalta SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu -standardiin sekä teräsrakenteiden osalta SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu -standardiin [8].

Tässä työssä käytetään standardista SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2 lyhennettä EC2, standardista SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3 lyhennettä EC3 ja standardista SFS-EN 1994-1-1 + AC Eurokoodi 4 lyhennettä EC4.

### 5.2 Rakenteiden toiminta

Liittorakenteiksi luokitellaan yleisesti sellaiset normaalivoiman kuormittamat tai taivutetut rakenneosat, joiden poikkileikkauksissa erillisiä osia on liitetty yhteen esimerkiksi mekaanisella liitoksella. Liittovaikutuksen avulla saadaan aikaan jäykempi ja kestävämpi rakenneosia verrattuna rakenteeseen, jossa eri osat eivät toimi yhdessä. Liittorakenteet ovat useimmiten teräs- ja betoniosan muodostamia rakenteita, joissa hyödynnetään betonin hyvää puristuskestävyyttä sekä teräksen veto- ja puristuskestävyyttä. Teräsprofiilista ja betonilaatasta muodostetussa liittorakenteessa teräsosa ei oikeastaan ole palkki, sillä sen päätehtävänä rakenteen jänteen keskellä on vastustaa vetojännitystä. Liittorakenteen toimintatapa vastaa teräsbetonisen T-poikkileikkauksen toimintaa. Laattaosan tehtävänä on vastustaa puristusjännitystä (mitoitusleveytenä käytetään laatan tehollista leveyttä), ja teräsosa tai betonin raudoitus vastustaa vetojännitystä. [8,10]

Liittovaikutus voidaan saada aikaan myös kahden samaa materiaalia olevan osan välille. Vaikka toimintaperiaate on sama kuin eri materiaaliosista muodostuvilla rakenteilla, ei tällaisia rakenteita kuitenkaan pidetä varsinaisesti liittorakenteina. Esimerkiksi ontelo- tai

kuorilaattaelementin ja sen päälle valettavan pintalaatan välille syntyy liittovaikutus pinnan tartunnan avulla, ja laatan taivutuskestävyys kasvaa. Yleisesti liittorakenteista puhuttaessa tarkoitetaan siis rakenneosia, jotka muodostuvat täysin eri materiaalista valmistetuista osista, ja nämä osat ovat liitetty toisiinsa siten että ne muodostavat yhtenäisen rakenteen. [8]

### 5.3 Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Eri materiaaliosista koostuvan liittorakenteen taivutusjäykkyys voidaan laskea eri tavoin. Seuraavissa luvuissa esitelly kaksi eri tapaa; taivutusjäykkyyden määrittäminen Steinerin säännön mukaan, tai käyttämällä muunneltua poikkileikkausta. Liittorakenteen taivutusjäykkyys voidaan esittää myös liittojäykkyykskertoimen avulla, kun poikkileikkaus koostuu kahdesta eri materiaalia olevasta osasta. Tätä menetelmää on käsitelty esimerkiksi TRY/by58 Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 4 -oppikirjan luvussa 1.2.1. Taivutusjäykkyyden arvo voi hieman erota eri laskentamenetelmiä käytettäessä, mutta ero on niin pieni, että sillä ei ole rakenteen mitoituksen kannalta merkitystä. [8]

#### 5.3.1 Taivutusjäykkyys Steinerin säännön mukaan

Steinerin säännön mukaan poikkileikkauksen neliömomentti tietyn akselin suhteen ( $I_{ref}$ ) on yhtä suuri, kuin kyseisen poikkileikkauksen neliömomentti oman painopisteakselin suhteen ( $I_o$ ) suhteen lisättynä poikkileikkauksen alan ( $A$ ) ja poikkileikkauksen painopisteen ja akselin etäisyyden ( $e_{ref}$ ) tulo kaavan 5.1 mukaan:

$$I_{ref} = I_o + Ae_{ref}^2 \quad (5.1)$$

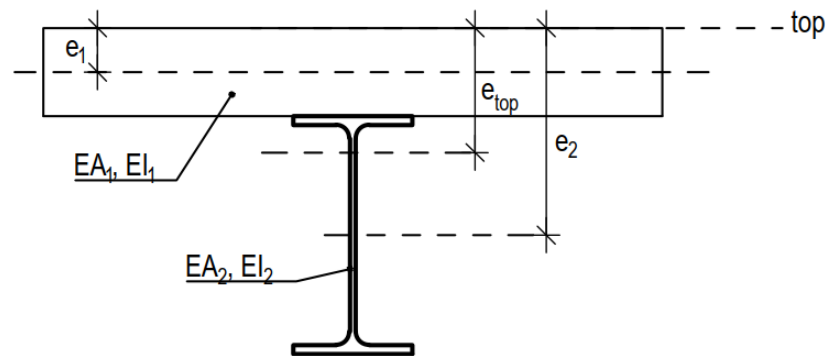
Samaa sääntöä voidaan käyttää liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyyden laskentaan. Taivutusjäykkyyden laskentakaava 5.2 saadaan, kun kaavassa 5.1 korvataan neliömomentti  $I$  taivutusjäykkyydellä  $EI$ , ja pinta-ala  $A$  korvataan aksiaalijäykkyydellä  $EA$ :

$$(EI)_{ref} = (EI)_o + e_{ref}^2(EA) \quad (5.2)$$

Kaavan 5.2 merkinnät:

- $EI_{ref}$  = poikkileikkauksen taivutusjäykkyys määritetyn akselin suhteen
- $EI_o$  = poikkileikkauksen taivutusjäykkyys oman painopisteensä suhteen
- $EA$  = poikkileikkauksen aksiaalijäykkyys
- $e_{ref}$  = painopisteen etäisyys akselista "ref"

Steinerin säännöllä voidaan laskea minkä tahansa eri materiaaliosista koostuvan rakenteen yhdistetty taivutusjäykkyys. Ensinnäkin on määritettävä rakenteen eri osille niiden aksiaalijäykkyydet  $EA$ , taivutusjäykkyydet  $EI$  oman painopisteensä suhteen, sekä jokaisen osan painopisteen etäisyys määrittäjä akselista "ref". Akselina "ref" voidaan käyttää esimerkiksi poikkileikkauksen yläreunaa, kuten jäljempänä kaavoissa 5.3 - 5.6 on käytetty, ja nimetä referenssiakseli alaviitteellä "top" kuvan 4 mukaisesti.



Kuva 4. Kahdesta eri materiaaliosasta muodostuvan rakenteen painopisteakselin etäisyys poikkileikkauksen yläreunan suhteen,  $e_{top}$ .

Määritetään liittorakenteen aksiaalijäykkyys  $EA_{com}$  summaamalla rakenteen osien aksiaalijäykkyydet yhteen kaavalla 5.3:

$$EA_{com} = EA_1 + EA_2 + \dots + EA_n \quad (5.3)$$

Määritetään poikkileikkauksen painopisteakselin  $e_{top}$  paikka poikkileikkauksen yläreunan suhteen kaavalla 5.4:

$$e_{top} = \frac{(EA)_1 e_1 + (EA)_2 e_2 + \dots + (EA)_n e_n}{EA_{com}} \quad (5.4)$$

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys  $EI_{top}$  yläreunan suhteen saadaan kaavalla 5.5:

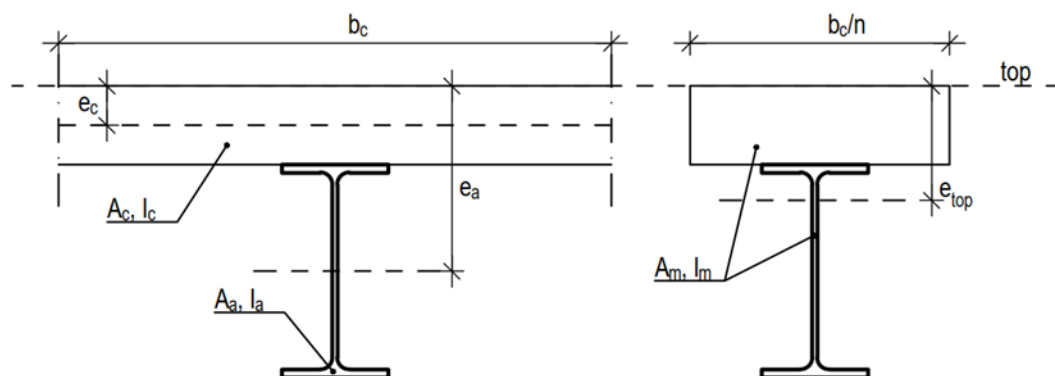
$$(EI)_{top} = (EI)_1 + e_{top}^2 (EA)_1 + (EI)_2 + e_{top}^2 (EA)_2 + \dots + (EI)_n + e_{top}^2 (EA)_n \quad (5.5)$$

Liittorakenteen taivutusjäykkyys  $EI_{com}$  saadaan, kun vähennetään rakenteen yläreunan suhteen määritetystä taivutusjäykkyudesta painopisteakselin etäisyyden neliö kerrottuna liittorakenteen aksiaali jäykkyydellä, kaavan 5.6 mukaan:

$$EI_{com} = EI_{top} - e_{top}^2 * EA_{com} \quad (5.6)$$

### 5.3.2 Muunneltu poikkileikkaus

Liittorakenteen taivutusjäykkyyden määrittäminen tehdään EC4 [9] mukaan muunneltua poikkileikkausta käyttäen. Kahdesta eri materiaalista koostuva poikkileikkaus muunnetaan yhdeksi materiaaliksi, esimerkiksi teräspalkin ja betonilaatan muodostamassa liittorakenteessa betonilaatta muunnetaan pinta-alaltaan ja jäyhyysmomenttiltaan terästä vastaavaksi, jolloin saadaan yksiaineinen poikkileikkaus kestävyuden laskentaa varten. Muunnellun poikkileikkauksen poikkileikkausala merkitään  $A_m$  ja jäyhyysmomentti  $I_m$  kuvan 5 mukaan. Muuntaminen tehdään jakamalla betonipoikkileikkauksen pinta-ala  $A_c$  ja jäyhyysmomentti  $I_c$  teräksen ja betonin kimmokerroinsuhteella  $n = E_a/E_c$ . Muunnellun poikkileikkauksen painopiste on sama, kuin alkuperäisessä poikkileikkauksessa. Samaten eri osien painopisteet pysyvät samoina.



Kuva 5. Betonista ja teräksestä muodostetun liittorakenteen teräkseksi muunneltu poikkileikkaus.

Muunneltu poikkileikkausala  $A_m$  lasketaan kaavalla 5.7:

$$A_m = A_a + \frac{A_c}{n} \quad (5.7)$$

Koko poikkileikkauksen painopisteen etäisyys  $e_{top}$  poikkileikkauksen yläpinnasta saadaan kaavalla 5.8:

$$e_{top} = \frac{\frac{e_c A_c}{n} + e_a A_a}{A_m} \quad (5.8)$$

Samaksi materiaaliksi (teräkseksi) muutetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti, eli muunneltu jäyhyysmomentti  $I_m$  lasketaan kaavalla 5.9:

$$I_m = I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \frac{A_c}{n} + e_a^2 A_a - e_{top}^2 A_m \quad (5.9)$$

Kaavoissa 5.7, 5.8 ja 5.9 käytetyt merkinnät:

- $A_a$  = teräspoikkileikkauksen ala
- $A_c$  = betonipoikkileikkauksen ala
- $n$  = kimmokerroinsuhde  $E_a/E_c$
- $e_c$  = betoniosan painopisteen etäisyys poikkileikkauksen yläreunasta
- $e_a$  = teräsosan painopisteen etäisyys poikkileikkauksen yläreunasta.

Teräkseksi muunnetun poikkileikkauksen taivutusjäykkyys saadaan kaavalla 5.10:

$$EI_{com} = E_a I_m \quad (5.10)$$

jossa  $E_a$  on teräksen kimmokerroin ja  $I_m$  on kaavan 5.9 mukainen muunneltu jäyhyysmomentti.

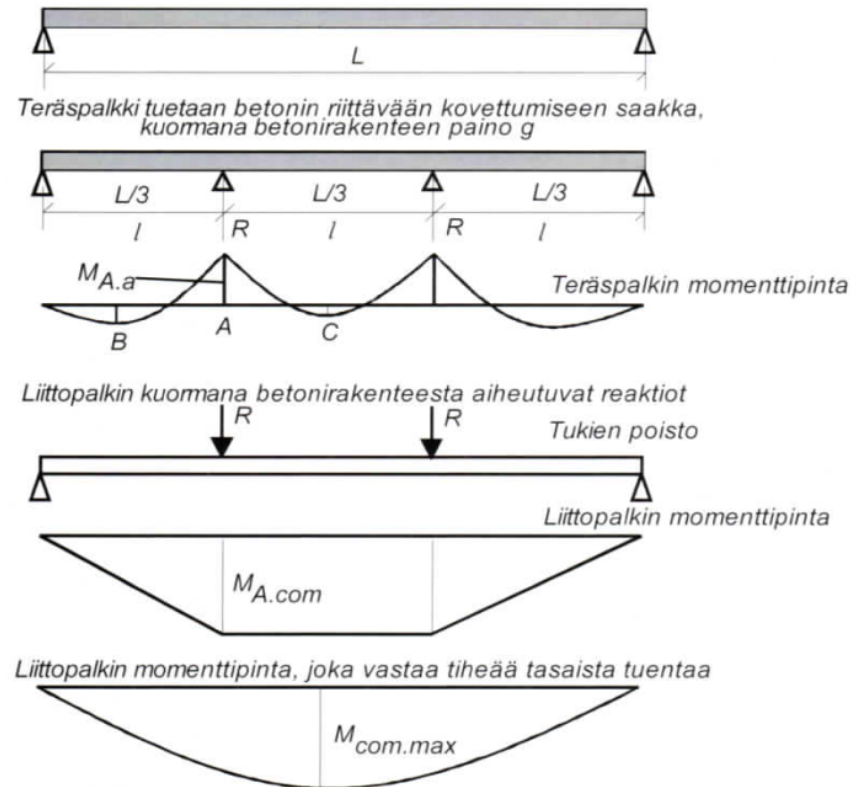
#### 5.4 Rakenteen kuormitushistoria

Liittorakenteen mitoituksessa otetaan aina huomion rakenteen kuormitushistoria, eli rakenteelle määritetään kuormitustilanteet rakentamisen eri vaiheissa.

Rakentamisvaiheina tarkastellaan tilannetta ennen liittovaikutuksen muodostumista rakenteessa (ennen betonin kovettumista) ja liittovaikutuksen muodostumisen sen jälkeen. Kuormitustilanteita määritettäessä määrätään myös rakentamistapa; käytetäänkö työnaikaisia tuentoja vai ei, eli onko rakennustapa tuettu vai tukematon (eng. propped/unpropped construction). Esimerkiksi liittopalkin tapauksessa, kun työnaikaisia tukia ei käytetä, tutkitaan teräspalkin kestävyys koko rakenteen omapainoille betonivalun aikana, ja liittorakenteen kestävyys lopputilanteessa. Alkutilanteessa ennen liittovaikutuksen muodostumista teräspalkki taipuu betonivalun aiheuttamasta kuormituksesta. Kun betoni on kovettunut riittävästi, rakenne alkaa toimia liittorakenteena. Liittorakenteen kestävyys lasketaan palkin ja laatan omapainoille sekä myöhemmin asennettaville omapainoille ja hyötykuormille, jotka eivät kuormita rakennetta betonivalun aikana. [8,10]

Tuetussa rakennustavassa alkutilanteen kuormitustilanteessa työnaikainen tuenta otetaan huomioon teräspalkin kestävyysmitoituksessa. Tuenta voidaan toteuttaa joko tukemalla teräsprofiilia tai betonilaattaa, tai molempia. Tuentatapa tulee suunnitella tässä vaiheessa, sillä se vaikuttaa rakenteen mitoitukseen. Myös työnaikaisten tukien poistamisen vaikutukset rakenteelle tulee huomioida lisäämällä rakenteelle tukien tuki-reaktioita vastaava kuormitus. Kuvassa 6 esitetyssä tilanteessa väliaikaisia tukia on 2 kpl palkin 1/3 pisteissä. Kuvan mukaisessa tilanteessa teräspalkin määräävä momenttipinta on kohdassa A, kun tarkastellaan pelkkää teräsrakennetta ja betonivalu on teräsrakenteen kuormana. Liittorakennevaiheen momenttipinta  $M_{a,com}$  saadaan, kun palkille lisätään työnaikaisia tukia vastaavat pistekuormat "R". Jos oletetaan että tuet on sijoitettu tiheästi rakenteen pituudelle, tukien poisto voidaan huomioida tasaisena kuormituksena. Tuennat tulee poistaa vasta sen jälkeen, kun liittovaikutus betonin ja teräsrakenteen välille on muodostunut, yleensä kun betoni on saavuttanut  $\frac{3}{4}$  suunnittelulujuudesta. Tämän jälkeen liittorakenteen oletetaan kantavan rakenteen pysyvät kuormat. [8,10]





Kuva 6. Väliaikaisen tuennan aiheuttamat rasitustilat liittopalkissa [8, s. 41]

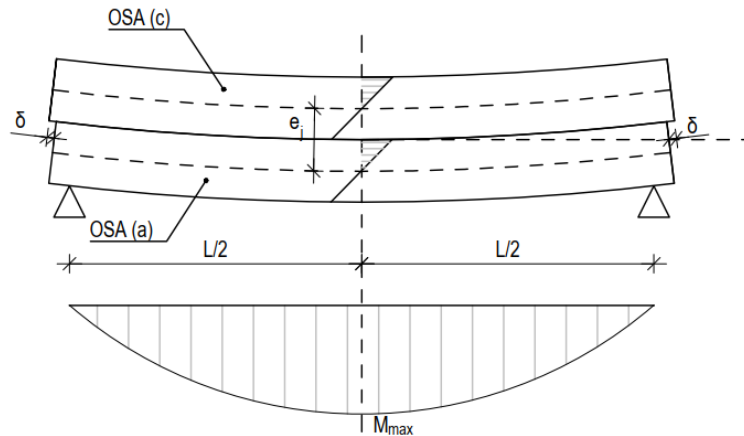
Rakenteen kuormitushistoria ja rakentamistapa otetaan aina huomioon käyttörajatilatar-  
kasteluissa. Eurokoodi 4 kohdan 5.4.2.4 mukaan rakentamisjärjestyksen vaikutukset voi-  
daan jättää huomioimatta murtorajatilatarkastelussa siinä tapauksessa, jos teräsprofiilin  
poikkileikkaukset kuuluvat luokkiin 1 ja 2 ja rakenteen kiepahdusta ei tarvitse ottaa hu-  
mioon. Ehto täyttyy esimerkiksi yksiaukkoisella liittopalkilla, jonka teräsprofiili kuuluu  
poikkileikkausluokkiin 1 tai 2, tai jatkuvalla, poikkileikkausluokkiin 1 tai 2 kuuluvalla liitto-  
palkilla, jonka leikkausliittimet on mitoitettu siten, ettei teräslaippa pääse kiepahtamaan,  
ja betonilaipan kiepahdus on estetty. Väsymistarkastelussa rakentamisjärjestys tulee ot-  
taa kuitenkin aina huomioon. [9]

## 5.5 Rakenteen osien välinen leikkausliitos

### 5.5.1 Yleistä

Leikkausliitokseksi kutsutaan kahden päällekkäisen tai vierekkäisen rakenneosan välistä rajapintaa, jossa kehittyy poikkileikkauksen osien välisen yhteistoiminnan ja voimatasa-painon kannalta tarvittavat liitoksen leikkausvoimat [8]. Liitos voi olla joko mekaaninen, erilaisin leikkausliittimin toteutettu tai rakenneosien pintojen väliseen tartuntaan perus-tuva liitos, joka sijaitsee rakenteen pituusakselin suuntaisesti. Betonin ja teräsosan muo-dostamassa liittorakenteessa leikkausvoiman siirto tapahtuu ainoastaan leikkausliitok-sen ja laatan poikkittaisraudoituksen välityksellä, ja betonin ja teräksen välistä tartuntaa ei oteta huomioon. [8,9]

Leikkausliitoksen tarkoitus on estää tai rajoittaa rakenneosien liukumista toisiinsa näh-den. Liukumalla tarkoitetaan rakenteen osien välistä siirtymää toisiinsa nähden, kun ra-kennetta kuormitetaan. Liukuma voidaan demonstroida tutkimalla, miten kaksi päällekkäistä, samaa materiaalia olevaa rakenneosaa toimii, jos osien välillä ei ole leikkauslii-tosta eikä kitkaa. Rakennetta kuormitettaessa molempiin osiin muodostuu sama tai-puma. Kun päällekkäiset osat taipuvat, niiden välisessä rajapinnassa tapahtuu siirtymää toisiinsa nähden. Momentin maksimiarvon kohdalla rakenteen osien välisen liukuman arvo on 0, eli rakenne pysyy tasana tässä kohdassa. Liukuma on suurimmillaan leikkausvoiman maksimiarvon kohdalla. Leikkausvoiman maksimiarvon kohdalla myös raken-teen osien välinen siirtymä on suurimmillaan. Kuvassa 7 on esitetty leikkausliitokseton kaksiosainen rakenne, jonka molempiin päihin muodostuu tasaisen kuormituksen seu-rauksena liukuma  $\delta$ . [8,10]



Kuva 7. Leikkausliitokseton kaksiosainen rakenne.

Rakenteessa, jonka osien välillä on mekaanisilla liittimillä toteutettu tai tartuntaan perustuva liitos, osien välinen liukuma on estetty joko osittain tai kokonaan liitoksen toimintatavan mukaan. Leikkausliitokset jaetaan toimintaperiaatteeltaan jäykkiin ja joustaviin liitoksiin, ja edelleen paikallisiin tai jatkuviin liitoksiin, sitkeisiin ja ei-sitkeisiin sekä täysiin tai osittaisiin leikkausliitoksiin.

