

Anton Tauru

# LIITTOPAALUN JA SILLAN BETONIRAKENTEEN LIITOKSEN RAKENTEELLINEN TOIMINTA

Diplomityö  
Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Tarkastaja: prof. Anssi Laaksonen  
Tarkastaja: DI Olli Asp  
Huhtikuu 2024

# TIIVISTELMÄ

Anton Tauru: Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen rakenteellinen toiminta  
Diplomityö  
Tampereen yliopisto  
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma  
Huhtikuu 2024

---

Liittopaalu on betonitäytetty teräsputkipaalu, jonka osat toimivat yhdessä mahdollistaen rakenteelle suuren kuormankantokyvyn. Liittopaalu voi liittyä sillan päätypalkkiin, pilariin, kanteen tai erilliseen välirakenteeseen. Tässä diplomityössä tarkastellaan monoliittisesti sillan betonirakenteeseen kytketyn liittopaalun yläpään rakenteellista toimintaa osana sillan rakennejärjestelmää. Työhön on koottu liittostyyppisiä, joiden mukaan liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitos voidaan toteuttaa. Liitostyyppien esittelyn jälkeen liitoksen rakenteelliseen toimintaan syvennytään tarkemmin. Liitos on perinteisesti ollut haastava mitoittaa ja konservatiiviset mitoitusoletukset ovat johtaneet siihen, että liitosta on vaikea saada kestävästi suurillakin betoniteräsmäärillä. Työn tavoitteena on selvittää, miten liitoksen mitoitus voitaisiin optimoida ja miten liitosalueen muuttuvat jäykkyyssominaisuudet tulisi ottaa huomioon liitoksen mitoituksessa. Työssä tarkemmin käsiteltävät liittostyypit ovat päittäisliitos ja upotusliitos.

Päittäisliitos on yleisin tapa toteuttaa liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitos. Siinä rakenneosat liittyvät toisiinsa suoraan ilman erillistä välirakennetta. Päittäisliitos toimii veto- ja puristusrasitetun teräsbetonipoikkileikkauksen tavoin. Sen mitoitus perustuu poikkileikkauksen rajattujen muodonmuutostilojen avulla määritettävään normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskapasiteettiin. Päittäisliitos on tyypillisesti tiheästi raudoitettu, koska liitoksen rasitukset määritetään sillan betonirakenteen ja liittopaalun jäykkyyksien mukaan, mutta liitoksen kapasiteetti määritetään teräsputken sisällä olevan teräsbetonipoikkileikkauksen ominaisuuksien mukaan. Tiheä raudoitus putken sisällä hankaloittaa terästen asennusta ja betonointia.

Upotusliitoksessa teräsputki upotetaan sillan betonirakenteeseen. Upotetun osuuden rakenteellinen toiminta muuttuu paalun teräsputkea vasten kohtisuoraan vaikuttavaan puristavaan voimapariin. Upotusliitos muistuttaa rakenteelliselta toiminnaltaan betonipilarin liittymistä sileäpintaiseen holkkianturaan. Puristava voimaresultantti jakautuu pitkin teräsputkea ympäröivää betonia, jonka hakaraidoitus mitoitetään vastaanottamaan voima. Upotuspituudella voidaan vaikuttaa liitoskohdan kapasiteettiin. Kun upotuspituus on riittävän pitkä, liitoskohta voidaan mitoittaa liittorakenteena. Liittovaikutus muodostuu, kun teräsputken ja sen sisällä olevan betonin välinen leikkausjännitys ei ylitä liittopaalun tartuntalujuutta. Paalujen sijaintitoleranssit hankaloittavat upotusliitoksen toteutettavuutta.

Diplomityön tulosten perusteella liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen mitoitus voidaan optimoida muutamalla eri tavalla. Päittäisliitoksen mitoitus voidaan optimoida huomioimalla rakenteiden todenmukaisemmat jäykkyyssominaisuudet laskentamallissa. Lisäksi sulkuraudoituksella voidaan saada aavistuksen verran lisäkapasiteettia teräsbetonipoikkileikkauksen mitoitukseen. Sulkuvaikutuksesta ei kuitenkaan saada vastaavaa hyötyä liittopoikkileikkauksen mitoitukseen. Teräsputken upottamisesta saadaan suurin hyöty, kun upotuksella varmistetaan liittovaikutuksen muodostuminen liitoskohtaan. Optimoinnilla saatava hyöty on luonteeltaan toteutusteknistä. Sillä ei ole tarkoitus aikaansaada suurta lisäkapasiteettia liitokseen tai mahdollistaa poikkileikkauksen pienentämistä. Optimoinnin avulla voidaan kasvattaa paalun teräsputken sisällä olevaa pääteräsjakoa, joka helpottaa terästen asennusta ja betonivalua työmaalla.

Avainsanat: liittostyyppi, liittopaalu, liittovaikutus, sulkuraudoitus

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

# ABSTRACT

Anton Tauru: Structural behavior of composite concrete-filled steel tube pile to concrete structure connection for bridge  
Master of Science Thesis  
Tampere University  
Master's Degree Programme in Civil Engineering  
April 2024

---

Composite concrete-filled steel tube (CFST) pile is a composite structure that has a high load-carrying capacity. The CFST pile can be connected to an abutment, a pier, a deck, or a separate intermediate structure of the bridge. In this thesis, the structural behavior of the upper end of the CFST pile connected monolithically to the concrete structure of the bridge is examined as a part of the structural system of the bridge. Various connection types according to which the connection of the CFST pile and the concrete structure of the bridge can be installed are listed in the study. After the introduction of the connection types, the structural behavior of the connection will be explored in more detail. The connection has traditionally been challenging to design and the conservative design assumptions have made it difficult for the connection to resist even with dense reinforcement. The main objective of the thesis is to find out how the design of the connection could be optimized and how the changing stiffness characteristics in the connection area should be considered. The connection types discussed in more detail are direct connection and embedment connection.

The direct connection is the most common connection between the CFST pile and the concrete structure of the bridge. In the direct connection, the structures are connected to each other directly without a separate intermediate structure. The direct connection behaves like a reinforced concrete cross-section under compressive and tensile stresses. The design is based on the combined capacity of normal force and bending moment. The capacity is determined by material laws and stress-strain distribution of the cross-section. The direct connection is typically densely reinforced because the stresses of the connection are determined by the stiffnesses of the concrete structure of the bridge and the CFST pile, yet the capacity of the connection is determined by the reinforced concrete cross-section inside the steel tube. The dense reinforcement inside the steel tube complicates rebar installation and in-situ concrete work.

In the embedment connection, the steel tube is embedded in the concrete structure of the bridge. The structural behavior of the embedded section changes to a compressive force pair acting perpendicularly against the steel tube of the pile. The structural behavior of the embedment connection is similar to the behavior of a concrete column base embedded in a socket foundation with smooth interface. The resultant pressure is transmitted evenly to the encased concrete which web reinforcement is designed to receive the force. The embedment length can influence the capacity of the connection. When the embedment length is long enough, the connection can be designed as a composite structure. The composite action is activated when the shear stress between the steel pipe and the concrete core does not exceed the bond strength of the CFST pile. Position tolerances of the piles complicate the feasibility of the embedment connection.

Based on the results of the thesis, the design of the connection between the CFST pile and the concrete structure of the bridge can be optimized in a few different ways. The design of the direct connection can be optimized by considering more realistic stiffness properties in the calculation model. Confining reinforcement can provide additional capacity to the reinforced concrete cross-section. However, the confinement action does not provide any additional capacity to the composite cross-section. The greatest benefit of the steel tube embedding is achieved when the embedding assures composite action. The nature of the benefit obtained by the optimization is technically implementational. It is not intended to achieve a large increase in capacity of the cross-section or to reduce its dimensions. With the optimization, it is possible to increase the clearance of the main rebars inside the steel tube which facilitates the rebar installation and the in-situ concrete work on the construction site.

Keywords: connection type, CFST pile, composite action, confining reinforcement

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

# ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen yliopiston rakennustekniikan laitokselle osana diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelmaa. Diplomityön tilaajana on toiminut Väylävirasto ja rahoittajina Väylävirasto ja Destia Oy.

Diplomityö ei olisi ikinä valmistunut ilman saamaani apua. Haluan täten esittää kiitokset eri muodoissa minua auttaneille. Nöyrät kiitokset Väylävirastolle ja Destia Oy:lle diplomityön mahdollistamisesta. Kollegiaaliset kiitokset työn pääasialliselle ohjaajalle Kimmo Julkulle sekä muille työn ohjausryhmään kuuluneille: Olli Aspille, Anssi Laaksoselle, Mikko Peltomaalle ja Timo Tirkkoselle. Oli ilo huomata, kuinka suurella mielenkiinnolla diplomityöhön suhtauduttiin, ja miten paljon keskustelua työn eri aihealueet herättivät kokouksissa.

Ystävälliset kiitokset Katalle kaikesta tuesta ja kannustuksesta, jota sain läpi yliopisto-opintojeni. Rakkaudelliset kiitokset äidille, isälle ja siskoille minuun uskomisesta. Postuumit kiitokset Roberto Bolañolle kirjoista, joihin pääsin pakenemaan omaa kirjoitustani. Viimeisenä rapsutustentäyteiset kiitokset Rafalle ja Ezralle psyykkisen hyvinvointini ylläpitämisestä.

Helsingissä, 30.4.2024

Anton Tauru

# SISÄLLYSLUETTELO

1 JOHDANTO .....	1
1.1 Tutkimuksen tausta.....	1
1.2 Tutkimuksen tavoitteet.....	2
1.3 Tutkimuksen rajaus.....	2
1.4 Tutkimuksen toteutus.....	3
2 LIITTOPAALUN TOIMINTA OSANA SILLAN RAKENNEJÄRJESTELMÄÄ .....	4
2.1 Sillan rakennejärjestelmä ja vaakasuuntainen toiminta .....	4
2.2 Sillan alusrakenteiden kuormat ja niiden aiheuttamat rasitukset .....	8
2.2.1 Pystysuuntaiset kuormat .....	10
2.2.2 Vaakasuuntaiset kuormat.....	12
2.2.3 Pakkovoimia aiheuttavat kuormat .....	17
2.2.4 Yhteenveto laskentamallin rasituksista.....	18
2.3 Liittopaalun suunnittelussa huomioitavat asiat .....	19
2.3.1 Paalujen sijaintotoleranssit.....	19
2.3.2 Korroosion huomioiminen .....	21
2.4 Liittopaalun ja sillan betonirakenteen väliset liitostyypit .....	22
2.4.1 Paalun ja päätypalkin väliset liitokset .....	23
2.4.2 Paalun ja pilarin väliset liitokset.....	25
2.4.3 Paalun ja välirakenteen väliset liitokset .....	31
2.4.4 Paalun ja kannen väliset liitokset .....	33
3 LIITOKSEN RAKENTEELLINEN TOIMINTA.....	38
3.1 Materiaaliominaisuudet.....	38
3.1.1 Betoni .....	39
3.1.2 Betoniteräs.....	45
3.1.3 Rakenneteräs .....	49
3.2 Liitoksen toiminta teräsbetonirakenteena.....	49
3.2.1 Jännitykset ja voimaresultantit .....	50
3.2.2 Teräsbetonipoikkileikkauksen kestävyys.....	52
3.3 Liitoksen toiminta liittorakenteena .....	54
3.3.1 Liittovaikutuksen kehittyminen.....	55
3.3.2 Liittopoikkileikkauksen jäykkyys .....	60
3.3.3 Liittopoikkileikkauksen kestävyys .....	62
3.4 Teräsputken upottaminen .....	65
4 LIITOKSEN MITOITUKSEN OPTIMOINTIMAHDOLLISUUDET .....	69
4.1 Liitoksen jäykkyyden vaikutus rasitusten jakautumiseen .....	69
4.2 Liittopoikkileikkauksen huomioiminen .....	72
4.3 Teräsputken upottamisen vaikutus .....	74
4.4 Sulkuraudoituksen huomioiminen .....	77
5 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET .....	81
LÄHTEET.....	85

# LYHENTEET JA MERKINNÄT

B500B	harjateräsvalmiste
C30/37	betonin lujuusluokkamerkintä
EC2	yleiseurooppalainen betonirakenteiden suunnittelustandardi
ISO	kansainvälinen standardisoimisjärjestö
JP	betoniteräksen jatkospituus
MC2010	kansainvälinen betonirakenteiden suunnittelustandardi
NCCI	eurokoodin soveltamisohjesarja
PO-2016	paalutusohje 2016
SFS	suomalainen standardisoinnin keskusjärjestö
TB	teräsbetoni
VO 9/2021	liikuntasaumattoman sillan suunnitteluohje

## Latinalainen kirjaimisto

$A$	pinta-ala
$A_{cc}$	teräsbetonipoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala
$A_s$	betoniteräksen poikkipinta-ala
$A_{s1}$	yhden raudoitettangon poikkipinta-ala
$C$	puristusresultantti
$D$	paalun halkaisija
$D_c$	betonin halkaisija
$D_n$	liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen keskilinjasta
$D_s$	raudoitetankojen keskiöetäisyys
$E_a I_a$	rakenneteräksen taivutusjäykkyys
$E_{cm}$	betonin kimmokerroin
$E_{c,eff}$	betonin pitkäaikaisvaikutukset huomioiva tehollinen kimmokerroin
$E_s$	betoniteräksen kimmokerroin
$E_s I_s$	betoniraudoituksen taivutusjäykkyys
$EA$	aksiaalijäykkyys
$EI$	taivutusjäykkyys
$EI_{com,eff}$	liittopoikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys
$EI_{com,eff,II}$	toisen kertaluvun analyysiin käytettävä liittopoikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys
$F_s$	betoniteräksen voimaresultantti
$F_1$	puristusjäännitysresultantti
$F_2$	puristusjäännitysresultantti
$H$	leikkausvoima
$H_o$	voimaresultantti
$H_u$	voimaresultantti
$I$	neliömomentti
$I_a$	rakenneteräksen neliömomentti
$I_c$	betonin neliömomentti
$I_s$	betoniteräksen neliömomentti
$K_0$	kalibrintikerroin
$K_e$	kuormitustason huomioiva korjauskerroin
$K_{e,II}$	korjauskerroin
$L$	paalun pituus
$L_{emb}$	upotuspituus
$L_s$	kuorman siirtymispituus
$M$	taivutusmomentti
$M_{max,Rd}$	liittopoikkileikkauksen suurin mahdollinen

	taivutusmomenttikestävyys
$M_{n,Rd}$	normaalivoiman vaikutukset huomioiva taivutusmomenttikestävyuden lisäys
$M_{pl,Rd}$	plastinen taivutusmomenttikestävyys
$N$	normaalivoima
$N_{Ed}$	normaalivoiman mitoitusarvo
$N_{Ed,c}$	betonia kuormittava normaalivoima
$N_{G,Ed}$	pysyvä osuus normaalivoiman mitoitusarvosta
$N_{pl,Rd}$	plastinen normaalivoimakestävyys
$N_{pm,Rd}$	betonin osuus liitto poikkileikkauksen normaalivoimakestävyuden mitoitusarvosta
$N_{Rc}$	betonin puristusvyöhykkeen voima
$R_{eH}$	rakenneteräksen myötölujuuden tuotestandardiarvo
$R_m$	rakenneteräksen vetomurtolujuuden tuotestandardiarvo
$T$	vetoresultantti
$V_{cc}$	suljetun betonin tilavuus
$V_{sc}$	sulkuraidoituksen tilavuus
$W_p$	plastinen taivutusvastus
$W_{pa}$	rakenneteräksen taivutusvastus
$W_{pan}$	rakenneteräksen taivutusvastus liitto poikkileikkauksen keskilinjan ja neutraaliakselin välissä
$W_{pc}$	betonin taivutusvastus
$W_{pcn}$	betonin taivutusvastus liitto poikkileikkauksen keskilinjan ja neutraaliakselin välissä
$W_{ps}$	betoniteräksen taivutusvastus
$c$	puristusvoima
$d$	halkaisija; pilarin leveys
$d_c$	sulkuraidoitteen sisäpuolisen betonin halkaisija
$d_l$	anturan seinämäpaksuus
$e$	epäkeskisyys
$f_{cd}$	betonin mitoituspuristuslujuus
$f_{ck}$	betonin ominaispuristuslujuus
$f_{ck,c}$	suljetun betonin ominaispuristuslujuus
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden ominaisarvon 5 %:n fraktiili
$f_{cm}$	betonin keskimääräinen puristuslujuus
$f_{ct}$	betonin vetolujuus
$f_{ctd}$	betonin mitoitusvetolujuus
$f_{sd}$	betoniteräksen mitoitusmyötölujuus liittorakenteessa
$f_{yk}$	betoniteräksen ominaismyötölujuus liittorakenteessa
$f_u$	rakenneteräksen vetomurtolujuus
$f_y$	rakenneteräksen myötölujuuden nimellisarvo
$f_{yd}$	betoniteräksen mitoitusmyötölujuus teräsbetonirakenteessa; rakenneteräksen mitoitusmyötölujuus
$f_{yk}$	betoniteräksen ominaismyötölujuus teräsbetonirakenteessa
$i$	kaltevuus
$n$	lukumäärä; betonin puristusjännityksen laskentaparametri
$n_s$	raudoitetankojen lukumäärä
$r$	säde
$s_c$	sulkuraidoituksenväli
$t$	teräsputken seinämävahvuus; holkkianturan seinämäkorkeus
$u_a$	poikkileikkauksen kontaktipiiri

$\bar{y}$  puristusvyöhykkeen keskipisteen ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys

### Kreikkalainen kirjaimisto

$\theta$	paalun suunnitellun keskilinjan ja vaakasuoran välinen kaltevuuskulma
$\alpha_{cc}$	puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin
$\alpha_{ct}$	kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät ja vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin
$\gamma_c$	betonin materiaaliosavarmuusluku
$\gamma_s$	betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku
$\delta_a$	teräsosakerroin
$\varepsilon_c$	betonin puristuma
$\varepsilon_{c2}$	betonin puristuman raja-arvo
$\varepsilon_{c2,c}$	suljetun betonin puristuman raja-arvo
$\varepsilon_{cu2}$	betonin puristuman raja-arvo
$\varepsilon_{cu2,c}$	suljetun betonin puristuman raja-arvo
$\varepsilon_{ud}$	betoniteräksen muodonmuutoksen sallittu yläraja
$\eta$	jännityssuorakaiteen tehollisen puristuslujuuden huomioiva kerroin
$\eta_a$	betonin laajenemisen estoon liittyvä kerroin
$\eta_c$	betonin laajenemisen estoon liittyvä kerroin
$\theta$	kulma
$\bar{\lambda}$	suhteellinen hoikkuus
$\nu_a$	rakenneteräksen Poissonin luku
$\nu_c$	betonin Poissonin luku
$\nu_l$	liitoksen leikkausvuo
$\sigma_2$	laajenemista estävän raudoituksen aiheuttama tehollinen poikittainen puristusjäännitys murtorajatilassa
$\sigma_c$	betonin puristusjäännitys
$\sigma_s$	betoniteräksen jännitys
$\tau_{Ed}$	leikkausjäännitys
$\tau_{Rd}$	tartuntalujuuden mitoitusarvo
$\varphi_t$	virumaluku
$\varphi_{t,eff}$	efektiivinen virumaluku
$\omega_c$	sulkuvaikutuksen synnyttävän raudoituksen mekaaninen tilavuussuhde



# 1 JOHDANTO

Paaluja käytetään siltojen perustamiseen silloin, kun kantava maapohja on niin syvällä, ettei maanvarainen perustaminen ole mahdollista. Jos maanvaraisiin perustuksiin kohdistuva kuormitus aiheuttaa liiallisia painumia, siirtymiä tai kiertymiä, tai jos maapohja ei ole vakavuusominauksiltaan riittävä ja murtuu, silta perustetaan paaluilla syvemmällä sijaitsevaan kantavaan maakerrokseen tai kallioon. Paalujen käyttöön voidaan päätyä myös työtekniisten vaatimusten ja ympäröivien rakenteiden seurauksena. Vaurioitumisherkät rakenteet voivat olla esteenä maanvaraisen perustamisen edellyttämälle kaivuutyölle. Siltojen paalut liittyvät yläpäistään joko sillan peruslaattaan, päätypalkkiin, kanteen tai pilariin. Silloissa käytettävät teräsbetoniset lyöntipaalut vaativat aina peruslaatan paalun ja pilarin väliin, mutta suurpaaluperusteisissa silloissa maan alla oleva paalu voi jatkua maan päällä suoraan pilarina, eikä erillistä peruslaattaa paalun ja pilarin väliin tarvita. Rakenne on yksinkertainen, koska siinä voidaan käyttää kantavuuskapasiteetiltaan teräsbetonisiin lyöntipaaluihin verrattuna parempia betonitäytteisiä teräsputki-paaluja, joita käytettäessä paalumäärät jäävät alhaisemmiksi.

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Rakennesuunnittelussa rakenteiden liitoskohdat ovat tyypillisesti haastavia kohtia, koska niissä voimat siirtyvät yhdeltä rakenneosalta toiselle, jolloin voimien siirtymiseen vaadittavat edellytykset tulee tuntea. Rakenneosat voivat olla materiaaliominauksiltaan ja jäykkyyksiltään poikkeavat. Suomessa siltojen rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu tehdään yleiseurooppalaisten suunnittelustandardien (eurokoodit) ja niihin liittyvien kansallisten liitteiden sekä Väyläviraston julkaisemien eurokoodien soveltamisohjeiden (NCCI 1–7) mukaan. Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoskohdan suunnitteluun ei kuitenkaan ole olemassa Suomessa laadittua yksiselitteistä mitoitusohjetta, jossa huomioitaisiin liitosalueen poikkileikkausten ominaisuuksien poikkeavuudet. Tämän seurauksena kukin suunnittelutaho tekee rakenteellisen mitoituksen itsenäisesti omalla tavallaan. Puutteellisen ohjeistuksen vuoksi rakennesuunnittelijat päätyvät usein konservatiivisiin mitoitusoletuksiin, jotka johtavat ylimitoitettuihin, kalliisiin ja vaikeasti toteutettaviin rakenteisiin. Liitosalueen raudoitemäärät kasvavat usein suuriksi, jotta liitoksen

kapasiteetin riittävyys saadaan varmistettua. Tiheä raudoiteteräsjaako hankaloittaa terästen asennusta työmaalla ja heikentää betonoinnin tiivistymistä, jolloin toteutus ei enää vastaa suunniteltua. Konservatiivinen mitoitus nostaa rakentamiskustannuksia, varsinkin kun huomioidaan ylimitoituksen kerrannaisvaikutukset. Diplomityön teettäminen liittopaalun ja sillan betonirakenteen rakenteellisesta toiminnasta antaa mahdollisuuden tutkia aiheeseen liittyviä ilmiöitä tarkemmin, jolloin puutteellisen suunnitteluohjeistuksen aiheuttamia haittoja voidaan nostaa esiin ja esittää niille kehitysehdotuksia.

## **1.2 Tutkimuksen tavoitteet**

Tutkimuksen tavoitteena on tarkastella raudoitetun betonitäyteen teräsputkipaalun ja sillan betonirakenteen liitosalueen rakenteellista toimintaa ja selvittää, millaisia optimointimahdollisuuksia liitoksen mitoituksessa on. Tutkimuksen päämääränä on kehittää nykyistä suunnitteluohjetta diplomityössä syntyvän tutkimustiedon perusteella. Tutkimustietoa voidaan hyödyntää käytännön mitoitukseen soveltuvan mitoitusohjeistuksen luomiseen, ja sen reunaehtojen perusteluun. Tavoitteena on selvittää, miten kyseiset liitokset tulisi mitoittaa huomioimalla todenmukaiset poikkileikkauksominaisuudet, mutta kuitenkin riittävän konservatiivisesti, että työssä syntyviä kehitysehdotuksia voidaan hyödyntää käytännön mitoitusasteiden yhtenäistämiseksi. Tavoitteena on selvittää, miten liittovaikutus kehittyy liitosalueella, ja millaista hyötyä liittopoikkileikkauksen huomioimisella on mitoituksessa. Työn toinen keskeinen tavoite on koota yhteen liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen erilaisia toteutusasteita, ja esittää kunkin liitostyyppin ominaispiirteet ja rakenteelliset toimintaperiaatteet.

## **1.3 Tutkimuksen rajaus**

Tutkimus on rajattu koskemaan paaluja, jotka ovat geometriaominaisuuksiltaan kaksoissymmetrisiä ympyräpoikkileikkauksia. Työssä tehtävä mitoitus on yksinään liitoskohdan kapasiteettitarkastelua. Paalun muut mitoitusasteet, kuten nurjahduskestävyys, eivät ole tutkimuksen kohteena. Tutkittavat liitokset ovat kaikki taivutusmomenttia välittäviä monoliittisiä liitoksia. Laakeroituja rakenteita ei tutkita diplomityössä. Leikkausvoiman vaikutusta teräsbetonipoikkileikkauksen mitoituksessa ei huomioida. Tutkimuksen kohteena on laatta- ja palkkisillat. Kehäsilat on rajattu työn ulkopuolelle.

## 1.4 Tutkimuksen toteutus

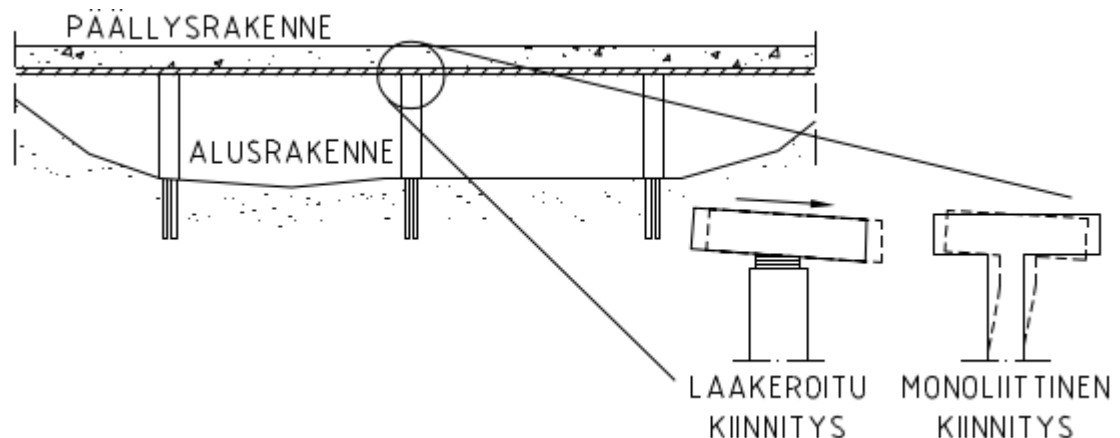
Diplomityön tutkimusmenetelmät ovat kirjallisuuskatsaus ja laskennallinen tarkastelu, joka toteutetaan niin käsinlaskentana kuin laskentamallin avulla. Tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa tutustutaan eri tapoihin, joilla liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitos voidaan toteuttaa. Liitostyyppien kokoamisessa hyödynnetään tutkimusryhmän palavereita. Työssä selvitetään, mitä etuja ja huonoja puolia kuhunkin liitostyyppiin sisältyy. Tutkimuksen toisessa vaiheessa syvennyttään liitoksen rakenteelliseen toimintaan teoreettisella tasolla. Lähdekirjallisuutena käytetään suomenkielistä ja ulkomaalaista aineistoa. Liitostyyppien kokoamisen ja ensimmäisten laskentatarkasteluiden jälkeen valitaan aihekokonaisuudet, joihin tutustutaan tarkemmin. Aihekokonaisuuksien valinta perustuu liitoksen mitoituksessa saatavaan hyötyyn. Tutkimus kolmannessa vaiheessa luodaan laskentamalli ja tutkitaan, miten valittujen liitostyyppien mitoitusta voitaisiin optimoida ja millaista hyötyä optimoinnista voitaisiin saada.

## 2 LIITTOPAALUN TOIMINTA OSANA SILLAN RAKENNEJÄRJESTELMÄÄ

Tässä diplomityön luvussa kerrotaan, miten liittopaalu toimii osana sillan rakennejärjestelmää, ja mistä kuormista liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitokseen syntyvät rasitukset muodostuvat. Lisäksi luvussa esitellään eri toteutustapoja liitokselle, niiden hyviä ja huonoja puolia esiin nostaan.

### 2.1 Sillan rakennejärjestelmä ja vaakasuuntainen toiminta

Sillan rakennejärjestelmä koostuu sillan alus- ja päällysrakenteen muodostamasta kokonaisuudesta. Alusrakenne kattaa rakenneosat siltakannen alapinnasta perustusten alapintaan. Näitä rakenteita ovat pääty- ja välitukirakenteet perustuksineen. Alusrakenteet toimivat tukina päällysrakenteelle. Tukiehdot vaihtelevat vapaasti laakeroiduista monoliittisesti kiinnitettyyn riippuen sillan suunnitellusta rakenteellisesta kokonaistoiminnasta, eli sillan rakennejärjestelmästä. Laakeroiduilla tuilla alusrakenteen suunnittelu on helpommin erotettavissa omaksi suunnittelutehtäväkseen. [1, s. 139, 183] Kuvassa 1 esitetään sillan alusrakenteen kiinnittyminen päällysrakenteeseen sillan välituella.



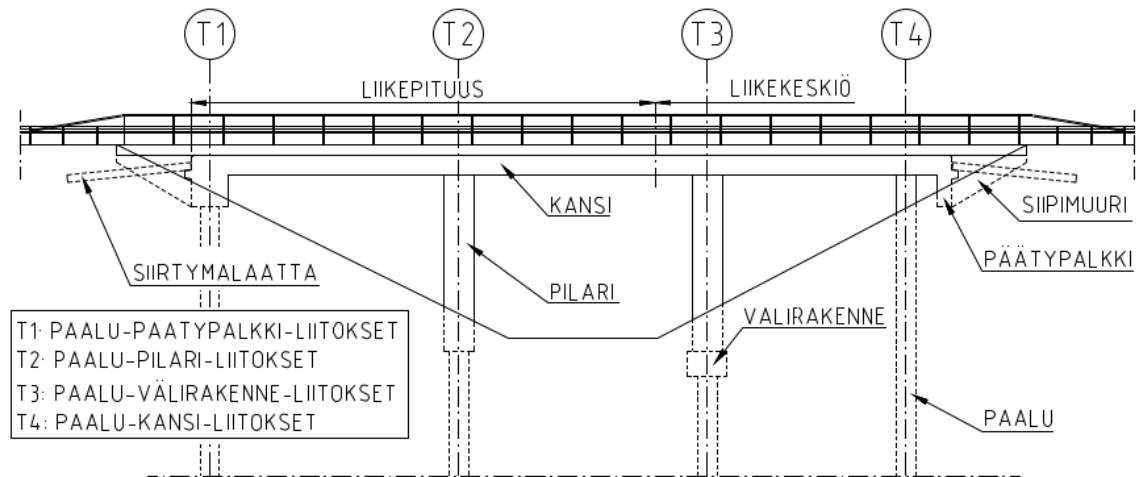
**Kuva 1.** Sillan alus- ja päällysrakenteen välinen kiinnitys [2, s. 235].

Kuvasta 1 nähdään, miten alusrakenteen ja päällysrakenteen välinen kiinnitys voidaan toteuttaa monoliittisesti tai laakeroimalla. Laakeroitu kiinnitys voi olla joko vapaasti liikkuva tai kiinteä. Kuvassa 1 on esitetty liikkuvan laakerin toimintaperiaate. Liikkuva laakeri mahdollistaa kannen muodonmuutokset ilman, että alusrakenteisiin syntyy muodonmuutoksia. Monoliittinen kiinnitys toimii joustavana tukena sillan pituussuunnassa. Toisin kuin liikkuva laakeroitu kiinnitys, monoliittinen kiinnitys

vastaanottaa taivutusmomentteja, jotka syntyvät sillan kuormista. Jos sillan rakennejärjestelmä koostuu niin laakeroiduista kuin monoliittisista välituista, laakeroitu välituki ei vastaanota taivutusmomenttirasituksia, vaan ne siirtyvät laakeroidun välituen yli monoliittisesti kiinnitetyle välituelle. Tässä työssä tutkittavissa monoliittisesti kiinnitetyissä tapauksissa paalut ja pilarit liittyvät oleellisesti sillan kokonaistoimintaan.

Sillan päällysrakenne välittää siihen kohdistuvat ulkoiset pysty- ja vaakakuormat alittavan väylän tai esteen yli alusrakenteille, jotka edelleen välittävät kuormat maaperään tai kallioon. Kuormat jakautuvat rakenneosille niiden jäykkyyksien suhteessa. Kuormien seurauksena rakenteille aiheutuu muodonmuutoksia. Mikäli muodonmuutosten kehittyminen on estetty, syntyy rakenteisiin sisäisiä rasituksia, joita kutsutaan pakkovoimiksi. Pakkovoimien suuruus on riippuvainen rakenteen jäykkyydestä. Jäykkä rakenne vastustaa muodonmuutosten vapaata kehittymistä, jolloin jäykkään rakenteeseen kohdistuu suuremmat sisäiset rasitukset. Pitkillä silloilla sisäiset kuormat aiheuttavat merkittäviä päällysrakenteen pituuden muutoksia. Pituudenmuutoksen seurauksena päällysrakenteen tukilinja siirtyy perustuksen asemaan verrattuna. Siirtymäero aiheuttaa alus- ja päällysrakenteen liitokseen pakkovoimia. Pakkovoimat ovat suurimpia sillan päätytuilla, koska myös siirtymäerot ovat niiden kohdalla suurimmillaan. Sillan liikekeskiöksi kutsutaan pistettä tasossa, jossa siirtymäeron suuruus on nolla. Liikekeskiö pysyy paikallaan sillan päällysrakenteen pituudenmuutoksista huolimatta. Liikekeskiön paikka määräytyy sillan rakennejärjestelmän jäykkyyksien mukaan. Pakkovoimien kasvaessa suuriksi, alusrakenteen ja päällysrakenteen liitos tyypillisesti laakeroidaan. Hoikka siltapilari kuitenkin mahdollistaa suurillakin siirtymäeroilla monoliittisen päällysrakennekiinnityksen. [1, s. 139]

Sillan tuet jaetaan pääty- ja välitukiin sen mukaan, missä kohtaa siltaa tukilinja sijaitsee. Päällysrakenteen päätytuen vaakasiirtymät aiheuttavat vuorovaikutusvoimia päätypenkereen ja päätytuen välille, kun päätypalkki tukeutuu sillan tulopengertä vasten. Kyseisen tuentaratkaisun silloista käytetään nimitystä liikuntasaumaton silta. Kuvassa 2 esitetään kuvitteellinen liikuntasaumaton silta, jossa alusrakenne kiinnittyy päällysrakenteeseen kokonaan monoliittisesti toisistaan poikkeavilla liitostyypeillä. Todellisissa silloissa alusrakenteen ja päällysrakenteen väliset liitokset pyritään toteuttamaan yhdenmukaisesti.



**Kuva 2.** Liikuntasaumattoman sillan pituusleikkaus

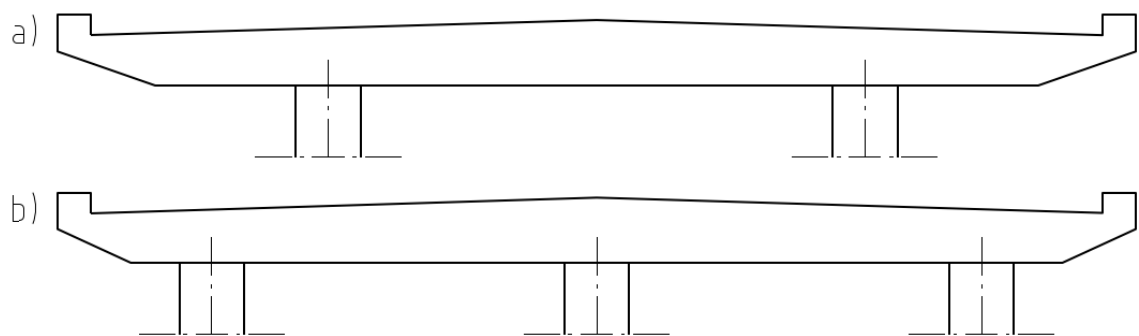
Kuvan 2 liikuntasaumattoman sillan vasemmanpuoleinen päätytuki on ulokkeeton, ja oikeanpuolinen ulokkeellinen. Tuella 1 on paalun ja päätypalkin välinen liitos, tuella 2 on paalun ja pilarin välinen liitos, tuella 3 on paalun ja erillisen välirakenteen, kuten palkin, välinen liitos, ja tuella 4 on paalun ja kannen välinen liitos. Kyseistä ryhmittelyä käytetään liitostyyppien esittelyn yhteydessä luvussa 2.4.

Liikuntasaumattomien siltojen päätytukirakenteet ovat kevyemmät kuin maatuelliset rakenteet. Massiivisiin maaturakenteisiin kohdistuu kuormia, jotka pyrkivät kaatamaan rakenteen. Liikuntasaumattomissa silloissa kyseiset kuormat välittyvät päällysrakenteen normaalivoiman välityksellä päätytuelta toiselle. Päätypalkin ja maan välinen yhteistoiminta määrittää sillan tasossa tapahtumat siirtymät ja liikekeskiön sijainnin. Päätytukien ollessa vinoja, vuorovaikutusvoimat päätytuen ja tulopenkereen välillä pyrkivät kiertämään siltaa tasossa. Siipimuurit vastustavat kiertymien syntymistä. [1, s. 140–141]

Päällysrakenteeseen kiinteästi kiinnitetty pilari tai suoraan päällysrakenteeseen jatkettu suurpaalu toimii joustavana tukena sillan vaakasuunnassa. Joustava tuki mahdollistaa sillan pituussuuntaiset muodonmuutokset. Kun alusrakenne kiinnitetään monoliittisesti päällysrakenteeseen, alusrakenteiden jäykkyyttä muuttamalla voidaan vaikuttaa syntyvien pakkovoimien suuruuteen. Muodonmuutoksen suunnassa taipuisa tuki kerää vähemmän rasituksia kuin jäykkä tuki. Toisaalta hoikempaan rakenteeseen voi olla vaikea saada riittävää kapasiteettia. Suurpaaluista ja pilareista muodostuvilla alusrakenteilla voidaan aikaansaada taipuisia, kanteen monoliittisesti kiinnitettyjä tukia, jotka sallivat sillan pituuden muutoksen kehittymisen. Tuen pituus- ja poikkisuuntaista jäykkyyttä voidaan optimoida laskennallisesti muuttamalla paalujen ja pilarien dimensioita tai lukumääriä. [1, s. 188, 192] Esimerkiksi kasvattamalla päätytukilinjoilla

sijaitsevien alusrakenteiden dimensioita, välitukilinjojen alusrakenteiden rasitukset pienenevät.

Sillan poikkisuuntaista toimintaa voidaan analysoida tukilinjojen poikkileikkausten avulla. Sillan leveys ja päällysrakenteen tyypin edellyttämät tukiehdot vaikuttavat tukien asetteluun poikkisuunnassa. Useista tuista koostuvia välitukirakenteita käytetään sillan ollessa leveä. Palkkisillassa välitukilinjan tukipisteet sijaitsevat palkkien alla. Sijoittelulla vältytään kuormanjako- ja ripustusrakenteiden tekemiseltä päällysrakenteeseen. Laattasilloilla välituen pilarimäärää on sidoksissa sillan leveyteen. [1, s. 186] Kuvassa 3 esitetään laattasillan kahden ja kolmen pilarin muodostamat välitukirakenteet.

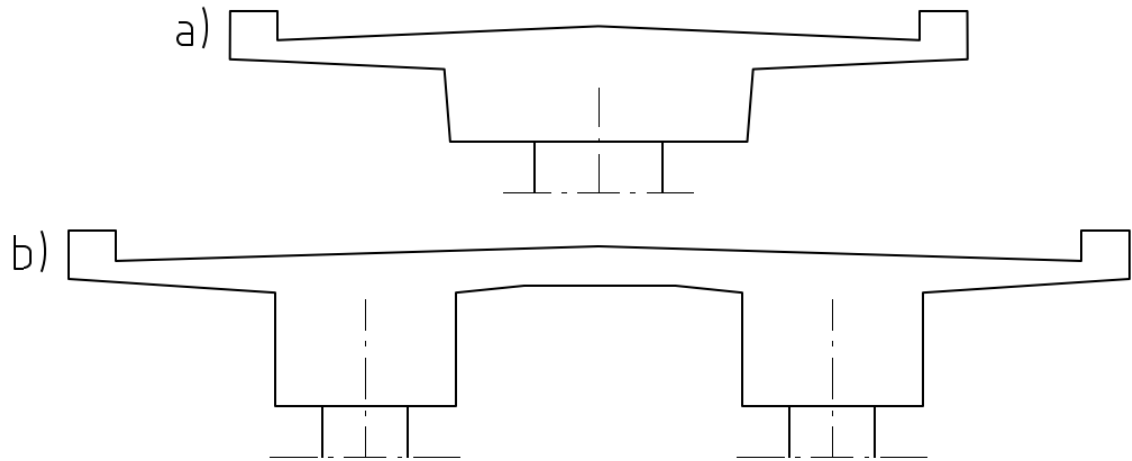


**Kuva 3.** Laattasillan alusrakenteen kytkeytyminen päällysrakenteeseen.

Kuvassa 3 olevan sillan leveys on identtinen, mutta tukien määrä on eriävä. Vaikka kuormat ovat samat, ne vaikuttavat alusrakenteiden rasituksiin eri lailla. Kahden tuen rakenteessa (kuva 3a) alusrakenteisiin kohdistuu suuremmat rasitukset, tukien pienemmän lukumäärän seurauksena. Tukien välinen etäisyys on suurempi, jolloin niiden keskellä sijaitseva liikennekuorma aiheuttaa suuremman taivutusmomenttirasituksen alusrakenteille. Koska rasitukset ovat suuremmat, alusrakenteiden kapasiteettienkin tulee olla suuremmat, jolloin alusrakenteista tulee jäykempiä. Jäykempiin alusrakenteisiin kohdistuu suuremmat pakkovoimat. Kolmen tuen välitukirakenteessa (kuva 3b) alusrakenteiden jäykkyyksiä voidaan muuttaa siten, että laidoilla ja keskellä on eroavat jäykkyydet. Kolmen tuen välitukirakenteessa kannen poikittainen kutistuminen liikuttaa vain laitimmaisia tukia. Kahden tuen tapauksessa liike on pienempää, koska laitimmat tuet sijaitsevat lähempänä poikkileikkauksen keskikohtaa. Myös lämpötilakuormat aiheuttavat eroja välitukirakenteiden välillä. Kannen lämpötilan muutoksen seurauksena tuen yläpää siirtyy. Siirtymästä aiheutuu momenttia alusrakenteille. Kannen yläpinnan lämmitessä, laitimmaisten tukien rasitukset kasvavat, mutta kolmen tuen rakenteessa keskimmäisen tuen rasitus kevenee.

Palkkisilloissa tukien lukumäärällä on suurempi vaikutus rakenteen toimintaan kuin laattasilloissa. Yhden poikittaisen tuen rakenteessa liikennekuorma on hyvin

epäkeskeinen. Epäkeskeinen liikennekuorma aiheuttaa vääntöä, josta syntyy taivutusmomenttirasitusta alusrakenteeseen. Toisaalta pysyvät kuormat eivät ole yhtä kriittisiä yksipalkkisen rakenteen toiminnan kannalta. Kuvassa 4 esitetään yksipalkkisen ja kaksipalkkisen palkkisillan välitukirakenne.



**Kuva 4.** Palkkisillan välitukirakenne

Sillan päällysrakenne edellyttää tuentaa sillan pituusakselin ympäri tapahtuvaa kiertymistä vastaan. Kiertyminen voidaan vastaanottaa monoliittisellä kiinnityksellä tai käyttämällä tukilinjalla kahta riittävän etäällä toisistaan sijaitsevaa kiinnitystä. Kuvassa 4a poikkisuuntaisia tukia on yksi, jolloin kaikki epäkeskinen kuormitus aiheuttaa vääntöä päällysrakenteeseen. Alusrakenne vastaanottaa väännön taivutusmomenttina. Kuvassa 4b riittävän etäällä olevat tuet välittävät päällysrakenteen vääntörasituksen voimaparin avulla alusrakenteelle. Yksittäisistä suurpaalua ei voi kiinnittää laakerilla päällysrakenteeseen, koska laakeroidun tuen joustavuus yhdessä laakerikitkan kanssa aiheuttavat haitallisia siirtymiä. [1, s. 188, 192]

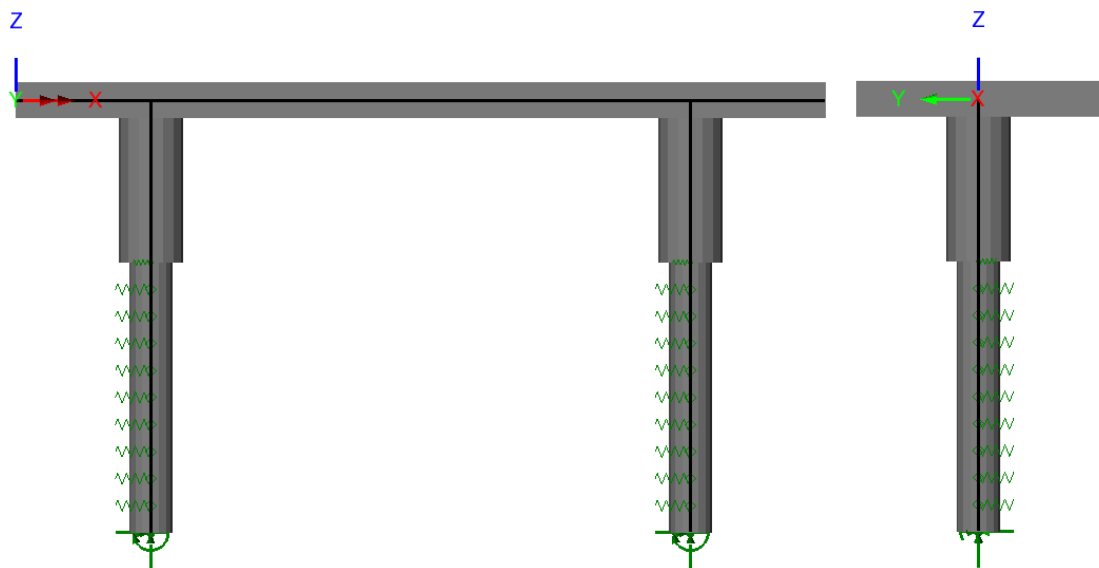
## 2.2 Sillan alusrakenteiden kuormat ja niiden aiheuttamat rasitukset

Sillan kohdistuvat kuormat voidaan jaotella ulkoisiin pysty- ja vaakakuormiin, jotka ovat luonteeltaan joko pysyvää tai muuttuvaa, sekä pakkovoimia aiheuttaviin kuormiin. Ulkoisia pystykuormia ovat liikennekuormat, lumikuorma ja rakenteiden paino. Lumikuorma ei yleensä ole mitoittava kuorma. Ulkoisia vaakakuormia ovat liikennekuormien vaakakomponentit, maanpaine, tuulikuorma, jääkuorma ja törmäyskuormat. Tuulikuorma sisältää myös pystysuoria komponentteja, jotka syntyvät tuulen nosteesta ja nurkkiin kehittyvästä imusta. Tuulikuorma ei kuitenkaan ole tavanomaisen sillan mitoituksen kannalta keskeinen kuorma. Pakkovoimia aiheuttavia kuormia ovat lämpötilakuormat, jännevoima, betonin kutistuma ja viruma, sekä



laakerikitka. Laakerikitka syntyy alus- ja päällysrakenteen välisestä siirtymäerosta. [1, s. 139] Koska laakeroidut liitokset on rajattu diplomityön ulkopuolelle, ei myöskään laakerikitkan vaikutuksia oteta huomioon diplomityössä. Sama pätee pysyviksi kuormiksi luokiteltaviin tukipainumiin. Tukipainumalla tarkoitetaan maanvaraisten pääty- ja välitukien odotettavissa olevaa painumaa, joka arvioidaan geoteknisten laskelmien perusteella [3, s. 66]. Tukipainuma ei koske painumattomaksi oletettuja paaluperustuksia. Sillan rakennejärjestelmään kohdistuu kuormia, jotka aiheuttavat rasituksia paaluille ja pilareille joko suoraan tai välillisesti. Sillan kuormat ja kuormitusyhdistelyt on esitetty kattavasti eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 1. Tässä luvussa käsitellään kuormia, joilla on vaikutusta liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoskohdan rasituksiin.