Leikkausliitoksen jäykkyys vaikuttaa siihen syntyvään leikkausvoimajakaumaan ja taivutusjäykkyyteen. Liitoksen jäykkyys määritetään sekanttijäykkyydellä  $k_s$ , joka kuvaa liitoksen vaikuttavan leikkausvoiman  $F_s$  suhdetta liitoksen liukumaan  $\delta_s$ :  $k_s = F_s / \delta_s$ . Jäykällä liitoksella liitoksen sekanttijäykkyys on ääretön, ja joustavalla liitoksella arvo on äärellinen. Liitoksettoman rakenteen sekanttijäykkyys  $k_s=0$ . Joustava liitos mahdollistaa rakenteen eri kohdissa eri suuruisten liukumien muodostumisen, jolloin rakenteen taivutusjäykkyys ei ole vakio. Kimmoteorian mukaisissa tarkasteluissa oletetaan liitosten olevan jäykkiä, jolloin rakenteen tehollisena taivutusjäykkyytenä käytetään taivutusjäykkyyden teoreettista maksimiarvoa. Joustavassa liitoksessa rakenteen tehollinen taivutusjäykkyys voi olla tätä maksimiarvoa pienempi. [8]

### 5.5.2 Paikallinen tai jatkuva leikkausliitos

Leikkausliitos voi olla joko jatkuva tai paikallinen. EC4 käsittelee vain jatkuvia leikkausliitoksia, joten myös tässä työssä keskitytään niihin. Jatkuvassa ja jäykässä ( $k_s = \infty$ ) leikkausliitoksessa rakenteen osien välinen liukuma  $\delta_s=0$  rakenteen koko pituudella, eli leikkausliitos estää osien siirtymisen toisiinsa nähden, ja poikkileikkaus pysyy tasona sitä

taivutettaessa. Liittorakenteen taivutusjäykkyys  $(EI)_{com}$  on vakio jatkuvaa leikkausliitosta käytettäessä, jos rakenteen eri osien taivutusjäykkyydet ovat vakioita. Jos jatkuva leikkausliitos on joustava, jousto pienentää liitoksen taivutusjäykkyyttä ja aiheuttaa muodonmuutoseuron rakenteen osien välillä, kuten edellisessä luvussa todettiin. Rakenteelle voidaan määrittää tehollinen taivutusjäykkyys, jolla muodonmuutoseuro otetaan huomioon, ja jota käytetään rakenteen taipumien laskentaan (ks. esim. by58 luku 1.3.2.4). Jatkuvan leikkausliitoksen omaavalla rakenteella on kuitenkin liitoksen jousto-ominaisuuksista riippumatta suurempi taivutusjäykkyys, kuin paikallisen leikkausliitoksen omaavalla rakenteella, ja siten myös liittorakenteen taipuma on pienempi kuin paikallisen leikkausliitoksen tapauksessa. [8,10]

Käytettäessä paikallista leikkausliitosta liittorakenteen taivutusjäykkyys ei ole vakio, vaikka rakenteen eri osien taivutusjäykkyydet olisivat vakioita koko tarkasteltavalla pituudella. Liittorakenteen taivutusjäykkyyttä kuvataan tehollisella taivutusjäykkyydellä  $(EI)_{lc}$ . Paikallinen leikkausliitos vastustaa rakenteen eri osien välistä liukumaa vain leikkausliitoksen kohdalla. Niillä osin, kun leikkausliitosta ei ole, rakenteen eri osien välillä siirtymän muodostuminen on mahdollista, ja tästä syystä rakenteen taivutusjäykkyyden arvo vaihtelee rakenteen pituudella; taivutusjäykkyys on suurimmillaan leikkausliitoksen kohdalla, ja pienimmillään liitoksettomalla alueella. Rakenteen tehollisen taivutusjäykkyyden suuruus voidaan arvioida taipumien avulla. Ensin selvitetään leikkausliitoksettoman rakenteen taipuma, ja siihen lisätään paikallisen leikkausliitoksen aiheuttama taipuma, joiden summaksi saadaan paikallisen leikkausliitoksen omaavan rakenteen taipuma. Koska taipuma on verrannollinen rakenteen taivutusjäykkyyteen, saadaan taipuman avulla selvitettyä rakenteen taivutusjäykkyys. Menetelmää on käsitelty tarkemmin esimerkiksi By58 luvussa 1.3.2.2. [8,10]

Leikkausliitoksen leikkausvoima voidaan määrittää liitoksen leikkausvuon avulla. Leikkausvuolla tarkoitetaan leikkausliitoksessa syntyvää, jatkuvan liitoksen leikkausvoimaa pituusyksikköä kohden. Kaksiosaisen liittopoikkileikkauksen materiaaliosien jännitysresultantit ovat suoraan verrannollisia taivutusmomenttiin, kun rakenteessa ei ole ulkoista normaalivoimaa. Teräsosan jännitysresultantti on saman suuruinen kuin betoniosan jännitysresultantti, mutta sen suunta on vastakkainen, eli  $N_a = -N_c = N$ . Jännitysresultantin  $N$  suuruus saadaan by58 [8] mukaan kaavalla 5.11:

$$N = \frac{Me_i}{(EI)_{com}} \frac{(EA)_a(EA)_c}{(EA)_{a+c}} \quad (5.11)$$

jossa  $e_i$  = rakenteen osien painopisteiden etäisyys (kuvan 7 mukaan). Leikkausliitoksen asteesta  $n$  riippumatta jännitysresultanttien säilymisen edellytyksenä on, että rakenteen akselin suunnassa voidaan ylläpitää liitoksen pituusyksilöllä leikkausvoimaa  $v_l = dN/dx$ . Täydellisen yhteistoiminnan tapauksessa kaksiosaisen rakenteen leikkausvoima pituusyksiköllä saadaan kaavalla 5.12:

$$v_l = \frac{dN}{dx} = \frac{1}{e_i} \frac{\alpha_i}{1+\alpha_i} \frac{dM}{dx} = \frac{1}{e_j} \frac{\alpha_i}{1+\alpha_i} V = v_l^1 V \quad (5.12)$$

Leikkausvoimalla  $v_l$  tarkoitetaan materiaaliosien rajapinnan kokonaisleikkausvoimaa pituusyksiköllä rakenteen akselin suunnassa, ja sen suuruus saadaan siis yksikköleikkausvoimalla  $v_l^1$  ja rakenteen leikkausvoiman  $V$  tulona. Kaavassa 5.12 merkitty yksikköleikkausvoima  $v_l^1$  lauseke voidaan esittää eri tavoin. Edellä olevassa kaavassa se on esitetty liittojäykkyyksikertoimen  $\alpha_i$  avulla. Yleisempi muoto on esittää yksikköleikkausvoima  $v_l^1$  joko betoni- tai teräsosan suhteen. Esimerkiksi kaavassa 5.13 yksikköleikkausvoima on esitettyä betoniosan suhteen:

$$v_l^1 = \frac{e_{co}(EA)_c}{EI_{com}} \quad (5.13)$$

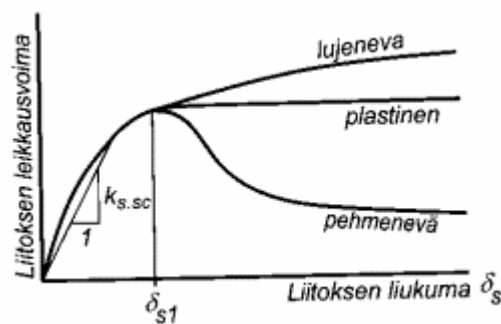
jossa  $e_{co}$  = betoniosan painopisteakselin etäisyys liittopölkileikkauksen painopisteakseleista. Kimmoteorian mukaan liitoksen leikkausvoima jakautuu rakenteen leikkausvoimajakauman mukaisesti. Yksikköleikkausvoiman avulla voidaan tarkastella liitoksen leikkausvoiman arvoa eri pisteissä rakenteen jännevälillä, jos leikkausliitos on jäykkä. [8] Betoniosan painopisteakselin etäisyys liittopölkileikkauksen painopisteakseleista lasketaan kaavalla 5.14:

$$e_{co} = \frac{(EA)_a}{(EA)_{a+c}} e_i \quad (5.14)$$

jossa  $(EA)_a$  on teräsprofiilin aksiaalijäykkyys ja  $(EA)_{a+c}$  teräsprofiilin ja betoniosan aksiaalijäykkyyksien summa.

### 5.5.3 Leikkausliitoksen sitkeys

EC4 jaottelee liitokset sitkeisiin ja ei-sitkeisiin liitoksiin liittimen liukumiskyvyn perusteella. Sitkeässä liitoksessa voi määritelmän mukaan kehittyä plastinen liitosvoimajakautuma rakenteen kahden määrävän pisteen välillä, kuten maksimimomentin ja momentin nollakohdan välillä. Liitoksen leikkausvoiman kasvaessa sitkeä liitos lujenee tai plastisoituu. Liitoksen muodonmuutoskykyä kuvataan liitoksen liukumiskyvyllä  $\delta_{uk}$ , jonka ominaisarvon on sitkeällä liitoksella oltava EC4 mukaan vähintään  $\delta_{uk} = 6$  mm. Sitkeällä liitoksella liittimen leikkauskestävyys säilyy siihen asti, kunnes liitoksen liukuman arvo ylittää sen liukumiskyvyn. Mekaaniset liitokset ovat yleensä ominaisuuksiltaan sitkeitä. Ei-sitkeällä liitoksella ei ole riittävää muodonmuutoskykyä plastisen liitosvoimajakautuman muodostumiseksi, jolloin liitoksen jäykkyys ja leikkausvoimakestävyys alenevat sen jälkeen, kun liitoksen maksimileikkausvoimaa vastaava liukuman arvo on ylittynyt, eli liitos pehmenee. Liitoksen erilaiset voima-liukumaominaisuudet on esitetty kuvassa 8. [8,9]



Kuva 8. Leikkausliitoksen erilaiset voima-liukumaominaisuudet: lujeneva, plastinen ja pehmenevä [8 s. 86]

By58 mukaan sitkeiden liitosten eurokoodinmukainen määritelmä ei ole täysin yksiselitteinen, sillä se ei ota huomioon rakenteen jänneväliä. Liukumiskyvyn  $\delta_{uk}$  raja-arvoa 6 mm ei ole perusteltu Eurokoodissa. Lyhyillä jänneväleillä määritelmä ei toimi, sillä liukumiskyky on riippuvainen rakenteen jännevälistä, eikä lyhyillä jänneväleillä voi muodostua yhtä suuria liukumia kuin pitkillä jänneväleillä. Tästä syystä lyhyillä jänneväleillä sama liitin voi olla ei-sitkeä, ja pitkällä jännevälillä sitkeä. Eurokoodin mukainen sitkeän liittimen määrittely toimii sellaisella rakenteella, jonka liukumiskyky on pienempi kuin liitoksettomman rakenteen päätyliukuma. [8]

#### 5.5.4 Täysi tai osittainen leikkausliitos

Sitkeä leikkausliitos voi olla joko osittainen tai täysi leikkausliitos. Osittaisella leikkausliitoksella tarkoitetaan liitosta, jonka leikkausvoimakestävyys kasvaa, jos liitokseen lisätään leikkausliittimiä. Täyden leikkausliitoksen tapauksessa taas liitoksen kestävyyttä ei voida enää kasvattaa lisäämällä liittimiä, ja liitoksen liukuman oletetaan olevan aina nolla. Täydessä leikkausliitoksessa poikkileikkaus pysyy tasana koko rakenteen pituudella, ja maksimimomentin kohdalla muodostuu jännitysresultanttien maksimit  $N_{cf}$  ja  $N_{af}$ . Osittaisessa leikkausliitoksessa syntyvät jännitysresultantit  $N_c$  ja  $N_a$  ovat täyden liitoksen jännitysresultanttien arvoja pienemmät. Leikkausliitoksen aste määritetään poikkileikkauksessa olevan jännitysresultantin suhteella maksimijännitysresultanttiin kaavalla 5.14:

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \leq 1 \quad (5.15)$$

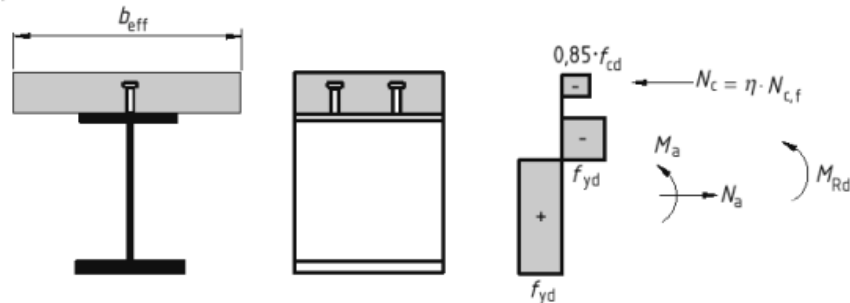
Liitoksen ollessa täydellinen, kaavan 5.13 mukainen jännitysresultanttien suhde  $\eta=1$ . [8]

Leikkausliitoksen aste vaikuttaa rakenteen taivutuskestävyyteen, ja täyden leikkausliitoksen tapauksessa saavutetaan liittopoikkileikkauksen suurin taivutuskestävyys,  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ . Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden vähimmäisarvo on pelkän teräspoikkileikkauksen taivutuskestävyys  $M_{pl,a,Rd}$ , eli tilanne jossa leikkausliitosta ja betoniosan vaikutusta ei oteta taivutuskestävyyden laskennassa huomioon. Osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa poikkileikkauksen taivutuskestävyydelle  $M_{Rdi}(\eta)$  voidaan laskea kaavalla 5.15 varmallalla puolella oleva arvo:

$$M_{Rdi}(\eta) = M_{pl,a,Rd} + \eta(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}), \quad M_{Rdi}(\eta) \leq M_{pl,Rd} \quad (5.16)$$

Osittaisten leikkausliitoksen omaavan rakenteen taivutuskestävyys ei ole siis suoraan verrannollinen leikkausliitoksen asteeseen, vaan leikkausliitoksen aste vaikuttaa vain taivutuskestävyyden siihen osuuteen, joka on liittovaikutuksesta johtuvaa. Taivutuskestävyys  $M_{Rd}(\eta)$  voidaan laskea pienentämällä laatan toimivaa korkeutta leikkausliitoksen asteella, ja siitä edelleen samoilla kaavoilla kuin  $M_{pl,Rd}$  laskennassa. Laatan toimivaksi korkeudeksi merkitään siis  $\eta h_c$ , jolloin  $A_c(\eta) = \eta h_c b_{cd}$ . Betoniosan painopisteen etäisyys

teräsprofiilin painopisteakselista saadaan  $e_i(\eta) = d - 0,5 \eta h_c$ . Kuvassa 9 on esitetty plastisuusteorian mukaisen jännitys jakauman kuvaaja, kun taivutusmomentti on positiivinen.



Kuva 9. Plastisuusteorian mukainen jännitys jakauma positiivisen taivutusmomentin alueella, kun leikkausliitos on osittainen [9, s.35].

Osittaista leikkausliitosta voidaan EC4 mukaan käyttää talonrakenteiden palkeissa siinä tapauksessa, jos rakenteen teräs poikkileikkaus kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Liittimien lukumäärä tulee silloin määrittää osittaisen liitoksen teorian perusteella, jolloin otetaan huomioon leikkausliittimien liukumiskyky [9]. EC4 mukaan palkin pituudella on periaatteessa mahdollista käyttää useampaa erilaista leikkausliitintä. Tällöin tulee kuitenkin ottaa huomioon eri liitintyyppien erilaiset leikkausvoima-liukumayhteydet. [9]

#### 5.5.5 Leikkausliittimet, kannalliset tapit

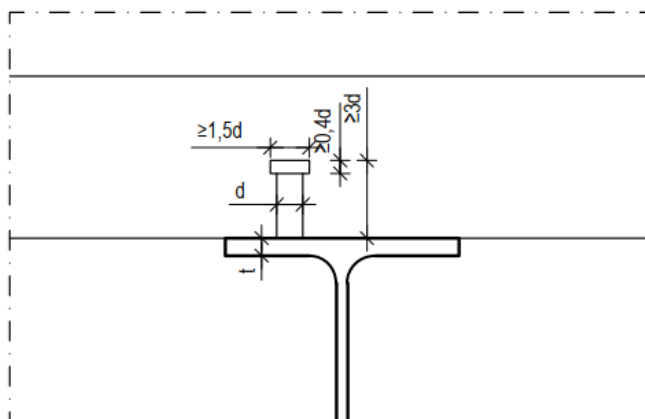
EC4 säännöt ovat suoraan voimassa kannallisille tapeille, joiden ominaisuudet on määritetty EC4 kohdassa 6.6.5.7:

- tapin kokonaispituuden tulee olla vähintään  $h=3d$
- tapin kannan halkaisijan tulee olla vähintään  $1,5 d$  ja kannan pituus vähintään  $0,4 d$
- vedettyyn ja väsyttävän kuormituksen alaiseen laippaan hitsattavan tapin halkaisija  $d$  voi olla max.  $1,5 \times$  laipan paksuus, ellei tapin väsymiskestävyyttä leikkausliittimenä ole osoitettu testituloksien
- Liitinvälin tulee olla leikkausvoiman suunnassa vähintään  $5d$ .
- Leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa suunnassa liitinvälin tulee olla umpilaatoissa  $2,5d$ , muissa tapauksissa  $4d$ .



- Liittimet, joiden kestävyyttä leikkausliittiminä ei ole testattu: Jos liittimet sijoitetaan muualle kuin suoraan uuman kohdalle, hitsatun tapin halkaisija  $d$  voi olla maksimissaan 2,5-kertainen sen osan paksuuteen verrattuna, johon tappi liitetään.

Kuvassa 10 on esitetty liittimen ja liittimen kannan EC4 mukaiset mitat.



Kuva 10. Leikkausliittimen mitat EC4 kohdan 6.6.5.7 mukaan.

EC4 kohdassa 6.6.5.8 annetaan vielä ohjeet leikkausliittimille talonrakenteiden teräspoimulevyjen yhteydessä:

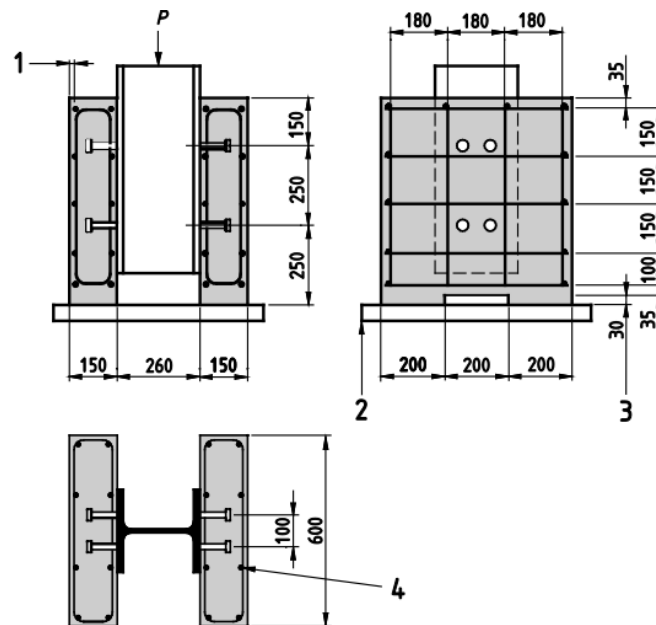
- Liittimien nimellispituuden tulee ulottua min.  $2d$  teräslevyn yläpuolelle.
- Liittolevyn betonirivan leveyden tulee olla vähintään 50 mm.
- Jos tappeja ei voida sijoittaa keskelle rivan pohjaa, ne sijoitetaan vuorotellen rivan keskiviivan kummallekin puolelle koko jännemitan pituudella.

EC4 kohdan 6.6.1.1(13) mukaan leikkausliittimien lukumäärän tulee olla talonrakenteissa vähintään murtorajatilan mukainen, eli liitinmäärä saadaan jakamalla EC4 kohdan 6.6.2 mukaan määritetty liitoksen kokonaisleikkausvoima yhden liittimen mitoitusleikkauskestävyydellä  $P_{RD}$ . [9]

#### 5.5.6 Leikkausliittimien testausmenettely

Leikkausliittimien toimintamalli on osoitettava leikkauskokein (eng. push-out-test) muille kuin Eurokoodi 4 kohdan 6.6 mukaisille tyssätapeille. Eurokoodi 4 liitteessä B on esitetty standardikoemenettely leikkausliittimille ja välipohjalaatoille (liittolaatoille).

Standardikoetta voidaan käyttää T-palkeissa, joiden betonilaatta on vakiopaksuinen, tai siinä on EC4 kohdan 6.6.5.4 mukainen vahvennus. Muutoin käytetään erityisvaatimusten mukaisia leikkauskokeita, joissa koekappale valmistetaan aiotun käyttötarkoituksen mukaisena kappaleena. Leikkausliittimien testausta varten valmistetaan kuvan 11 mukaisia koekappaleita. [9]



&lt;AC|

**Selite**

- 1 Betonipeite 15 mm
- 2 Tasauslaasti tai kipsitasaus
- 3 Tyhjä kolo (ei välttämätön)
- 4 Rauditus: harjatangot  $\phi$  10 mm, joilla saavutetaan hyvä tartunta, ja  $450 \leq f_{sk} \leq 550 \text{ N/mm}^2$   
teräsprofiili: HE 260 B tai 254 x 254 x 89 kg UC

Kuva 11. Standardileikkauskokeen koekappale [9, s.93]

Koekappaleen betoniosat valetaan samalla tavalla kuin liittopalkkien betonilaatat, eli valu on tehtävä vaakatasossa. Koekappaleissa käytettävän betonin puristuslujuuden tulee olla  $70 \% \pm 10 \%$  siitä betonin puristuslujuudesta, jota käytetään aiotussa rakenteessa. Testattavien leikkausliittimien materiaalista määritetään myötölujuus, vetolujuus ja suurin venymä. Jos testattavaa liitintä aiotaan käyttää liittopalkkeissa, joihin liittyy joko liittolaatta tai umpilaatta, testaus on tehtävä molemmille laattatyypeille erikseen. Koska palkin ja laatan välistä tartuntaa ei saa huomioida leikkausliitoksen laskennassa, myös koetilanteessa teräspalkin ja laatan liittymäpinnan välinen tartunta estetään, jotta tartunta ei

vaikuta koetulokseen. Kuormituskoe tehdään EC4 liitteen B kohdan B2.4 mukaan lisäämällä kuormitusta asteittain ja mittaamalla samalla jatkuvasti leikkausliitoksen liukumaa. Liukumaa mitataan maksimikuorman saavuttamisen jälkeen, kunnes kuorma on laskeutunut 20 % maksimista [9]. Koekappaleen murtumisen jälkeen mitataan teräsprofiilin ja kummankin laatan välinen irtoaminen. [9]

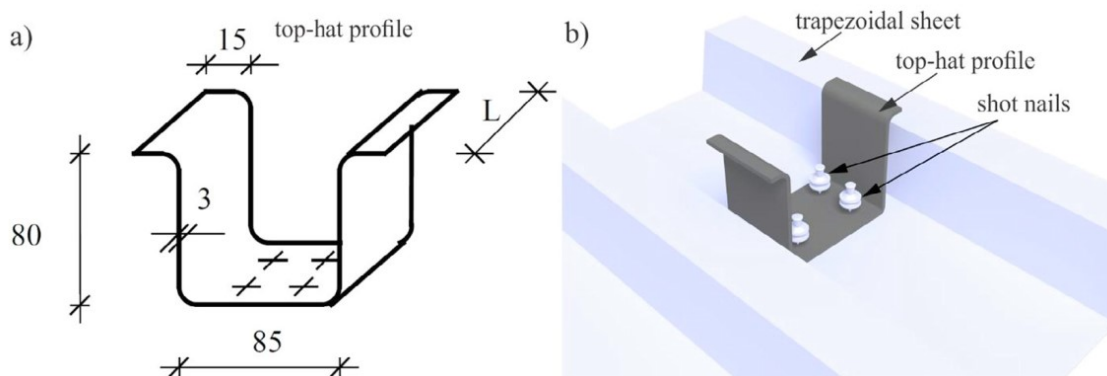
EC 4 kohdan B.2.5 mukaan testattavan liittimen kestävyysmitoitussarvo voidaan määrittää, jos koe on suoritettu kolmella samanlaisella koekappaleella, ja yksittäisten koetulosten poikkeamat kaikkien kokeiden keskiarvotuloksesta ovat enintään 10 %. Tällöin liittimen kestävyysmitoitussarvo  $P_{Rk}$  on kokeiden mukainen pienimmän murtokuorman arvo pienennettynä 10 %:lla. Liittimen kestävyysmitoitussarvo saadaan kaavalla 5.17:

$$P_{Rd} = \frac{f_u P_{Rk}}{f_{ut} \gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (5.17)$$

Kaavan 5.17 merkinnät:

- $f_u$  = liitinmateriaalille taatun murtolujuuden vähimmäisarvo
- $f_{ut}$  = koekappaleen todellinen liitinmateriaalin murtolujuus
- $\gamma_V$  = leikkausliitoksen osavarmuusluku,  $\gamma_V = 1,25$ .