Kuormien aiheuttamien rasitusten kuvaamisen helpottamiseksi luodaan yksinkertainen sillan laskentamalli. Laskentamallin avulla tutkitaan alusrakenteiden toimintaa sillan pituussuunnassa. Laskentamallin kohteena on kuvitteellinen yksiaukkoinen teräsbetoninen ulokelaattasilta, jonka dimensioita on muuteltu yleisten huomioiden tekemiseksi. Kuvassa 5 esitetään laskentamallin pituus- ja poikkileikkaus.



**Kuva 5.** Laskentamallin pituus- (vas.) ja poikkileikkaus.

Kuvan 5 laskentamallin poikkileikkaus kuvaa sillan puolikasta. Laskentamalli on tehty LUSAS Bridge 19 -ohjelmistolla, joka perustuu elementtimenetelmään. Maan antama poikittainen tuki paaluille on mallinnettu jousien avulla. Jouset huomioivat maan jäykkyyden ja vaakasuuntaisen kantokestävyyden. Jousien jäykkyyden laskennassa käytetyt maaparametrit kuvaavat savimaata. Taulukossa 1 esitetään laskentamallin lähtötiedot. Kyseisiä lähtötietoja käytetään lukujen 2.2.1, 2.2.2 ja 2.2.3 rasituskuvaajien laadinnassa.

**Taulukko 1. Laskentamallin lähtötiedot**

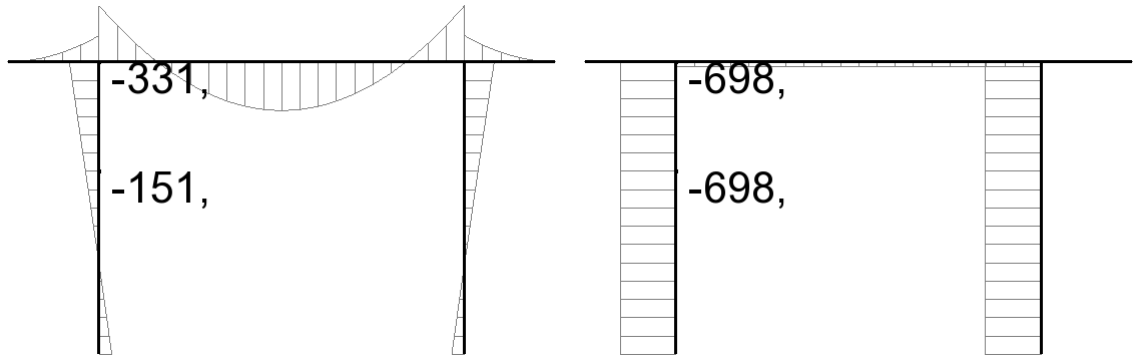
<b>Suure</b>	<b>Arvo</b>
Jännemitta	10 m
Ulokkeen pituus	2,5 m
Hyödyllinen leveys	9 m
Kannen rakennekorkeus	650 mm
Paalun halkaisija	800 mm
Pilarin halkaisija	1 200 mm
Paalun pituus	5 000 mm
Pilarin pituus	3 000 mm
Saven tilavuuspaino	16 kN/m <sup>3</sup>
Saven suljettu leikkauslujuus	20 kPa
Jousivakio	3000 kN/m

Laskentamallin avulla esitetään eri kuormien aiheuttamia taivutusmomentti- ja normaalivoimarasituksia sillan alusrakenteille. Tulokset kuvaavat yleisesti monoliittisesti kiinnitettyjen alusrakenteiden rasituksia. Vaikka rasituskuoissa esitetään yhden kohteen rasituksia, myös muita tapauksia on tutkittu, jotta on voitu varmistua tulosten oikeellisuudesta.

### 2.2.1 Pystysuuntaiset kuormat

Alusrakenteiden tarkoitus on siirtää niihin kohdistuvat pystysuuntaiset kuormat kantavaan maaperään tai kallioon. Pystysuuntaista kuormaa paaluille ja pilareille muodostuu niiden päällisten rakenteiden painosta ja liikennekuormasta. Lisäksi paalua kuormittaa pystysuunnassa negatiivinen vaippahankaus.

Rakennusosien paino on pysyvä kuorma, joka määritetään rakenneosien tilavuuspainojen ja nimellismittojen avulla. Materiaalien tilavuuspainoja on esitetty standardin SFS-EN 1991-1-1 liitteen A taulukoissa. Sillan pintarakenteiden ja kaiteiden omapaino sekä muu rakenteeseen vaikuttava muuttumaton pystysuuntainen kuormitus luokilleen pysyväksi kuormaksi. Pysyvä kuorma vaikuttaa koko annetun tarkastelujakson ajan. Pysyvän kuorman suuruuden vaihtelu ajan myötä on merkityksetöntä. Myös täytöt ja päällysteet ovat pysyviä pystysuuntaisia kuormia. [3, s. 8] Kuvassa 6 esitetään päällysrakenteiden omapainon aiheuttamat rasitukset laskentamallissa.



**Kuva 6.** Päällysrakenteiden omapainon aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

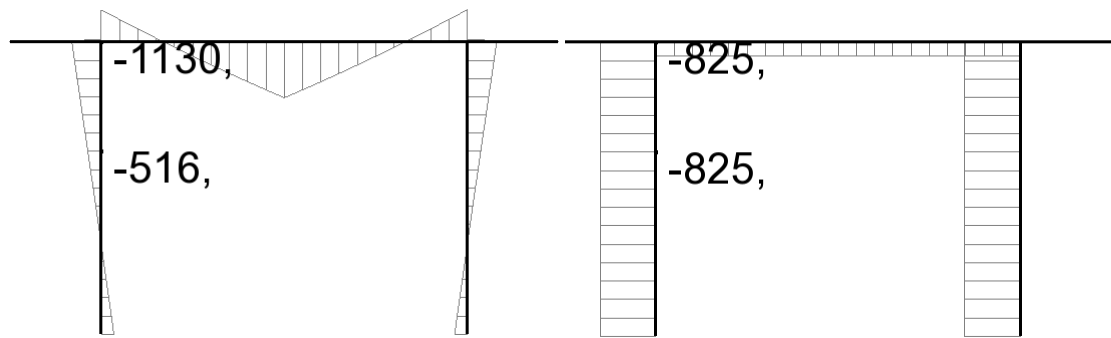
Kuvan 6 ylemmät arvot ovat pilarin yläpään rasiuksia, ja alemmat arvot ovat rasiuksia paalun ja pilarin liitoksessa. Normaalivoiman yksikkö on kilonewton ja taivutusmomentin yksikkö on kilonewtonmetri. Rakennusosien painosta aiheutuu normaalivoima- ja taivutusmomenttirasitusta kumpaankin tarkastelukohtaan. Omapaino aiheuttaa liitoskohtiin merkittävät rasitukset tavallisissa teräsbetonisilloissa. Kevytrakenteisilla silloilla omapainon vaikutus rasitukseen pienenee suhteessa muuttuviin kuormiin. Rakenteiden omapainon lisäksi toinen paaluun kohdistuva pysyvä kuorma on negatiivinen vaippahankaus.

Negatiivinen vaippahankaus on pitkällä aikavälillä syntyvää pysyvää kuormaa. Paalun ympäröimän maan painuessa paalua nopeammin, syntyy paalun ja maan väliseen kosketuspintaan kitkaa. Kitkan ja adheesion aiheuttama hankaus kuormittaa paalua pystysuunnassa. Hankaus voi olla suurimmillaan paalun ja maan välisen leikkauskestävyyden suuruinen. Negatiivinen vaippahankaus on paalun mitoituskuorma, joka määritetään paalutusohjeen 2016 (PO-2016) mukaan. [4, s. 38] Negatiivisella vaippahankausta ei kuitenkaan käsitellä työssä tarkemmin, koska sillä ei ole merkittävää vaikutusta paalun yläpään taivutusmomenttirasitukseen.

Alusrakenteille kohdistuvasta pystysuuntaisesta kuormasta suurin osa on peräisin liikennekuormasta silloin kun silta on kevytrakenteinen. Liikennekuorma on muuttuvaa kuormaa, joka syntyy sillan päällä kulkevasta tie- tai rautatieliikenteestä. Liikennekuormat määritetään kulkuneuvo kohtaisten kuormakaavioiden avulla. Kuormakaaviot kuvastavat erilaisten kuljetusten muodostamia painoja ja niissä käytettävien kulkuneuvojen dimensioita. Tieliikennesilloilla kuormakaaviot kuormittavat sillan pituussuuntaisia kuormakaistoja, jotka sijoitetaan sillan poikkisuunnassa siten, että saavutetaan määräävä vaikutus. Tieliikennettä kuvaavien kuormakaistojen lukumäärä määräytyy sillan leveys suunnan perusteella. Tieliikennesiltojen kuormakaaviot koostuvat kuormakaistoille sijoitettavista tasaisesti jakautuneista kuormista, kahden

akselin muodostamista telikuormista sekä pyöräkuormista. Rautatieliikennekuorman pystykomponentit koostuvat junan staattisia kuormia kuvaavista kuormakaavioista sekä junan dynaamisia kuormia kuvaavista lisäkuormista. Rautatieliikenteen kuormakaaviot sisältävät akseli- ja nauhakuormia. Kuormat sijoitetaan sillalle siten, että syntyy epäedullisin vaikutus. Liikennekuorman määrittäminen ja kuormakaaviot on esitelty tarkemmin eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 1. [3, s. 10, 21]

Rakenteet mitoitetaan sille kuormakaavioille, josta aiheutuu suurimmat rasitukset. Tieliikennesiltojen kuormakaavioiden telikuormien sijoittelulla on vaikutusta sillan alusrakenteen rasitukseen. Sijoittamalla telit keskeisesti tuelle, normaalivoiman osuus rasituksista kasvaa. Vastaavasti sijoittamalla telit kenttään, taivutusmomentin osuus rasituksista kasvaa. Kuvassa 7 esitetään laskentamallissa jännemitan keskelle sijoitetun telikuorman ja yhtäaikaisesti vaikuttavan tasaisesti jakautuneen kuorman aiheuttamat rasitukset.



**Kuva 7.** Liikennekuorman aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

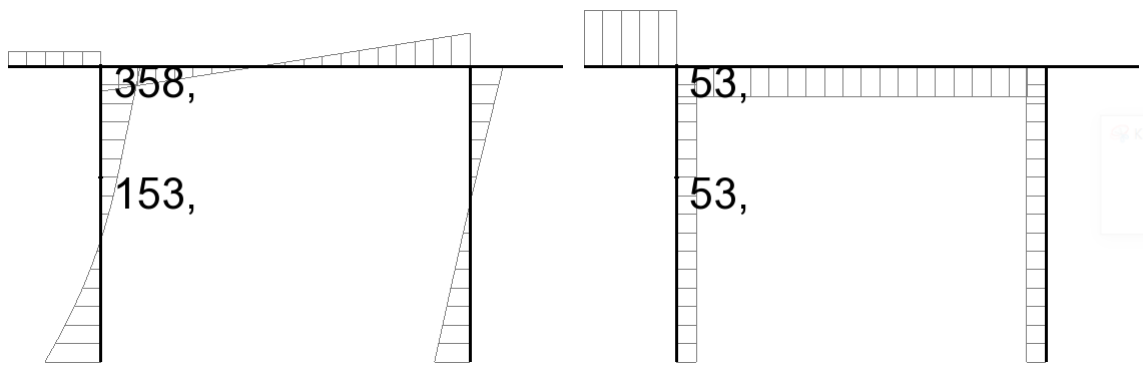
Kuvasta 7 nähdään, että liikennekuormasta aiheutuu merkittävästi rasituksia alusrakenteille. Sillan jännemitalla on vaikutusta määräävään telikuormien asetteluun. Lyhyillä silloilla alusrakenteiden suurin taivutusmomenttirasitus syntyy, kun telit sijoitetaan ulokkeelle. Jännemitan ollessa pitkä, keskeisesti sijoitettu telikuorma aiheuttaa suurimman taivutusmomenttirasituksen.

### 2.2.2 Vaakasuuntaiset kuormat

Vaakasuuntaisia kuormia, jotka rasittavat sillan alusrakenteita, ovat maan lepopaine, liikenteen maanpaine, liikennekuorman vaakakomponentit, sekä jääkuorma ja onnettomuuskuorma. Vaakasuuntaisista kuormista liikenteen vaakakomponentit, maanpaine ja onnettomuuskuormat aiheuttavat tyypillisesti suurimmat rasitukset.

Maan lepopaine on pysyvää kuormaa, joka kohdistuu alusrakenteisiin vaakakuormana. Maan lepopaine vaikuttaa alusrakenteisiin kohtisuorana

viivakuormana. Myös päätypalkkiin kohdistuva maan lepopaine välittyy sillan alusrakenteille. Lepopaineen suuruus riippuu maan tehokkaasta leikkauskestävyyskulmasta ja maanpinnan kaltevuuskulmasta. [4, s. 78] Alusrakenne mitoitetaan sen eri puolilta vaikuttavan maanpaineen erotukselle. Maanpaineiden erotus kerrotaan kolmella riittävän rakenteellisen varmuustason varmistamiseksi. [5, s. 16] Toisin sanoen paaluun oletetaan kohdistuvan lepopainetta paalun kolminkertaiselta leveydeltä. Kuvassa 8 esitetään alusrakenteille suoraan ja päätypalkin kautta välittyvän maan lepopaineen aiheuttamat rasitukset laskentamallissa. Rasitukset syntyvät vasemmanpuoleisen tukilinjan päätypalkkiin ja alusrakenteisiin vaikuttavasta maan lepopaineesta.



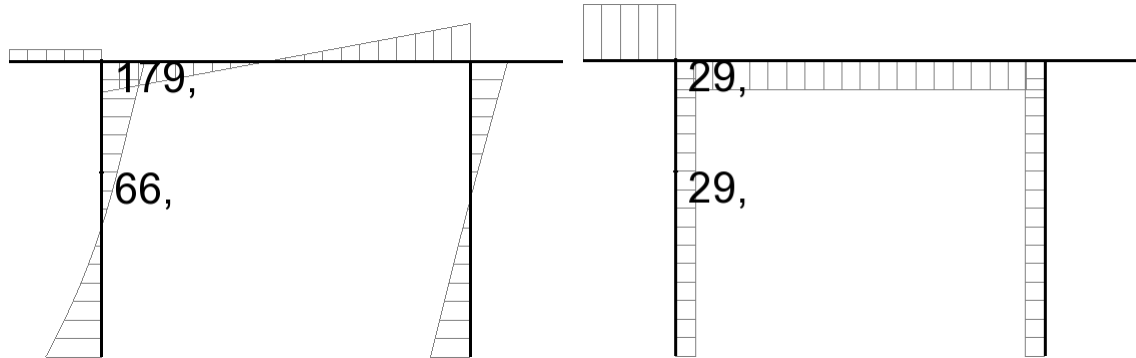
**Kuva 8.** Maan lepopaineen aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja

Kuvasta 8 nähdään, että maan lepopaine aiheuttaa alusrakenteille taivutusmomentti- ja normaalivoimarasitusta. Normaalivoimarasitus on pieni, mutta taivutusmomenttirasitus on merkityksellistä. Sillan ja luiskien geometriat vaikuttavat maan lepopaineen suuruuteen. Päätypalkkiin kohdistuva lepopaine jakautuu kaikkien alusrakenteiden kesken. Matala päätypalkki ja jyrkät luiskat aiheuttavat pienemmän lepopaineen alusrakenteille kuin korkea päätypalkki ja loivat luiskat.

Maan lepopaineen lisäksi penkereellä sijaitsevasta liikennekuormasta muodostuu maanpainetta alusrakenteille. Liikennekuorman maanpaine on muuttuvaa kuormaa, joka määritetään soveltamisohjeen NCCI 1 kuvan B.2 kuormakaavio avulla. Kuormakaavio asetetaan rakenteen taakse asemaan, josta muodostuu epäedullisin vaikutus. Liikennekuorman maanpaine voi vaikuttaa samanaikaisesti siltakannen akseli- ja pintakuormien kanssa. Paalujen mitoituksessa seinän viereinen pintakuorma tasoitetaan yhtenäiseksi tasaiseksi kuormaksi. [3, s. 17–18]

Liikuntasaumattoman sillan suunnitteluohjeessa (VO 09/2021) esitetään, miten päätytukilinjan paaluille muodostuva liikennekuorman maanpaine määritetään. Maanpaineen suuruus määräytyy tulopenkereellä vaikuttavasta keskimääräisestä

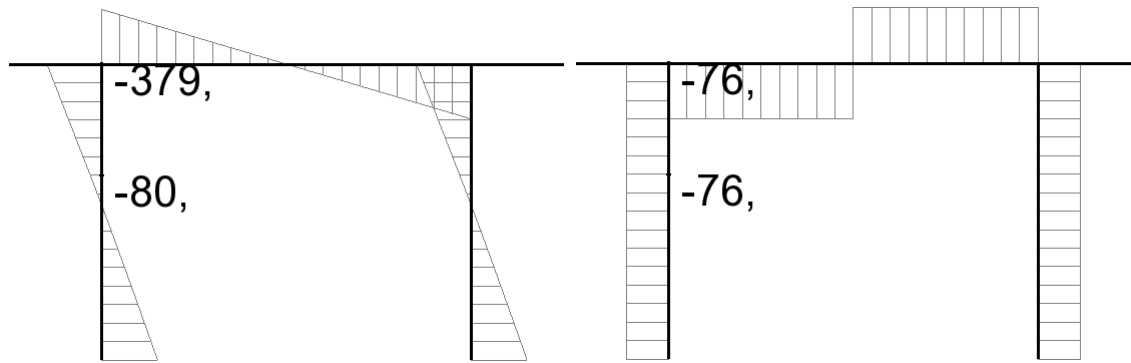
pintakuormasta. Paaluun kohdistuu liikennekuorman maanpainetta paalun todelliselta leveydeltä. Kuten lepopaineen tapauksessa, myös päätypalkille kohdistuva liikennekuorman maanpaine välittyy alusrakenteille. Kuvassa 9 esitetään liikennekuorman maanpaineen aiheuttamat rasitukset laskentamallissa.



**Kuva 9.** Liikennekuorman maanpaineen aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

Kuvasta 9 nähdään, että liikenteen maanpaineesta aiheutuu enimmäkseen taivutusmomenttirasitusta. Laskentamallissa on tutkittu tilannetta, jossa liikennekuorman maanpaine vaikuttaa vasemmanpuoleisen tukilinjan alusrakenteeseen ja päätypalkkiin. Rasituskuvaajat muistuttavat maan lepopaineen rasituskuvaajia, mutta rasitukset ovat pienemmät. Muita liikenteestä syntyviä vaakasuuntaisia kuormia ovat jarrukuorma ja keskipakokuorma.

Ajoneuvon tai junan kiihdytyksestä ja jarrutuksesta aiheutuu jarrukuorma, joka vaikuttaa pituussuuntaisen ajoradan tasolla tai kiskon selän korkeudella. Tieliikenteen jarrukuorman otaksutaan jakautuvan tasaisesti koko ajoradan leveydelle. Junaliikenteen jarrukuorman oletetaan vaikuttavan tasaisesti jakautuneena rakenneosan tarkastelupituudella. Jarrukuorman jakautuminen raiteen ja rakenteiden kesken lasketaan huomioimalla raiteen ja sillan yhteistoiminta. Yhteistoiminta mallinnetaan jousien avulla soveltamisohjeen NCCI 7 kuvan B.8 mukaan. Tieliikenteen vinon jarrutuksen tai sivuluisun aiheuttama poikittainen kuorma on suuruudeltaan neljäs piteussuuntaisen jarrukuorman arvosta. Poikittaisen jarrukuorman oletetaan vaikuttavan samanaikaisesti pituussuuntaisen jarrukuorman kanssa. Vaakakaarevien siltöjen ajoradan pinnan tasolla vaikuttaa lisäksi ajoradan säteen suuntainen keskipakokuorma. Keskipakokuorma on pistekuorma, joka voi sijaita missä kohtaa kannen poikkileikkausta ajoradan keskiviivan vaakasäteen alueella. Keskipakokuorman suuruus on riippuvainen sillan kaarevuussäteestä ja siltakannelle mahtuvien kaistojen lukumäärästä. [3, s. 12–13, 29–30] Kuvassa 10 esitetään tieliikenteen jarrukuorman aiheuttamat rasitukset laskentamallissa, kun jarrukuorma sijaitsee jänteen keskellä.



**Kuva 10.** Tieliikenteen jarrukuorman aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

Kuvasta 10 nähdään, että jarrukuorma aiheuttaa alusrakenteille taivutusmomentti- ja normaalivoimarasitusta. Jarrukuorman sijainnilla on huomattava vaikutus alusrakenteen rasitusten muodostumiseen. Alusrakenteisiin syntyy suuri taivutusmomenttirasitus, kun ajoneuvo jarruttaa siltakannella kaukana alusrakenteesta. Etäällä alusrakenteesta vaikuttava jarrukuorma aiheuttaa alusrakenteen päähän vaakasuuntaisen voiman, josta syntyy suuri taivutusmomenttirasitus. Suuri taivutusrasitus aiheuttaa merkittävän vetojännityksen alusrakenteen poikkileikkauksen vedetylle puolelle, kun alusrakenteeseen kohdalla ei ole merkittävää pystysuuntaista kuormitusta.

Jarrukuorman lisäksi liikenneonnettomuuksista syntyvät vaakasuuntaiset kuormat tulee huomioida alusrakenteiden suunnittelussa. Alusrakenteiden mitoituksen kannalta oleelliset onnettomuuskuormat ovat törmäyskuorma alusrakenteeseen, törmäyskuorma päällysrakenteeseen ja junan suistumiskuorma. Törmäyskuormat ovat ominaisuuksiltaan dynaamisia kuormia, joiden suuruus määräytyy kulkuneuvon massan ja nopeuden sekä törmäyksen esiintymistodennäköisyyden perusteella. Soveltamisohjeessa NCC1 esitetyt törmäyskuormat ovat ekvivalentteja staattisia kuormia. Ohjeen törmäyskuormat mallintavat kulkuneuvon ja rakenteen välistä törmäystilannetta, jossa kulkuneuvon liike-energia muuttuu äkillisesti rakenteen muodonmuutosenergiaksi. Tarkempi onnettomuusanalyysi edellyttää epälineaaristen materiaalimallien käyttöä ja dynamiikan laskentaa. [1, s. 166]

Sillan tukena toimiviin alusrakenteisiin kohdistuvat tiesiltojen törmäyskuormat on esitetty soveltamisohjeen NCCI 1 taulukossa F.4. Törmäyskuormien arvot perustuvat törmäysriskiin, jota voidaan pienentää alittavan väylän poikkileikkauksen muotoilulla. Riittäväillä varoetäisyyksillä törmäyskuormia voidaan redusoida tai jättää kokonaan huomioimatta. Törmäysriski ja samalla alusrakenteen törmäyskuorma pienentyvät, jos sillan alusrakenteet sijaitsevat kauempana alittavan ajoradan reunasta tai kaiteen takana. Siltojen maaluisikat suojaavat alusrakenteita törmäykseltä. Luiskat ohjaavat

suistunutta ajoneuvoa poispäin alusrakenteista, penkereen pienentäessä ajoneuvon liike-energiaa. Törmäyskuorma on sitä pienempi, mitä jyrkempi kaltevuus alusrakenteita ympäröivällä maaluiskalla on. Alusrakenteen törmäyskuormien suuruuteen vaikuttaa alittavan väylän muotoiluun lisäksi liikenteen luokka. Liikenteen luokka huomioi ajoneuvojen määrän ja nopeusrajoituksen. Alittavan tieliikenteen törmäyskuormat siltojen päällysrakenteisiin on esitetty soveltamisohjeen NCCI 1 taulukossa F.5. Liikenteen luokka ja törmäyskohteena olevan rakenteen alikulkukorkeus vaikuttavat päällysrakenteen törmäyskuorman suuruuteen. Törmäysriskiä voidaan pienentää alikulkukorkeutta kasvattamalla. Alus- ja päällysrakenteen välisen sidonnan on kestettävä päällysrakenteen törmäyskuormat. [1, s. 167–168] [3, s. 47–48, 50–51]

Rautatien ylittävien siltojen osalta on varauduttava junan suistumisessa syntyviin kuormiin. Suistuneella junalla on riski törmätä sillan alusrakenteisiin. Suistumistilanteesta laaditaan kaksi onnettomuustilannetarkastelua, joilla varmistetaan, ettei silta kierry tai kaadu jäykkänä kappaleena ja että sillan päällysrakenne kestää junan suistumisen. Suistuneen junan törmäykseen varaudutaan suunnittelemalla alusrakenne rataliikenteen törmäyskuormille, jotka on esitetty soveltamisohjeen NCCI 1 taulukossa F.6. Junalla on suuri massa, jolloin myös törmäyskuorma on suuri. Törmäyksen todennäköisyyttä ja törmäyskuormaa voidaan pienentää sijoittamalla alusrakenteet riittävän kauas raiteesta. Törmäyskuorman suuruuteen vaikuttaa junaliikenteen nopeus, sillan sijainti ratavaihteeseen nähden sekä vaakasuora etäisyys raiteen keskilinjan ja alusrakenteen pinnan välillä. [1, s. 170] [3, s. 50–52] Liittopaalun ja siltakannen liitoksen kapasiteetti määritetään rautatien ylittävillä silloilla tyypillisesti junan törmäyskuorman aiheuttamalle suurelle taivutusmomenttirasitukselle.

Viimeinen alusrakenteille rasituksia aiheuttava vaakasuuntainen kuorma on jääkuorma. Jääkuorma on muuttuvaa kuormaa, joka vaikuttaa vesistösiltoilla. Paikalliset olosuhteet ja siltarakenteen muotoilu otetaan huomioon jääkuormien määrittämisessä. Jääkuormat vaikuttavat rakenteisiin vaakasuorassa suunnassa vedenpinnan tasolla. Tavanomaisissa jokien jääolosuhteissa siltojen jääkuormat määritetään soveltamisohjeen NCCI 1 luvun H.1 mukaan. Sillan alusrakenteisiin kohdistuvia jääkuormia on kolme: jääpeitteen lämpötilan muutoksesta aiheutuva kuorma, virran paineen aiheuttama jääpeitteeseen kohdistuva kuorma ja liikkuvan jään aiheuttama kuorma. Jääkuormien oletetaan vaikuttavan eriaikaisesti. Jääpeitteen lämpötilan muutoksesta aiheutuva jääkuorma vaikuttaa kohtisuoraan alusrakenteen sivupintaa vastaan. Virran paineen ja liikkuvan jään aiheuttamat jääkuormat vaikuttavat virran suunnassa. Jääkuormien suuruuteen vaikuttavat sillan maantieteellinen sijainti,

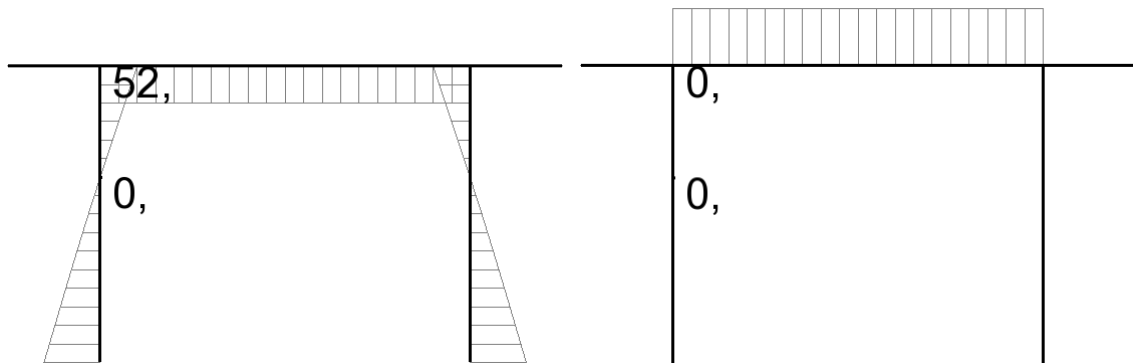


siltapilarin leveys, paksuus ja etäisyys viereisiin pilareihin, sekä liikkuvan jään paksuus. [3, s. 65–66]

### 2.2.3 Pakkovoimia aiheuttavat kuormat

Pakkovoimia aiheuttavia kuormia ovat lämpötilakuormat, tukien siirtymät, jännevoima, betonin kutistuma ja viruma, sekä laakerikitka. Pakkovoimilla tarkoitetaan näiden kuormien aiheuttamia rasituksia, jotka syntyvät, kun muodonmuutokset eivät pääse kehittymään. Siltakannen keskilämpötilan vaihtelu aiheuttaa suurimmat pakkovoimat monoliittisesti kiinnitetyille alusrakenteille. Sillan keskilämpötilan vaihtelu aiheuttaa merkittävää sillan pituuden muutosta kaikilla päällysrakennetyypeillä. Betonin kutistuma ja viruma sekä jännevoima aiheuttavat pituuden muutoksia betonirakenteisissa silloissa.

Pitkäkestoiset kuormat aiheuttavat betonissa virumaa. Viruman vaikutus otetaan huomioon alentamalla betonin kimmokertoimen arvoa soveltamisohjeen NCCI 2 taulukon 5.2 mukaan. Taulukon käyttö edellyttää, että rakennemallin voimasuureet lasketaan halkeamattomilla ja lineaarisesti kimmoisilla poikkileikkauksilla. [6, s. 34] Betonin virumailmiöitä käsitellään tarkemmin luvussa 3.1.1. Kuvassa 11 esitetään kutistuman aiheuttamat rasitukset laskentamallissa.

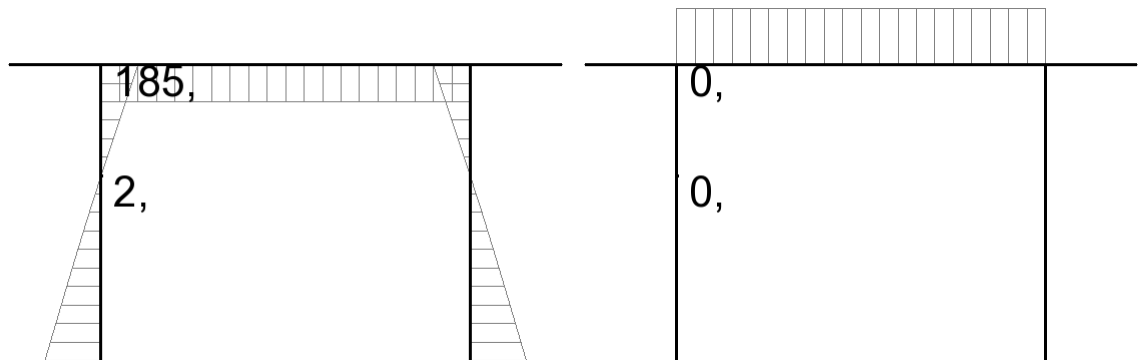


**Kuva 11.** Kutistuman aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

Kuvasta 11 nähdään, että kutistuma aiheuttaa alusrakenteisiin ainoastaan taivutusmomenttirasitusta. Vaikka paalun ja pilarin liitoskohdassa taivutusmomentin arvo on nolla, on liitoskohta silti altis taivutusmomenttirasitukselle. Rakennemallin dimensiot ovat rasitusten kannalta otolliset, jolloin momenttirasitus vaihtaa merkkiä juuri liitoksen kohdalla.

Lämpötilakuormat on esitetty kattavasti standardissa SFS-EN 1991-1-5 ja tiivistetysti soveltamisohjeessa NCCI 1. Lämpötilakuorma määräytyy sillan päällysrakennetyypin mukaan. Lämpötilakuorman määrittäviä päällysrakennetyyppejä on kolme: teräspäällysrakenne, liittopäällysrakenne ja betonipäällysrakenne. Puusilloilla sovelletaan betonisiltojen lämpökuorma-arvoja, ellei tarkempaa selvitystä ole tehty

hankekohtaisesti. Siltojen maksimi- ja minimilämpötilat ovat riippuvaisia päällysrakennetyypistä. Suunnittelussa käytettävät lämpötilan ääriarvot on esitetty soveltamisohjeen NCCI 1 kuvassa D.1. Sillan alkulämpötilana käytetään suositusarvoa 10 °C, jos alkulämpötilasta ei ole tarkempaa tietoa. [3, s. 42–43] Lämpötilaero huomioidaan yleensä vain pystysuunnassa. Pystysuuntainen lämpötilaero määritetään lineaarisesti soveltamisohjeen NCCI 1 taulukosta D.1. Jotkut päällysrakennetyypit edellyttävät lisätarkastelua hyppäykselliselle lämpötilaerolle, jota ilmenee eri rakenneosien välillä. Kuvassa 12 esitetään siltakannen keskilämpötilamuutoksen aiheuttamat rasitukset laskentamallissa.



**Kuva 12.** Lämpötilakuorman aiheuttama taivutusmomentti- (vas.) ja normaalivoimakuvaaja.

Kuvan 12 rasitukset muodostuvat tilanteessa, jossa kannen lämpötila laskee. Lämpötilakuormasta aiheutuu vain taivutusmomenttirasitusta. Tilanne, jossa kansi lämpenee aiheuttaa eri merkkiset rasitukset. Vaikka paalun ja pilarin liitoksessa on hyvin pieni taivutusmomenttirasitus, liitoskohta on altis suuremmille rasituksille. Rakennemallissa dimensiot ovat rasitusten kannalta otolliset, momentin nollakohdan sijaitessa likimain liitoksessa.

#### 2.2.4 Yhteenveto laskentamallin rasituksista

Laskentamallin avulla määritettiin taulukon 2 mukaiset rasitukset sillan alusrakenteille.

**Taulukko 2:** Laskentamallin rasitukset kuormittain

Kuorma	Paalun ja pilarin liitos		Pilarin ja kannen liitos	
	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]
Omapaino	-151	-698	-331	-698
Liikennekuorma	-516	-825	-1130	-825
Maan lepopaine	153	53	358	53
Liikennekuorman maanpaine	66	29	179	29
Jarrukuorma	-80	-76	-379	-76
Kutistuma	0	0	52	0
Lämpötilakuorma	2	0	185	0

Taulukosta 2 havaitaan, että liikennekuorma ja rakenteiden paino aiheuttivat suurimmat rasitukset sillan alusrakenteille. Kutistuma ja lämpötilakuorma voivat aiheuttaa suurempia taivutusmomenttirasituksia paalu ja pilarin väliseen liitokseen. Rakennemallin dimensiot olivat rasitusten jakautumisen kannalta liitoskohdalle otolliset.

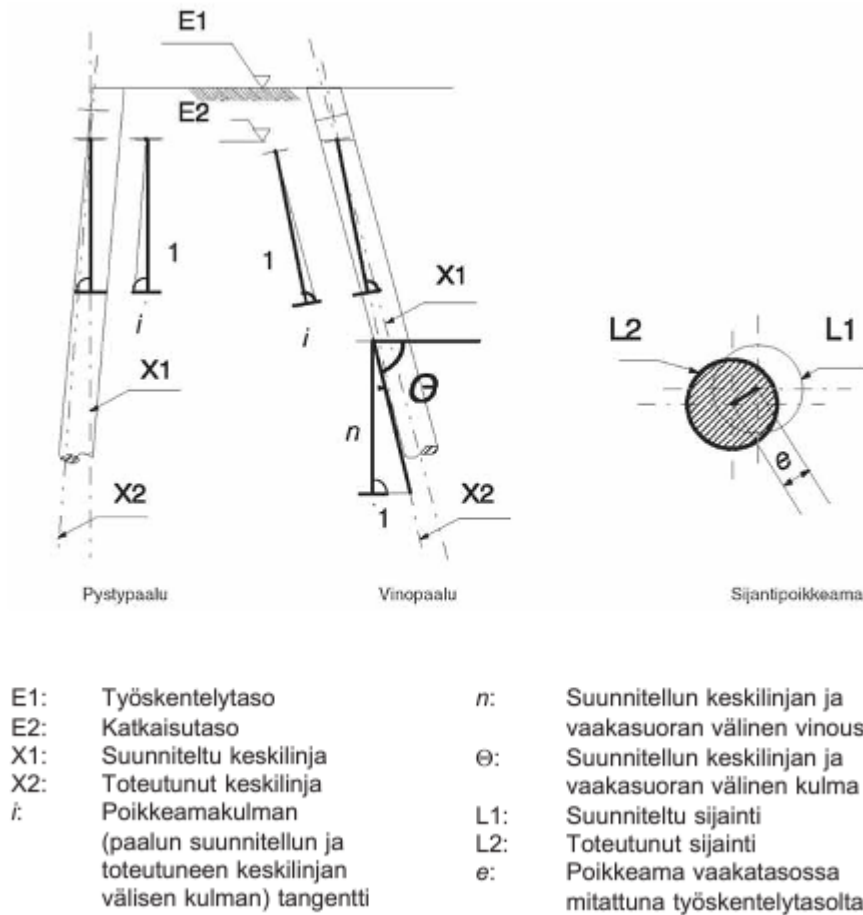
## **2.3 Liittopaalun suunnittelussa huomioitavat asiat**

Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen suunnittelussa tulee huomioida paalutustyössä syntyvät sijainti- ja kaltevuuspoikkeamat. Paalujen hyväksytyt sijaintitoleranssit on esitetty ohjeessa PO-2016. Jotta liitos voidaan toteuttaa suunnitellusti, tulee jo liitoksen suunnitteluvaiheessa varautua paalujen sijaintipoikkeamiin. Jos paalutustyö epäonnistuu, liitosratkaisua voidaan joutua muuttamaan. Toinen liitoksen suunnittelussa huomioitava asia on paalun teräskuoren korrosio. Paalun teräskuori syöpyy ajan kuluessa, jolloin liitoksen poikkileikkauksen kapasiteetti heikkenee. Liitoksen mitoituksessa on tällöin käytettävä pienempää teräksen ainepaksuutta korroosion vaikutuksen huomioimiseksi.

### **2.3.1 Paalujen sijaintitoleranssit**

Sijainti- ja kaltevuuspoikkeamilta on vaikea välttyä paalujen asennuksen yhteydessä. Poikkeamat aiheuttavat paaluun lisärasituksia, jotka huomioidaan suunnittelussa asettamalla paalun lopulliselle sijainnille ja kaltevuudelle raja-arvot, joiden sisällä paalun tulisi paalutustyön jälkeen olla. Geometristen rakentamistoleranssien avulla voidaan varmistaa, että paalun yläpään liitos sen päällä olevaan rakenteeseen on toteutettavissa.

Paalut pyritään asentamaan tarkasti suunnitelmassa esitettyyn asentoon ja paikkaan. Paaluja ei saa vääntää asennuksen aikana tai sen jälkeen. Paalutuksen yhteydessä syntyvät sijainti- ja kaltevuuspoikkeamat otetaan huomioon paaluperustusta suunniteltaessa. Paalutyypin valinnalla voidaan vaikuttaa sijainti- ja kaltevuuspoikkeamiin. Keskeisellä porausmenetelmällä asennettavan porapaalun poikkeamat ovat yleensä vähäisempiä kuin kiviseen maaperään asennettavalla lyöntipaalulla. [7, s. 181] Ohjeessa PO-2016 on esitetty sallitut sijaintipoikkeamat eri paalutyypeille. Kuvassa 13 esitetään kyseisen ohjeen rakentamistoleranssien määritelmät.



**Kuva 13.** Geometrinen rakentamistoleranssien määritelmät [7, s. 182].

Suuriläpimittaisten lyötävien teräsputkipaalujen maksimisijaintipikkeama vaakatasossa mitattuna työskentelytasossa  $e_{max}$  on riippuvainen paalun halkaisijasta  $d$  seuraavasti:

$$e_{max} = 0,10 \text{ m}, \quad \text{kun } d \leq 1,0 \text{ m} \quad (1)$$

$$e_{max} = 0,1d, \quad \text{kun } 1,0 \text{ m} < d \leq 1,5 \text{ m} \quad (2)$$

$$e_{max} = 0,15 \text{ m}, \quad \text{kun } d > 1,5 \text{ m}. \quad (3)$$

Vastaavasti maksimikaltevuuspoikkeamakulma  $i_{max}$  on riippuvainen paalun suunnittelusta keskilinjän ja vaakasuoran välisestä kaltevuuskulmasta  $\theta$ :

$$i_{max} = 0,02 \text{ m/m}, \quad \text{kun } \theta \geq 86^\circ \quad (4)$$

$$i_{max} = 0,04 \text{ m/m}, \quad \text{kun } 76^\circ \leq \theta < 86^\circ. \quad (5)$$

Porapaalut voidaan asentaa vastaavien rakentamistoleranssien puitteissa kuin edellä esitetyt lyöntipaalut. Keskistä porausmenetelmää käytettäessä päästään aiemmin esitettyihin sijainti- ja kaltevuustoleransseihin suhteellisen helposti, minkä vuoksi PO-2016 suosittelee tiukempia toleranssirajoja porapaaluille, mikäli tiukemmat toleranssirajat ovat tarkoituksenmukaisia rakenteen toimivuuden tai kuormien siirtymisen

kannalta. Ilman perusteita ei ole syytä käyttää tiukempia sijaintitoleransseja. Porapaalujen tiukennetut sijainti- ja kaltevuustoleranssit ovat seuraavat:

$$e_{max} = 0,025 \text{ m} \quad (6)$$

$$i_{max} = 0,015 \text{ m/m, kun } \theta \geq 86^\circ \quad (7)$$

$$i_{max} = 0,025 \text{ m/m, kun } 76^\circ \leq \theta < 86^\circ. \quad (8)$$

[7, s. 183–184] Porapaaluille sallitaan yleensä suurempia kuormia kuin lyöntipaaluille. Tämä osittain selittää porapaalujen tiukennettuja asennustoleransseja.

Paalutyypin, pohjaolosuhteiden ja mittaepätarkkuudet vaikuttavat paalun lopulliseen sijaintiin. Sijaintitoleranssi aiheuttaa liitokseen epäkeskeisen normaalivoiman, joka kasvattaa liitoksen momenttirasitusta, jos kuorman tuontikohtaa ei siirretä paalun mukana. Suurempi momenttirasitus taas edellyttää suurempaa momenttikapasiteettia, jolloin betoniteräksiä tarvitaan enemmän. Myös paalun vinous tekee liitoksen toteutettavuudesta haasteellisen. Voiman suunta muuttuu pilarin normaalivoimarasituksen siirtyessä vinolle paalulle. Tällöin paalun normaalivoimarasitus kasvaa trigonometrian sääntöjen mukaan. Liitoskohtaan syntyy lisäksi leikkausrasitusta, jonka suuruus on paalun vinon normaalivoiman vaakakomponentin verran. Sijaintipoikkeaman seurauksena paalun ja sillan betonirakenteen välisten limittäisjatkosterästen välinen etäisyys kasvaa. Limittäisjatkosterästen tartuntapituutta on kasvatettava, jos tankojen välissä on vapaata tilaa [6, s. 75].

### 2.3.2 Korroosion huomioiminen

Liitos suunnitellaan siten, ettei suunnittelun käyttöiän aikana tapahtuvalla teräksen syöpyemisellä ole vaikutusta rakenteen kuormien kantokykyyn. Teräksen korroosio otetaan paalujen mitoituksessa huomioon NCCI 7 -soveltamisohjeen liitteen 5 mukaan. Tarvittava korroosiovara määräytyy paalua ympäröivän maaperän ja veden ominaisuuksien sekä suunnitellun käyttöiän perusteella. Ympäristön olosuhteet määritetään pohja- ja korroosiotutkimusten sekä alueen historiatietojen perusteella. Mitoituksessa teräksen seinämäpaksuutta pienennetään korroosiovaran eli korroosion aiheuttaman paksuuden menetyksen verran. NCCI 7 -soveltamisohjeen taulukossa 4 on ilmoitettu korroosiovaran vähimmäisarvot, joissa huomioidaan suunniteltu käyttöikä ja siltapaikan olosuhteet. Sillat suunnitellaan yleensä 100 vuoden käyttöiälle, jolloin korroosion minimiarvo on 2,0 mm. Olosuhteiden ollessa poikkeuksellisen aggressiiviset, taulukon arvoja ei voida käyttää, vaan mitoitusperusteet määritetään tapauskohtaisesti. Taulukon arvot eivät myöskään huomioi tiesuolauksen vaikutusta teräksen korroosioon.

Talvihoitoluokkiin Ise, Is, Ib ja Ic kuuluvilla tiesuolauksen vaikutusalueilla korroosiovaran minimiarvoja kasvatetaan kaksi millimetriä sataa vuotta kohden. [4, liite 5]

NCCI 7 -soveltamisohjeen taulukossa 5 on esitetty paalua ympäröivän veden ominaisuuksista ja suunnitellusta käyttöiästä riippuvat korroosiovarojen minimiarvot. Veden ominaisuudet on määritetty veden makeuden ja syvyyvyöhykkeiden perusteella. Taulukon 5 minimiarvot eivät ota huomioon korroosiolle altistavia olosuhteita, kuten jään kuluttavaa vaikutusta, sulkurakenteita tai potkuvirtoja. [4, liite 5]

Diplomityössä liittopoikkileikkauksen kestävyyttä tarkastellaan täytenä ilman korroosiovähennystä. Siltasuunnittelussa on myös tilanteita, joissa liittopaalun teräskuoren oletetaan syöpyvän kokonaan pois, jolloin poikkileikkauksen kapasiteetti määräytyy teräsbetonipoikkileikkauksen kestävyuden mukaan, ja teräsputki toimii pelkästään valumuottina betonille.

## 2.4 Liittopaalun ja sillan betonirakenteen väliset liitostyypit

On olemassa useita eri ratkaisuja, joilla liittopaalun liitos sillan betonirakenteeseen voidaan toteuttaa. Diplomityössä tutkittavat liitokset ovat paalun liittyminen sillan päätypalkkiin, pilariin, maanalaiseen välirakenteeseen ja kanteen. Taulukossa 3 esitetään liitostyyppejä, joilla liittopaalun yläpää voidaan kytkeä monoliittisesti sillan betonirakenteeseen.