Tyssätappien käyttö ei välttämättä ole aina mahdollista, esimerkiksi liittimien rajallisen kestävyysmitoituksen vuoksi. Vaihtoehtoisia liittintyyppisiä voidaan tarvita rakenteissa, joissa leikkausliittimiltä vaaditaan suurempaa kestävyysmitoitusta, kuten esimerkiksi siltojen kantavissa rakenteissa. Muiden kuin tyssätappien käyttö leikkausliittiminä voi olla myös kustannuskysymys. Leikkausliittimien hitsaaminen on kallista, sillä tyssähitsauksessa käytetään erikoistyövälineitä, ja myös hitsaustyön tekijältä vaaditaan erikoisosaamista. Tyssättappien sijaan voidaan tällaisissa tapauksissa käyttää esimerkiksi V- tai U-liittimiä, hattuprofiileja, ristikkomallisia liittimiä, pultteja ja lenkkejä, kunhan liittimien toiminta on varmennettu edellä esitettyjen toimintakokein. Liittimet voivat olla joko hitsattavia, tai niitattavia. Kuvassa 12 on esimerkki hattuprofiili-liittimestä, jonka toimintaa liittopalkin leikkausliittimenä on esitelty puolalaisen yliopiston vuonna 2018 julkaistussa artikkelissa. [8,9,15]

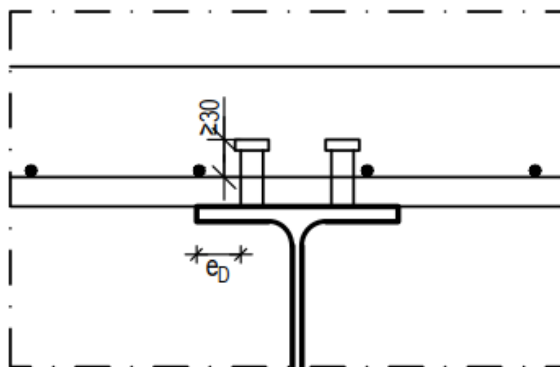


Kuva 12. Hattuprofiili-liitin, (a) geometria (b) kiinnitys. [15]

### 5.5.7 Vertikaalieroamisen estäminen ja sekundäärimurtuminen

Betonilaatan ja teräsosan välinen leikkausliitos tulee suunnitella siten, että laatan vertikaalieroaminen teräsosasta on estetty. Vertikaalieroamisen estäminen toteutetaan mitoittamalla leikkausliittimet (ja mahdolliset laatan lisäankuroinnit) teräslaipan tasoa vastaan kohtisuoraan vaikuttavaa nimellistä vetovoimaa vastaan. Nimellisen vetovoiman mitoitusarvo on vähintään 0,1 kertaa leikkausliittimen murtorajatilan leikkauskestävyyden ( $P_{Rd}$ ) mitoitusarvon suuruinen. EC4 mukaan eurokoodin vaatimusten mukaisten kannalisten tappien vetokestävyyden katsotaan olevan riittävä vertikaalieroamista vastaan, eikä sitä tarvitse tarkistaa erikseen, ellei leikkausliitokseen kohdistu suoraa vetoa. Muilla liittimillä niiden vetokestävyys tulee tarkistaa. [9]

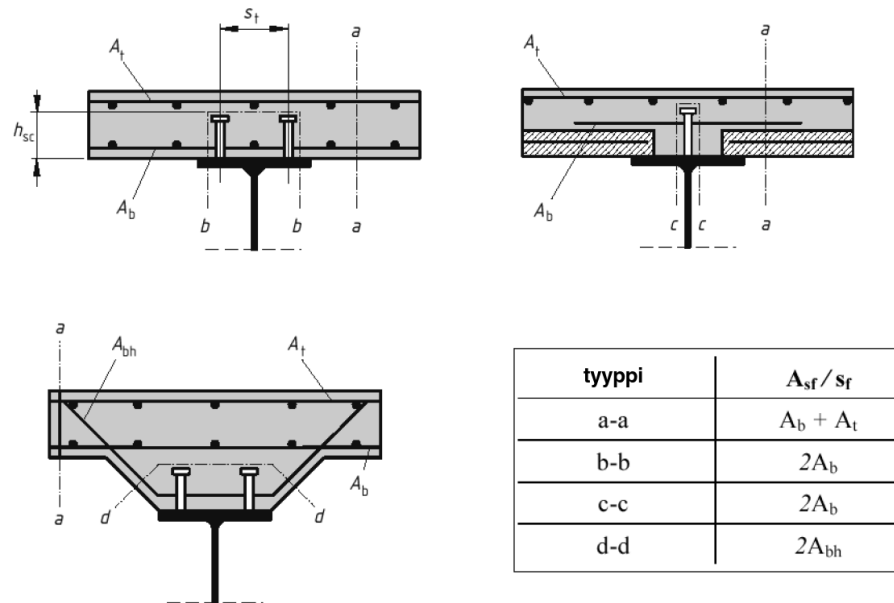
Sekundäärimurtuminen tarkoittaa betonin murtumista leikkausliittimen kannan alueella liittolaatan betonissa tapahtuvaa murtoa. Tämä estetään ulottamalla leikkausliitin riittävästi betoniin, vähintään 30 mm laatan poikittaisen raudituksen yläpinnasta luettuna. Lisäksi liittimien pienin etäisyys teräslaipan reunasta  $e_D$  tulee olla vähintään 20 mm, ks. kuva 13. [8]



Kuva 13. Leikkausliittimen ulottuminen betoniin.

#### 5.5.8 Betonilaatan irtileikkautumisen estäminen

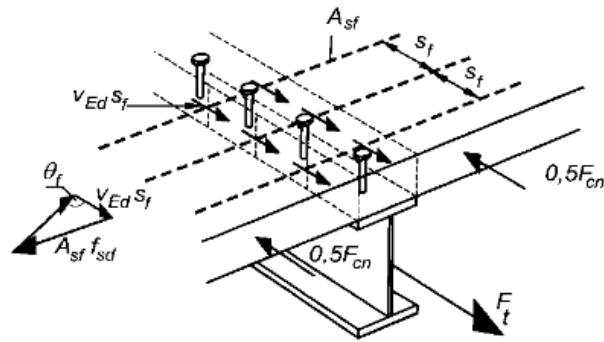
Betonilaatan irtileikkautuminen teräspalkista estetään betonilaatan poikittaisella raudoituksella. Irtileikkautumisen estämisellä tarkoitetaan betonilaatan leikkautumista leikkausliittinten ulkopuolelta. EC4 viittaa irtileikkautumisen estämisten osalta standardin EC2 ohjeistuksiin. Irtileikkautuminen noudattaa samaa toimintamallia ja voimien jakautumista, kuin leikkausliittimet. Jos liitos on sitkeä, kokonaisvoiman oletetaan jakautuvan tasan liittimien sijoituspituudelle. Ei-sitkeässä liitoksessa leikkausvoima jakautuu leikkausvoimapinnan mukaisesti liittimien sijoituspituudella. Poikittainen rauditus sijoitetaan siis liittimien k-jakoa noudattaen. Irtileikkautumista vastaava leikkausjännitys  $v_{Ed}$  määritetään leikkautumispinnan perusteella. Kuvassa 14 on esitetty tyypillisiä leikkautumisviivoja, joita pitkin murtuminen voi tapahtua. Kuvassa merkintä  $A_t$  kuvaa laatan yläpinnan raudituksen ja  $A_b$  alapinnan raudituksen pinta-alaa, sekä  $A_{bh}$  laatan vahvennuksen alapinnan raudituksen pinta-alaa pituusyksikköä kohti. Irtileikkautumista vastustava tehollinen poikittaisraudoitus pituusyksikköä kohti on merkitty  $A_{sf}/s_f$ . [9]



Kuva 14. Tyypillisiä leikkautumisviivoja, joita pitkin murtuminen voi tapahtua [9 s.51].

Leikkaukestävyyden mitoitusarvo pitkittäisen leikkauksen suhteen leikkautumisviivaa pitkin määritetään EC2 kohdan 6.2.4 (uuman ja laippojen välinen leikkautuminen) mukaan. Leikkautumispinnan mittana  $h_f$  käytetään kuvan 14 mukaisen leikkautumisviivan pituutta. Jos teräsprofiiliin liittyvä betonilaatta on liittolaatta ja leikkautumisviiva kulkee laatan paksuuden läpi, EC4 kohdan 6.6.6.4(1) mukaan leikkautumispinnan mittana käytetään vain betonilaatan umpiosan paksuutta. [9]

Liittorakenteiden suunnittelun Eurocode 4 -oppikirjan By58 [8] mukaan laatan paksuuden muutos ei vaikuta irtileikkautumista vastaan tarvittavan raudoituksen  $A_{sf}$  määrään, jos teräspoikkileikkauksen kokoa ei muuteta, ja koko teräspoikkileikkaus säilyy vedettynä. Irtileikkautumista vastaan tarvittavan raudoituksen määrä  $A_{sf}$  on suurimmillaan silloin, kun koko betonipoikkileikkaus on puristettu. Kuvassa 15 on esitetty EC2 mukainen kestävyystarkastelu laipan irtileikkautumisen estämiseksi. Raudoitusta  $A_{sf}$  vastaava leikkausvoima  $V_{Edsf}$  muodostuu jännitysresultantin  $0,5F_{cn}$  vaikutuksesta. Irtileikkautumista vastustavan raudoituksen tankojako  $s_f$  tulee noudattaa liittimien jakoa, jotta raudoituksen kestävyys vastaa liittinten kestävyysden toimintamallia. [8]

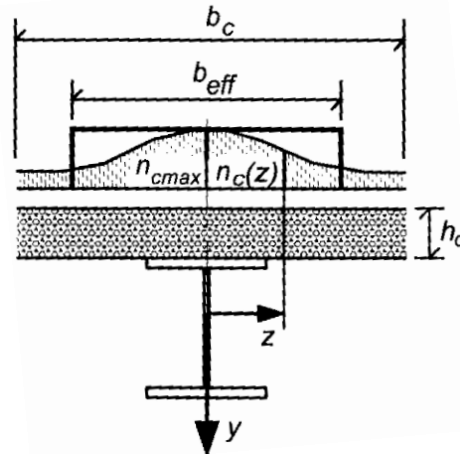


Kuva 15. EN 1992-1-1 mukainen kestävyystarkastelu laipan irtileikkautumisen estämiseksi. [8, s. 160]

### 5.6 Betonilaatan toimiva leveys $b_{eff}$

Liittorakenteen laskennassa käytetään betonilaatan toimivaa (tai tehollista) leveyttä  $b_{eff}$ . Laatan toimiva leveys määräytyy teräsprofiilin ja betonilaatan välisen leikkausliitoksen jäykkyydestä ja sitkeydestä, nk. Shear Lag-ilmiön vaikutuksesta sekä rakenteen kuormituksen jakaantuneisuudesta. Toimivan leveyden arvo rakenteessa ei ole vakio, ja sen arvo voi vaihdella rakenteen eri osissa edellä mainittujen muuttujien vaikutuksesta. [8]

Shear Lag -ilmiö kuvaa laatan leikkausmuodonmuutoksen pituussuuntaista muuttumista palkin taipuessa. Kun palkki taipuu, laataassa muodonmuutos tapahtuu ensin palkin kohdalla, ja palkkien välillä olevassa laattaosassa muutos on hieman jäljessä palkin kohtaan nähden, ks. kuva 16. Puristusjännitysresultantti  $n_c$  on suurimmillaan palkin uuman kohdalla, ja jännitys pienenee laatan kentän keskelle siirryttäessä. Mitoituksessa käytetään betonin puristusjännitysresultantin varmallalla puolella olevaa arviota jännitys jakauman tarkan muodon selvittämisen sijaan. Arvio tehdään laatan toimivalle leveydelle eli ekvivalentille leveydelle  $b_{eff}$ . [8]

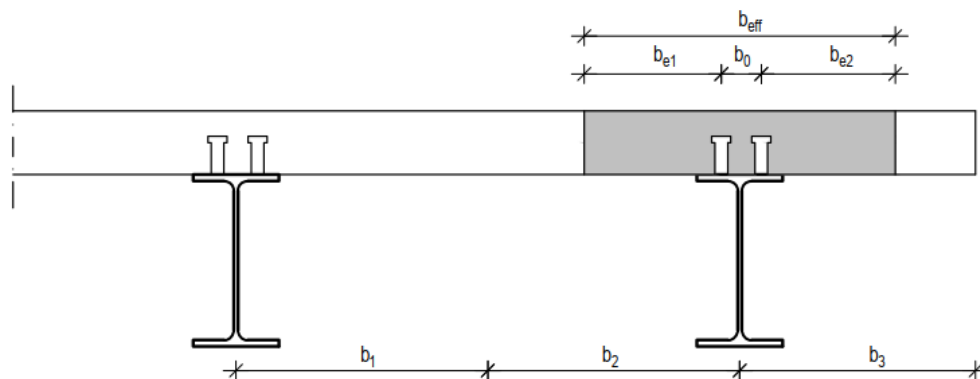


Kuva 16. Betonilaatan tehollinen leveys  $b_{eff}$  [BY58 s. 36]

Betonilaatan tehollinen leveys voidaan määrittää kuvan 15 merkintöjen mukaisesti kaavalla 5.18:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0 \quad (5.18)$$

jossa tekijä  $b_0$  on uloimmaisten leikkausliittimien välinen keskiöetäisyys. EC4 mukaan  $b_0$  voidaan kuitenkin jättää talonrakenteissa huomioimatta, jolloin  $b_0=0$ . [9]



Kuva 17. Tehollisen leveyden  $b_{eff}$  määrittäminen.

Eurokoodien 2 ja 4 mukaan yhdellä puolella palkkia tehollinen leveys  $b_{eff}$  voi olla enintään  $L_e/8$  kaavan 5.19 ja kuvan 16 merkintöjen mukaisesti:



$$\frac{L_e}{8} \leq (b_1 + b_2)/2 \quad (5.19)$$

jossa  $L_e$  = momentin nollakohtien etäisyys palkin jänteellä, eli palkin efektiivinen jänne-mitta. [8]

## 6 Rakenneanalyysi

### 6.1 Rakenteiden mallintaminen

Rakennemallin tulee noudattaa poikkileikkausten, rakenneosien, niiden liitosten ja tuki-alueiden odotettavissa olevaa toimintaa. Kokonaistarkastelu tehdään Eurokoodi 4 kohdan 5.1.1 mukaan, jos rakennuksen rungon useimmat rakenneosat ja liitokset ovat joko liitto- tai teräsrakenteisia. Jos rakennuksen runko koostuu pääosin teräsbetoni- tai jännitetyistä rakenteista, tehdään kokonaistarkastelu EC2 ohjeiden mukaan. Rakennemallin tulee perustua yleisesti tunnettuun ja hyväksyttävään mekaaniseen käyttäytymisen teoriaan eri rajatiloissa. [8,9]

Kehien voimasuureet voidaan laskea joko ensimmäisen tai toisen kertaluvun analyysin mukaisesti. Ensimmäisen kertaluvun analyysiä käytetään yksittäisen rakenneosan mitoitukseen, ja toisen kertaluvun analyysiä koko rakenteen stabiiliuden tarkastelussa. Toisen kertaluvun vaikutukset on otettava joka tapauksessa huomioon, joko siten että vaikutukset otetaan huomioon rakenteen kokonaistarkastelussa, tai tarkistamalla yksittäisten rakenneosien stabiilius. Ensimmäisen kertaluvun, eli lineaarisen tarkastelun analyysi perustuu rakenteen alkugeometriaan. Alkugeometrialla tarkoitetaan rakenteen deformatonta tilaa. Rakenteen alkuepätkä tarkkuudet voivat sisältyä alkugeometriaan joko vinoutena tai vinoutta vastaavina ekvivalentteina voimina. Puristetuilla rakenneosilla rakenteen siirtymätilojen vaikutukset otetaan huomioon toisen kertaluvun teorian mukaan. Liitorakenteilla toisen kertaluvun vaikutus voidaan huomioida epäsuorasti siten, että analyysi tehdään lineaarisen tarkastelun mukaisesti, ja korotetaan näin saatuja voimasuureita korotuskertoimella. [8,9]

Kehän voimasuureiden jakautumisessa ei tarvitse ottaa liitoksien toiminnan vaikutusta huomioon, jos liitokset ovat toimintatavaltaan joko yksinkertaisia (nivelliitos, joka ei siirrä

taivutusmomenteja) tai jatkuvia (liitoksen jäykkyys ja kestävyys on sellainen, että rakenneosat voidaan olettaa täysin jatkuviksi). Liitoksen ollessa osittain jatkuva, tulisi sen toiminta ottaa analyysissä huomioon. [9]

## 6.2 Palkkien analyysi

Palkkien murtorajatilatarkastelut suoritetaan yleensä kimmoteorian mukaisen kokonais-tarkastelun mukaisesti. Poikkileikkauksen kestävyystarkastelut tehdään plastisuusteorian mukaan, kun liittopoikkileikkaus täyttää tietyt teräsprofiilin poikkileikkausluokkia koskevat ehdot. Poikkileikkausluokitusta on käsitelty jäljempänä kohdassa 6.3. Plastisuusteoriaa voidaan käyttää kestävyystarkasteluissa myös silloin, kun voimasuureet on määritetty kimmoteorian tai toisen kertaluvun analyysin mukaan EC4 kohdan 5.4.1.1(1) mukaisesti. Käyttörajatilatarkastelut tehdään aina kimmoteorian mukaan, mutta betonin halkeilu pitää ottaa huomioon [8]. Käyttörajatilatarkasteluissa otetaan huomioon viruman ja kutistuman vaikutukset. [8,9]

Käyttörajatilamitoituksessa määritetään rajoitukset rakenteen jännityksille ja muodonmuutoksille, ja taipumille. Tarkasteluissa otetaan huomioon ne muodonmuutokset, jotka vaikuttavat rakenteen ulkonäköön, haittaavat rakennuksen käyttäjiä, vaikuttavat rakennuksessa olevien laitteiden ja koneiden toimivuuteen, haittaavat rakenteiden toimivuutta tai aiheuttavat vaurioita muihin liittyviin ei-kantaviin rakenteisiin ja pinnoitteisiin. Muodonmuutosten lisäksi huomioidaan rakenteen toimivuuteen, säilyvyyteen tai ulkonäköön vaikuttavat vauriot, sekä värähtelyt. Värähtelytarkastelussa huomioidaan ne värähtelyt, jotka koetaan epämiellyttäväksi, haittaavat koneiden ja laitteiden toimintaa, ja jotka rajoittavat rakenteiden tehokasta toimintaa. [9]

### 6.2.1 Viruma ja kutistuma

Viruman ja kutistuman vaikutukset otetaan aina huomioon kimmoteorian mukaisessa analyysissä. Kimmokerroinsuhteella on kolme eri arvoa: lyhytaikaisarvo lyhytaikaiselle kuormitukselle  $n_0$ , ja virumavaikutukset huomioiva kimmokerroinsuhde  $n_L$ , erikseen kutistumaa ja virumaa tarkasteltaessa käytettävät arvot. Virumisen vaikutus otetaan

huomioon käyttämällä betonille kuormitustyyppistä (lyhyt- tai pitkäaikaiskuormitus) riippuvia kimmokerroinsuhteita. Kimmokerroinsuhde  $n_L$  saadaan käyttämällä kaavaa 6.1:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_L) \quad (6.1)$$

Kaavassa 5.1  $n_0$  on kimmokerroinsuhde lyhytaikaisesta kuormituksesta, ja se saadaan teräsprofiilin ja betonin kimmokertoimien suhteena  $n_0 = E_a/E_{cm}$ . Betonin kimmokerroin  $E_{cm}$  saadaan EC2 taulukosta 3.1. Virumaluku  $\varphi_L$  määritetään EC2 kohdan 3.1.4 mukaan. Virumaluku on betonin tarkasteluhetken iästä ( $t$ ) ja kuormittamisiästä ( $t_0$ ) riippuva suure. Myös kuormituksen suuruus ja kesto vaikuttaa betonin virumaan. Virumaluku voidaan määrittää EC2 kuvan 3.1 mukaisesti erikseen sisätilassa olevalle tai ulkotilassa olevalle betonille ns. normaaliolosuhteissa, kun ympäristölämpötila on  $-40^\circ\text{C} - +40^\circ\text{C}$  ja keskimääräinen suhteellinen kosteus on 40 – 100 %. [9, 13]

Kaavassa 6.1 oleva kerroin  $\psi_L$  on virumisen tehokerroin. Sen arvo EC4 kohdan 5.4.2.2 (1) mukaan on pitkäaikaisille kuormille 1,1. Kutistuman ensisijaisten ja seurannaisvaikutusten tapauksessa arvona käytetään 0,55, ja jos rakennetta jännitetään ohjatun siirtymätilan avulla (eli tunkkaamalla) käytetään arvoa 1,5. [9]

Eurokoodi 4 mukaan betonin kutistumatarkasteluissa käytetään yleensä rakenteen kuormituksen alkamisen ajankohtana  $t_0$  1 vrk. Eri tarkasteluissa voidaan käyttää myös kuormittamisiän keskimääräistä arvoa useissa vaiheissa valettavien liittorakenteiden pysyville kuormille. [9]

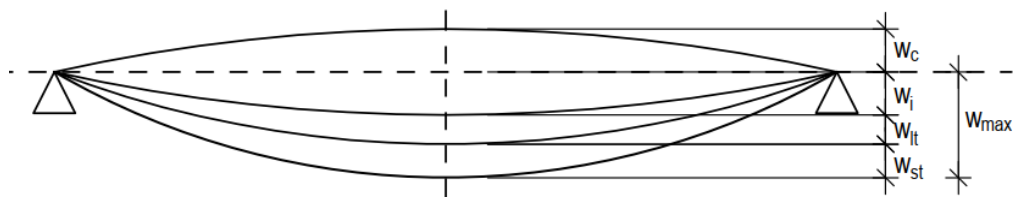
Liittorakenteissa betonin sisäisen kutistumisen vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon, kun määritetään jännityksiä ja taipumia [9].