**Taulukko 3: Liitostyypit**

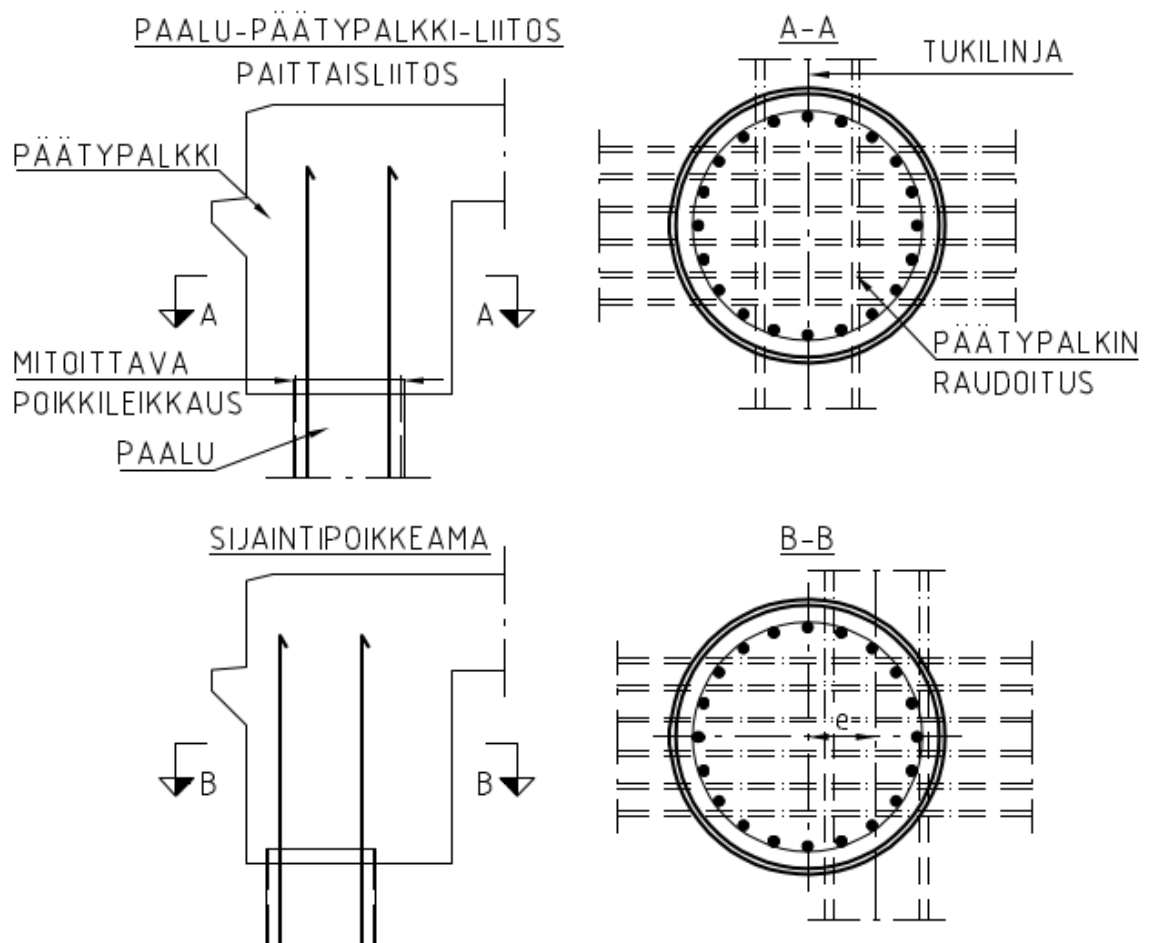
Liitoskohta	Liitostyyppin kuvaus
Paalu-päätypalkki-liitokset (T1)	Päittäisliitos Upotusliitos
Paalu-pilari-liitokset (T2)	Päittäisliitos Upotusliitos Kierrehakojen hitsaus Vaarnatappiliitos Lisäterästen hitsaus
Paalu-välirakenne-liitokset (T3)	Välipalkki Valumuotti
Paalu-kansi-liitokset (T4)	Päittäisliitos Visuaalinen mantteli Rakenteellinen mantteli Hitsausliitos Bajonettiliitos

Taulukkoon 3 koottujen liitostyyppien liitoskohdat vastaavat kuvan 2 mukaista tukilinjakajoa. Taulukon liitostyypit esitetään alaluvuissa 2.4.1–2.4.4. Taulukko ei ole ehdoton, koska monia liitostyyppejä voidaan soveltaa myös toisissa liitoskohdissa. Myöhemmin esitettävissä liitostyypikuvissa paalun sijainti- ja kaltevuustoleransseja on

liioiteltu, jotta kuvista pystyisi helpommin havaitsemaan kyseisten toleranssien tuomia haasteita.

### 2.4.1 Paalun ja päätypalkin väliset liitokset

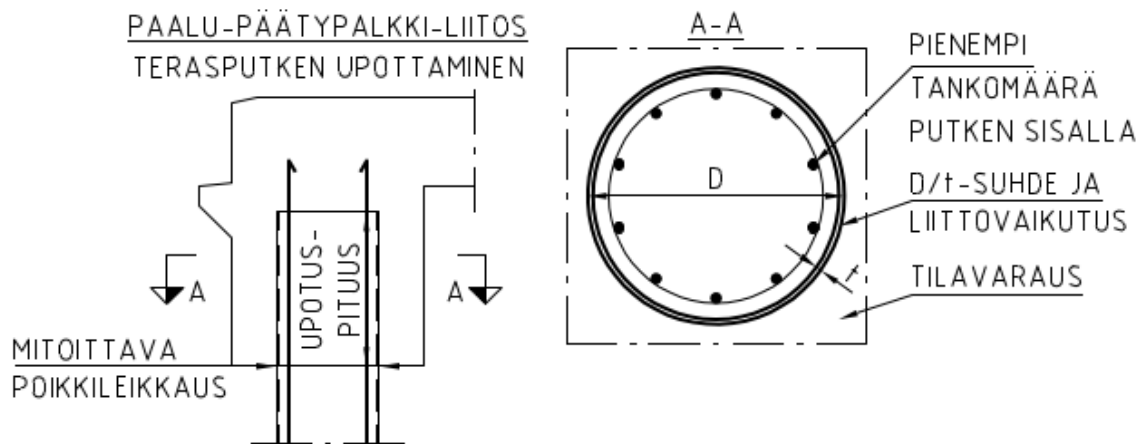
Tässä aluvuussa esiteltävät liitokset voivat esiintyä kuvan 2 tuella 1. Päätükilinjalla sijaitsevat paalut vastaanottavat maan lepopainetta, josta aiheutuu merkittäviä rasituksia paalun ja päätypalkin väliseen liitokseen. Myös päätypalkin vastaanottama maanpaine välittyy alusrakenteille, kasvattaen liitoksen rasituksia. Lisäksi päällysrakenteen lämpötilakuorma ja jännitettyjen siltojen tapauksessa jännevoima aiheuttavat merkittäviä rasituksia liitokseen. Kuvassa 14 esitetään paalun ja päätypalkin välinen päittäisliitos.



**Kuva 14.** Paalu-päätypalkki-päittäisliitos.

Kuvan 14 liitosta käytetään liikuntasaumattomilla silloilla, kun päätütuesta tehdään ulokkeeton. Päätypalkki kannattaa suunnitella riittävästi paalua suuremmaksi, jotta vältetään paalun sijaintipoikkeaman tuomilta haasteilta. Päätypalkin ja paalun liitoskohdan mitoituksessa rasitukset määräytyvät paalun jäykkyyden mukaan. Paalupituudella ja sen suhteella paalukokoon on myös vaikutusta rasitusten muodostumiseen. Lyhyet paalut keräävät usein suuret momenttirasitukset, jolloin

paalukokoa voidaan joutua kasvattamaan. Suurempi paalu on entistä jäykempi, jolloin se kerää vielä enemmän taivutusmomenttirasitusta. Liittorakenteisen teräsputki-paalun taivutusjäykkyys on suurempaa kuin teräsbetoni-paalun. Käytettäessä liittorakenteen jäykkyyttä liitoskohdan poikkileikkauksessa, liitokseen syntyy suuremmat rasitukset kuin teräsbetoni-poikkileikkaukseen. Liitoskohta kuitenkin mitoitetaan pelkästään paalun teräsbetoni-osan poikkileikkauksen perusteella, koska paalun yläpään ei ole muodostunut teräksen ja betonin välille leikkausliitosta. Rasitukset ja kapasiteetti määritetään tällöin toisistaan eroaville jäykkyyksille. Jotta varmistetaan riittävä kapasiteetti liitoksessa, paalu tulee raudoittaa tiheästi. Tiheä rauditus hankaloittaa paalun terästen yhteensovittamista päätypalkin raudituksen kanssa. Paalun sijaintitoleranssit hankaloittavat entisestään raudoitteiden yhteensovittamista. Sijaintipikkeamatapauksissa paalun teräkset törmäävät päätypalkin rauditukseen, jolloin teräksiä joudutaan taittamaan.



**Kuva 15.** Teräsputken upottaminen päätypalkkiin.

Kuvassa 15 on paalun ja sillan päätypalkin välinen liitos, jossa paalun teräsputki on upotettu päätypalkin sisälle. Riittävällä upotuspituudella voidaan mahdollistaa liitoksen toiminta liittorakenteena, jolloin liitoksen taivutusmomenttikapasiteetti kasvaa. Suurempaa kapasiteettia voidaan kompensoida vähentämällä teräsmäärää putken sisällä. Mitoitushaasteena on teräsputken upotuspituuden määrittäminen. Lisäksi päätypalkin kestävyys on varmistettava paalun upotetun osan aiheuttamaa kampeamista vastaan. Upotuspituudella on vaikutusta liitoksen rakenteelliseen toimintaan. Upotuspituuden ollessa riittävä, muodostuu paalun ulkopintaa vastaan kohtisuoraan voimapari. Paalua ympäröivän betonin hakarauditus mitoitetaan poikittaiselle voimaparille. Upotuksen toimintamekanismiin syvennyttään diplomityön luvussa 3.4. Liittopaalun suuri halkaisija-seinäpäksuusuhde ( $D/t$ -suhde) heikentää teräsputken ja betonin välistä tartuntaa. Tartuntaa voidaan parantaa mekaanisesti hitsaamalla teräsosia putken sisä- ja ulkopintaan. Teräsputken ja betonin välisen

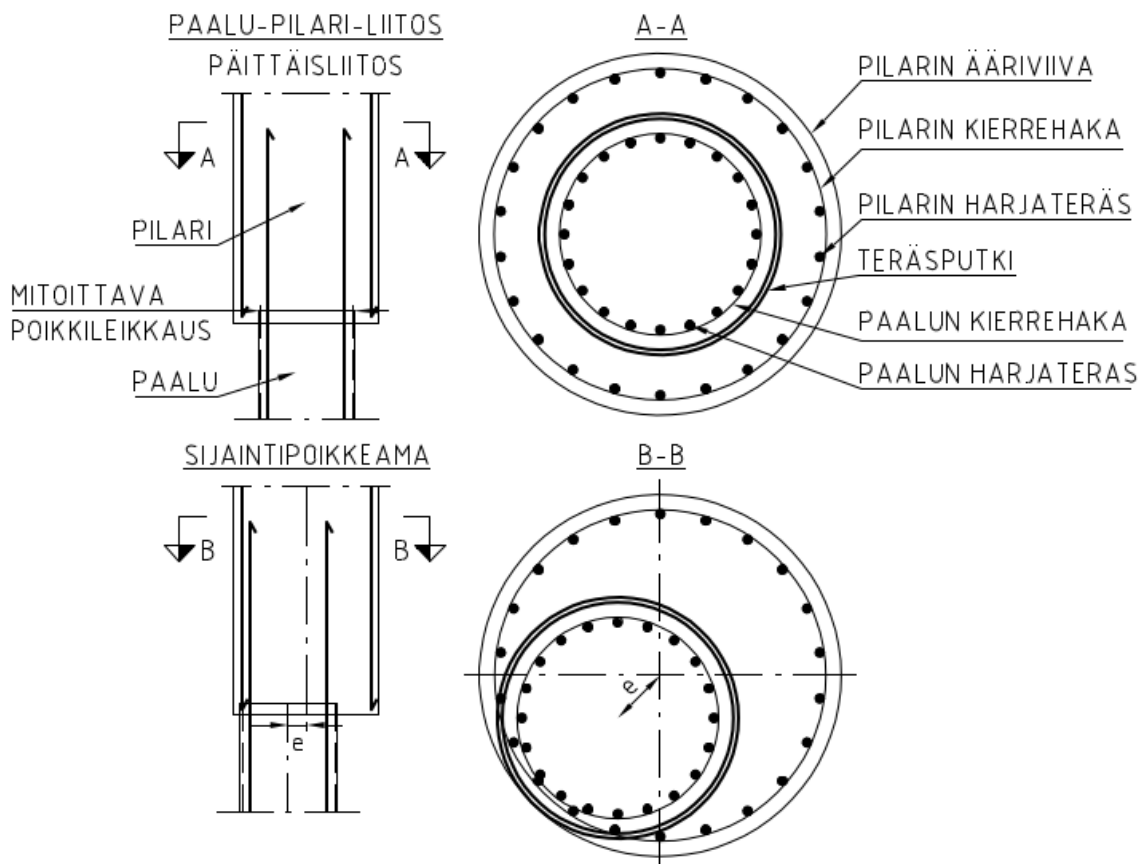


paremman tartunnan mahdollistavia liitostyyppejä käsitellään tarkemmin paalun ja pilarin välisten liitosten yhteydessä luvussa 2.4.2.

Upotetun paalun yhteensovittaminen päätypalkin raudoituksen kanssa on haasteellista, ja sitä varten päätypalkkiin on tehtävä erillinen tilavaraus. Paalun sijaintitoleranssi aiheuttaa haasteita liitoksen toteutettavuuteen. Sivussa oleva paalu aiheuttaa päätypalkille lohkeamisriskin. Sijaintitoleranssit olisi hyvä huomioida jo päätypalkin mittojen suunnittelussa esittämällä päätypalkille vähimmäismitta, jos paalun ja päätypalkin liitos aiotaan toteuttaa upottamalla teräsputki päätypalkkiin. Kasvattamalla päätypalkin kokoa betonimenekki on suurempaa, mutta liitoksen toteutettavuus helpottuu huomattavasti.

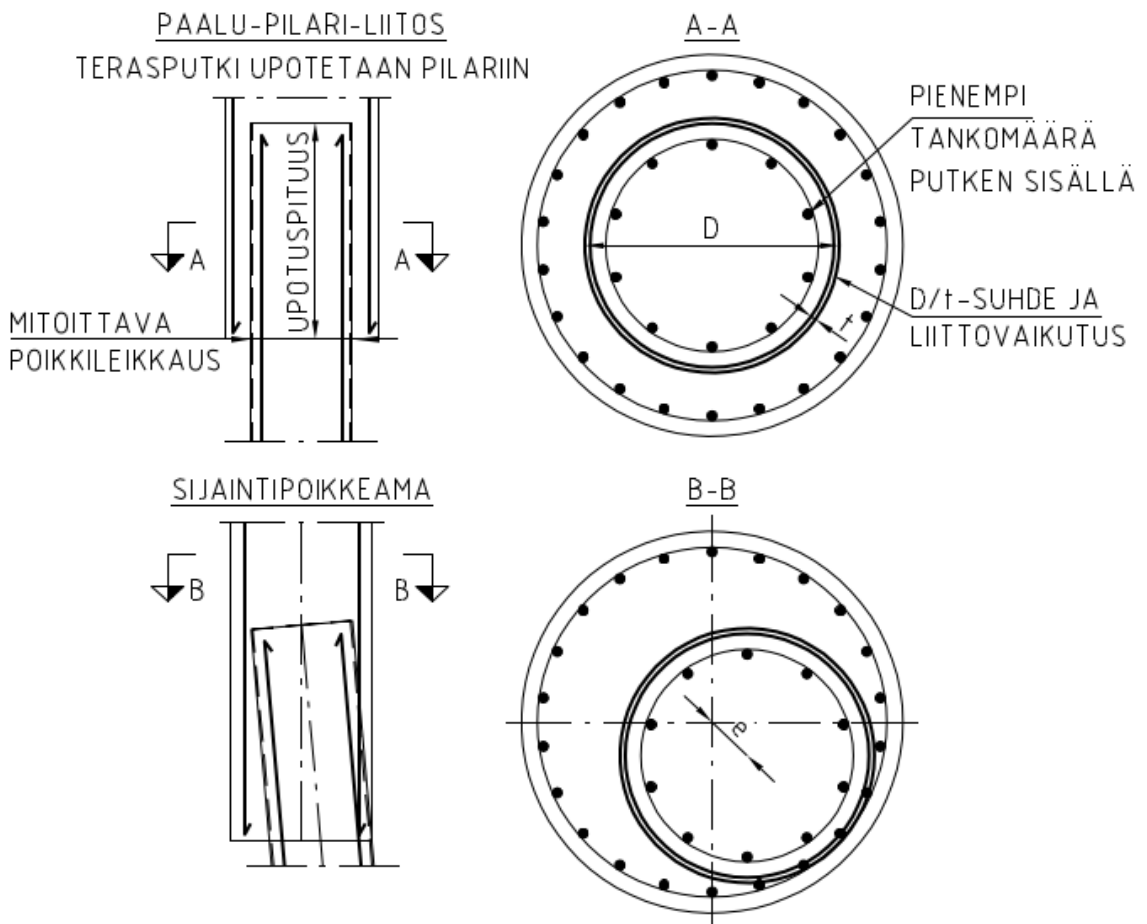
## 2.4.2 Paalun ja pilarin väliset liitokset

Tässä alaluvussa esiteltävät liitokset voivat esiintyä kuvan 2 tukilinjalta 2. Paalun ja pilarin väliset liitostyytit ovat päittäisliitos, upotusliitos, teräksinen valumuottiliitos ja harjaterästen hitsausliitos. Teräsputken upotusliitosta voidaan modifioida teräsputken tartuntaa parantavilla hitsausosilla. Tyypillinen paalun ja pilarin välinen liitos esitetään kuvassa 16.



**Kuva 16.** Paalu-pilari-päittäisliitos.

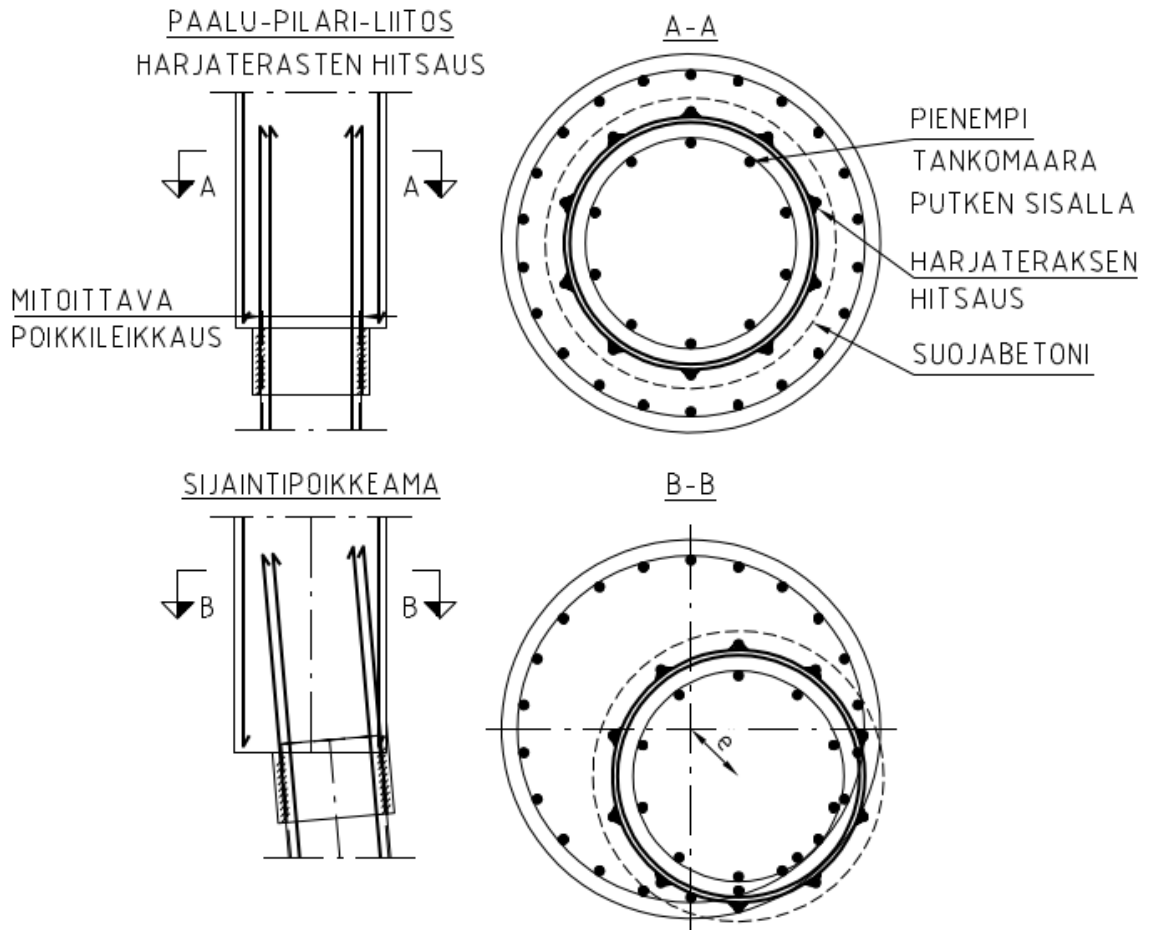
Kuvassa 16 on paalun ja siltapilarin päittäisliitos, jossa liittopaalu liittyy suoraan teräsbetonipilariin. Rakenne on yksinkertainen toteuttaa, koska paalun ja pilarin välissä ei ole erillistä peruslaattaa. Paalujen sijainti- ja vinousteranssit kuitenkin hankaloittavat liitoksen toteutettavuutta, kun peruslaattaa ei ole. Vinon paalun harjateräksiä voidaan joutua taittamaan, jotta teräkset saadaan asennettua limittäin pilarin terästen kanssa. Liitosta ei voida toteuttaa suunnitellusti pilaria siirtämättä, jos paalun yläpään sijainti poikkeaa merkittävästi suunnitellusta. Mitoituksen näkökulmasta liitos on haasteellinen, koska liitoskohdassa rakenteen jäykkyys muuttuu. Laskentamallissa liitoksen rasitukset määritetään pilarin ja liittopaalun jäykkyyksien mukaan, mutta liitoskohdan kestävyys määritetään paalun teräsbetoniosan poikkileikkauksen mukaan. Jäykkyydet rakenteiden rajapinnoissa muodostuvat ongelmallisiksi etenkin silloin, kun pilari on paalua selvästi suurempi. Jotta liitoskohtaan saadaan riittävä taivutusmomenttikapasiteetti, tulee putken sisälle asentaa tiheästi raudoitetankoja. Tiheä tankojako heikentää betonoinnin tiivistymistä. Liitoskohtaa ei voida mitoittaa liittorakenteena, koska liittovaikutuksen syntymisen edellyttämä kuorman siirtymispituus paalun betoniosalta teräskuorelle ei ole riittävä päittäisliitoksessa. Kuormat voidaan välittää teräskuorelle upottamalla paalu pilarin sisään (kuva 17).



**Kuva 17.** Teräspuutken upottaminen pilariin.

Kuvassa 17 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa paalun teräsputki on upotettu pilarin sisälle. Päittäisliitokseen verrattuna paalun sijainti- ja vinoustoleranssit ovat vieläkin kriittisempiä tekijöitä liitoksen toteutettavuuden kannalta. Teräsputken upottaminen muuttuu mahdottomaksi ilman, että pilaria siirretään, jos paalun yläpää ei sijaitse suunnitellussa asemassa. Kun teräsputki upotetaan pilariin riittävän syvälle, voidaan liitoksen poikkileikkausta käsitellä liittorakenteena, jolloin saavutetaan merkittävästi suurempi kapasiteetti kuin päittäisliitoksessa. Liittorakenteena mitoittamisessa on tiedettävä, kuinka pitkälle pilarin sisään teräsputki on upotettava, jotta liitoskohtaan syntyy täydellinen liittovaikutus, ja miten rakenteen jäykkyys muuttuu upotuspituuden matkalla. Liitoskohta voidaan mitoittaa liittorakenteena, kun pilarilta paalulle siirtyvien kuormien aiheuttama teräsputken ja betoniytimen välinen leikkausjännitys ei ylitä liittopaalun tartuntalujuutta. Asiaa käsitellään tarkemmin luvussa 3.3.1.

Mitoituksessa on liitoskohdan kapasiteetin varmistamisen lisäksi suunniteltava, miten pilari raudoitetaan paalun upotetun osan ympärillä. Vastaavasti kuin päätypalkkiin upotettaessa, myös pilariin upottaminen muuttaa rakenteen toimintamekanismin tavanomaisesta taivutuspuristusrasitetusta teräsbetonipoikkileikkauksesta paalua vasten kohtisuoraan vaikuttavaan voimapariin. Pilarin hakarauditus mitoitetaan taivutusmomentin ja leikkausvoiman aiheuttamalle voimaparille siten, että voima pääsee siirtymään paalulta pilarille. Upotuksen aiheuttamaa toimintamekanismia käsitellään tarkemmin diplomityön luvussa 3.4.