## 6.2.2 Taipuma

Liittorakenteen taipumien määrittämisessä otetaan aina huomioon rakennustapa (tuettu tai ei-tuettu) ja rakenteen kuormitushistoria. Tarkasteltavista kuormitustilanteista erotetaan rakentamisaikainen tilanne, jossa tutkitaan betonivalun aiheuttama teräsprofiilin taipuma, ja tilanne, jossa liittorakenteeseen kohdistuu rakenteiden omapainojen lisäksi myös muut omapainot (väliseinät ym. pysyvät asennukset) sekä hyötykuormat.

Rakennusaikaisessa tilanteessa tarkastellaan ainoastaan teräsrakenneosan taipumia, ja laskennassa noudatetaan EC3 luvun 5 sääntöjä. Taipumat lasketaan teräsprofiilin tuentatapa ja tukien poiston ajankohta huomioiden. Liittorakenteen taipumat määritetään EC4 luvun 5 mukaan. [8,9]

Palkin kokonaistaipuma  $w_{\max}$  muodostuu palkin esikorotuksesta  $w_c$ , pysyvästä alkutaipumasta  $w_i$ , sekä muuttuvien kuormien aiheuttamista taipumista kuvan 18 mukaisesti. Pysyvä alkutaipuma muodostuu betonirakenteen painosta ja muista kuormista, jotka rakenteeseen kohdistuvat ennen betonin kovettumista. Pysyvän alkutaipuman laskennassa huomioidaan aina myös rakenteen väliaikaiset tuennat. Tukemattomassa rakennustavassa alkutaipuma  $w_i$  lasketaan teräsrakenteen taipumana rakenteen omista painoista. Tuetussa rakennustavassa alkutaipuma  $w_i$  määritetään väliaikaisten tukien poistamisen jälkeisenä taipumana liittorakenteelle rakenteen omista painoista. Pysyvää alkutaipumaa voidaan korjata rakenteen esikorotuksella  $w_c$ , joka on siis vähintään taipuman  $w_i$  suuruisen. Esikorotuksen järkevä raja-arvo on yleensä korkeintaan  $L/250$ , ja jos esikorotus on tätä suurempi, tulisi teräsrakenteen taivutusjäykkyyttä lisätä. Muuttuvien kuormien aiheuttamista taipumista erotellaan pitkäkestoisista muuttuvista kuormista aiheutuvat taipumat  $w_{it}$ , ja lyhytaikaisista muuttuvista kuormista aiheutuvat taipumat  $w_{st}$ . Lyhytaikaisista muuttuvista kuormista aiheutuva taipuma on palautuvaa taipumaa, eli kun kuormitus poistuu, rakenteeseen ei näistä kuormista jää pysyvää taipumaa. Muuttuvien kuormien jaottelu pitkä- ja lyhytaikaisiin kuormiin tulee tehdä projektikohtaisesti, sillä Eurokoodissa ei ole otettu kantaa siihen, kuinka kuormitukset tulisi jaotella. [8,9]



Kuva 18. Kokonaistaipuman muodostuminen pysyvistä kuormista ja muuttuvista pitkä- ja lyhytaikaisista kuormituksista.

Liittorakenteen leikkausliitoksen jousto vaikuttaa taipuman suuruuteen. Taipuman laskennassa liitoksen joustoa ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon, jos leikkausliitoksen aste  $\eta=1,0$  (täysi leikkausliitos). Osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa liitoksen jousto on niin suuri, että sen katsotaan vaikuttavan taipuman suuruuteen. Eurokoodi 4 mukaan osittaisena leikkausliitoksen joustoa ei tarvitse ottaa taipumien laskennassa huomioon, jos leikkausliitoksen aste  $\eta \geq 0,5$ , käyttörajatilassa kimmoteorian mukaisesti lasketut liittimien leikkausvoimat ovat enintään  $P_{Rd}$ , ja jos rakenteen liittolevyn korkeus on enintään 80 mm ja levyn rivat ovat kohtisuorassa palkin suuntaa vastaan. [8,9]

Muita rakenteen taipumaan vaikuttavia tekijöitä ovat betonin halkeilu ja kutistuminen. Halkeilu vaikuttaa taipuman suuruuteen negatiivisen momentin alueilla, sillä se pienentää rakenteen taivutusjäykkyyttä. Halkeilun vaikutus tulee tästä syystä ottaa huomioon jatkuvien palkkien taipuman laskennassa EC4 kohdan 7.4 mukaan joko rajoittamalla halkeamaleveyksiä vähimmäisraudoituksella tai laskemalla halkeamaleveyden likiarvo teräsjännityksen perusteella EC2 kohdan 7.3.4 mukaan. Normaalibetonin kutistumisen aiheuttaman käyrityksen vaikutusta ei tarvitse EC4 kohdan 7.3.1(8) mukaan ottaa huomioon, jos palkin jännemitan suhde sen kokonaiskorkeuteen on enintään 20. [9]

### 6.2.3 Halkeilu

Betonirakenteen halkeilu tulee ottaa huomioon liittorakenteilla sekä murtorajatilassa että käyttörajatilassa. Kuten edellä todettiin, vaikuttaa halkeilu rakenteen taivutusjäykkyyteen negatiivisen momentin alueella, jolloin jäykkyyden muutos tulee ottaa huomioon kimmoteorian mukaisia momenteja laskettaessa. Halkeilun vaikutukset taivutusjäykkyyteen voidaan ottaa betonilappaisilla liittopalkeilla huomioon käyttämällä EC4 kohdan 5.4.2.3(2) menetelmää sekä murtorajatilassa että käyttörajatilassa. Rakenteen voimasuurejakaumat lasketaan ensin olettaen rakenne halkeilemattomaksi, ja käytetään halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä  $E_a I_1$ . Niillä alueilla, joilla betonin suurin vetojännitys on kaksinkertainen betonin keskivetolujuuteen nähden, eli  $\sigma_{ct,max} \geq 2f_{ctm}$ , oletetaan betoni haljenneeksi. Halkeilluilla alueilla suoritetaan rakennetarkastelu uudelleen halkeillun tilan tarkasteluna käyttämällä pienennettyä taivutusjäykkyyttä  $E_a I_2$ . Taivutusjäykkyyden  $E_a I_2$  laskennassa betonipoikkileikkauksesta huomioidaan vain raudoitus. Jatkuville liittopalkeille saadaan tietyin ehdoin käyttää yksinkertaistettua menetelmää EC4 kohdan 5.4.2.3(3) mukaan. [9]

Halkeilu vaikuttaa taivutusjäykkyyden pienentymisen lisäksi myös rakenteen säilyvyyteen ja ulkonäköön. Yksiaukkoisilla, vapaasti tuetuilla liittopalkeilla, joilla halkeilu ei vaikuta rakenteen säilyvyyteen, tukien yli jatkuvan laatan teholliselle leveydelle sijoitetaan vähimmäisraudoitus EC4 kohdan 7.4.1(3) mukaan. Raudoituksen määrään vaikuttaa, onko rakenne tuettu työnaikaisesti vai ei. [9]

### 6.3 Teräspoikkileikkausten luokitus

Vastaavasti kuin teräsrakenteille, myös liittorakenteen teräsosalle tulee määrittää poikkileikkausluokka rakenteen kestävyuden laskentaa varten. Eurokoodi 4 mukaan poikkileikkausluokituksen määrittämiseen vaikuttaa, onko teräspoikkileikkaus ympäröity betonilla vai ei. Tässä käsitellään vain betonilla vahvistamattomia teräsprofiileja. Betonilla ympäröityjen profiilien poikkileikkausluokitus määritetään EC4 taulukon 5.2 mukaan.

Teräsprofiilin poikkileikkausluokitus määrää, suoritetaanko poikkileikkauksen mitoitus plastisuusteorian vai kimmoteorian mukaisilla kaavoilla. Ainoastaan luokkiin 1 ja 2 kuuluville rakenteille voidaan käyttää plastisuusteoriaa. Kimmoteorian kaavoja voidaan sen sijaan käyttää kaikille poikkileikkausluokille. Kaavoja voi käyttää suoraan poikkileikkausluokkien 1-3 teräsprofiileille, mutta poikkileikkausluokkaan 4 kuuluvan teräspoikkileikkauksen tapauksessa profiilin teholliset mitat määritetään laskentaa varten Eurokoodi 3 Teräsrakenteiden suunnittelu osa 1-5: Levyrakenteet kohdan 4.3 mukaan. Profiilin poikkileikkausluokka määritetään profiilin laipan ja uuman hoikkuuksien perusteella. Molemmille määritetään oma poikkileikkausluokka, ja näistä kahdesta suurempi luokka määrittää koko poikkileikkauksen luokituksen. Esimerkiksi jos profiilin uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 ja laippa poikkileikkausluokkaan 2, koko rakenteen poikkileikkausluokka on silloin 2. Poikkileikkausluokan määrittämiseen käytetään EC3 taulukkoa 5.2. Taulukossa 1 esitetään valssatun teräsprofiilin uuman poikkileikkausluokituksen määrittäminen. Ne profiilit, jotka eivät täytä poikkileikkausluokan 3 vaatimuksia kuuluvat luokkaan 4. [9,12]

Taulukko 1. EC3 taulukko 5.2 mukainen valssatun teräsprofiilin uuman poikkileikkausluokan määrittäminen.

<b>Valssattujen profiilien uuman poikkileikkausluokitus, taivutetut ja puristetut taso-osat</b>			
<b>PL-luokka</b>	Taivutetut taso-osat, $\alpha=0,5$	Puristetut taso-osat, $\alpha=1,0$	Taivutetut ja puristetut taso-osat, $0 \leq \alpha \leq 1,0$
PL1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 32\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ : $c/t \leq 395\varepsilon / (13\alpha-1)$ $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq 36\varepsilon / \alpha$
PL 2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	$\alpha > 0,5$ : $c/t \leq 456\varepsilon / (13\alpha-1)$ $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq 41,5\varepsilon / \alpha$
PL 3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon / (0,67+0,33\psi)$ , $\psi > -1$

Merkinnät taulukossa 1:

- $\alpha$  = uuman puristetun osan suhteellinen osuus
- $c$  = profiilin uuman suoran osuuden pituus
- $t$  = profiilin uuman vahvuus
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $\psi < 0$ , kun uuman toisessa reunassa on vetoa
- $\psi > 0$ , kun koko uuman korkeus on puristettu.

Profiilin laipan poikkileikkausluokitus EC3 mukaan on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Teräsprofiilin laipan poikkileikkausluokitus EC3 taulukon 5.2 mukaan:

<b>Valssatun profiilin laipan poikkileikkausluokitus, tasaisesti puristetut laipat</b>				
PL-luokka	PL1	PL2	PL3	PL4
Tasainen puristus, (positiivinen puristus)	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t > 14\varepsilon$

Merkinnät taulukossa 2:

- $c$  = profiilin laipan suoran osuuden pituus
- $t$  = profiilin laipan vahvuus
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

EC4 kohdan 5.5.2 mukaan betonilla ympäröimätön poikkileikkaus, jonka laippa on puristettu, voidaan suoraan luokitella luokkaan 1, jos profiilin laipan lommahtaminen on esitetty riittävällä määrällä leikkausliittimiä [9]. Poikkileikkauksen voidaan katsoa kuuluvan poikkileikkausluokkaan 1, jos teräspalkin liittimien sijoittelu täyttää seuraavat EC4 kohdan 6.6.5.5 mukaiset ehdot:

- umpilaatassa liittinten jako palkin suunnassa  $s_{l,max} = 22t_f\sqrt{235/f_y}$
- liittolaatassa liittinten jako palkin suunnassa  $s_{l,max} = 15t_f\sqrt{235/f_y}$
- etäisyys laipan reunasta lähimpään liitimeen  $s_{t,max} = 9t_f\sqrt{235/f_y}$ .

Jos käsiteltävän teräsprofiilin uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 3, mutta laipat luokkaan 1 tai 2, voidaan käyttää EC3 mukaista hole in the web -menetelmää uuman muuntamiseksi teholliseksi poikkileikkausluokan 2 uumaksi. Menetelmää ei käsitellä tarkemmin tässä työssä, mutta sen käyttö on selostettu esimerkiksi Eurokoodi 3 kohdassa 6.2.2.4 ja BY58 -oppikirjan kohdassa 1.4.1.3. [8,12]

## 7 Mitoitus murtorajatilassa

Eurokoodi 4 mukaan liittopoikkileikkauksen kestävyuden mitoituksessa on tarkastettava kriittisen poikkileikkauksen kestävyys, kiepahduskestävyys, rakenteen leikkauskestävyys uuman lommahtamisen suhteen ja teräspoikkileikkauksen uuman paikallinen puristuskestävyys sekä poikkileikkauksen osien välisen leikkausliitoksen kestävyys. [9]

Kriittisellä poikkileikkauksella tarkoitetaan rakenteen kohtaa, johon kohdistuu maksimi-leikkausvoima tai taivutusmomentti. Tavallisesti tarkastettavia kriittisiä poikkileikkauksia ovat siis esimerkiksi suurimpien taivutusmomenttien kohdat ja tukien kohdat, ulokkeiden



vapaat päät, sekä suurten pistekuormien tai reaktivoimien kohdat. Poikkileikkauksen kestävyys tulee erikseen tarkastaa myös niissä kohdissa, joissa poikkileikkaus muuttuu olennaisesti, esimerkiksi laatassa olevien isojen reikien kohdalla. Samoin on tarkastettava poikkileikkaukset, joissa tapahtuu suuri taivutuskestävyyden paikallinen muutos, jos taivutuskestävyys kasvaa muutoskohdassa yli 1,2 -kertaiseksi. Jos poikkileikkauksen muutos johtuu betonin halkeilusta, ei kyseistä kohtaa tarvitse tarkastaa erikseen. [9]

Plastisuusteorian kaavoja voidaan käyttää poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskentaan seuraavissa tapauksissa:

- Kun koko teräs-poikkileikkaus on vedetty
- Puristetun poikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli on palkin ylälaipassa, tai
- poikkileikkaus on luokan 1 tai 2 mukainen.

Jos edellä luetellut ehdot eivät täyty, poikkileikkauksen kestävyys arvioidaan plastisen teorian sijaan kimmoteorian perusteella. [8,9]

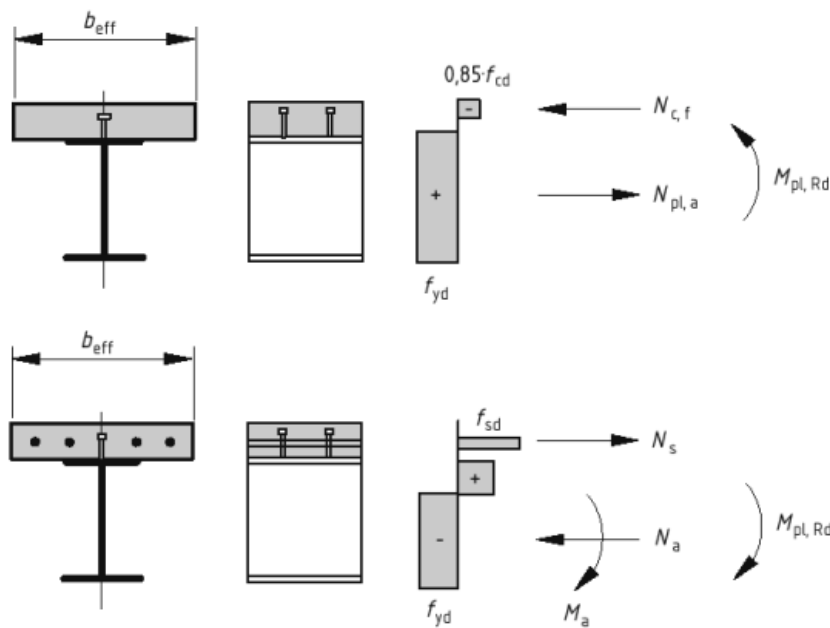
## 7.1 Palkin taivutuskestävyys

### 7.1.1 Plastinen taivutuskestävyys $M_{pl,Rd}$

Plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden laskennassa oletetaan, että poikkileikkauksen osien (teräsprofiiliin, betonin ja betonin raudoituksen) välillä on täydellinen yhteisvaikutus. Leikkausliitoksen on siis oltava riittävän kestävä, jotta liitos pystyy ylläpitämään plastisia jännitysresultantteja. Täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa leikkausliitoksen liukumalla ja muodonmuutoksilla ei ole vaikutusta taivutuskestävyyden muodostumiseen. Osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä pienennetään liitoksen asteen perusteella kohdassa 5.5.4 esitettyjen periaatteiden mukaan. [8,9]

Taivutuskestävyyden laskennassa oletetaan lisäksi, että teräsprofiiliin vaikuttaa tehollisella pinta-alalla myötölujuuden mitoitusarvon suuruinen vakio veto- tai puristusjännitys  $f_{yd}$ . Teräspalkin suuntaisessa, laatan tehollisessa betoniraudoituksessa vaikuttaa

myötölujuuden mitoitusarvon  $f_{sd}$  suuruinen veto- tai puristusjännitys. Lisäksi EC4 kohdan 6.2.1.2 mukaan koko tehollisessa puristetussa betonipoikkileikkauksessa oletetaan vaikuttavan  $0,85f_{cd}$  suuruinen vakiojännitys plastisuusteorian mukaisen neutraaliakselin ja betonin puristetun reunan välisellä alueella. Betonipoikkileikkauksessa vaikuttavan vakiojännityksen arvo perustuu oletukseen, että betonissa on vain puristusjännityksiä ja betonin vetolujuus on nolla. Betonin jännityskuvio korvataan jännityssuorakaiteella, jossa betonissa vaikuttava tehollinen jännitys on  $0,85f_{cd}$ . Kuvassa 19 on esimerkit jännitysjaumista liittopoikkileikkauksille, joissa vaikuttaa joko negatiivinen tai positiivinen momentti. [8,9]



Kuva 19. Esimerkkejä plastisesta jännityssuorakaiteesta positiivisen ja negatiivisen momentin kohdalla, kun palkin ja umpilaatan välillä on täydellinen leikkausliitos [9 s. 34].

Kun liittorakenne koostuu teräspalkista ja liittolaatasta, liittolevyn huomioiminen kestävyden laskennassa riippuu siitä, onko liittolevy puristettu vai vedetty. EC4 mukaan liittolevyä ei saa huomioida taivutuskestävyyden laskennassa, jos levy on puristettu. Sen sijaan teholliseen poikkileikkaukseen kuuluva vedetty liittolevy otetaan huomioon laskennassa, ja siinä vaikuttaa myötörajan mitoitusarvon suuruinen jännitys  $f_{yp,d}$ . [9]

Betonilaatan ollessa puristettu rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea plastisuusteorian mukaisin kaavoin, jos teräspoikkileikkaus kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2,

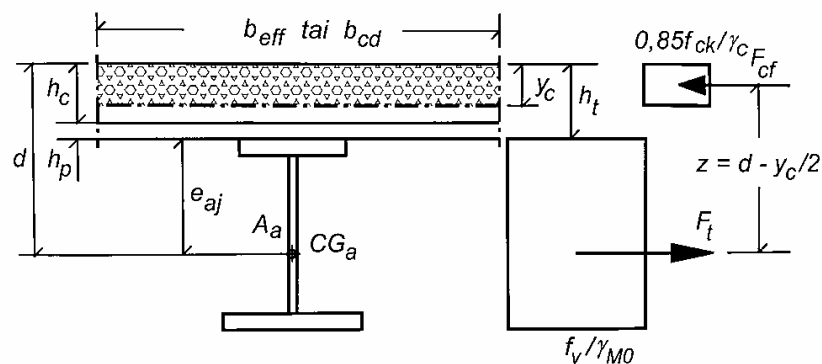
jos koko teräspoikkileikkaus on vedetty, tai jos plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin ylälaipassa. Kun plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräspalkin uumassa, voidaan silti käyttää plastisuusteoriaa, jos leikkausliittimien sijoittelu teräsprofiilin laipassa täyttää kohdassa 6.3 luetellut ehdot. Teräslaippa katsotaan ehtojen täytyessä olevan riittävästi kiinnitetty betonilaattaan, ja tästä syystä kuuluvaksi poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 teräsprofiilin hoikkuudesta riippumatta. [8]

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys  $M_{pl,Rd}$  voidaan laskea sisäisen momenttivarren  $z$  avulla kaavalla 7.1, kun koko teräspoikkileikkaus on vedetty (ks. kuva 20):

$$M_{pl,Rd} = zA_a f_{yd} \quad (7.1)$$

jossa:

- sisäinen momenttivarsi:  $z = d - y_c/2$
- $A_a$  = teräsprofiilin pinta-ala
- $f_{yd}$  = teräksen mitoituslujuus.



Kuva 20. Plastiset jännitys-suorakaiteet taivutuskestävyyden tarkastelussa kun koko teräspoikkileikkaus on vedetty [8 s. 77].

Toinen vaihtoehto on ratkaista  $M_{pl,Rd}$  samaan tapaan kuin teräsbetonirakenteilla, eli käyttämällä mekaanista raudoitussuhdetta ja suhteellista momenttia kaavan 7.2 mukaan:

$$M_{pl,Rd} = \mu b_{cd} d^2 f_{cd} \quad (7.2)$$

Kaavan 7.2 merkinnät:

- $\mu$  =suhteellinen taivutusmomentti,  $\mu = \beta(1 - \beta/2)$
- $b_{cd}$  = mitoitusleveys, valitaan  $b_{cd} \leq b_{eff}$
- $d$  = tehollinen korkeus,  $d = h_t + e_{aj}$ .
- $e_{aj}$  = etäisyys teräsprofiilin yläpinnasta teräsprofiilin painopisteeseen
- $f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
- tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus  $\beta$ .

Suhteellinen taivutusmomentin  $\mu$  laskentaa varten määritetään mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  kaavalla 7.3:

$$\beta = \omega = y_c/d \quad (7.3)$$

Tehollisen korkeuden  $d$  arvo saadaan laskemalla yhteen betonipoikkileikkauksen kokonaiskorkeus  $h_t$  ja mitta teräs-poikkileikkauksen painopisteen etäisyys teräsprofiilin yläpinnasta  $e_{aj}$ . Betonipoikkileikkauksen kokonaiskorkeuteen lasketaan yhteen betonilaatan umpiosan korkeus ja liittolevyn korkeus.

Puristetun korkeuden  $y_c$  arvo saadaan kaavalla 7.4:

$$y_c = \frac{A_a f_{yd}}{b_{cd} f_{cd}} \quad (7.4)$$

jossa:

- $A_a$  = teräsprofiilin pinta-ala
- $b_{cd}$  = mitoitusleveys, valitaan  $b_{cd} \leq b_{eff}$ .