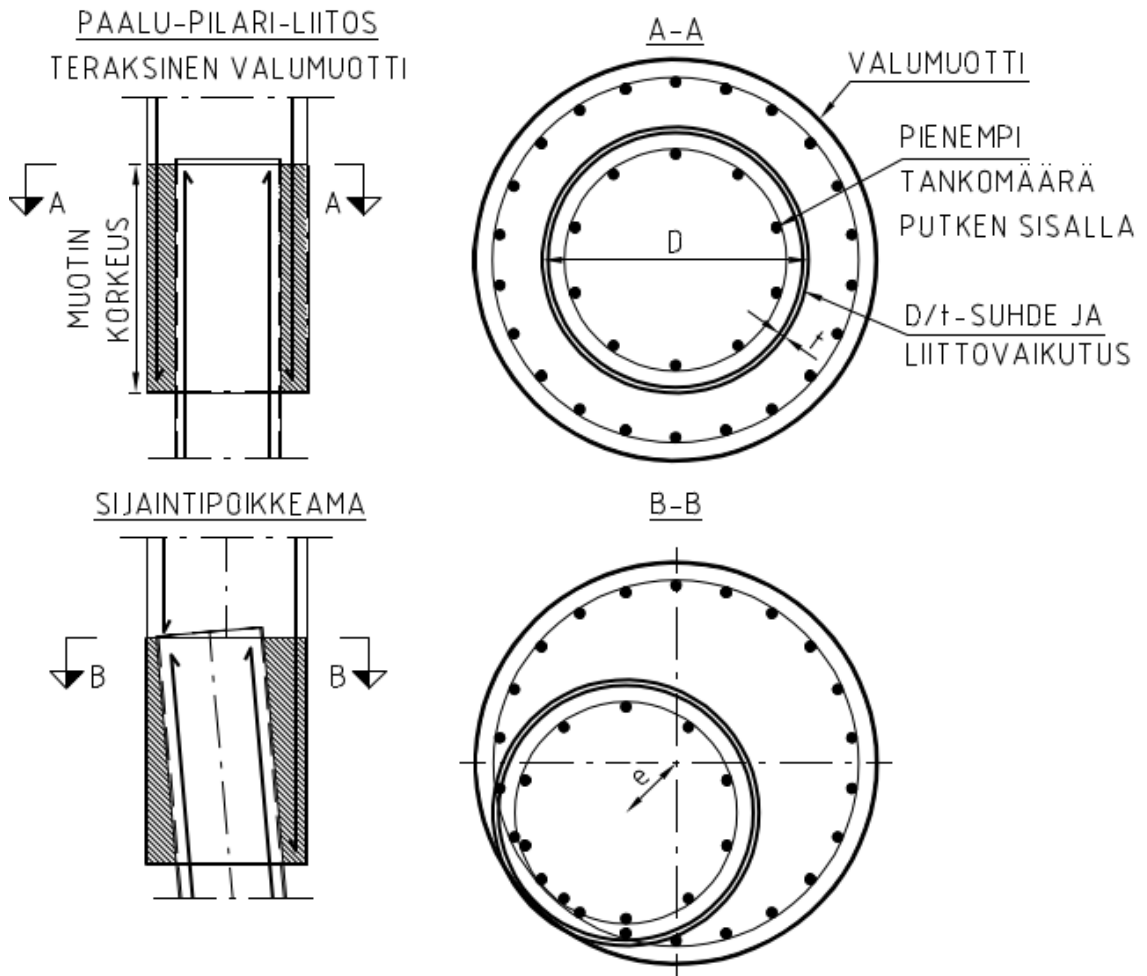


**Kuva 18.** Harjaterästen hitsaus teräsputkeen.

Kuvassa 18 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa liittopaalun ulkopintaan on hitsattu lisäteräksiä. Hitsatut lisäteräkset toimivat paalun pääterästen tapaan, jolloin ne kasvattavat liitoksen taivutusmomenttikapasiteettia. Kapasiteetin kasvua voidaan kompensoida vähentämällä paalun teräsputken sisällä olevia teräksiä. Harvempi teräsjako parantaa teräsputken sisällä olevan betonin tiivistymistä. Mitoituksen kannalta haasteeksi muodostuu hitsattujen terästen pitkäaikaiskestävyys. Soveltamisohjeen NCCI 2 mukaan väsytkuormitetun hitsiliitoksen pitkäaikaiskestävyys on osoitettava erikseen, eikä väsytkuormitetussa rakenteissa olevissa vedetyissä raudoituksissa sallita raudoituksen jatkamista hitsaamalla [6, s. 20]. Putken ulkopinnan teräkset tulee suojata korroosiota vastaan esimerkiksi suojabetonikerroksella, joka käsitellään vettä hylkivällä impregnointiaineella.

Paalun sijainti- ja vinoustoleranssit aiheuttavat vastaavia haasteita kuin paalun ja pilarin päittäisliitoksessa. Liitosta ei voida toteuttaa suunnitellusti, jos paalun yläpään sijainti poikkeaa suunnitellusta. Epäonnistuneen paalutuksen seurauksen hitsattujen terästen mahduttaminen pilariin muuttuu mahdottomaksi ilman, että pilaria siirretään. Pystyterästen hitsaaminen teräsputkeen edellyttää lisäksi kaivuutyötä. Toisaalta hitsin

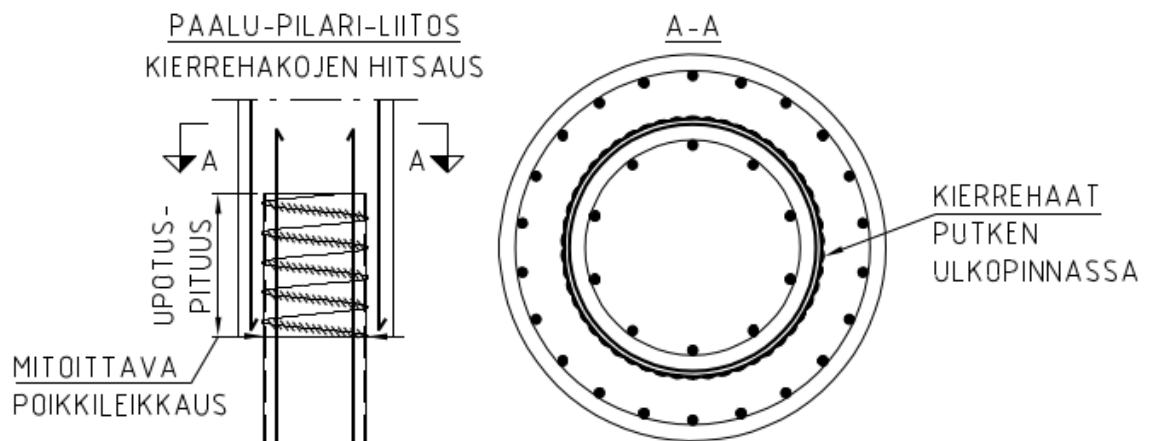
avulla pystytään siirtämään huomattavasti suurempia voimia kuin terästen tartunnalla. Esimerkiksi tyypillisen T32 B500B -harjaterästangon jatkospituus ulottuu yli kahteen metriin. Tartuntaa vastaava voima pystytään siirtämään kaksipuolisella noin kahden sadan millimetrin pituisella hitsillä. Hitsiliitos voidaan toteuttaa hitsaamalla harjateräkset valmiiksi erillisiin lattarautoihin konepajalla, jolloin työmaalle jää pelkkien lattateräsosien hitsaaminen paaluun. Näin vältetään haasteellisilta harjaterästen hitsauksilta työmaaolosuhteissa.



**Kuva 19.** Valumuotti.

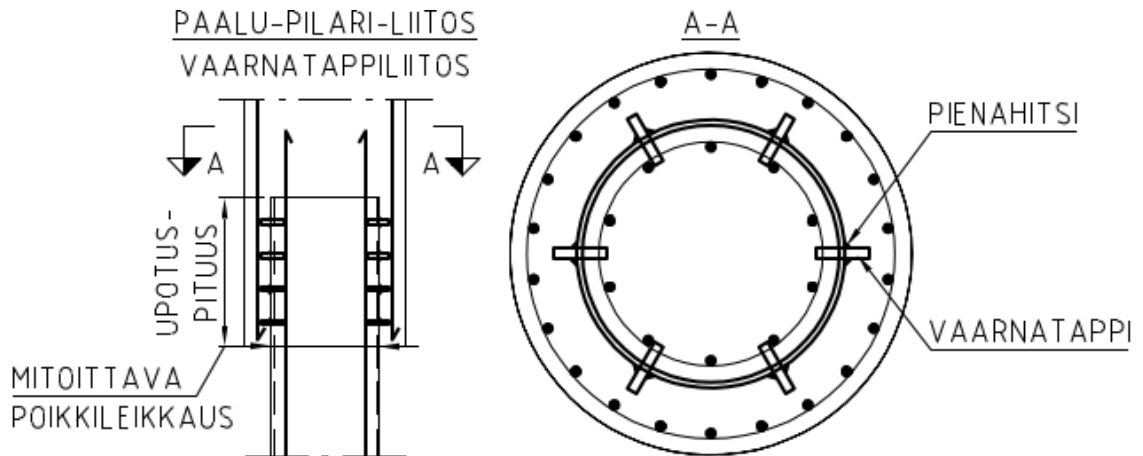
Kuvassa 19 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa rakenneosat liitetään toisiinsa teräksiseen muottiin valetun betonin avulla. Liitos toteutetaan asentamalla päittäisliitoksen ympärille valumuotti, joka kasvattaa liitoskohdan dimensioita. Liitoksen kapasiteetti on tällöin suurempi kuin ilman valumuottia toteutetussa päittäisliitoksessa. Valumuottiliitos muistuttaa toiminnaltaan upotusliitosta. Liitoskohdassa vallitseva taivutusmomentti ja leikkausvoima aiheuttavat valumuotin sisällä olevaa paalua vastaan kohtisuoran voimaparin. Voimapari vastaanotetaan valumuotin sisään asennettavalla hakarautoituksella. Mitoituksen kannalta ei ole täysin selvää, missä mitoittava

poikkileikkaus sijaitsee: paalun ja pilarin liitoskohdassa vai valumuotin alarajassa. Molemmat mitoitustilanteet on tutkittava. Jälkimmäisessä tapauksessa poikkileikkaus voidaan mitoittaa liittorakenteena, jos valumuotin alaraja on riittävän kaukana paalun ja pilarin liitoskohdasta liittovaikutuksen synnyttämiseksi. Kyseinen etäisyys tulee määrittää, jotta poikkileikkaus voidaan mitoittaa liittorakenteena. Teräksisen valumuotin kapasiteetti on kummassakin tapauksessa suurempaa kuin päittäisliitoksen kapasiteetti, koska paalun ympäri asennettava hakarautoitus kasvattaa poikkileikkauksen kapasiteettia. Paalun sijaintitoleranssin seurauksena valumuotin kokoa voidaan joutua kasvattamaan, jotta paalulle saadaan tarvittava betonipeite.



**Kuva 20.** Kierrehakojen hitsaus teräsputkeen.

Kuvassa 20 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa teräsputken ja betonin välistä tartuntaa on parannettu mekaanisesti. Kierrehakojen hitsausliitoksessa paalun betoniin upotettavan osan ympärille hitsataan kierrehakoja. Liitos toimii rakenteellisesti vastaavasti kuin upotusliitos, mutta kierrehakoilla varustettu paalun yläpää tarttuu betoniin sileää teräsputkea paremmin, jolloin liittovaikutuksen syntyminen on mahdollista saavuttaa lyhyemmällä upotuspituudella. Paalujen sijainti- ja vinoustoleranssit vaikuttavat liitoksen toteutettavuuteen vastaavasti kuin upotusliitoksessa ilman tartuntaa parantavia liitososia. Kierrehakoja voidaan hyödyntää myös paalun ja päätypalkin välisessä upotusliitoksessa.



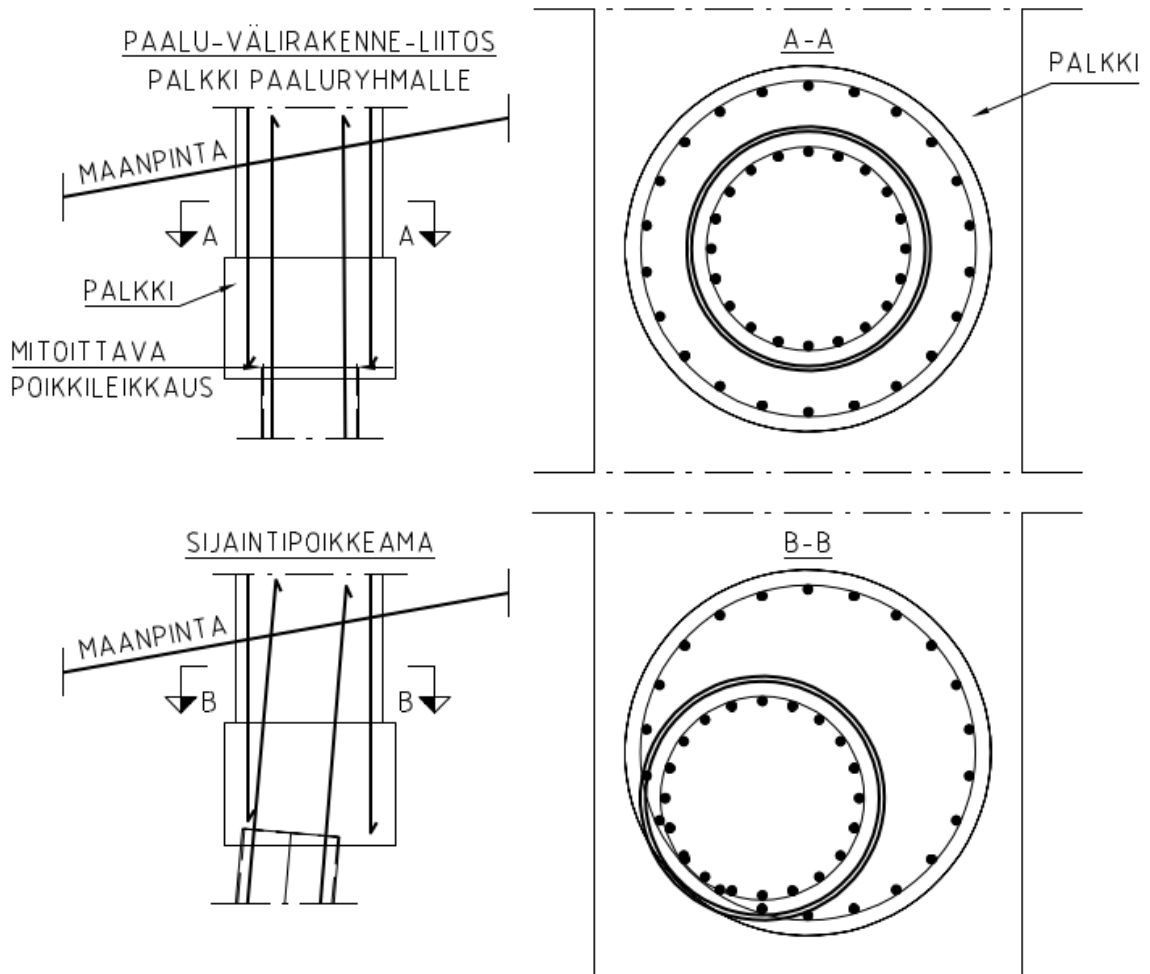
**Kuva 21.** Vaarnatappiliitos.

Kuvan 21 vaarnatappiliitoksessa teräsputken ja betonin välistä tartuntaa parantavat teräksiset tapit. Paremmen tartunnan ansiosta liittovaikutus voidaan aktivoida lyhyemmällä upotuspituudella. Vaarnatappeja voidaan hyödyntää myös paalun ja päätypalkin välisessä upotusliitoksessa.

Tapit asennetaan putkeen porattuun reikään, ja hitsataan putken ulkopuolelta pienahitseillä. Mitoituksessa tulee osoittaa, ettei tapin ja teräsputken väliseen kiinnitykseen synny paikallista murtamaa. Liitoksen sitkeyden varmistamiseksi tapin kokoa täytyy rajoittaa suhteessa putken seinämäpaksuuteen. [8, s. 224]

### 2.4.3 Paalun ja välirakenteen väliset liitokset

Paalun ja erillisen välirakenteen liitokseen päädytän useimmiten epäonnistuneen paalutuksen seurauksena. Paalu-välirakenne-liitokset sijaitsevat kuvan 2 tukilinjalla 3. Välirakenteena toimii joko koko tukilinjan läpi menevä palkki tai yksittäisen paalun erillisvalu.

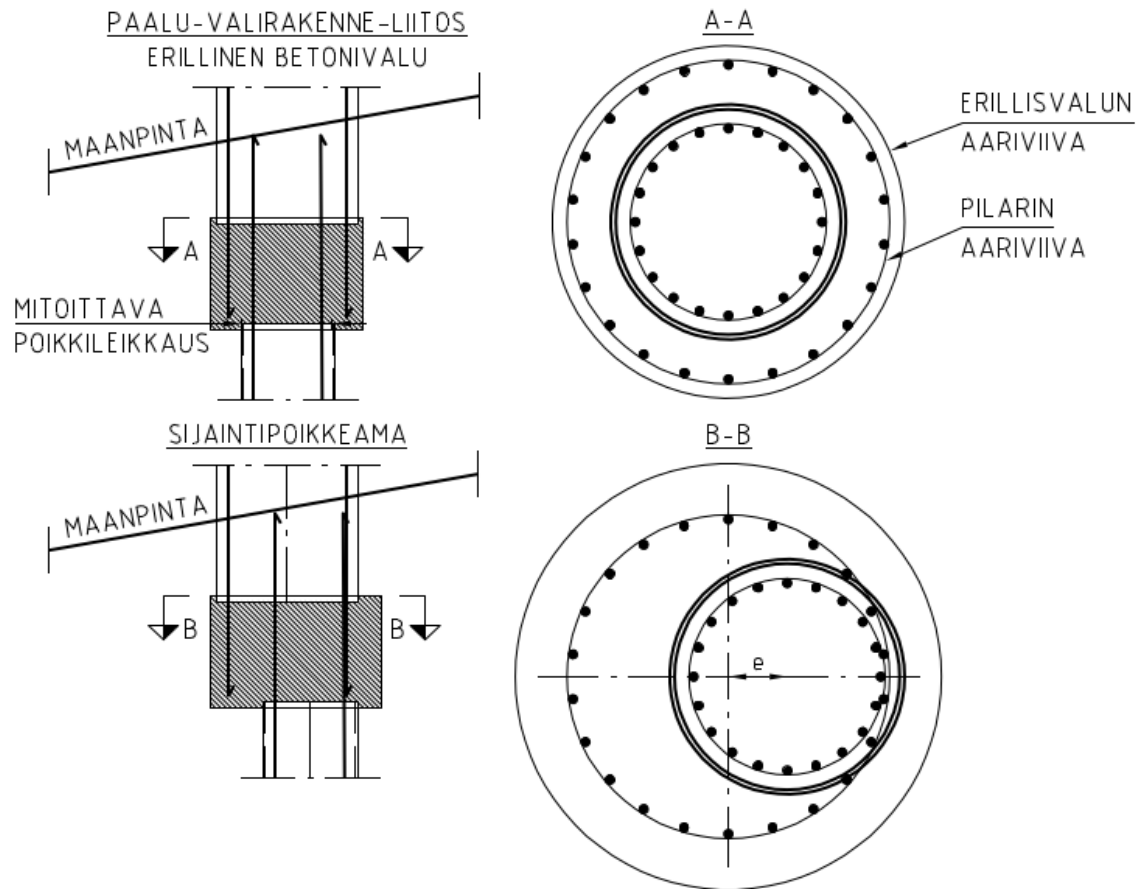


**Kuva 22.** Palkki paaluryhmälle.

Kuvassa 22 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa rakenneosien väliin asennetaan erillinen maanalainen betonipalkki. Palkin avulla paalujen sijaintitoleransseja voidaan hallita paremmin. Tukilinjaa suuntainen palkki mahdollistaa paalujen sijaintitoleranssien tasaamisen, jolloin pilarit voidaan rakentaa suunniteltuun paikkaan. Välituen paalujen lukumäärän ollessa suurempi kuin pilarien, palkki toimii kuormien jakajana paaluille. Palkkirakennetta voidaan käyttää, jos suoran paalu-pilari-liitoksen toteuttaminen ei ole enää mahdollista epäonnistuneen paalutuksen takia. Päittäisliitokseen verrattuna palkkiliitos on työläämpi toteuttaa, koska paalu ei liity suoraan pilariin ja koska paalu katkaistaan alemmalla, edellyttäen suurempaa kaivuutyötä. Paaluryhmän läpi ulottuva palkki on kooltaan suuri, ja sen rakentamiseen vaadittava betonimäärä lisää sillanrakennusprojektin materiaalikustannuksia. Liitoksen mitoituksen näkökulmasta liitostyyppi muistuttaa päittäistapausta, koska mitoittava poikkileikkaus on paalun teräsbetonipoikkileikkaus. Palkin sijaitessa päätytukilinjalla, palkkiin kohdistuu maan lepopainetta. Palkkiin kohdistuva lepopaine välittyy paaluille, jolloin niiden rasitukset ovat suuremmat kuin mitä ne olisivat ilman palkkia. Palkin sijaitessa välitukilinjalla voi myös



liikenteen maanpaine aiheuttaa lisärasituksia paaluille. Lisäksi maan sisällä oleva palkki kasvattaa rakenteen jäykkyyttä passiivipaineen ansiosta.



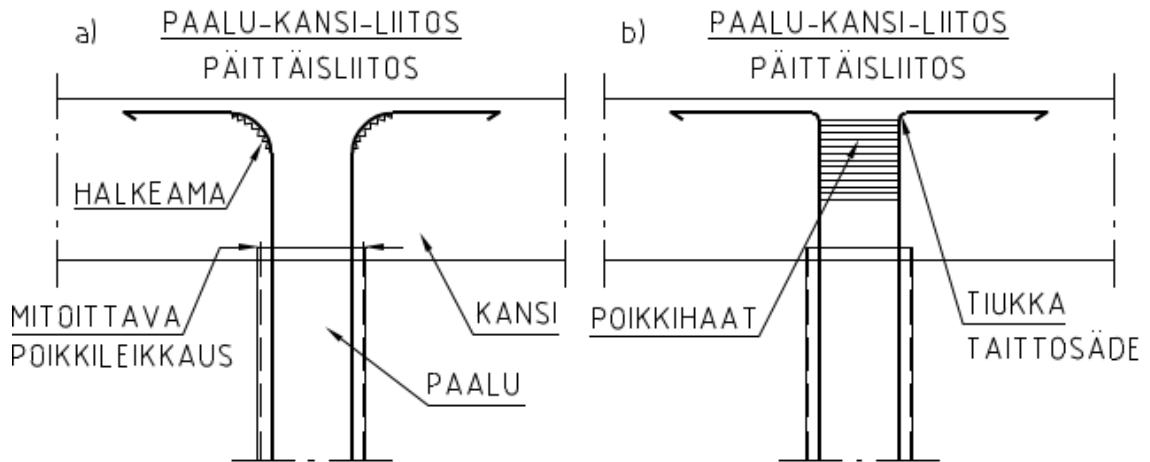
**Kuva 23.** Erillinen betonivalu.

Kuvassa 23 on paalun ja siltapilarin välinen liitos, jossa rakenneosat liitetään toisiinsa erillisen betonivalun avulla. Erillisvalulla voidaan korjata paalun sijaintitoleranssin tuomia haasteita. Mitoituksen kannalta liitos muistuttaa paalun ja pilarin päittäistapausta, eli liitoskohta mitoitetaan pelkästään paalun teräsbetoniosan poikkileikkauksominaisuuksien perusteella. Päittäisliitokseen verrattuna paalu tulee kuitenkin katkaista alemmalla ja siksi erillisvalun toteuttaminen edellyttää suurempaa kaivuutyötä. Erillisvaluliitokseen voidaan päätyä tilanteissa, joissa paalun tukeutumistaso on suunniteltua alempana, eli jos suunniteltu paalupituus ei ole riittävä.