Mekaanisen raudoitussuhteen ja suhteellisen momentin kaavoja voidaan käyttää liittorakenteen taivutuskestävyyden laskennassa vain siinä tapauksessa, että rakenteen plastinen neutraaliakseli sijaitsee betoniosassa. Jos  $y_c > h_c$ , plastinen neutraaliakseli sijaitsee rakenteen teräsosassa, ja osa teräsprofiilista on puristettu. Tällöin täytyy tutkia tilanne, jossa plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin uumassa, ja tilanne, jossa se sijaitsee teräsprofiilin laipassa. [8]

Plastisen neutraaliakselin sijaitessa profiilin ylälaipassa ylälaipan puristettu korkeus tarkistetaan kaavalla 7.5:

$$k_c = (A_a f_{yd} - A_c f_{cd}) / 2 * A_f f_{yd} \quad (7.5)$$

Rakenteen taivutuskestävyys lasketaan tässä tapauksessa kaavalla 7.6:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \left[ A_a e_i - 2k_c A_f \left( h_t - \frac{h_c}{2} + \frac{k_c}{2} t_f \right) \right] \quad (7.6)$$

Kaavojen 6.5 ja 6.6 merkinnät:

- $0 \leq k_c \leq 1$ , jos  $k_c \geq 1$ , käytetään kaavaa 7.7.
- $A_f$  = teräslaipan pinta-ala
- $h_t$  =  $h_c + h_p$  betoniosan kokonaiskorkeus
- $h_c$  = betonin umpiosan korkeus
- $h_p$  = liittolevyn korkeus
- $t_f$  = teräslaipan paksuus.

Plastisen neutraaliakselin sijaitessa teräprofiilin uumassa, selvitetään ensin teräspoikki-leikkauksen uuman puristetun osan korkeus  $h_{wc}$  kaavalla 7.7:

$$h_{wc} = \frac{A_w}{2t_w} - \frac{f_{cd}A_c}{2f_{yd}t_w} \geq 0 \quad (7.7)$$

Koko rakenteen puristetun osan korkeuden  $y_c$  arvo saadaan lisäämällä puristetun betoniosan korkeuteen teräslaipan paksuus  $t_f$  sekä edellä laskettu uuman puristetun osan korkeus  $h_{wc}$  kaavalla 7.8:

$$y_c = h_t + t_f + h_{wc} \quad (7.8)$$

Taivutuskestävyyden laskenta suoritetaan tässä tapauksessa kaavalla 7.9:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \left[ A_a e_i - A_f (2h_t + t_f - h_c) - h_{wc} t_w (y_c + t_f + h_f - h_c) \right] \quad (7.9)$$

Edellä olevat kaavat 7.5 – 7.9 ovat voimassa symmetriselle teräspoikkileikkaukselle.

### 7.1.2 Leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen

Leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen otetaan huomioon siinä tapauksessa, jos mitoitusleikkausvoima  $V_{Ed} > 0,5 V_{Rd}$ . Poikkileikkausluokissa 1 tai 2 leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen voidaan ottaa huomioon käyttämällä taivutuskestävyyden laskennassa pienennettyä teräksen mitoituslujuutta  $f_{yd,w}$  uuman kohdalla, poikkileikkauksen leikkausvoiman kuormittamalla alueella. Pienennetty mitoituslujuus lasketaan kaavalla 7.10:

$$f_{yd,w} = (1 - \rho)f_{yd} \quad (7.10)$$

Kaavan 6.10 pienennystekijä  $\rho$  lasketaan leikkausvoiman ja leikkauskestävyyden suhteen mukaan kaavalla 7.11:

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2 \quad (7.11)$$

Kaavassa 6.11 käytettävä leikkauskestävyyden  $V_{Rd}$  arvo on pienempi arvoista  $V_{pl,a,Rd}$  ja  $V_{b,Rd}$ , eli joko teräsoosan poikittaisleikkauskestävyys tai leikkauskestävyys lommahduksen suhteen. Kaavat 7.10 ja 7.11 toimivat vain siinä tapauksessa, että ehto  $V_{Ed} > 0,5 V_{Rd}$  on voimassa. [8,9]

By58 [8] mukaan taivutuskestävyyden laskennassa voidaan vaihtoehtoisesti käyttää teräspoikkileikkauksen pienennettyä pinta-alaa, jos leikkausvoima vaikuttaa taivutuskestävyyteen heikentävästi. Teräsprofiilin uuman pinta-alaa pienennetään kaavan 7.11 mukaisella kertoimella  $\rho$  eli teräsprofiilin pinta-alana käytetään tässä tapauksessa teräsprofiilin pienennettyä pinta-alaa  $A_{ar} = 2A_f + (1 - \rho)A_w$ . Pinta-alan pienennys vaikuttaa pienentävästi myös rakenteen puristettuun korkeuteen  $y_c$  ja sisäiseen momenttivarteeseen  $z$ . [8]

### 7.1.3 Kimmoteorian mukainen taivutuskestävyys $M_{el,Rd}$

Rakenteen taivutuskestävyys arvioidaan kimmoteorian perusteella, jos plastisuusteorian käytön edellytykset eivät täyty. Myös kimmoteorian mukaisessa tarkastelussa on otettava huomioon rakenteen kuormitushistoria. Kimmoteorian mukaan rakenteen taivutuskestävyys määräytyy rajajännityksen  $f_{cd}$  (puristettu betoni),  $f_{sd}$  (vedetty tai puristettu betonin raudoitus) tai  $f_{yd}$  (vedetty tai puristettu rakenneteräs) mukaan. Rakenteen taivutuskestävyyden määrää siis se jännitys, joka saavutetaan ensimmäisenä. Jännitysten laskennassa käytetään betonilaipan toimivaa leveyttä, kuten plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden laskennassa luvun 4.6 mukaan. Jos teräsprofiili kuuluu poikkileikkausluokkaan 4, käytetään laskennassa tehollista poikkileikkausta, joka määritetään standardin SFS-EN 1993-1-5 kohdan 4.3 mukaan. Kuormitushistoria otetaan huomioon lisäämällä pelkkään teräsrakenteeseen vaikuttavien kuormien aiheuttamiin jännityksiin liittorakenneosaan vaikuttavista kuormista aiheutuvat jännitykset. [9]

### 7.2 Palkin leikkauskestävyys $V_{Rd}$

Liittopalkin leikkauskestävyys arvioidaan pelkän teräspalkin perusteella, eli betonilaatan vaikutusta leikkauskestävyyteen ei tavallisesti oteta huomioon. Kun betonilaatan vaikutus jätetään huomioimatta, leikkauskestävyyden mitoitusarvo on varmalla puolella. Liittopalkin teräsprofiilin leikkauskestävyys  $V_{Rd}$  määritetään EC3 sääntöjen mukaisesti. Palkin leikkauskestävyyden mitoitusarvo on pienempi uuman plastisen leikkauskestävyyden  $V_{pl,a,Rd}$  ja levypalkin uuman lommahduskestävyyden  $V_{b,Rd}$  arvoista kaavan 7.12 mukaan:

$$V_{Rd} = \min\{V_{pl,a,Rd}, V_{b,Rd}\} \quad (7.12)$$

Plastisen leikkauskestävyyden  $V_{pl,a,Rd}$  laskenta on esitetty seuraavassa luvussa.

#### 7.2.1 Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys ja uuman leikkauslommahdus

Liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitusarvona  $V_{pl,Rd}$  käytetään pelkän teräsprofiilin uuman leikkauskestävyyden mitoitusarvoa  $V_{pl,a,Rd}$ , ellei voida erikseen

osoittaa betonilaatan raudoituksen lisäävän poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä. Teräs-poikkileikkauksen leikkauskestävyys määritetään EC3 mukaisesti kaavalla 7.13.

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_{y,d}}{\sqrt{3}} \quad (7.13)$$

jossa:

- $A_v$  = poikkileikkauksen leikkauspinta-ala
- $f_{y,d}$  = uuman myötölujuuden mitoitusarvo

Kaavassa 7.13 käytettävä poikkileikkauksen leikkauspinta-ala  $A_v$  lasketaan EC3 mukaan valssatuille I- ja H-profiileille kaavalla 7.14.

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad (7.14)$$

Kaavan 7.14 merkinnät:

- $t_f$  = laipan vahvuus
- $b$  = profiilin leveys
- $t_w$  = uuman vahvuus
- $h_w$  = uuman pituus
- $\eta = 1,2$  kun teräksen myötölujuus  $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$  ja lämpötila  $< 400 \text{ }^\circ\text{C}$ , muutoin  $\eta=1,0$ .

Levy-palkin uuman leikkauslommahdus pienentää poikkileikkauksen kestävyyttä, jos uuman pituuden suhde sen vahvuuteen täyttää seuraavan ehdon:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72\varepsilon}{\eta} \quad (7.15)$$

jossa merkinnät ovat kaavan 7.14 mukaiset. Ehdon ollessa voimassa poikkileikkauksen leikkauskestävyys määräytyy leikkauslommahduskestävyyden  $V_{b,Rd}$  mukaan. Leikkauslommahduskestävyyden laskenta tehdään standardin SFS-EN 1993 1-5 kohdan 5 mukaan, ja laskentaa on käsitelty mm. BY58 kohdassa 2.1.2.2. Palkin tuilla on aina oltava pystyjäykisteet, jotta kestävyys  $V_{pl,a,Rd}$  tai  $V_{b,Rd}$  voi kehittyä [by58]. Tukijäykisteiden lisäksi



myös palkin pituudelle voidaan lisätä jäykisteitä parantamaan kestävyyttä. Käytännössä teräsprofiilin koko kannattaa yleensä valita siten, että uuman leikkauslommahduskestävyys ei tule määrääväksi, sillä sen laskenta on työlästä ja siksi myös virhealtista. Pelto- maan [11] mukaan useimmiten käytetyillä I- ja H-poikkileikkauksilla profiilien mittasuhteet ovatkin sellaiset, ettei leikkauslommahdusta tarvitse ehdon mukaan tarkastaa. [8,11]

### 7.3 Kiepahdus

Palkin puristetun laipan kiepahduskestävyys tulee tarkistaa jatkuville liittopalkeille. EC4 kohdan 6.4.1(1) mukaan teräslaipan kiepahdus voidaan kuitenkin todeta olevan estetty siinä tapauksessa, jos palkin ja laatan välinen leikkausliitos on EC4 kohdan 6.6 mukainen, ja jos poikkileikkauksen betonilaippa on riittävän jäykkä eikä se pääse kiepahtamaan. Muussa tapauksessa teräslaipan kiepahduskestävyys tulee tarkistaa erikseen EC3 sääntöjen mukaan. Liittorakenteen teräslaipan kiepahdustarkastelussa tulee ottaa huomioon rakentamistavan vaikutukset. Lisäksi laskennassa voidaan huomioida betonilaatan leikkausliitoksen tasalla oleva poikittaissidonnan sekä kimmoisen vääntymistä vastustavan tuennan vaikutukset kiepahduskestävyyteen. Kiepahduskestävyyden laskentaa ei käydä läpi tässä työssä. Eurokoodissa kiepahdusta käsitellään EC3 kohdissa 6.3.2.1 - 6.3.2.3 (vakiopoikkileikkauksisten sauvojen taivutus), 6.3.4 (yleinen menetelmä sauvojen sivuttaisen nurjahduksen ja kiepahduksen laskemiseksi) sekä EC4 kohdassa 6.4.2 (jatkuvien palkkinen kiepahduskestävyyden osoittaminen, poikkileikkausluokkiin 1, 2 tai 3 kuuluvat poikkileikkaukset). [9]

### 7.4 Leikkausliitos

Leikkausliitoksessa käytetyt liittimet voivat olla sitkeitä tai ei-sitkeitä tämän työn kohdan 5.5.3 mukaisesti. EC4 kohdan 6.6.1.2 mukaiset kannalliset tapit luokitellaan suoraan sitkeiksi, jos seuraavat ehdot täyttyvät:

- Tappien varren nimellishalkaisija  $16 \leq d_{cs} \leq 25$  mm
- Tappien kokonaispituus hitsattuna  $h_{cs} \leq 4 \times d_{cs}$
- Leikkausliitoksen aste  $\eta$ , umpilaatoilla kun teräsprofiilin laipat ovat samantyyppiset:

- (a)  $\eta \geq 1 - \frac{355}{f_y}(0,75 - 0,03L_e), \eta \geq 0,4$ , kun  $L_e \leq 25$  m
- (b)  $\eta \geq 1$ , kun  $L_e > 25$  m
- Leikkausliitoksen aste  $\eta$ , umpilaatoilla kun teräsprofiilin ylälaipan poikkileikkausala on kolmasosa alalaipan poikkileikkausala:
 

(a)  $\eta \geq 1 - \frac{355}{f_y}(0,3 - 0,015L_e), \eta \geq 0,4$ , kun  $L_e \leq 20$  m

(b)  $\eta \geq 1$  aina, kun  $L_e > 20$  m
  - Leikkausliitoksen aste  $\eta$ , liittolaatoille kun teräsprofiilin laipat ovat samantyyppiset, ja EC4 kohdan 6.6.1.2 (3) kaikki ehdot täyttyvät:
 

(a)  $\eta \geq 1 - \frac{355}{f_y}(1,0 - 0,04L_e), \eta \geq 0,4$ , kun  $L_e \leq 25$  m

(b)  $\eta \geq 1$  aina, kun  $L_e > 25$  m.

Liittimien halkaisijan kokoa rajoittaa liittimen hitsattavuus, ja palkin sen laipan tai uuman, johon liittimet kiinnitetään, paksuus  $t$ . Teräspalkin sen laipan (tai uuman), johon liittimet kiinnitetään, on oltava riittävän paksu, jotta hitsaus voidaan suorittaa luotettavasti, ja jotta liitoskohta ei murru tai siihen ei muodostu liian suuria muodonmuutoksia kuormitettaessa. Liittimen hitsaaminen palkin laippaan vaikeutuu, kun liittimen halkaisija  $d$  on yli 20 mm. Tällöin hitsaaminen on myös kalliimpaa, kuin ohuemmillä liittimillä. Liittimen halkaisijan suhde palkin laipan paksuuteen  $d/t$  tulee EC4 mukaan olla alle 2,5, jotta liittimen täysi staattinen lujuus voidaan saavuttaa. Jos palkin laippaan kohdistuu suuruudeltaan vaihtelevaa vetojännitystä, suhteen  $d/t$  tulee olla vähintään 1,5. [9,10]

#### 7.4.1 Liittimien sijoittelu

Leikkausliittimien sijoittelussa talonrakennuksen palkkeihin noudatetaan EC4 kohdan 6.6.1.3 mukaisia tarkentavia sääntöjä. Rakennusten palkeissa liittimet tulee sijoittaa palkin pituudelle siten, että liitos siirtää rakenteeseen muodostuvan leikkausvoiman, ja poikkileikkauksen eri osat eivät leikkaudu irti toisistaan. Liittimien sijoittelu tehdään siten että liittinten toimintamalli vastaa rakenteen mitoitusleikkausvoiman jakaumaa. Jatkuvien palkkien negatiivisen momentin alueilla laatan vetoraudoitus tulee ulottaa niin kauas, että se sopii leikkausliittimien k-jakoon. Samoin toimitaan palkin ulokkeiden kohdalla. Lisäksi vetoraudoitus tulee ankkuroida riittävästi.

Liittimen sijoitteluun vaikuttaa, ovatko liittimet sitkeitä vai ei-sitkeitä. EC4 kohdan 6.6.1.3 (3) mukaan sitkeät liittimet voidaan sijoittaa tasavälein palkin peräkkäisten kriittisten poikkileikkausten (esim. taivutusmomentin nollakohdan ja maksimikohdan) välille, kun teräspalkki kuuluu poikkileikkausluokkiin 1 tai 2, ja kun leikkausliitoksen aste  $\eta$  täyttää sitkeän liitoksen vaatimukset (ks. kohta 4.5.3). Lisäksi plastisuusteorian mukainen liitto-poikkileikkauksen taivutuskestävyys tulee olla korkeintaan 2,5-kertainen pelkän teräspalkin taivutuskestävyyteen verrattuna. [9]

Ei-sitkeät liittimet sijoitetaan leikkausvoimapinnan mukaisesti, eli kimmoteorian mukaisen leikkausvuon mukaan. Liittopalkissa, jonka laattaosa on liittolaatta, liittolaattojen poimut rajoittavat liittinten sijoittelua teräspalkin ylälaipassa. Liittolaatan liittyessä liittopalkkiin leikkausvoimapinnan mukaista jakoa ei voida käyttää, ja leikkausliittimet on sijoitettava palkin pituudelle tasajaolla liittolevyn poimujen mukaan, eikä täydellistä leikkausliitosta voida käyttää. Tämä tulee huomioida myös rakenteen taivutuskestävyyden laskennassa. [by58, EC4]

Plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden ollessa liittopoikkileikkauksella yli 2,5-kertainen pelkän teräsprofiilin taivutuskestävyyteen verrattuna, on EC4 kohdan 6.6.1.3(4) mukaan leikkausliitoksen riittävyys tarkistettava myös kriittisten poikkileikkausten välillä, eli valitaan tarkistettavaksi lisäksi piste esimerkiksi tuen ja palkin taivutusmomentin maksimikohdan väliltä, tai taivutusmomentin maksimikohdan ja pistekuorman väliltä. Tarkistuspisteiksi valitaan aina kahden peräkkäisen kriittisen poikkileikkauksen puolivälipisteet. [9]

Leikkausliitoksen riittävyydelle ei kuitenkaan EC4 kohdan 6.6.1.3(5) mukaan tarvitse tehdä lisätarkistuksia siinä tapauksessa, jos liitoksessa tarvittava liitinmäärä jaetaan kimmoteorian mukaan lasketun liitoksen leikkausvoiman perusteella positiivisen taivutusmomentin maksimikohdan ja viereisen tuen tai negatiivisen taivutusmomentin ääriarvokohdan välille. [9]

Leikkausliittinten rakenteen pituussuuntaiselle k-jaolle annetaan Eurokoodissa maksimiarvoksi talonrakenteissa 800 mm, tai 6 kertaa betonilaatan paksuus. Liittinten maksimikeskiöetäisyydelle on määritetty säännöt sellaisia tapauksia varten, kun betoni- tai teräsosan stabiilius varmistetaan leikkausliitoksella. Poikkileikkausluokkaan 3 tai 4 kuuluva

puristettu teräslaippa voidaan katsoa kuuluvaksi poikkileikkausluokkaan 1 tai 2, jos leikkausliittimien k-jako on riittävän tiheä. Leikkausliittimien keskiöetäisyys  $s_{f,max}$  puristuksen suunnassa määritetään EC4 kohdan 6.6.5.5 mukaan seuraavasti:

- kun laatta on kosketuksessa palkkiin koko pituudelta (umpilaatat ja liittolaatat, joiden rivat ovat palkin suuntaisesti)  $s_{f,max} = 22t_f\sqrt{235/f_y}$
- kun laatta ei ole kosketuksissa palkkiin koko pituudelta (liittolaatat, kun laatan rivat ovat palkkia vastaan kohtisuorassa)  $s_{f,max} = 15t_f\sqrt{235/f_y}$
- lisäksi vapaa etäisyys puristuslaipan reunasta lähimpään leikkausliittimien linjaan saa olla enintään  $9t_f\sqrt{235/f_y}$ .

Kaavoissa  $t_f$  on teräspalkin laipan paksuus ja  $f_y$  on laipan nimellinen myötyölujuus (N/mm<sup>2</sup>). [9]

#### 7.4.2 Leikkausliitoksen yksityiskohdat, betonipeite

Leikkausliittimien sijoittelussa rakenteeseen tulee huomioida myös betonin tiivistäminen ja riittävän betonipeitepaksuuden toteutuminen. Liittimet tulee sijoitella siten että betonin tiivistäminen liittimen kannan ympärillä on mahdollista. Betonoinnin työjärjestyksessä ja etenemisnopeudessa on otettava huomioon erityisesti myös se, ettei teräsprofiili pääse taipumaan työn aikana liian aikaisin ennen betonin riittävää kovettumista, sillä osittain kovettunut betoni voi muuten vaurioitua. Liittimen yläpinnan betonipeitepaksuudeksi EC4 antaa minimiarvoksi 20 mm, tai EC2 taulukon 4.4 betoniterästen betonipeitepaksuuden suositusarvo vähennettynä 5 mm:llä. Näistä kahdesta valitaan betonipeitteeksi se arvo, joka on suurempi. [9]

#### 7.4.3 Leikkausliittimen leikkauskestävyys

Leikkausliittimien leikkauskestävyyden mitoitusarvo riippuu betonilaatan tyypistä. Kestävyyden perusarvona käytetään leikkauskestävyyttä umpilaatassa, ja tätä arvoa korjataan pienennyskerroimilla, jotta saadaan kestävyys liittolaatassa. Liittolaatan profiilien geometria ja poimujen suunta vaikuttavat liittimen leikkauskestävyyteen. [8]

Betonilaatan tyyppin lisäksi myös käytettävän betonin lujuus vaikuttaa liittimen leikkauskestävyyteen. Leikkausliitoksen murtuminen voi tapahtua joko betonin tai liittimen kestävyden ylittyessä; murto tapahtuu joko liittimien ympärillä olevan betonin murtuessa, tai lujempaa betonia käytettäessä liittimien irti leikkautuessa. Leikkausliitoksen kestävyys määräytyy rakenteessa käytetyn betonin ( $P_{Rd,c}$ ) ja liittimen ( $P_{Rd,a}$ ) ominaisuuksien perusteella siten, että näistä kahdesta heikompi määrää koko liitoksen leikkauskestävyyden. [10]

Umpilaatassa yhden EN 14555 mukaisen automaattihitsatun kannallisen tappiliittimen leikkauskestävyyden perusarvo  $P_{Rd,0}$  on pienempi seuraavista kaavojen 7.16 ja 7.17 mukaisista arvoista, EC4 kohdan 6.6.3.1 mukaan:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (7.16)$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (7.17)$$

Kaavojen 7.16 ja 7.17 merkinnät:

- $\alpha = 0,2 / (h_{sc} / d_{sc} + 1)$ , kun  $3 < h_{sc} / d_{sc} < 4$
- tai  $\alpha = 1$ , kun  $h_{sc} / d_{sc} > 4$
- $\gamma_V = 1,25$  liitoksen osavarmuusluku
- $d_{sc}$  = tappiliittimen halkaisija,  $16 \text{ mm} \leq d_{sc} \leq 25 \text{ mm}$
- $f_{ck}$  = betonin lieriölujuuden ominaisarvo
- $f_u$  = liittimen materiaalin murtolujuus
- $h_{sc}$  = tappiliittimen nimellinen kokonaispituus.