#### 2.4.4 Paalun ja kannen väliset liitokset

Paalun ja kannen väliset liitokset sijaitsevat kuvan 2 tukilinjalla 4. Sillan päätytuki on ulokkeellinen, kun paalun ja kannen välinen liitos sijaitsee päätytuella. Kanteen liitettäessä tuella vaikuttava poikittainen puristus parantaa paalun terästen tartuntaa. Paalujen sijaintitoleranssi ei muodosta ongelmia liitoksen toteutettavuuteen laattasilloilla, mutta palkkisilloilla sijaintitoleranssi voi aiheuttaa haasteita. Paalun ja kannen väliset

liitostyyppit ovat päittäisliitos, visuaalinen ja rakenteellinen betonimantteliliitos sekä hitsaus- ja bajonettiliitos.

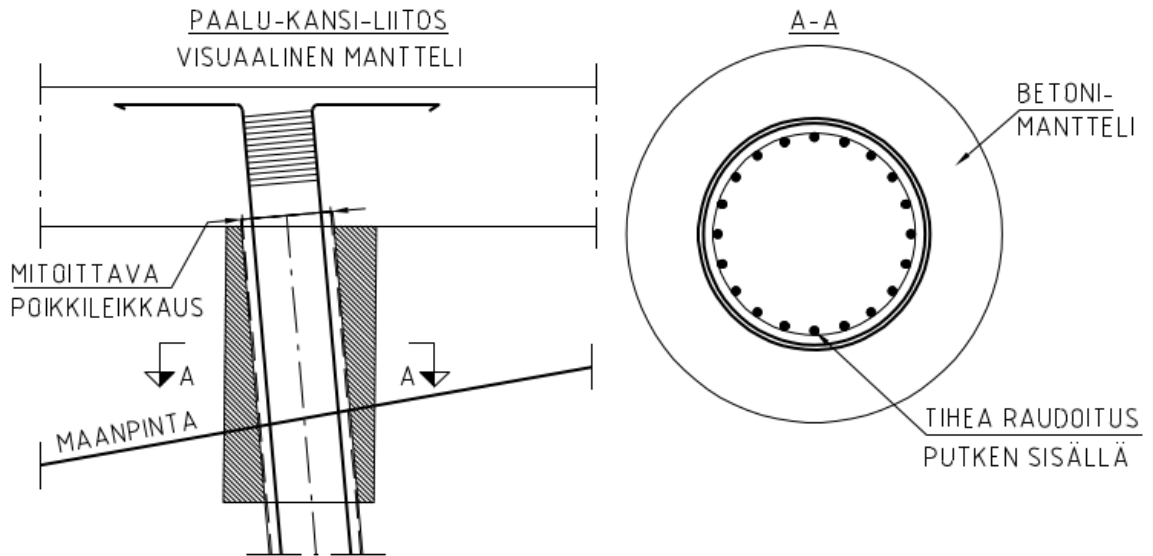


**Kuva 24. Paalu-kansi-päittäisliitos**

Kuvassa 24 on paalun ja sillan kannen välinen päittäisliitos kahdella erilaisella raudoitteiden asennusratkaisulla. Rakenne on yksinkertainen, koska paalun ja kannen välissä ei ole erillistä rakenneosaa. Kansi on tyypillisesti tiheästi raudoitettu, jolloin paalun terästen sovittaminen kanteen on hankalaa. Siltatyyppillä on vaikutusta liitoksen rakenteelliseen toimintaan. Laattasilloilla riittävän jatkospituuden saavuttaminen edellyttää usein paalun terästen taittamista, kun taas palkkisilloilla teräksiä ei tarvitse taittaa yhtä usein suuremman rakennepaksuuden ansiosta. Terästen taittaminen ei ole liitoksen toiminnan kannalta järkevää, koska koukku heikentää tartuntaa. Lisäksi betonin halkeamisriski kasvaa, kun teräkset taitetaan. Taittosäteen suuruudella on vaikutusta betonin halkeiluun. Loivasti taitetun teräksen tartuntajännitykset ylittävät betonin tartuntalujuuden, jolloin tartunta pettää ja taittosäteen kohdalle syntyy halkeamia (kuva 24a). Tiukentamalla taittosädettä, betoni säilyy murtumatta, mutta taitos on alttiimpi vaurioitumaan. Halkeamien syntyminen voidaan estää asentamalla harjaterästen ympärille poikittainen hakarauditus, joka nivoo harjateräkset yhteen (kuva 24b). Toisaalta kannen alapinnan terästen vieminen poikkihakojen läpi voi aiheuttaa haasteita. Halkeaman muodostumiselta voidaan välttyä myös taittamalla paalun teräkset ristikkäin paalun keskilinjan yli. Paalun teräksiä ei ole hyvä viedä lähelle kannen yläpintaa, koska teräksissä vaikuttava jännityshuippu voi aiheuttaa halkeaman betonipeitteen ollessa pieni.

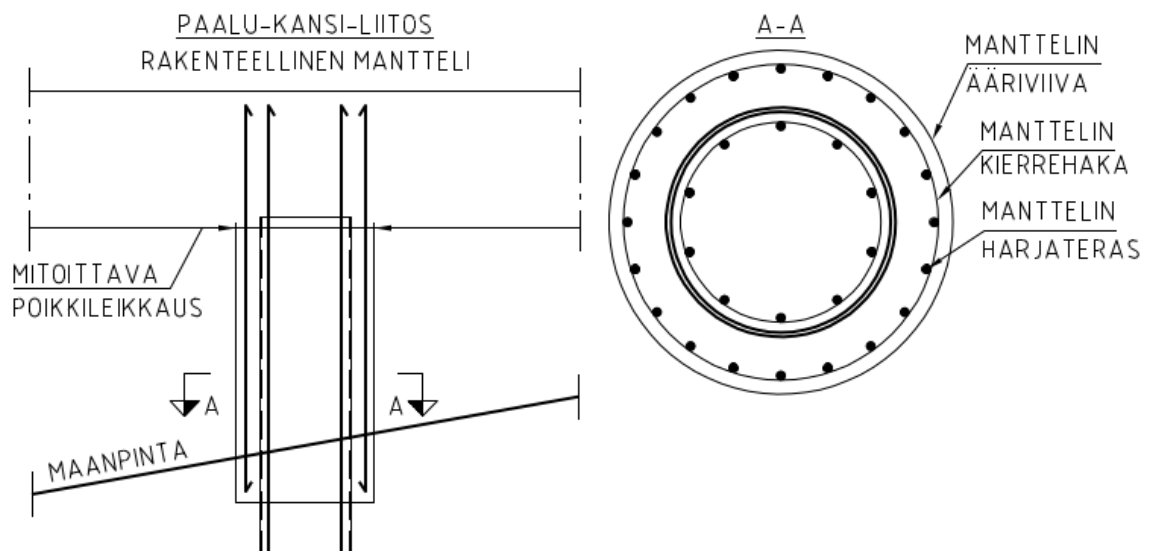
Paalun sijaintitoleranssi ei vaikuta liitoksen toteutettavuuteen laattasilloilla, mutta palkkisilloilla sijaintipoikkeamat vaikeuttavat liitoksen toteutettavuutta. Lisäksi paalun liiallinen vinous aiheuttaa muutostoimenpiteitä. Tukilinjan läpi kanteen kytkeytyvät vinot paalut eivät ole esteettisesti miellyttäviä. Vinojen paalujen ympärille valetaan

betonimantteli, jolloin vinot paalut jäävät piiloon. Kuvassa 25 esitetään paalun vinouspoikkeaman korjaustoimenpiteenä tehty betonimantteli.



**Kuva 25.** Visuaalinen betonimantteli.

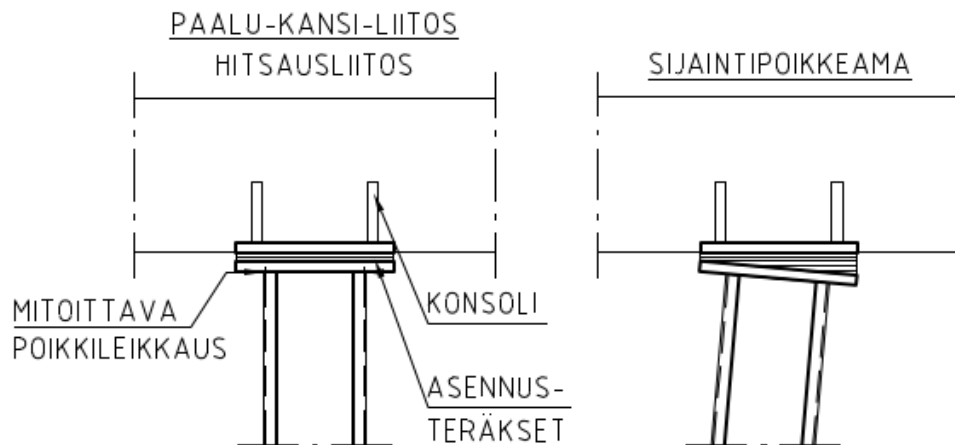
Kuvan 25 visuaalinen betonimantteliliitos toimii rakenteellisesti vastaavasti kuin paalun ja kannen välinen päittäisliitos. Visuaalinen betonimantteli ei toimi rakenteellisesti, jolloin siitä ei saada hyötyä liitoksen mitoittamiseen. Visuaaliseen betonimantteliin päädytään epäonnistuneen paalutuksen seurauksena. Betonimantteli voidaan toteuttaa myös liitoksen kapasiteetin kasvattamiseksi. Silloin kyseessä on rakenteellinen betonimantteli, joka esitetään kuvassa 26.



**Kuva 26.** Rakenteellinen betonimantteli.

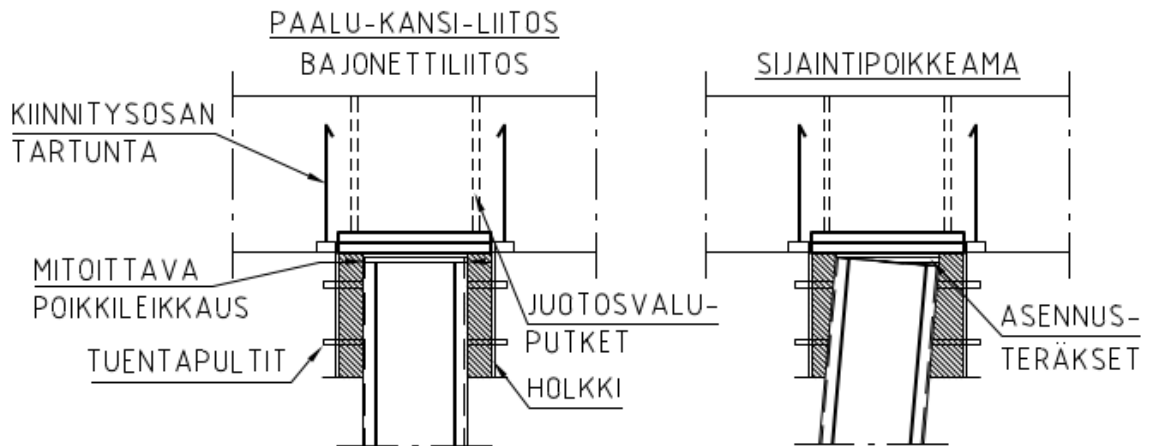
Kuvassa 26 on paalun ja sillan kannen välinen liitos, jossa paalu ympäröidään erillisellä rakenteellisella betonimanttelilla. Rakenteellisen manttelin avulla voidaan kasvattaa

liitoskohdan poikkileikkaukokoja ja siten kapasiteettia. Suurempi poikkileikkaus ei vaadi yhtä runsasta raudoitettankomäärää putken sisällä. Mantteli voidaan raudoittaa, jolloin voidaan vähentää raudoitettankojen määrää tai kokoa. Suurempi tankojako parantaa betonoinnin toteutettavuutta. Kooltaan pienemmillä tangoilla on lyhyempi ankkurointipituus. Lyhyempi ankkurointipituus mahdollistaa terästen asentamisen suoraan. Suora tanko on raudoitteen toiminnan kannalta ideaalinen, koska siihen kohdistuu poikittaista puristusta, joka parantaa tartuntaa. Kuten päittäistapauksessa, myös betonimantteliliitoksessa terästen sovittaminen sillan kanteen on vaikeaa tilanpuutteen takia. Siltatyyppin tuomat poikkeavuudet ovat läsnä myös betonimantteliliitoksessa. Palkkisilloilla paalujen sijaintitoleranssi voi vaikeuttaa liitoksen toteutettavuutta.



**Kuva 27.** Paalun hitsaus kanteen.

Kuvassa 27 on paalun ja sillan kannen välinen liitos, jossa paalun yläpää hitsataan kiinni kansirakenteeseen. Liitos on yksinkertainen ja nopea asentaa. Liitostyyppiä käytetään sivulta siirrettävillä ratasilloilla. Kannen ja paalujen välissä on erilliset metallilevyt, joiden avulla kansi sovitetaan oikeaan korkoon. Liitostyyppin mukaiset siltakohteet tulee olla erittäin mittatarkasti toteutettuja. Paalun vinoutta voidaan korjata sovittamalla viistettyjä asennusteräksiä liitokseen, jotta liitos toimii yhtenä tiukkana rakenteena. Liitos tulee suunnitella siten, että se pystyy välittämään momentteja. Hitsiliitos on altis väsymislujuutta heikentäville tekijöille, joita ovat mm. jäännösjännitykset, hitsausvirheet ja geometriamuutokset. Mitoituksessa on lisäksi huomioitava konsoliin syntyvä paikallinen rasitus, jonka välittäminen paalulle voi edellyttää erillisen hakaraudoituksen asentamista päällysrakenteeseen.



**Kuva 28. Bajonettiliitos.**

Kuvassa 28 on esitetty paalun ja kannen välinen bajonettiliitos. Bajonettiliitin nostetaan ylös ja lukitaan paikoilleen kiertämällä sitä paalun akselin ympäri. Bajonettiliitin ja sen kiinnitysosa sovitetaan yhteen tehtaalla etukäteen ennen asennustöitä. Bajonettiliitin tuetaan asennusaikana pulteilla, jotka katkaistaan mutterin pinnasta ennen liittimen maalausta. Liittimen ja paalun väliin jäävä tyhjä tila valetaan juotoslaastilla. Liittimen alareuna tukitaan valun kestävästi. Bajonettiliitos on monimutkainen toteuttaa, minkä vuoksi sitä ei enää juurikaan käytetä.

### 3 LIITOKSEN RAKENTEELLINEN TOIMINTA

Sillan päällysrakenteeseen monoliittisesti kiinnitettyjen liittorakenteisten paalujen otaksutaan toimivan sillan alus- ja päällysrakenteen rajapinnassa teräsbetonisena, ellei kuormien aiheuttamia rasituksia ole välitetty luotettavasti paalun teräskuorelle. Rasitukset voidaan välittää teräskuorelle esimerkiksi erillisen liitososan avulla tai upottamalla paalu betonirakenteen sisään. Erillisen liitososan toteuttaminen on työlästä ja sen sijasta suunnittelussa päädytään enemmän ratkaisuun, jossa paalu upotetaan betonirakenteeseen. Kun paalu upotetaan riittävän syväälle betonirakenteeseen, muodostuu paalun ulkopintaa vastaan kohtisuoraan voimapari. Liitos toimii upotuskohdassa liittopoikkileikkauksena silloin, kun teräsputken ja betonirakenteen välinen tartunta mahdollistaa jännitysten siirtymisen osien välillä. Lisäksi on varmistettava, että betonirakenne kestää upotetun paalun aiheuttaman kampeamisvaikutuksen.

Tässä diplomityön luvussa paneudutaan liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen toimintamekanismeihin tilanteissa, joissa liitos toteutetaan päittäis- ja upotusliitoksina. Liitostyyppien rakenteellista toimintaa kuvataan liitoksessa vaikuttavien voimien ja niiden siirtymisen avulla. Liitos suunnitellaan siten, että liitos kykenee siirtämään siihen kohdistuvat voimat paalulle. Liitoksen rakenteellinen toiminta perustuu liitoksessa olevien rakenneosien yhteistoimintaan. Luvussa 3.1 esitellään tärkeimmät materiaaliominaisuudet, joiden avulla liitoksen jäykkyys ja kapasiteetti lasketaan.

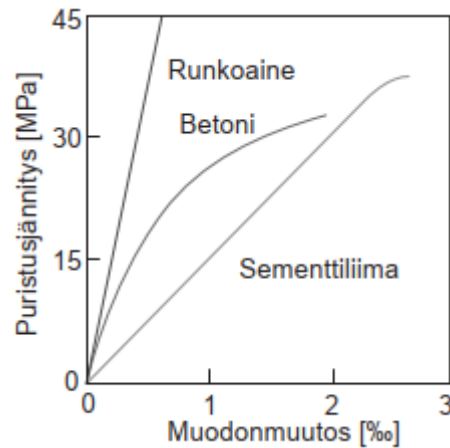
#### 3.1 Materiaaliominaisuudet

Liittopaalun ja sillan betonirakenteen välisen liitoksen rakenteellisen toiminnan ymmärtämiseksi on hyvä tietää, mistä materiaaleista liitoksen poikkileikkaus koostuu. Liitoksen poikkileikkaus koostuu betonista, raudoiteterästangoista ja rakenneteräsputkesta. Poikkileikkauksen geometriatietojen ja materiaalien kimmokertoimien avulla voidaan laskea poikkileikkauksen jäykkyysominaisuuksia. Rakenteen jäykkyydellä tarkoitetaan sen kykyä vastustaa kuormien aiheuttamia muodonmuutoksia. Staattisesti määrättyssä rakennejärjestelmässä, joka koostuu useasta rakenneosasta, rasitukset jakautuvat yksittäisten rakenneosien jäykkyyksien perusteella. Mitä jäykempi rakenneosa, sitä enemmän rasitusta se vastaanottaa. Puristusrasitus jakautuu rakenneosille niiden aksiaalijäykkyyksien  $EA$  suhteessa, ja taivutusmomenttirasitus jakautuu rakenneosille niiden taivutusjäykkyyksien  $EI$  suhteessa.

### 3.1.1 Betoni

Betonin kimmainen muodonmuutos on riippuvainen betonin koostumuksesta [9, s. 29]. Betoni koostuu runkoaineesta ja sideaineesta. Runkoaineena käytetään kiviainesta ja sideaineena sementtiä. Betonia muodostuu sementin ja veden kemiallisessa reaktiossa, jossa sementti sitoo runkoaineen kovaksi betoniksi. Betonin lujuus kehittyy nopeimmin betonin kovettumisen alkuvaiheessa, jolloin hydratoitumisreaktioita tapahtuu eniten. Lujuudenkehitys hidastuu ensimmäisten vuorokausien jälkeen, kuitenkin kasvaen niin pitkään kuin betonissa on vettä ja hydratoitumatonta sementtiä. [10, s. 9]

Betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus on tärkeä materiaaliominaisuus. Kuvassa 29 esitetään tyypillinen betonin ja sen rakenneosien elastista käyttäytymistä kuvaava jännitys-muodonmuutoskuvaaja, kun materiaaleihin kohdistuu puristusrasitusta.



**Kuva 29.** Betonin ja sen sideaineiden jännitys-muodonmuutoskuvaajat [11, s. 88].

Kuvasta 29 huomataan, että toisin kuin sementtiliimalla ja kiviaineksella, kovettuneen betonin jännitys-muodonmuutosyhteys on epälineaarinen. Riippuvuutta kuvaava käyrä kaareutuu, kun puristusrasitukset kasvavat, mistä seuraa muodonmuutosten sitäkin nopeampi kasvu. Syy epälinearisuuteen on peräisin betonissa tapahtuvasta mikrosäröilystä [11, s. 88].

Mikrosäröjen määrä on suurta suurirakeisen runkoaineen ja sideaineena käytetyn sementin välillä jo ennen ulkoista kuormitusta. Mikrosäröt aiheutuvat termisistä jännityksistä ja sementtiliiman kutumisesta. Mikrosäröjä syntyy myös ulkoisista kuormituksista, kun jäykkyysiltään poikkeaviin runkoaineeseen ja sementtiliimaan muodostuu ulkoisten kuormitusten seurauksena jännityksiä. [12, s. 23]

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 on määritetty betonin mitoituksessa käytettävät materiaaliominaisuudet. Lujuusarvot perustuvat 28 vuorokauden ikäisen betonin lieriölujuuteen  $f_{ck}$ . Standardin lujuusluokat on määritetty kvartsipitoisesta kiviaineksesta

valmistetun betonin mukaan. Lujuusluokkia vastaavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukossa 3.1. Betonipoikkileikkauksen puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  määritetään kaavalla:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C, \quad (9)$$

missä  $\alpha_{cc}$  on puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin,  $f_{ck}$  on puristuslujuuden ominaisarvo ja  $\gamma_C$  on betonin materiaaliosavarmuusluku. Betonin osavarmuusluku normaalisti vallitsevassa mitoitustilanteessa on 1,5. Suomessa  $\alpha_{cc}$ -kerroimen suositusarvo on 0,85. [9, s. 36] Liittorakenteilla  $\alpha_{cc}$ -kerrointa ei käytetä betonin puristuslujuuden mitoitusarvon laskennassa [13, s. 20]. Betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  lasketaan kaavalla:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C, \quad (10)$$

missä  $\alpha_{ct}$  on kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät, ja vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät huomioiva kerroin, ja  $f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuuden ominaisarvon 5 %:n fraktiili. [9, s. 36]

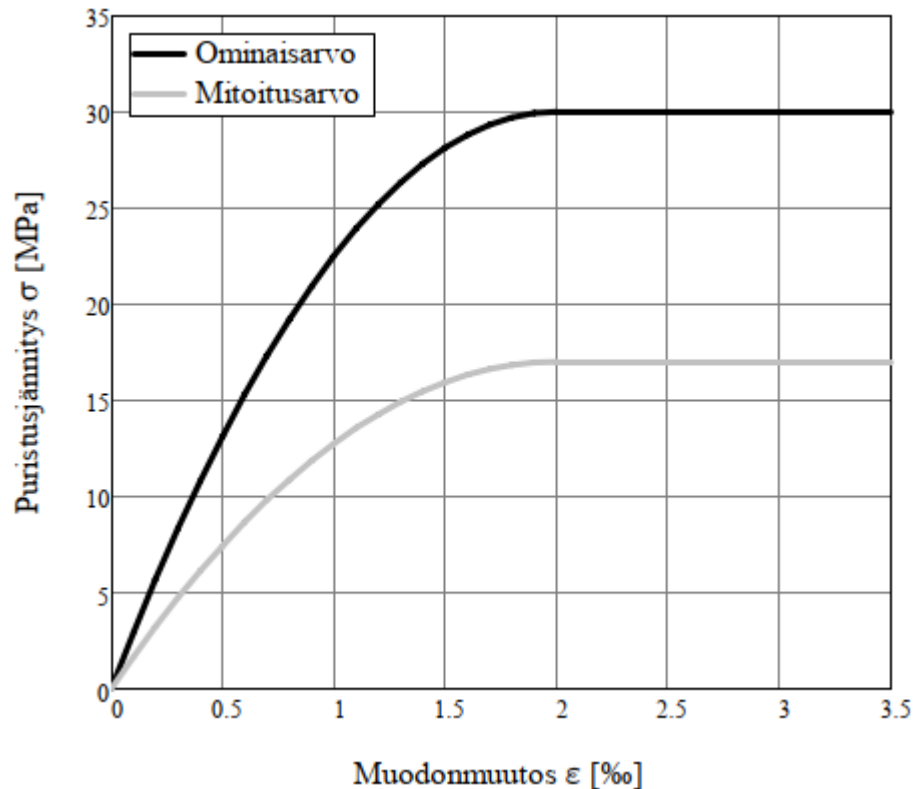
Koska betoni ei ole jännitys-muodonmuutosominaisuuksiltaan lineaarisesti käyttäytyvä, betonin kimmokerroina käytetään rakennesuunnittelussa sekanttikimmokerrointa  $E_{cm}$ , joka on likimääräinen arvo. Betonin sekanttikimmokerroin on määritetty jännitystilojen  $\sigma_c = 0$  MPa ja  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$  välisestä sekanttiarvosta. [9, s. 28–29] Eurokoodissa on esitetty betonipoikkileikkauksen mitoitukseen soveltuva jännitys-muodonmuutosriippuvuuden malli, jonka avulla epälineaarisuus voidaan huomioida laskennallisesti. Epälineaarisen analyysin malli määritetään puristusjännityksen  $\sigma_c$  laskentakaavoilla, jotka ovat riippuvaisia puristuman raja-arvoista  $\varepsilon_{ci}$  ja  $\varepsilon_{cui}$ :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \quad \text{kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (11)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cui}, \quad (12)$$

joissa  $\varepsilon_c$  on betonin puristuma ja  $n$  on standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 3.1 mukainen laskentaparametri. [9, s. 36] Kaavojen (11) ja (12) avulla laskettua betonin puristusjännitys-muodonmuutosyhteyttä havainnollistetaan kuvassa 30.