Liittimen leikkauskestävyyden  $P_{Rd,a}$  suuruus perustuu siihen, että leikkauskokeessa tapin siirtymä muodostuu niin suureksi, että tappiin kohdistuu tapin varren suuntainen vetovoima, ja tappi ei ole enää puhtaasti leikattu. Puhtaasti leikatun tapin kestävyden maksimiarvo plastisuusteorian perusteella on  $\frac{f_u A_v}{\sqrt{3}} \approx 0,6 f_u A_v$ . Tappia rasittavan leikkausvoiman, varren suuntaisen vetovoiman sekä vetovoiman vaakakomponentin suuruus voi olla yhteensä enintään  $0,8 f_u A_v = 0,8 f_u \pi d^2 / 4$ . [8]

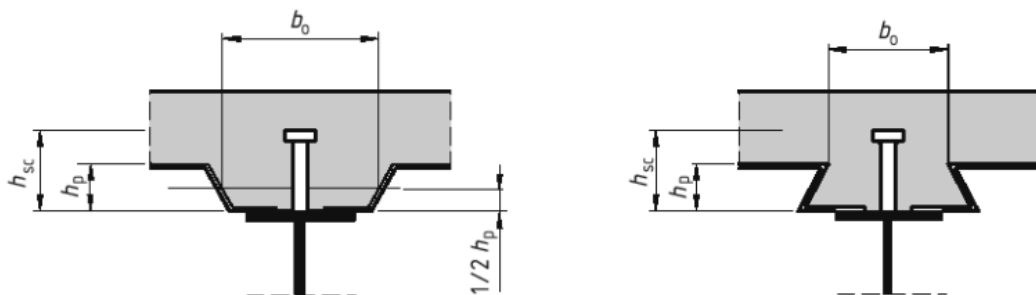
Kun liittyvä rakenneosaa on liittolaatta, kaavojen 7.16 ja 7.17 arvoja korjataan pienennyskertoimilla  $k_t$ , kun laatan poimut ovat kohtisuoraan palkin suuntaan nähden, tai  $k_l$  kun poimut ovat palkin suuntaiset.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (7.18)$$

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (7.19)$$

Kaavassa 7.18  $n_r$  = yhdessä poimussa olevien rinnakkaisten liittimien määrä, 1 tai 2.

- $b_0$  poimulevyn vahvennuksen leveys, ks. kuva 21
- $h_p$  poimulevyn vahvennuksen korkeus laatan alapinnasta, ilman tartuntakuvioiteja
- $h_{sc}$  liittimen pituus, kuitenkin enintään  $h_p + 75$  mm.



Kuva 21. Palkki, jonka yhteydessä on palkin suuntainen liittolevy [9, s.47]

Arvo  $k_{t,max}$  määräytyy sen perusteella, ovatko liittimet hitsattu palkkiin suoraan ohutlevyn läpi, vai onko ne kiinnitetty palkkiin ohutlevyssä olevien reikien läpi. Suomessa käytetään aina jälkimmäistä tapaa, sillä on todettu, että ohutlevyn läpi hitsaamalla viallisten ja korjattavien hitsien määrä kasvaa liian suureksi [8 s. 146]. Poimulevyn paksuudella ei ole vaikutusta pienennyskertoimen suuruuteen. Pienennyskertoimen yläraja määräytyy siis seuraavasti:

- $k_{t,max} = 0,75$  kun rinnakkaisten liittimien lukumäärä  $n_r = 1$
- $k_{t,max} = 0,60$ , kun rinnakkaisten liittimien lukumäärä  $n_r = 2$ .

#### 7.4.4 Betonilaatan irtileikkautumiskestävyyden tarkistus

Betonilaatan irtileikkautumiskestävyyden riittävyys osoitetaan riittävällä laatan poikittaisraudoituksella. Käytetään tässä oppikirjan By58 menetelmää poikittaisen raudoituksen määrittämiseksi. Poikittaisraudoituksen  $A_{sf}$  määrä pituusyksikköä kohti lasketaan By58 [8] mukaan kaavalla 7.20:

$$A_{sf} f_{sd} / s_f \geq \frac{v_{Ed}}{\cot \theta_f} \quad (7.20)$$

Kaavan 7.20 merkinnät:

- $A_{sf}$  = tangon poikkileikkauksen ala
- $f_{sd}$  = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
- $s_f$  = tangon k-jako (= liittimien k-jako)
- $v_{Ed}$  = tarkasteltavien liittymien leikkausvuon mitoitusarvo
- $\cot \theta_f$  = vedetyllä laatala  $1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ , puristetulla laatala  $1 \leq \cot \theta_f \leq 2$ .

Poikittaisen raudoituksen k-jaon  $s_f$  tulee olla leikkausliittimien k-jaon mukainen, jotta raudoituksen kestävyys vastaa liittimien kestävyyttä. Jos leikkausliittimet on sijoitettu kimoteorian mukaisen leikkausvuon mukaan, on myös laatan poikittaisraudoitus sijoitettava sen mukaisesti. [8]

Liitoksen kokonaisvoima  $F_{cn}$  lasketaan By58 [8] mukaan kaavalla 7.21:

$$F_{cn} = \frac{b_{eff} - b_f}{b_{eff}} \eta F_{cf} \quad (7.21)$$

Kaavan 7.26 merkinnät:

- $b_{eff}$  = betonilaatan tehollinen leveys
- $b_f$  = teräsprofiilin ylälaipan leveys
- $\eta$  = leikkausliitoksen aste
- $F_{cf}$  = momenttia  $M_{pl,Rd}$  vastaava laatan jännitysresultantti.

Leikkausvuon mitoitusarvo  $v_{Ed}$  lasketaan sitkeässä liitoksessa liitoksen kokonaisvoiman  $F_{cn}$  perusteella kaavalla 7.22:

$$v_{Ed} = 0,5 * \frac{F_{cn}}{L_s} \quad (7.22)$$

jossa  $L_s$  = liittimien sijoituspituus, jota on käytetty liitinmäärän  $n_{psc}$  sijoitusmatkana. Ei-sitkeässä liitoksessa kokonaisvoiman oletetaan jakautuvan leikkausvoimapinnan mukaisesti välille  $L_s$ . Ei-sitkeälle liitokselle leikkausvuon mitoitusarvon maksimiarvo saadaan kaavalla 7.23:

$$v_{max,Ed} = \frac{F_{cn}}{L_s} \quad (7.23)$$

Liittolaatoilla poikittaisraudoituksen vähimmäisala tarkoittaa aina liittolevyn yläpuolisen umpibetonin vähimmäisraudoitusta. Eurokoodi 4 mukaan on periaatteessa mahdollista ottaa liittolevyn osuus huomioon poikittaisen raudoituksen määrittämisessä. Jos käytetään liittolevyä, jonka rivat lukkiutuvat mekaanisesti tai kitkan avulla, ja rivat ovat kohtisuorassa palkkia vastaan, sekä rivat ovat jatkuvia palkin yli, saadaan liittolevy ottaa huomioon poikittaisessa raudoituksessa. Vähimmäisraudoitus lasketaan tässä tapauksessa käyttämällä kaavaa 7.24:

$$\frac{A_s f_{yd}}{s_f} + A_{pe} f_{y,pd} > \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f} \quad (7.24)$$

Kaavan 7.24 merkinnät:

- $A_{pe}$  = liittolevyn tehollinen poikkileikkausala palkin pituusyksikköä kohti, reikäisissä levyissä käytetään levyn nettopinta-alaa
- $f_{y,p,d}$  = liittolevyn myötölujuuden mitoitusarvo
- $v_{Ed}$  = leikkauksen pituussuuntainen leikkausjännitys
- $h_f$  = leikkautumispinnan pituus, johon ei sisällytetä liittolevyn paksuutta (ks. kuva 14 luvussa 5.5.8).

Jos liittolevyn rivat ovat kohtisuorassa palkkia vastaan, eivätkä jatku teräspalkin yli, ja leikkausliittimet hitsataan teräspalkkiin ohutlevyn läpi, käytetään kaavan 4.24 sijaan kaavaa 7.25:



$$\frac{A_s f_{yd}}{s_f} + (P_{pb,Rd}/s) > \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f} \quad (7.25)$$

jossa  $P_{pb,Rd}$  on levyjen läpi hitsatun kannallisen tapin ankkurointikestävyuden mitoitusarvo, ja  $s$  on levyjen ankkuroinnissa toimiva tappien keskiöiden päittäisjako. Lisäehtona on kuitenkin, että  $P_{pb,Rd}/s$  on oltava pienempi kuin  $A_{pe} f_{y,pd}$ . [9]

Irtileikkautumiskestävyuden lisäksi on tarkistettava myös betonin kestävyys puristusmurtoa vastaan By58 mukaisesti kaavalla 7.29:

$$v_{Ed} \leq 0,6(1 - f_{ck}/250)h_c f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (7.29)$$

jossa  $v_{Ed}$  on leikkausliitoksen mitoituksessa käytetty leikkausvuon mitoitusarvo,  $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden nimellisarvo ja  $f_{cd}$  lujuuden mitoitusarvo. Korkeus  $h_c$  on betonilaatan umpiosan korkeus. Kulma  $\theta_f$  on betoniin muodostuvien puristavien vinovoimien kaltevuuskulma, jonka suuruuden suunnittelija voi valita väliltä  $45^\circ \leq \theta_f \leq 26,5^\circ$ .

## 8 Mitoitus käyttörajatilassa

### 8.1 Taipuma

Liittorakenteen taipuman laskennassa rakenteen rakennustapa otetaan huomioon, eli eri aikaan syntyvät taipumat lasketaan yhteen. Rakenteen kokonaistaipuma  $w_{max}$  saadaan kaavalla 8.1 (ks. myös kuva 17 kohdassa 6.2.2):

$$w_{max} = w_i + w_{lt} + w_{st} - w_c \quad (8.1)$$

Kaavassa 8.1 oleva taipuma  $w_i$  lasketaan tukemattoman rakennustavan tapauksessa teräsrakenteen taipumana pysyvistä kuormista  $G_k$ . Rakennustavan ollessa tuettu,  $w_i$  on väliaikaisten tukien poistamisen jälkeen syntyvä liittorakenteen pitkäaikaistaipuma kuormista  $G_k$ . Taipuma  $w_{lt}$  on pitkäaikaistaipuma, joka määräytyy pitkäaikaisten hyötykuormien  $Q_{lt}$  perusteella. Taipuma  $w_{st}$  on välitön ja palautuva taipuma lyhytaikaisista muuttuvista kuormista  $Q_{st}$ . Taipumista vähennetään rakenteen esikorotus  $w_c \leq L/250$ .

Suosittelvat taipumaraja-arvot By58 taulukon 1/2.2 mukaan (NAD SFS-ENV 1994-1-1:1992 mukaisesti) on esitetty taulukossa 3. Taipumia laskettaessa otetaan huomioon SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet lausekkeen 6.14 mukainen kuormien ominaisyhdistelmä, ja lausekkeen 6.16 mukainen pitkäaikaisyhdistelmä. [8]

Taulukko 3. Liittorakenteiden taipumien enimmäisarvot käyttörajatilassa [8 s.167]

Suositteluvat taipumarajat	$w_{max}$	$w_{lt} + w_{st}$
Katot	L/200	L/250
Välipohjat yleensä	L/250	L/300
Halkeilevia rakenteita kantavat välipohjat silloin, kun halkeilusta on haittaa ulkonäölle	L/250	L/350
Välipohjat, joilta on tuettu pilareita	L/400	L/500
Helposti halkeilevia seiniä kantavien rakenteiden taipuma seinien asennuksen jälkeen	L/400	L/500

Taulukon merkintä L on rakenteen jänneväli.

Ilman väliaikaisia tukia toteutettavan rakenteen taipuma  $w_i$  lasketaan kaavalla 8.2,  $w_i$  kun liittopalkki on vapaasti tuettu (taipumakerroin  $\delta_i = \frac{5}{384}$ ):

$$w_i = \delta_i \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_a} = \frac{5}{384} \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_a} \quad (8.2)$$

Kaavassa 8.2 käytetään pituutena L palkin jännemittaa, ja kuormituksena on teräsrakenteeseen kohdistuvat pysyvät kuormat, eli palkin ja laatan omapainot  $\sum G_k$ . Rakenteen taivutusjäykkyytenä käytetään teräsrakenteen taivutusjäykkyyttä  $(EI)_a$ .

Tuettua rakennustapaa käytettäessä samaisen yksiaukkoisen palkin taipuma  $w_i$  lasketaan kaavalla 8.3. Taipumakerroin  $\delta_i$  valitaan valitun tuentatavan mukaan, mutta kertoi-  
mena voidaan käyttää samaa  $5/384$  kuin tukemattomallakin rakennustavalla, jos väliaikaiset tuet järjestetään symmetrisesti jänteen keskikohdan suhteen. [8]

$$w_i = \delta_i \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_{com.lt}} = \frac{5}{384} \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_{com.lt}} \quad (8.3)$$

Kaavassa 8.3 käytetään taivutusjäykkyytenä liittorakenteen tehollista pitkäaikaisjäykkyyttä  $(EI)_{com.lt}$ , joka ottaa huomioon viruman vaikutukset. Tehollinen pitkäaikaisjäykkyys vastaa kimmokerroinsuhdetta  $n_L$  tämän työn kohdan 6.2.1 mukaan, ja se lasketaan käyttämällä betonin kimmokertoimenä tehollista kimmokerrointa  $E_{cc}$  kaavan 8.4 mukaan:

$$E_{cc} = E_{cm} / 1 + \psi_L \varphi_t \quad (8.4)$$

jossa  $E_{cm}$  on betonin sekanttikimmokerroin,  $\psi_L$  on virumisen tehokerroin ja  $\varphi_t$  on virumaluku.

Taipumat hyötykuormista  $w_{lt} + w_{st}$  lasketaan kaavalla 8.5:

$$w_{lt} + w_{st} = L^4 \left( \frac{\delta_{lt} Q_{lt}}{(EI)_{com.lt}} + \frac{\delta_{st} Q_{st}}{(EI)_{com}} \right) \quad (8.5)$$

Kaavassa 8.5 käytetään pitkäaikaisten hyötykuormien  $Q_{lt}$  yhteydessä liittorakenteen tehollista pitkäaikaisjäykkyyttä  $(EI)_{com.lt}$ , ja lyhytaikaisten hyötykuormien  $Q_{st}$  yhteydessä liittorakenteen tehollista lyhytaikaisjäykkyyttä  $(EI)_{com}$ , joka vastaa halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden arvoa ( $E_{a1m}$ ). EC4 käyttää halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyydestä merkintää ( $E_{a1}$ ). Taipumakertoimet  $\delta_{lt}$  ja  $\delta_{st}$  valitaan hyötykuormien jakautuneisuuden mukaan. Jos hyötykuormat ovat tasan jakautuneita,  $\delta_{lt} = \delta_{st} = 5/384$ . [8]

Leikkausliitoksen jousto-ominaisuudet vaikuttavat rakenteeseen syntyvien taipumien suuruuteen, ja jousto on otettava huomioon silloin kun leikkausliitos on osittainen. Taipuman kasvua voidaan arvioida ENV 1994-1-1 mukaan leikkausliitoksen asteen  $\eta$  perusteella, laskemalla ensin liitoksettoman rakenteen taipuma ja lisäämällä siihen leikkausliitoksen asteen perusteella korjattuna liittorakenteen taipuma, jossa on huomioitu rakennustavan (tuettu/tukematon) vaikutus. Osittaisen leikkausliitoksen vaikutus voidaan ENV 1994-1-1 mukaisella menetelmällä ottaa huomioon, kun leikkausliitoksen aste on  $0,4 \leq \eta \leq 0,5$ . EC4 kohdan 7.3.1(4) mukaan osittaista leikkausliitosta ei tarvitse ottaa taipumien laskennassa huomioon, jos leikkausliitoksen aste  $\eta \geq 0,5$ , käyttörajatilassa suurimmat liitinvoimat ovat korkeintaan  $P_{Rd}$  suuruisia, ja jos liittolevyn korkeus on enintään 80 mm, kun liittolevyn rivat ovat poikittain palkin suuntaan nähden. Myös täydellinen leikkausliitos voi olla joustava, mutta täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa liitoksen joustoa ei tarvitse ottaa huomioon taipumien laskemisessa. [8,9,14]

## 8.2 Halkeilu

Liittorakenteen betonilaatan halkeilun rajoittaminen tehdään EC2 kohdan 7.3.1.(1)...(9) mukaan kuten tavanomaisille betonirakenteille. Halkeamaleveyksien rajoittamiseen

voidaan käyttää joko yksinkertaistettua, varmalla puolella olevaa menetelmää määrittämällä betonilaatalle vähimmäisraudoitus EC4 kohdan 7.4.2 ja 7.4.3 mukaan, tai laskeamalla halkeamaleveyden likiarvo EC2 kohdan 7.3.4 mukaan. [9]

EC4 kohdan 7.4.1(4) mukaan vapaasti tuetulla palkilla, johon liittyvä betonilaatta on jatkuva, tulee sijoittaa teholliselle leveydelle  $b_{\text{eff}}$  vähintään seuraava raudoitus, kun halkeamaleveyttä ei tarvitse rajoittaa:

- $A_s \geq 0,004A_c$ , kun rakenne tehdään väliaikaisesti tuettuna
- $A_s \geq 0,002A_c$ , kun ei käytetä väliaikaisia tukia. [8,9]

Raudoitus sijoitetaan palkin tukialueella välituen molemmilla puolilla vähintään pituudelle  $0,25L$ , jossa  $L$  on kentän pituus. Ulukkeilla raudoitus ulotetaan  $0,5L$  etäisyydelle tuesta,  $L$  ollessa ulokkeen pituus. [9]

## 9 Liittopalkin mitoitus, laskentaesimerkki

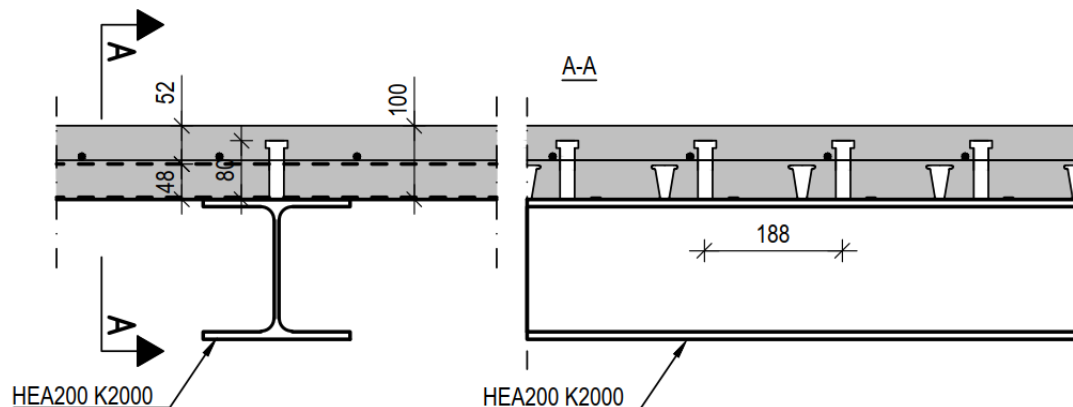
Seuraavissa luvuissa käydään läpi yksiaukkoisen liittopalkin mitoitus laskentaesimerkin avulla. Mitoitus tehdään vaiheittain seuraavasti:

- Selvitetään rakenteen kuormitukset, valitaan alustavat profiilikoot ja valitaan materiaalien lujuusarvot, sekä määritetään liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys. Määritetään poikkileikkauksen luokka.
- Mitoitus murtorajatilassa
  - (a) Lasketaan rakenteen taivutuskestävyys poikkileikkausluokan mukaisella menetelmällä
  - (b) Määritetään rakenteen leikkauskestävyys
  - (c) Liittimien leikkauskestävyys
  - (d) Laatan irtileikkautumiskestävyyden tarkistus
- Mitoitus käyttörajatilassa
  - (a) Taipuman laskenta
  - (b) Halkeilu, laatan vähimmäisraudoitus

## 9.1 Lähtöarvot

Valitaan mitoitukseen kuvan 22 mukainen teräs-betoniliittopalkki:

- Teräsprofiili HEA200, S235,  $L_e=7500$  mm, k-jako 2000 mm. Poikkileikkauksen  $A_a = 5383$  mm<sup>2</sup>,  $I_a=3,692 \times 10^7$  mm<sup>4</sup>
- Teräsbetoninen liittolaatta, kantava poimulevy Ruukki CS48-36-750,  $h_t=100$  mm,  $h_p = 48$  mm, betoni C25/30, laatan tehollinen leveys  $b_c = 1875$  mm. Poikkileikkauksen  $A_c=97500$  mm<sup>2</sup>,  $I_c = 2197 \times 10^6$  mm<sup>4</sup>, mitoituspuristuslujuus  $f_{cd} = 14,2$  MPa
- Laatan tasainen kuormitus  $g_k= 2,5$  kN/m<sup>2</sup>,  $q_k=5,0$  kN/m<sup>2</sup>, palkille taivutusmomentti  $M_d= 145,9$  kNm, ja leikkausvoima  $V_d=77,7$  kN. Käyttörajatilassa  $M_k= 105,5$  kNm ja  $V_k= 55,9$  kN.
- Leikkausliittimet  $d=19$  mm,  $f_y=350$  N/mm<sup>2</sup>



Kuva 22. Liittolaatasta ja HEA-teräspalkista muodostuva betoni-teräsliittopalkki.

Teräspalkki tukeutuu pääkannattajiin vapaasti. Rakennetta ei tueta työnaikaisesti, ja palkissa ei ole esikorotusta. Käytetään palkin tehollisena leveytenä EC4 ohjeiden mukaan laskettuna yksiaukkoiselle palkille  $b_{eff} = L_e/4 = 1875$  mm. Tehollinen leveys voitaisiin valita myös tätä pienemmäksi.

Käytetään tässä esimerkissä liittolevynä kantavaa poimulevyä Ruukki Steelcomp CS48-36-750. Kyseinen levy on valmistajan ilmoittaman mukaan 48 mm korkea ( $h_p$ ), ja betonivahvennuksen leveys on 151,5 mm ( $b_0$ ) ja poimujen k- jako on 187,5 mm. Liittolevy on asennettu siten että sen poimut ovat kohtisuorassa palkkiin nähden. Leikkausliittimet

sijoitetaan liittolevyn betonivahvennusten kohdalle, ja niiden k-jaoksi valitaan 188 mm pimujen k-jaon mukaan.

Betonirakenteen toimiva pinta-ala saadaan toimivan leveyden (tai laskentaleveyden) ja betonin umpiosan korkeuden tulona,  $A_c = b_c h_c$ . Pinta-ala lasketaan samalla tavalla sekä umpi- että liittolaatalle. Liittolevyn poimujen väliin jäävää betonia ei siis oteta pinta-alan laskennassa huomioon.

Laskentaesimerkki on laskettu Swecon käyttöön laaditulla excel-laskentapohjalla. Laskennan tuloste on liitteessä 1.

## 9.2 Taivutusjäykkyys

Määritetään liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys käyttämällä muunneltua poikkileikkausta. Teräksen ja betonin kimmokerroinsuhde  $n = E_a / E_c = 210000 \text{ MPa} / 31476 \text{ MPa} = 6,67$ . Teräkseksi muunnetun poikkileikkauksen pinta-alaksi  $A_m$  saadaan kaavan 5.7 mukaan:

$$A_m = A_a + \frac{A_c}{n} = 5383 \text{ mm}^2 + \frac{97500 \text{ mm}^2}{6,67} = 19997 \text{ mm}^2.$$

Betonilaatan painopisteen etäisyys liittopoikkileikkauksen yläpinnasta  $e_c = 26 \text{ mm}$  ja teräsprofiilin painopisteen etäisyys  $e_a = 195 \text{ mm}$ . Liittopoikkileikkauksen painopiste akselin etäisyys poikkileikkauksen yläosasta  $e_{top}$  saadaan kaavalla 5.8:

$$e_{top} = \frac{e_c A_c / n + e_a A_a}{A_m} = \frac{0,026 \text{ m} * 0,09750 \text{ m}^2 / 6,67 + 0,195 \text{ m} * 0,005383 \text{ m}^2}{0,019997 \text{ m}^2} = 71,5 \text{ mm}.$$

Liittopoikkileikkauksen painopiste akseli sijaitsee tässä tapauksessa betonilaatassa. Lasketaan kaavalla 5.9 rakenteen jäyhyysmomentti  $I_m$ :

$$I_m = I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \frac{A_c}{n} + e_a^2 A_a - e_{top}^2 A_m$$

$$= 36,9 * 10^6 mm^4 + \frac{21,97 * 10^6 mm^4}{6,67} + (26 mm)^2 \frac{97500 mm^2}{6,67} + (195 mm)^2 * 5383 mm^2 - (71,5 mm)^2 * 19997 mm^2 = 152,57 * 10^6 mm^4.$$

Liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyydeksi  $EI_{com}$  saadaan kaavan 5.10 mukaisesti:

$$EI_{com} = E_a I_m = 210000 MPa * 152,57 * 10^6 mm^4 = 32,04 MNm^2 .$$

Lasketaan vielä vertailun vuoksi rakenteen taivutusjäykkyys käyttämällä Steinerin sääntöä. Käytetään kaavan 5.4 akselina "ref" rakenteen yläpintaa.

$$e_{top} = \frac{(EA)_a e_a + (EA)_c e_c}{(EA_a + EA_c)}$$

$$= \frac{210000 MPa * 5383 mm^2 * 195 mm + 31476 MPa * 97500 mm^2 * 26 mm}{(210000 MPa * 5383 mm^2 + 31476 MPa * 97500 mm^2)} = 71,5 mm$$

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys yläreunan suhteen käyttämällä kaavaa 5.5:

$$(EI)_{top} = (EI)_{0,a} + e_{top}^2 (EA)_a + (EI)_{0,c} + e_{top}^2 (EA)_c = 210000 MPa * 36921579 mm^4 + (71,5 mm)^2 * 210000 MPa * 5383 mm^2 + 31476 MPa * 21970000 mm^4 + (71,5 mm)^2 * 31476 MPa * 97500 mm^2 = 5,35 * 10^{13} Nmm^2$$

Liittorakenteen taivutusjäykkyydeksi saadaan kaavalla 5.6:

$$EI_{com} = EI_{top} - e_{top}^2 * EA_{com}$$

$$= 5,35 * 10^{13} - (71,5 mm)^2 * (210000 MPa * 5383 mm^2 + 31476 MPa * 97500 mm^2) = 32,04 MNm^2.$$

Steinerin sääntöä käyttämällä päästiin siis täysin samaan lopputulokseen kuin muunneltua poikkileikkausta käyttämällä, liittorakenteen taivutusjäykkyys  $EI_{com} = 32,04 MN/m^2$ .



### 9.3 Poikkileikkauksen luokitus

Teräspoikkileikkauksen poikkileikkausluokitus määritetään kohdan 6.3 taulukoiden mukaan. HEA200 -profiilin uuman paksuus  $t_w=6,5$  mm ja uuman suoran osuuden pituus  $c_w=135$  mm. Kohdan 6.2 taulukon 1 mukaan profiilin uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 1. Profiilin laipan paksuus  $t_f=10$  mm, ja laipan suoran osuuden pituus  $c_f=79$  mm. Taulukon 2 mukaan myös laipan poikkileikkausluokka on 1, jolloin koko poikkileikkaus kuuluu luokkaan PL1. Mitoitus voidaan suorittaa siis plastisen teorian kaavojen mukaan.

### 9.4 Taivutuskestävyyden laskenta

Taivutuskestävyyden laskemiseksi selvitetään ensin liittorakenteen plastisen neutraaliakselin sijainti. Rakenteen leveytenä  $b_{cd}$  käytetään tehollisen leveyden arvoa  $b_{eff}$ , tai tässä esimerkkitapauksessa laskentaleveyttä  $b_c$  joka on tehollista leveyttä pienempi. Jos plastinen neutraaliakseli sijaitsee rakenteen betoniosassa, kaavan 7.4 tulee täyttää ehto  $y_c < h_c$ :

$$y_c = \frac{A_a f_{yd}}{b_{cd} f_{cd}} = \frac{5383 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1875 \text{ mm} \cdot 14,2 \text{ N/mm}^2} = 47,6 \text{ mm} < 50 \text{ mm} = h_c$$

Koska puristuspinnan korkeus on pienempi kuin betonin umpiosan korkeus, rakenteen neutraaliakseli sijaitsee rakenteen betoniosassa ja rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea yleisen tapauksen mukaan joko sisäisen momenttivarren tai mekaanisen raudoitussuhteen ja suhteellisen momentin avulla. Käytetään tässä esimerkissä jälkimmäistä tapaa. Rakenteen tehollinen korkeus  $d=h_t+e_{aj}=100 \text{ mm} + 95 \text{ mm} = 195 \text{ mm}$ . Lasketaan kaavalla 7.3 mekaaninen raudoitussuhde  $\beta$ :

$$\beta = \omega = \frac{y_c}{d} = \frac{47,6 \text{ mm}}{195 \text{ mm}} = 0,2442$$

Suhteellinen taivutusmomentti  $\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0,2442 * \left(1 - \frac{0,2442}{2}\right) = 0,2144$ . Sijoitetaan arvot taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd}$  kaavaan 7.2:

$$M_{pl,Rd} = \mu b_{eff} d^2 f_{cd} = 0,2144 * 1875 \text{ mm} * (195 \text{ mm})^2 * 14,2 \text{ MPa} = 216,6 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan ehto  $M_{pl,Rd} = 216,6 \text{ kNm} > 145,9 \text{ kNm} = M_d$ . Rakenteen käyttöaste taivutuksen suhteen on 67 %. Pelkän teräsprofiilin HEA200 käyttöaste taivutuksen suhteen olisi 145 % ( $M_{pl,a,Rd} = 100,9 \text{ kNm}$ ). Tarkistetaan vielä, että liittimet saadaan sijoittaa palkkiin tasajakoa käyttäen (ks. kohta 7.4.1). Koska  $M_{pl,Rd} = 216,6 \leq 2,5 * 100,9 = M_{pl,a,Rd}$ , liittimien tasajakoa voidaan käyttää.

### 9.5 Palkin leikkauskestävyyden laskenta

Poikkileikkauksen leikkauskestävyys määräytyy pelkän teräsprofiilin leikkauskestävyyden perusteella. Lasketaan ensin poikkileikkauksen leikkauspinta-ala  $A_v$  kaavalla 7.14:

$$\begin{aligned} A_v &= A_a - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f \\ &= 5383 \text{ mm}^2 - 2 * 190 \text{ mm} * 10 \text{ mm} + (6,5 \text{ mm} + 2 * 18 \text{ mm}) * 10 \text{ mm} \\ &= 1808,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Teräsprofiilin leikkauskestävyys saadaan kaavalla 7.13:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_{yw,d}}{\sqrt{3}} = \frac{1808,1 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 245,3 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo  $V_{Ed} = 77,7 \text{ kN} < V_{pl,a,Rd}$ . Teräsrakenteen käyttöaste leikkausvoiman suhteen on 32 %.

Tarkistetaan vielä leikkauslommahduksen mahdollisuus kaavalla 7.15:

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{170 \text{ mm}}{6,5 \text{ mm}} > \frac{72\sqrt{235/235}}{1,2} = \frac{72\varepsilon}{\eta}$ , saadaan  $26,2 < 60$ , eli leikkauslommahduskestävyys ei ole esimerkin rakenteella määräävä.

### 9.5.1 Liittimien leikkauskestävyys

Leikkausliittimien kestävyys lasketaan samalla tavalla kuin umpilaatoille, mutta pienentämällä leikkauskestävyyttä pienennyskertoimella. Lisäksi on tarkistettava, että liittimien sijoittelu täyttää määrätyt ehdot. Oletetaan, että leikkausliitos on joustava, ja liittimet sijoitetaan palkin pituudelle tasavälein.

Tarkistetaan ensin, kumpi on määräävä, liittimen kestävyys betonin, vai itse liittimen kestävyden suhteen. Laskentaa varten on määritettävä  $P_{Rd,c}$  kaavassa olevan tekijän  $a$  arvo. Liittimen paksuus  $d_{sc}=19$  mm, ja sen pituudeksi  $h_{sc}$  valitaan 80 mm, jolloin suhde  $h_{sc}/d_{sc}=80$  mm/ 19 mm= 4,2. Koska arvo on yli 4,0, ehdon mukaisesti valitaan  $a$ :n arvoksi  $a= 1,0$ . Lasketaan  $P_{Rd,a}$  ja  $P_{Rd,c}$  kaavoilla 7.16 ja 7.17:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 * 350 \text{ MPa} * \pi * (19 \text{ mm})^2 / 4}{1,25} = 63,5 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 * 1,0 * (19 \text{ mm})^2 \sqrt{25 \text{ MPa} * 31476 \text{ MPa}}}{1,25} = 74,3 \text{ kN}$$

Tässä esimerkissä liittimen kestävyys määräytyy liittimen kestävyden perusteella  $P_{Rd,a}$ , koska  $P_{Rd,a} \leq P_{Rd,c}$ . Kun liittyvä rakenneosa on liittolaatta, liittimen kestävyden arvoa korjataan pienennyskertoimella. Pienennyskertoimena käytetään kerrointa  $k_t$ , kun laatan poimut ovat kohtisuoraan palkin suuntaan nähden, tai  $k_t$  kun poimut ovat palkin suuntaiset. Esimerkin mukaisesti poimut ovat kohtisuorassa palkkiin nähden, joten lasketaan  $k_t$  kaavalla 7.18:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \left( \frac{151,5 \text{ mm}}{48 \text{ mm}} \right) \left( \frac{80 \text{ mm}}{48 \text{ mm}} - 1 \right) = 1,47 > 0,75 = k_{t,max}$$

Ehdon mukaan  $k_{t,max}=0,75$ , kun leikkausliittimet ovat yhdessä rivissä, ja  $k_{t,max}=0,60$  jos ne ovat kahdessa rivissä. Käytetään pienennyskertoimena siis  $k_t=0,75$ . Liittimen leikkauskestävyydeksi liittolaatassa saadaan  $P_{Rd} = k_{t,max} * P_{Rd,a} = 0,75 * 63,5 \text{ kN} = 47,6 \text{ kN}$ .

Määritetään leikkausliitokseen kohdistuvan leikkausvoiman suuruus yksikköleikkausvuon avulla. Betoni- ja teräspoikkileikkausten painopisteakselien etäisyys toisistaan on

$e_j = e_{aj} + e_{cj} + h_p = 95 \text{ mm} + 26 \text{ mm} + 48 \text{ mm} = 169 \text{ mm}$ . Lasketaan kaavalla 5.15 liit-topoikkileikkauksen painopiste akselin etäisyys betoniosan painopiste akselista:

$$e_{c0} = \frac{(EA)_a}{(EA)_{a+c}} e_j = \frac{210000 \text{ MPa} * 5383 \text{ mm}^2}{210000 \text{ MPa} * 5383 \text{ mm}^2 + 31476 \text{ MPa} * 97500 \text{ mm}^2} * 169 \text{ mm} = 45,5 \text{ mm}$$

Lasketaan liitoksen yksikköleikkausvoima,  $v_l^1$  kaavalla 5.13:

$$v_l^1 = \frac{e_{c0}(EA)_c}{EI_{com}} = \frac{45,5 \text{ mm} * 31476 \text{ MPa} * 97500 \text{ mm}^2}{32,04 \text{ MNm}^2} = 4,36 \text{ 1/m}$$

Ja edelleen liitoksen leikkausvoima, kaavalla 5.12:

$$v_{l,Ed} = V_d * v_l^1 = 77,7 \text{ kN} * 4,36 \frac{1}{m} = 338,6 \frac{\text{kN}}{m}$$

Määritetään liittimien sijoituspituus. Sijoituspituus määritetään momentin nollakohdan ja momentin maksimiarvon väliseksi pituudeksi. Palkin pituus on 7500 mm, ja koska kuormitus on tasainen, jolloin taivutusmomentin maksimikohta on jänteen puolivälissä, liittimien sijoituspituudeksi valitaan 3750 mm. Kun  $P_{Rd} = 47,6 \text{ kN}$ , saadaan liittimien lukumääräksi  $n = 338,6 / 47,6 = 7,1 \frac{\text{kpl}}{m}$ . Täydellisen leikkausliitoksen vaatima liitinjako olisi  $1 \text{ m} / 7,1 \text{ kpl/m} = 141 \text{ mm}$  ( $n=27 \text{ kpl/}$ puolikkaalle jänneväliille), mutta koska valitulla liittolaatalla tällainen k-jako ei ole mahdollinen liittolevyn poimujen vuoksi, valitaan liitinjako  $k188$ , jolloin liittolevyn jokaiseen poimuun tulee yksi leikkausliitin. Tällöin leikkausliitoksen aste on  $n$ .  $\eta = 0,8$ . Koska leikkausliitoksen aste vaikuttaa myös laatan taivutuskestävyyteen, palataan vielä taivutuskestävyyden laskentaan kohdassa 9.5.2.

Leikkausliitoksen leikkausvoima voidaan määrittää myös materiaaliosien jännitysresultanttien avulla ( $N_a = -N_c = N$ ). Koska esimerkin rakenteessa plastinen neutraali akseli on betoniosassa, tarkoittaa se sitä, että koko teräsosa on vedetty. Taivutusmomenttia  $M_{pl,Rd}$  vastaava jännitysresultantti on yhtä suuri kuin teräsleikkauksen plastinen voima, eli  $F_{cf} = F_t = A_a f_{yd} = 5383 \text{ mm}^2 * 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1265 \text{ kN}$ . Tarvittava liitinmäärä täydellisen leikkausliitoksen tapauksessa palkin puolikkaalle jänneväliille olisi  $F_{cf} / P_{Rd} = 1265 \text{ kN} / 47,6 \text{ kN} = 26,6 \text{ kpl} \approx 27 \text{ kpl}$ .

### 9.5.2 Palkin taivutuskestävyys, osittainen leikkausliitos

Käytetään kaavaa 5.16 poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvon määrittämiseen (varmalla puolella oleva arvo), kun leikkausliitoksen aste  $\eta = 0,8$ , ja  $M_{pl,a,Rd} = 100,9 \text{ kNm}$ :

$$\begin{aligned} M_{Rdi}(0,8) &= M_{pl,a,Rd} + \eta(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \\ &= 100,9 \text{ kNm} + 0,8(216,6 \text{ kNm} - 100,9 \text{ kNm}) = 173,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Osittaisen leikkausliitoksen taivutuskestävyys  $M_{Rdi}(0,8) = 173,2 \text{ kNm} > 145,3 \text{ kNm} = M_d$ , eli käyttöasteeksi saadaan 84 %. Täydellisellä leikkausliitoksella olisi saatu käyttöaste 67% kohdassa 9.4 lasketun mukaisesti. Tehokkainta olisi käyttää aina täydellistä leikkausliitosta, mutta liittolaattojen yhteydessä liittimet rajoittavat poimujen sijoittelua eikä täydellinen leikkausliitos ole välttämättä mahdollinen.

### 9.5.3 Laatan irtileikkautumiskestävyys

Tarkistetaan laatan kestävyys irtileikkautumista vastaan. Liitoksen ollessa sitkeä oletetaan, että kokonaisvoima jakautuu tasan liittimien sijoituspituudelle. Lasketaan ensin laattaan kohdistuvan leikkausvoiman määrittämiseen tarvittava voima  $F_{cf}$ , eli momenttia  $M_{pl,Rd}$  vastaava laatan jännitysresultantti. Kuten aiemmin laskettiin  $F_{cf} = A_a f_{yd} = 5383 \text{ mm}^2 * 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1265 \text{ kN}$ .

Lasketaan laattaan kohdistuva pitkittäinen leikkausvoima  $F_{cn}$  kaavalla 7.21:

$$F_{cn} = \frac{b_{eff} - b_f}{b_{eff}} \eta F_{cf} = \frac{1875 \text{ mm} - 200 \text{ mm}}{1875 \text{ mm}} 0,8 * 1265 \text{ kN} = 904,1 \text{ kN}.$$

Leikkausvuon mitoitusarvo  $v_{Ed}$  lasketaan sitkeässä liitoksessa kaavalla 7.22, käytetään  $L_s$  pituutena liittimien sijoituspituutta 3750 mm:

$$v_{Ed} = 0,5 * \frac{F_{cn}}{L_s} = 0,5 * \frac{904,1 \text{ kN}}{3,75 \text{ m}} = 120,5 \text{ kN/m}.$$

Tämän jälkeen määritetään laatan irtileikkautumisen estämiseksi tarvittava poikittainen raudoitus kaavalla 7.20. Käytetään raudoituksen k-jakona  $s_f$  liittimien k-jakoa 188 mm, ja valitaan  $\cot\theta_f = 2,0$  (puristettu laatta). Sijoitetaan arvot kaavaan:

$$A_{sf} \geq \frac{v_{Ed} s_f}{\cot\theta_f f_{sd}} = \frac{120,5 \text{ N/mm} \cdot 188 \text{ mm}}{2,0 \cdot 434,8 \text{ N/mm}^2} = 25,94 \text{ mm}^2$$

Liittolaatan umpiosaan pitää siis palkin kohdalle leveydelle  $b_{\text{eff}}$  sijoittaa vähintään raudoitus T6 T188, ( $T6 A_s = 28,3 \text{ mm}^2$ ). Koska liittolevy jatkuu palkin yli jatkuvana, ja rivat ovat palkkia vastaan kohtisuorassa, saataisiin myös liittolevyn osuus laskea mukaan poikittaisen raudoituksen alaan. Tällöin käytettäisiin kohdan 7.4.4 kaavaa 7.24. Tässä tapauksessa irtileikkautumisen estämiseksi vaadittu vähimmäisraudoitus on niin pieni, että laatan (tässä esimerkissä hypoteettinen, sillä laattaa ei ole mitoitettu) taivutuskestävyyden vaatima raudoitus on suurempi kuin irtileikkautumisen estämiseksi vaadittu raudoitus. Myös halkeilun rajoittamiseksi tarvittava raudoitus (kohta 9.7) on tässä esimerkissä suurempi kuin irtileikkautumista vastaan vaadittu raudoitus.

Tarkistetaan vielä, että betonin puristusmurto on estetty. Käytetään kaavaa 7.26 ja sijoitetaan siihen kulmaksi  $\theta_f = 45^\circ$ :

$$v_{Ed} \leq 0,6(1 - f_{ck}/250)h_c f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f = 0,6 \left(1 - \frac{25 \text{ MPa}}{250}\right) * 52 \text{ mm} * 14,2 \text{ MPa} \sin(45) \cos(45) = 178,2 \text{ N/mm}.$$

Leikkausvuon mitoitusarvo  $v_{Ed} = 120,5 \text{ N/mm} \leq 178,2 \text{ N/mm}$ , joten vino puristusmurto ei ole tässä tapauksessa määräävä. Jos kulma  $\theta_f$  valittaisiin pienemmäksi,  $\theta_f = 26,5^\circ$ , silloin  $v_{Ed} \leq 78,3 \text{ N/mm}$ , ja poikkileikkausta (laatan umpipaksuutta) tulisi muuttaa, jotta ehto toteutuisi.

## 9.6 Palkin taipuma

Käytetään tukematonta rakennustapaa, ja määritetään taipuma  $w_i$ . Teräspalkin kuormituksena on teräsrakenteen omapaino  $G_{k,1} = 0,42 \text{ kN/m}$  ja laatan omapaino  $G_{k,2} = 5 \text{ kN/m}$ . Lasketaan kaavalla 8.2 taipuma  $w_i$  rakennusaikaisista kuormista:

$$w_i = \delta_i \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_a} = \frac{5}{384} \frac{L^4 \sum G_k}{(EI)_a} = \frac{5}{384} \frac{(7500\text{mm})^4 (5 + 0,42 \frac{N}{\text{mm}})}{210000 \text{ Mpa} * 36921579 \text{ mm}^4} = 28,8 \text{ mm}.$$

Teräsrakenne taipuu siis 28,8 mm ennen liittorakennevaihetta. Seuraavaksi lasketaan liittorakenteen taipumat hyötykuormista,  $w_{lt} + w_{st}$ . Laatan hyötykuorma on 5 kN/m<sup>2</sup>, eli 10kN/m<sup>2</sup>, josta pitkäaikaista kuormitusta oletetaan tässä esimerkissä olevan 30%. Kyseessä on tasainen kuormitus, jolloin  $\delta_{lt} = \delta_{st} = \frac{5}{348}$ . Liittorakenteen taivutusjäykkyys on laskettu aiemmin kohdassa 9.2:  $(EI)_{com} = 25,81 \text{ MNm}^2$ . Liittorakenteen tehollisen pitkäaikaisjäykkyyden  $(EI)_{com.lt}$  laskentaa varten on määritettävä ensin kimmokerroinsuhde  $n_L$  kaavalla 6.1. Määritetään virumaluku  $\varphi_t$  EC2 kohdan 3.1.4 mukaan kuvasta 3.1. Käytetään sisätilan arvoja,  $t_0 = 28$  vrk,  $h_0 = 100$  mm, betonilujuuden ollessa C25/30 saadaan  $\varphi_L = 1,8$ . Virumisen tehokertoimen  $\psi_L$  arvo on hyötykuorman pitkäaikaiselle osuudelle 1,1. Kimmokerroinsuhteen  $n_L$  arvoksi saadaan:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_L) = \frac{E_a}{E_{cm}} (1 + \psi_L \varphi_t) = \frac{210000 \text{ Mpa}}{31476 \text{ Mpa}} (1 + 1,1 * 1,8) = 19,9.$$

Betonin kimmokertoimenä käytetään tehollisen pitkäaikaisjäykkyyden laskennassa kaavan 8.4 mukaan arvoa  $E_{cc} = E_{cm}/1 + \psi_L \varphi_t = 31476 \text{ Mpa}/1 + 1,1 * 1,8 = 10562,4 \text{ Mpa}$ . Liittorakenteen tehollinen pitkäaikaisjäykkyys laskettuna kohdan 9.2 mukaisilla kaavoilla käyttäen betonin kimmokertoimen arvona  $E_{cc}$  ja kimmokerroinsuhdetta  $n_L$ :  $(EI)_{com.lt} = 23,38 \text{ MNm}^2$ . Sijoitetaan arvot kaavaan 8.5:

$$w_{lt} + w_{st} = L^4 \left( \frac{\delta_{lt} Q_{lt}}{(EI)_{com.lt}} + \frac{\delta_{st} Q_{st}}{(EI)_{com}} \right) = L^4 \frac{5}{384} \left( \frac{Q_{lt}}{(EI)_{com.lt}} + \frac{Q_{st}}{(EI)_{com}} \right) =$$

$$(7,5 \text{ m})^4 \frac{5}{384} \left( \frac{3 \text{ kN/m}}{23,38 \text{ MNm}^2} + \frac{7 \text{ kN/m}}{32,04 \text{ MNm}^2} \right) = 5,3 \text{ mm} + 9,0 \text{ mm} = 14,3 \text{ mm}.$$

Taulukossa 3 on määritetty välipohjarakenteissa taipuman  $w_{lt} + w_{st}$  raja-arvoksi  $L/300 = 25$  mm. Taipumat hyötykuormista ovat siis sallituissa rajoissa. Lasketaan palkin kokonaistaipuma  $w_{max}$ :

$$w_{max} = w_i + w_{lt} + w_{st} = 28,8 \text{ mm} + 5,1 \text{ mm} + 9,0 \text{ mm} = 43,1 \text{ mm}.$$

Palkin kokonaistaipumalle on annettu raja-arvo  $L/250 = 30 \text{ mm}$ , joten HEA200 -palkin käyttöaste ylittyy taipuman suhteen reilusti. Taipumaa saadaan pienennettyä kasvattamalla teräsprofiilia. Vaihtamalla teräsprofiiliksi HEA240 taipumaksi saadaan  $w_{max} = 22,6 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$ . Tällöin kuitenkin rakenteen plastinen neutraaliakseli siirtyy sen teräsprofiiliosaan, sillä  $y_c = 68 \text{ mm} > 52 \text{ mm} = h_c$ . Jotta rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea plastisuusteorian mukaisesti, täytyy tarkistaa joko teräsvoikileikkauksen voikileikkauksluokka (PL1 tai PL2) kohdan 6.3 mukaan, tai tarkistamalla voidaanko voikileikkauks lukea luokkiin 1 tai 2 kuuluvaksi leikkauksliittimien sijoittelun perusteella. Teräsprofiili HEA240 kuuluu profiiliin uuman ja laipan perusteella voikileikkauksluokkaan 1, jolloin plastisuusteorian kaavat ovat voimassa edelleen. Taivutuskestävyyden laskennassa tulee kuitenkin käyttää kohdassa 7.1.1 esitettyjä kaavoja 7.5 – 7.9, sillä ns. betonikaavojen käyttö edellyttää, että rakenteen plastinen neutraaliakseli sijaitsee betoniosassa. Rakenteen leikkaukskestävyydeksi saadaan HEA240 profiilia käyttämällä  $V_{pl,a,Rd} = 341,6 \text{ kN} < 77 \text{ kN}$ , jolloin käyttöaste leikkauksen suhteen on 23%.

## 9.7 Halkeilu

Tarkistetaan, onko laatan voikittainen raudoitus riittävä estämään laatan halkeilu. Tukevammalla rakennustavalla voikittaisen raudoituksen pinta-alan tulee olla min.  $A_s \geq 0,002 * A_c = 0,002 * 97500 \text{ mm}^2 = 195 \text{ mm}^2$ . Raudoitukseksi riittäisi esimerkiksi T8 k250 ( $A_s=201 \text{ mm}^2$ ). Raudoitus sijoitetaan palkin pituudelle leveydelle  $b_{eff}=1875 \text{ mm}$ .

## 10 Yhteenveto

Työn tavoitteena oli laatia liittopalkin mitoituseseen soveltuva taulukkolaskentapohjainen ohjelma, kirjallisen työn toimiessa mitoitusohjelman taustamateriaalina ja ohjeena. Kirjalliseen osuuteen, eli tähän opinnäytetyöhön on kerätty kaikki tavanomaista yksiaukoista betoni-teräs-liittopalkkia koskeva ohjeistus, jota suunnittelija rakenteen mitoituseseen tarvitsee. Aiheen rajauksen nimissä kaikkia laskennan osa-alueita ei ole käsitelty yhtä perinpohjaisesti, mutta näiltä osin on viitattu muihin ohjeistuksiin, jotta suunnittelija löytää etsimänsä tiedon helposti. Eurokoodien betoni- teräs- ja liittorakennestandardit sisältävät runsaasti viittauksia standardista toiseen, jolloin tarvitsemansa tiedon



löytämiseksi joutuu usein kahlaamaan läpi useampaa standardia, ja seuraamaan näiden ristiin viittauksia. Tästä syystä myös by58 Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus -oppi-kirjakin on laadittu [8].

Valmiita, yleisesti saatavilla olevia laskentaohjelmia liittorakenteiden mitoitukseen ei juurikaan ole, ja koska liittorakenteiden käsin laskenta on varsin työlästä ja aikaa vievää, on laskentaohjelman käyttäminen käytännön suunnittelussa jopa välttämätöntä. Kuten työssä on osoitettu, yksinkertaisenkin liittopalkin mitoitus on hyvin monivaiheinen prosessi. Mitoituksen edetessä joudutaan usein palaamaan takaisin edellisiin laskennan vaiheisiin, jolloin laskenta tarkentuu, kunnes mitoitus on suoritettu loppuun. Tällainen takautuvasti tarkentuva tilanne käytiin läpi myös laskentaesimerkissä, jossa leikkausliittokseen aste vaikuttaa takautuvasti myös palkin taivutuskestävyyteen. Lukuisat tarkentavat säännöt aiheuttavat valtavasti työtä, jos rakennetta joudutaan muuttamaan kesken laskennan, esimerkiksi laattatyyppin vaihtaminen umpilaatasta liittolaataksi muuttaa käytettävän leikkausliittimen leikkauskestävyyttä, samoin jos päätetään vaihtaa liittolevyn suuntaa (kohtisuoraan palkkia vastaan, tai palkin suuntaisesti). Rakennustavan muuttaminen tuetusta rakennustavasta tukemattomaksi muuttaa oleellisesti rakenteeseen syntyviä taipumia. Tarkistettavien ehtojen ja lisäsääntöjen määrä on suuri, ja siten myös virheiden mahdollisuus kasvaa.

Joitakin Eurokoodin teräs- tai betonirakenteiden standardien sääntöjä sovelletaan suoraan myös liittorakenteille, esimerkiksi liittorakenteen leikkauskestävyys määritetään suoraan EC3 teräsrakenteen leikkauskestävyyden mukaan, ja betonilaatan irtileikkautumiskestävyyden laskenta EC2 sääntöjen mukaisesti kuten teräsbetonilaatoilla. Taipumien laskennassa viitataan sekä teräs- että betonistandardiin, alkutaipuma lasketaan tukemattomalla rakennustavalla pelkän teräsrakenteen taipumana ja hyötykuormien osuus liittorakenteen taipumana, siten että pitkäaikaiskuormien laskennassa huomioidaan betonin virumisominaisuudet. Taipumien laskenta on varmaankin mitoituksen hankalin osuus. Taipumia laskettaessa tulee olla selvillä paitsi rakennustapa (tuettu/tukematon) myös hyötykuormien pitkäaikais- ja lyhytaikaisosuudet, sillä eri tilanteissa syntyvien taipumien laskemiseen käytetään rakenteen taivutusjäykkyydelle eri arvoja. Taipuma on usein liittorakenteen mitoituksessa määräävin tekijä, kuten tämän työn laskentaesimerkissäkin esitetyn poikkileikkauksen tapauksessa. Eurokoodissa liittorakenteiden

taipumien laskentaa on käsitelty varsin niukasti, jolloin Eurokoodin lisäksi muun tukimateriaalin, kuten By58 -oppikirjan käyttö voi olla tarpeen.

Laskentaesimerkissä poikkileikkauksen kokoa jouduttiin kasvattamaan rakenteen taipumien vuoksi. Vaikka HEA200 -profiili olisi murtorajatilan tarkasteluiden perusteella ollut riittävä, käyttörajatilassa palkin taipuma oli liian suuri suositeltuihin välipohjan taipumarajoihin nähden. Taipumia voidaan hallita joko rakenteen työnaikaisella tuennalla, alkutaipuman (eli ennen liittorakennevaihetta syntyvän taipuman) suuruisella esikorotuksella tai mitoittamalla palkki jatkuvana tukien yli. Rakenteen mitoittaminen yksiaukkoisena on tietysti yksinkertaisinta, mutta suunnittelemalla palkki tuen yli jatkuvana saataisiin poikkileikkausta pienennettyä yksiaukkoisena mitoitettuun poikkileikkaukseen verrattuna. Tähän työhön oli alun perin tarkoitus sisällyttää palkin mitoituksen lisäksi myös palkin liitosten mitoitus teräs- ja betonipilareihin. Jatkuvan palkin mitoituksen tarkempaan tutkimiseen ja pilariliitosten käsittelyyn ei tähän työhön varattu aika riittänyt, ja niistä voisikin tehdä erillisen tutkimustyön.

Taipumien laskenta osoittautui myös hankalimmaksi yhdistää helppokäyttöisen ja yksinkertaisen laskentapohjan konseptiin. Yksinkertaistuksena laskentapohjalla on mahdollisuus laskea ainoastaan taipumat tasaiselle kuormitukselle, joka on toki käytännössä myös yleisin, kun mitoitetaan välipohjarakenteita. Pistekuormien tai eri tavoin jakautuneiden kuormien aiheuttamien taipumien käsin laskenta onnistuu kuitenkin tarvittaessa tässä työssä esitettyjen periaatteiden mukaan myös muille kuin tasaiselle kuormitukselle.

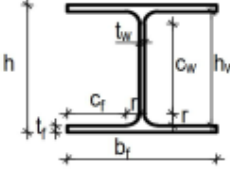
Tässä työssä lasketun laskentaesimerkin tuloksia oli tarkoitus vertailla jollakin liittorakenteiden mitoitusohjelmalla saataviin tuloksiin. Etukäteen oli tiedossa, ettei ohjelmistoja juurikaan ole yleisesti saatavilla. Vertailu oli ajateltu tehtäväksi vanhalla Ruukki Oy:n ComBeam -ohjelmalla, josta on aikoinaan julkaistu ainoastaan demoversio. Ohjelma ei ole enää ladattavissa mistään. Ohjelmistolla saatiin pääosin samoja tuloksia kuin käsin laskennalla. Kaikkia ohjelman käyttämiä laskentaperiaatteita ei kuitenkaan saatu ohjelmasta ulos, luultavasti siitä syystä, että ohjelma on demoversio, jolloin tulosten vertailua ei voitu täysin tehdä. Vertailu päädyttiin lopulta jättämään pois tästä työstä.

Liittorakenteiden alkuperäinen tarkoitus on ollut hyödyntää kalliita, ja ajoittain vaikeasti saatavilla olevia materiaaleja mahdollisimman tehokkaalla tavalla, koska terästä tai betonia on ollut vaikea korvata muilla materiaaleilla. Ajatus rakennusmateriaalien tarkasta ja tarkoituksenmukaisesta hyödyntämisestä on ajankohtainen myös tämän päivän rakentamisessa. Syynä on tosin materiaalien saatavuusongelmien sijaan rakentamisen korkeat kustannukset, jolloin materiaaleja säästämällä säästetään myös rahaa, tai halutaan hyödyntää rakennuksen sisätiloja mahdollisimman joustavasti, jolloin kantavista rakenteista halutaan mahdollisimman hoikkia ja mahdollisimman harvasti sijoitettuna. Tulevaisuudessa rakentamisessa materiaalien hyötykäyttö tulee vielä korostumaan, ja uusia liittorakenteiden sovelluksia erilaisilla materiaaliyhdistelmillä tullaan varmasti kehittämään teräksen ja betonin rinnalle erilaisiin tarkoituksiin. Suunnittelijan näkökulmasta liittorakenteiden käytön suurimpia esteitä on juuri mitoitusohjelmien puute. Koska rakenteet on mitoitettava käsin, mitoitus vie paljon enemmän aikaa kuin tavanomaisen teräs- tai betonirakenteen mitoitus, joita varten erilaisia ohjelmistoja on runsaasti tarjolla. Lisäksi Eurokoodin ohjeistusten erityispiirteet tuovat oman haasteensa suunnitteluun. Tämän työn tuloksena syntynyt ohjeistus ja liittopalkin laskentapohja vastaavat osaltaan tähän tarpeeseen.

## Lähteet

- [1] Hurme, R. ym. *Betoni Suomessa 1860-1960*. Jyväskylä 1991. Suomen Betoniyhdistys ry. 195 s.
- [2] Castrén, J. *Suomalainen rautabetonitekniikka täysikäinen*. Artikkel. *Teknillinen Aikauslehti* n:o 4 1928 s. 189.
- [3] Neuvonen, P., Mäkiö, E., Malinen, M. *Kerrostalot 1880-1940. Rakennustietosäätiö RTS ja Rakennustieto Oy*. Hämeenlinna 2002. 192 s.
- [4] Ahvenainen, J., Pihkala, E., Rasila, V. *Suomen taloushistoria 2: Teollistuva Suomi*. Helsinki 1982, Tammi. 555 s.
- [5] Muoniovaara, M. *Rakennuskustannusten muodostumisesta Helsingissä vuosina 1920-1927 ja eritoten seinä- ja välipohjarakennusaineen vaikutus niihin*. Esitelmä. *Teknillinen Aikauslehti* n:o 4 1928. s. 258.
- [6] Eggemann, H., Kurrer, K-E. *On the International Propagation of the Melan Arch System since 1882*. Artikkel. *Proceedings of the Third International Congress on Construction History, Cottbus, 2009*. Saatavilla osoitteessa: <https://www.yumpu.com/en/document/read/5774685/on-the-international-propagation-of-the-melan-arch-system-since-1892>
- [7] Nevalainen, T. *Havaintoja ulkomailta. Suomen Rakennusmestariiliiton (Ab. Vesijohtoliike Huber Oy:n) stipendiaattien matkakirjeitä*. Artikkel. *Rakennustaito* n:o 4 1929 s. 47.
- [8] TRY/by58 *Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja*. Helsinki 2013, Suomen Betoniyhdistys ry ja Teräsrakenneyhdistys ry. 337 s.
- [9] SFS-EN 1994-1-1 + AC Eurokoodi 4: *Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. Helsinki 2016, Suomen Standardoimisliitto SFS. 102 s.
- [10] Johnson, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete. Beams Slabs, Columns and Frames for Buildings, Third Edition*. 2004. Blackwell Publishing. 230 s.
- [11] Peltomaa, M. *Betoni-teräs-liittorakenteiden suunnittelu Eurokoodin mukaan*. Diplomityö. Tampere 2009. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 178 s.

- [12] SFS-EN 1993-1-1 + A1+AC Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2015, Suomen Standardoimisliitto SFS. 100 s.
- [13] SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2015, Suomen Standardoimisliitto SFS. 219 s.
- [14] SFS-ENV 1994-1-1 Esistandardi, Eurocode 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 1995, Suomen Standardoimisliitto SFS. 172 s.
- [15] Lacki, P., Nawrot, J., Derlatka, A., Winowiecka, J. Numerical and experimental tests of steel-concrete composite beam with the connector made of top-hat profile. Tutkimusartikkeli. Composite Structures 211 2019 s. 244-259.

Teräs-betoni-liittopalkin mitoitus, yksiaukkoinen rakenne					
Geometria					
Teräsprofiili	HEA200	$I_a$	36921579 mm <sup>4</sup>	$W_{pl,y}$	429485 mm <sup>3</sup>
Teräslaji	S235	$A_a$	5383 mm <sup>2</sup>	$h$	190 mm
Palkin jänneväli $L_e$	7500 mm	$E_a$	210000 Mpa	$e_a$	195 mm
K-jako	2000 mm	$(EI)_a$	7,8E+12	$e_{aj}$	95 mm
		$f_y$	235 N/mm <sup>2</sup>	$h_w$	170 mm
		$f_{yd}$	235,0 N/mm <sup>2</sup>	$b_f$	200 mm
		$g_k$	0,42 kN/m	$t_f$	10 mm
				$t_w$	6,5 mm
				$r$	18 mm
				$c_w$	134 mm
				$c_f$	79 mm
Laatta					
Betoni	C25/30	$g_k$	5 kN/m	$f_{sk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
Rauditus	A500HW			$f_{sd}$	434,8 N/mm <sup>2</sup>
Liittolevyn valinta	CS48-36-750			$E_{cm}$	31476 Mpa
Liittolevyn suunta	Palkkia vastaan kohtisuorassa			$f_{ck}$	25 MPa
Pienennyskerroin $k$	0,75			$f_{cd}$	14,2 MPa
umpiosan korkeus $h_c$	52 mm			$A_c$	97500 mm <sup>2</sup>
liittolevyn korkeus $h_p$	48 mm			$I_c$	2E+07 mm <sup>4</sup>
laatan kokonaiskorkeus $h_t$	100 mm			$e_c$	26 mm
Tehollinen leveys $b_{eff}$	1875 mm	$b_{eff}$ , ehto1	1875 mm	$e_j$	169,0 mm
Tarkista $b_{eff}$ ehdot 1 ja 2	OK ehto 1	$b_{eff}$ ehto 2	2000 mm	$b_0$	151,5 mm
Molempien oltava OK	OK ehto 2				
Leikkausliittimet					
Myötölujuus $f_u$	350 Mpa			$h_{sc} / d_{sc}$	4,2
Liittimen halkaisija	19 mm	OK		$\alpha$	1,00
Liittimen pituus $h_{sc}$	80 mm				
K-jako	188 mm	OK ehto1	OK ehto2	Molempien ehtojen oltava OK	
Rinnakkaiset liittimet	1 kpl			k-jako ehto	800 mm
Leikkausliitoksen aste $\eta$	0,8 OK			k-jako ehto	600 mm
$\eta_{min}$	0,40 $\eta_{min} < \eta < 1$				
Liittorakenteen taivutusjäykkyys					
Kimmoerotusuhde $n_0$	6,67				
$A_m$	19997 mm <sup>2</sup>				
$e_{top}$	71,5 mm				
$I_m$	152573452 mm <sup>4</sup>				
$El_{com}$	32,04 MNm <sup>2</sup>				
Rasitukset					
MRT			KRT		
$M_d$	145,9 kNm		$M_k$	105,5 kNm	
$V_d$	77,7 kN		$V_k$	55,9 kN	
Leikkauskestävyys					
<b>Määritetään pelkän teräsprofiilin leikkauskestävyyden perusteella</b>					
Leikkauslommahdus $V_b, R_d$ , tark.		29,2 >		72 OK, $V_b, R_d$ ei määräävä	
$A_v$	1808,1 mm <sup>2</sup>				
$V_{pl,Rd}$	245,3 kN				
Käyttöaste	0,32 OK			OK, ei vaikuta taivutuskestävyyteen	
Taivutuskestävyys, täysi leikkausliitos					
Voimassa vain, jos plastinen neutraaliakseli on betoniosassa					
$y_c$	47,6 mm				
$y_c < h_c$	OK, plastinen neutraaliakseli betonissa				
$d$	195 mm				
$\beta$	0,2442				
$\mu$	0,2144				
$M_{pl,Rd}$	216,6 kNm	OK	$M_{pl,s,Rd}$	100,9 kN	Teräsprofiilin kestävyys
Käyttöaste	0,67 OK			252,3 OK	Tarkista onko ehto ok
Taivutuskestävyys, osittainen leikkausliitos					
$M_{Rd}(\eta)$	173,2 kNm				
Käyttöaste	0,84 OK				

Pienennetty taivutuskestävyys leikkauskestävyydestä johtuen			
<b>Ei voimassa. <math>V_{Ed} &lt; 0,5 \cdot V_{Rd}</math></b>			
$p$	0,13436		
$f_{yd,w}$	235,0 N/mm <sup>2</sup>	teräksen mitoitusslujuus	
$A_{sr}$	3852,5 mm <sup>2</sup>	teräsprofiilin pienennetty pinta-ala	
$y_c$	34,08 mm		
$\beta$	0,1748		
$\mu$	0,1595		
$M_{pl,Rd}$	161,1 kNm		
$KA$	0,91	OK	
Liittimien leikkauskestävyys			
<b>Umpilaatta, yhden liittimen kestävyys</b>		<b>Liittolaatta, yhden liittimen kestävyys</b>	
$PR_{d,a}$	63,5 kN	$PR_{d,a}$	47,6 kN
$PR_{d,c}$	74,3 kN	$PR_{d,c}$	55,7 kN
$PR_d$	63,5 kN	$PR_d$	47,6 kN
<b>Liitoksen leikkausvoima</b>			
Yksikköleikkausvoima $V_{l1}$	4,36 1/m	$ec_0$	45,5 mm
Leikkausvoima, $v_{l,Ed}$	338,6 kN/m		
<b>Tarvittava liitinmäärä</b>			
Liittimien sijoituspituus $L_s$	3750 mm	OK	
$PR_d$	47,6 kN		
$n$	7,1 kpl/m		
k-jako >	141 mm	liitinmäärän perusteella minimi k-jako	
$n_f$	27 kpl	Täydellistä liitosta vastaava liitinmäärä	
$n_{psc}$	21 kpl/ jännevälin puolikas, leikkausliitoksen asteen perusteella		
$s_l$	185 mm	liittimien k-jako	
Laatan irtileikkautumiskestävyys			
<b>Poikittainen raudoitus, sitkeä liitos</b>			
$F_{cf} = F_t = f_{yd} A_s$	1265,0 kN		
$F_{cn}$	904,1 kN		
$v_{Ed}$	120,5 kN		
$\cot \theta_f$	2,0	OK	puristettu laatta $1 \leq \cot \theta_f \leq 2$
jakoväli, $s_f$	188 mm		raudoitus sijoitetaan liittimien k-jaon mukaan
$A_{sf, min}$	26,1 mm <sup>2</sup>		
Tangot	T10		
$A_{sf}$	78,5 mm <sup>2</sup>	OK	
<b>Puristumurtumisen estämisen tarkistus</b>			
$v_{Ed} \leq$	795,6 kN	OK	
Taipuma			
<b>Tasainen kuormitus</b>			
Teräsrakenteen omapaino	0,42 kN/m		
Betonirakenteen omapaino	5 kN/m		
Muuttuvat kuormat $Q_{it}$	3 kN/m	Pitkäaikainen kuormitus	
Muuttuvat kuormat $Q_{st}$	7 kN/m	Lyhytaikainen kuormitus	
rakennekorkeus $h_0$	104 mm		
virumisen tehokerroin $\psi_L$	1,1		
virumaluku $\phi_t$	1,8		
<b>Tukematon rakennustapa</b>			
alkutaipuma $w_i$	28,8 mm		
taipuma $w_t$	5,3 mm		
taipuma $w_{st}$	9,0 mm		
$w_{max}$	43,1 mm	vertaa normin taipumaraja-arvoihin	
Halkeilu			
<b>Halkeamaleveyden rajoittamiseksi tarvittava raudoitus</b>			
<b>Tukematon rakennustapa</b>			
$A_{s, min}$ , vaadittu	195 mm <sup>2</sup>		
Tangot	T8		
$A_s$	50,27 mm <sup>2</sup>		
k/k	250 mm		
$A_s$	201,1 mm <sup>2</sup>	OK	