**Kuva 30.** Betonin C30/37 puristusjännitys muodonmuutoksen funktiona.

Kuvan 30 mukainen jännitys-muodonmuutosriippuvuus on voimassa lyhytaikaiselle kuormitukselle. Muodonmuutokset kasvavat, kun kuormituksen kesto pitenee, vaikka kuormitus säilyy muuttumattomana. Pitkäaikaiskuormituksen aiheuttamat muodonmuutokset ovat seurausta betonin kutistumasta ja virumasta. Kutistuma ja viruma on huomioitava mitoituksessa, jotta riittävä rakenteellinen vakaus voidaan taata.

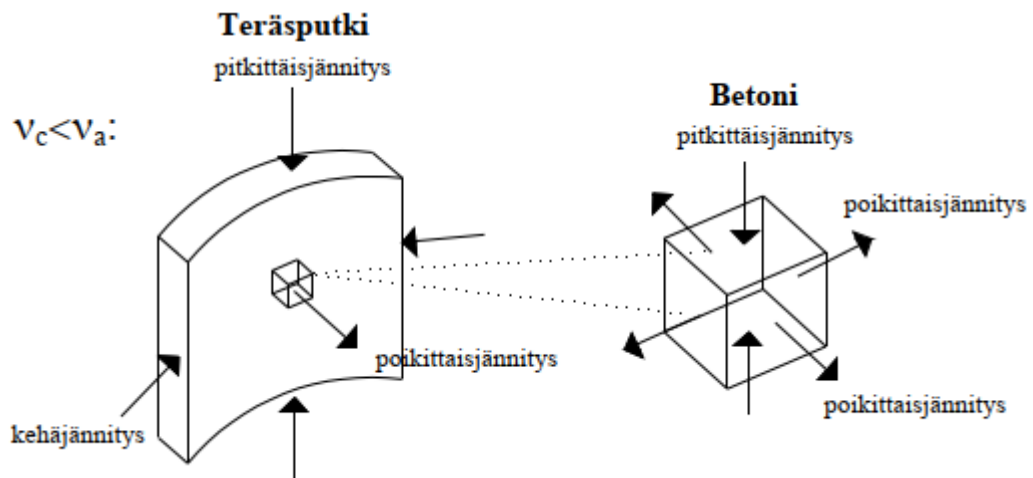
Viruma ilmenee rakenteissa taipuman vähittäisenä lisääntymisenä. Muodonmuutokset voivat kasvaa muutamassa kymmenessä vuodessa viruman seurauksena kolminkertaisiksi välittömään taipumaan verrattuna. Viruma on lähtökohtaisesti rakenteelle haitallinen ilmiö, mutta staattisesti määräämättömissä rakenteissa se saattaa parantaa kestävyyttä, kun jännityshuiput pienenevät ja halkeilu vähenee. Betonin lujuusluokka, rakenteen mitat, ympäristön kosteus, kuormituksen kesto ja kuormituksen aiheuttama jännitystaso sekä betonin hydrataatioaste kuormitushetkellä vaikuttavat viruman suuruuteen. [14, s. 45–46]

Paalun tai pilarin ollessa aksiaalisesti kuormitettuna, siihen muodostuu pituussuuntainen muodonmuutos, jonka kasvaminen aiheuttaa betonin laajenemisen poikittaisessa suunnassa. Hakarautoitukseen syntyy poikittainen puristusjännitys, joka vastustaa betonin poikittaista laajenemista. Puristusjännitetty hakarautoitus sulkee betonin, asettaen sen kolmiaksaaliseseen puristustilaan. Suljettuna betonin puristuslujuus

ja muodonmuutoskyky paranevat. Kierrehakojen myötäessä betonin puristuslujuus ei enää kasva ja betoni murtuu kierrehakojen ympäriltä. [15, s. 99]

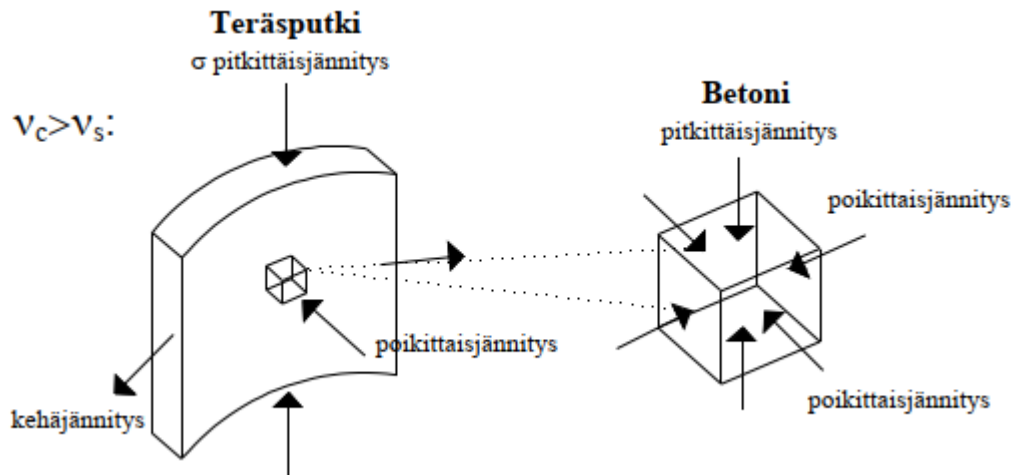
Betonitäytteisten teräsputkipaalujen ja tiheästi raudoitettujen betonipaalujen laajeneminen on rajoitettu puristusta vastaan kohtisuorassa suunnassa ympyräputkella tai sulkuraidoituksella. Betoni on tällöin suljettu passiivisesti. Sulkuvaikutus voi olla joko aktiivinen tai passiivinen. Passiivisessa sulkuvaikutuksessa sulkuraidoitus tai teräsputki reagoi betonin sivuttaisen laajenemisen kanssa siten, että betonin laajenemisen estävään sulkuraidoitukseen tai teräsputkeen syntyy jännitystila, joka aiheuttaa kompensoivan puristusjännityksen betoniin.

Puristusrasitetun liittopaalun sulkuvaikutusta voidaan kuvata Poissonin ilmiön avulla. Kuormitetun betonitäytetyn teräsputkipoikkileikkauksen betoniosan Poissonin luku  $\nu_c$  on pienempi kuin teräsputken Poissonin luku  $\nu_a$  kuormituksen alkuvaiheessa. Kuormituksen alaisena betoni laajenee sivuttain hitaammin kuin teräsputki, joten teräsputki ei estä betonin sivuttaista laajenemista. Kuvassa 31 havainnollistetaan puristetun betonitäytteen teräsputkipoikkileikkauksen mekaanista käyttäytymistä ennen sulkuvaikutuksen muodostumista. [16, s. 245–246] [17, s. 66].



**Kuva 31.** Puristusrasitetun betonitäytteen teräsputken mekaaninen käyttäytyminen ennen sulkuvaikutusta [18, s. 3888].

Kuvassa 31 betoniytimen Poissonin luku on pienempää kuin teräsputken. Poikkileikkauksen puristusrasitus aiheuttaa teräsputkeen puristavan kehäjäännityksen ja betoniyttimeen sivuttaisen vetojäännityksen. Betonin sivuttainen vetojäännitys aiheuttaa betonissa mikrohalkeilua, joka vaikuttaa betonin Poissonin lukuun ja jäykkyyteen. Mikrohalkeilun seurauksena betonin Poissonin luku kasvaa terästä suuremmaksi. Betoniydin alkaa laajenemaan sivuttaisessa suunnassa nopeampaa kuin teräsputki, jolloin teräsputki alkaa rajoittamaan betonin sivuttaista laajenemista. [18, s. 3888] [19, s. 1079] Ilmiötä havainnollistetaan kuvassa 32.

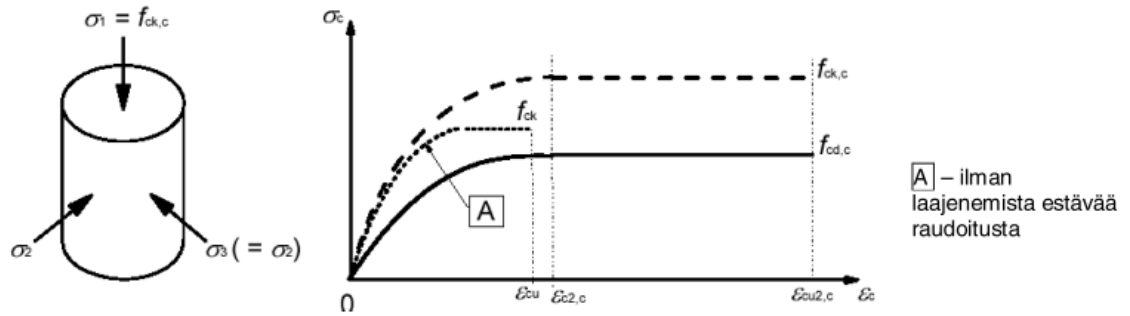


**Kuva 32.** Puristusrasitetun betonitäytteisen teräsputken mekaaninen käyttäytyminen sulkuvaikutuksen aktivoituttua [18, s. 3888].

Kuvassa 32 betonin Poissonin luku on teräksen Poissonin lukua suurempi. Tällöin betoniyttimeen kohdistuu puristava sulkujännitys ja teräsputken kehäjäännitys kääntyy vedoksi. Betoni on tällöin kolmiakselisessa jännitystilassa ja teräs kaksiaksiaalisessa jännitystilassa, jolloin teräsputken ympäröimän betonin puristuslujuus ja sitkeys kasvavat. [18, s. 3888] [19, s. 1079]

Aktiivisessa sulkuvaikutuksessa poikkileikkaukseen kohdistuu sivupainetta ennen kuin sitä kuormitetaan aksiaalisesti. Sivupaineen seurauksena betoni tiivistyy, ja jotta muodonmuutos palautuisi ennalleen, tarvitaan ylimääräistä aksiaalista puristusvoimaa, jonka seurauksena betonin murtuminen viivästyy. [20, s. 656] Tässä diplomityössä tutkitaan pelkästään passiivisen sulkuvaikutuksen aiheuttamaa hyötyä mitoituksessa, koska aktiivinen sulkuvaikutus ei ole mahdollinen teräsputkipaaluilla tai pehmeillä sulkuteräksillä raudoitettussa teräsbetonipaaluissa.

Kolmiakselisessa puristustilassa olevaa betonia kutsutaan suljetuksi betoniksi. Suljetun betonin puristuslujuus on suurempaa kuin avoimen betonin puristuslujuus. Eurokoodissa on esitetty, miten sulkuraudoitettun betonin suurempi puristuslujuus lasketaan. Suljetun betonin jännitys-muodonmuutosyhteys muuttuu avoimeen betoniin verrattuna kuvan 33 mukaisesti.



**Kuva 33.** Laajenemista estävästi raudoitettun betonin jännitys-muodonmuutosyhteys [9, s. 38]

Puristuman ollessa positiivista, lujuuden ja muodonmuutoksen ominaisarvoja voidaan suurentaa eurokoodin mukaan seuraavasti:

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}), \quad \text{kun } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (13)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}), \quad \text{kun } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (15)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2\sigma_2/f_{ck}, \quad (16)$$

joissa  $f_{ck,c}$  on sulkuraidoitettun betonin ominaispuristuslujuus,  $\varepsilon_{c2,c}$  ja  $\varepsilon_{cu2,c}$  ovat sulkuraidoitettun betonin muodonmuutoksen raja-arvoja ja  $\sigma_2$  on laajenemista estävän raudoituksen aiheuttama tehollinen poikittainen puristusjännitys murtorajatilassa. Suljetun betonin muut ominaisuudet säilyvät ennallaan. [9, s. 37–38] Eurokoodissa ei ole erikseen esitetty, miten tehollinen poikittainen puristusjännitys lasketaan.

Betonin materiaalimalleihin liittyvässä tutkimuksessa on havaittu, että eurokoodissa esitetyt kaavat (13)–(16) aliarvioivat kolmiakselisen puristuksen vaikutuksen betonin puristuslujuuden ja sitkeyden kasvuun. Eurokoodin suljetun betonin materiaalimalli perustuu vanhaan FIB Model Code 90:n mukaiseen materiaalimalliin. [21, s. 146] Uudempi FIB Model Code 2010 (MC2010) esittää päivitetyn suljetun betonin materiaalimallin, jossa on huomioitu useampi betonin kolmiakseliseen puristustilaan vaikuttava tekijä, kuten suljetun betonin geometria, sulkuraidoituksen jakoväli ja betoniteräksen myötölujuus. MC2010:n mukainen suljetun betonin puristuslujuus ja sitä vastaava puristuma lasketaan kaavoilla:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[ 1 + 3,5f_{ck} \left( \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{\frac{3}{4}} \right] \quad (17)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right]. \quad (18)$$

Suljetun betonin murtopuristuma lasketaan edelleen kaavalla (16), eli vastaavasti kuin eurokoodissa. Toisin kuin eurokoodi, MC2010 esittää, miten laajenemista estävän raudoituksen aiheuttama tehollinen poikittainen puristusjännitys lasketaan.

Ympyräpoikkileikkaukselle tehollinen poikittainen puristusjännitys lasketaan kaavojen:

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{d_c}\right), \quad \text{kun sulkuraidoituksena käytetään kierrehakoja} \quad (19)$$

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{d_c}\right)^2, \quad \text{kun sulkuraidoituksena käytetään irtohakoja} \quad (20)$$

avulla, joissa  $s_c$  on sulkuraidoitusväli,  $d_c$  on sulkuraidoitteen sisäpuolisen betonin halkaisija ja  $\omega_c$  on sulkuvaikutuksen synnyttävän raudoituksen mekaaninen tilavuussuhde, joka lasketaan kaavalla:

$$\omega_c = \frac{V_{sc} f_{yd}}{V_{cc} f_{cd}}, \quad (21)$$

missä  $V_{sc}$  on sulkuraidoituksen tilavuus ja  $V_{cc}$  on suljetun betonin tilavuus. [22, s. 203] [23, s. 106]

Toisen sukupolven eurokoodit ovat tällä hetkellä kehitteillä ja niiden luonnosversiot ja taustamateriaalit on julkaistu kommentoitavaksi. Viimeisimmässä luonnoksessa sulkuraidoitusta käsitellään tarkemmin ja suljetun betonin materiaalmalli on muutettu kohti MC2010:n mallia. [24, s. 2233]

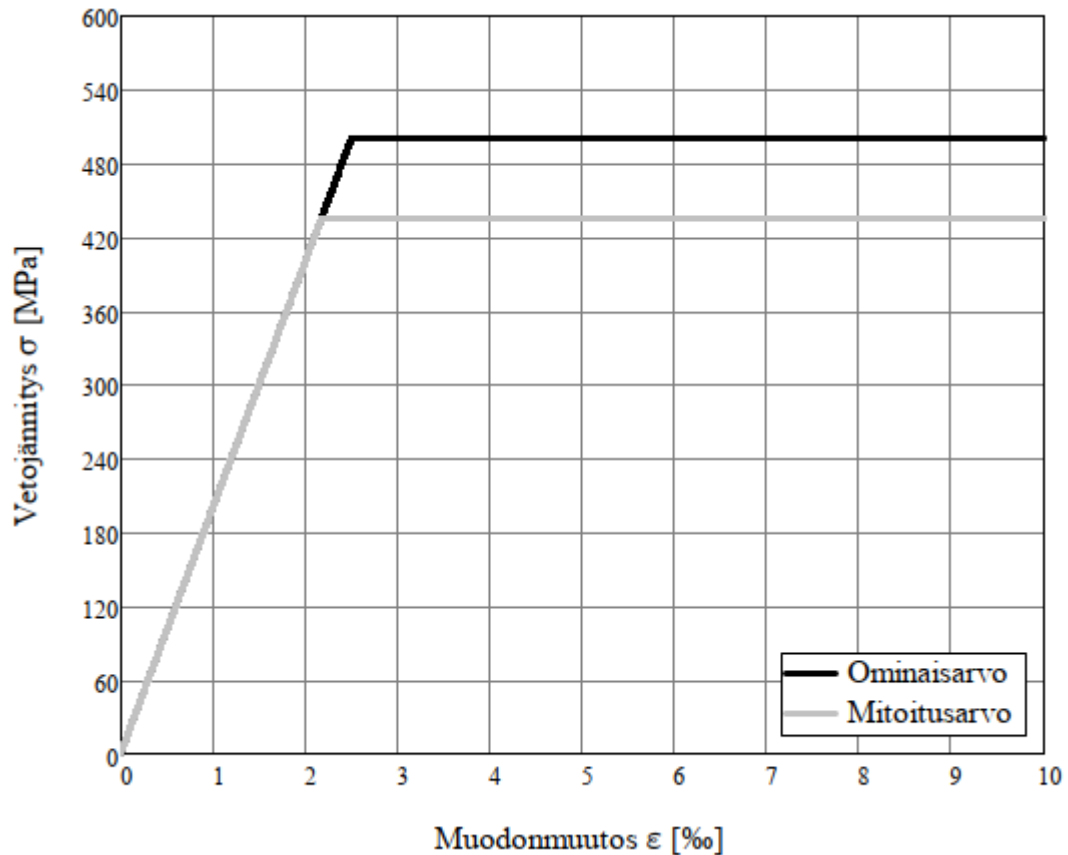
### 3.1.2 Betoniteräs

Teräs on lineaarikimmoinen materiaali aina myötäämisen alkamiseen saakka. Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  $f_{yd}$  lasketaan kaavalla:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad (22)$$

missä  $f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo ja  $\gamma_s$  on materiaaliosavarmuusluku [6, s. 20]. Teräsbetonirakenteiden suunnittelussa raudoituksen myötölujuutena käytetään yleisesti 500 MPa ja betoniteräksen kimmokerroinena  $E_s$  käytetään 200 GPa, mutta liittorakenteilla betoniteräksen kimmokerroinena voidaan käyttää rakenneteräksen kimmokerrointa 210 GPa [25, s. 10]. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 esitetään kaksi jännitys-venymäyhteyden mallia: nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan  $\varepsilon_{ud}$  saakka ja vakiojännitys myötörajan  $f_{yd}$  saavuttamisen jälkeen. Sillansuunnittelussa suositellaan käytettäväksi jälkimmäistä vaihtoehtoa siten, että muodonmuutos rajoitetaan arvoon 10 ‰ [6, s. 20].

Liittorakenteita käsiteltäessä betoniteräksen ominaismyötölujuudesta käytetään merkintää  $f_{sk}$  ja mitoitusmyötölujuudesta käytetään merkintää  $f_{sd}$  [13, s. 16]. Kuvassa 34 esitetään sillansuunnittelussa käytettävä betoniteräksen vetojännitys-venymäyhteys.



**Kuva 34.** Betoniteräksen B500B vetojännitys muodonmuutoksen funktiona.

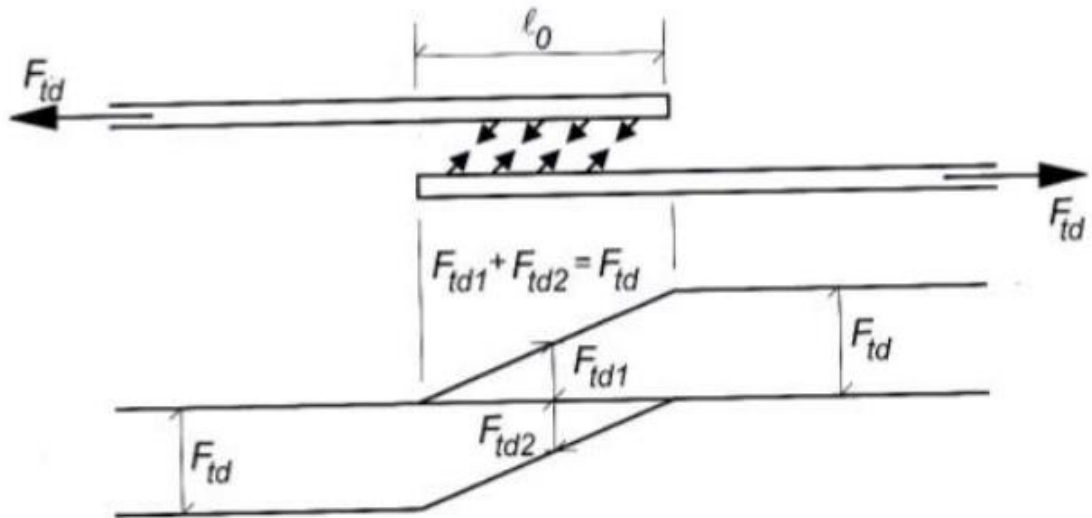
Kansallisessa liitteessä on määritetty, ettei standardin SFS-EN 1992-1-1 suunnittelusäännöt ole voimassa ruostumattomille betoniteräksille, pinnoitetuille betoniteräksille tai myötölujuudeltaan suurempaa kuin 600 MPa oleville betoniteräksille. Kyseisille betoniteräksille voidaan kuitenkin käyttää standardin suunnittelusääntöjä, jos niiden voimassaolo on erikseen osoitettu. Kansallisessa liitteessä on erikseen mainittu, että ruostumattomien betoniterästen jännitys-muodonmuutosyhteys poikkeaa kuvan 34 mukaisesta hiiliteräksen jännitys-muodonmuutosyhteydestä. Ruostumattomien betoniterästen eri teräslajien väliset jännitys-muodonmuutosyhteydet poikkeavat myös toisistaan. [26, s. 16]

Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoskohta on tyypillisesti tiheästi raudoitettu. Liitos raudoitetaan, jotta betonirakenne kestää taivutuspuristusrasituksessa syntyvät vetovoimat. Ennen kuin raudoitetussa betonissa syntyy vetohalkeamia, voimat jakautuvat materiaalien aksiaalijäykkyyksien suhteessa, jolloin suurin osa voimasta vaikuttaa betonissa. Kun betonin vetolujuus  $f_{ct}$  ylitetään, betoniin syntyy halkeama ja

voima siirtyy kyseisessä kohdassa raudoitukselle. Halkeaman kohdalle syntyy paikallisesti vaikuttava jännityshuippu, ja betonin halkeamien välille jää halkeamisvoimaa pienempi tehollinen vetovoima, jonka suuruus muuttuu raudoituksen pituuskoordinaatin suhteen. Rakenteen halkeillessa, betonin ja raudoituksen väliset ankkurointivoimat aktivoituvat. Betonilla on raudoitusta jäykistävä vaikutus, koska se vastaanottaa osan poikkileikkauksen kokonaisvetovoimasta, pienentäen raudoituksen venymää ja jännitystä. Ilmiötä kutustaan betonin vetojäykistysvaikutukseksi. Teräsbetonipoikkileikkauksen aksiaalijäykkyys muodostuu betonin ja raudoitteen aksiaalijäykkyyksien yhdistelmästä, jonka tehollinen keskiarvo on koko ajan suurempi kuin halkeamakohdassa vaikuttava raudoituksen jäykkyys. [27, s. 75–76]

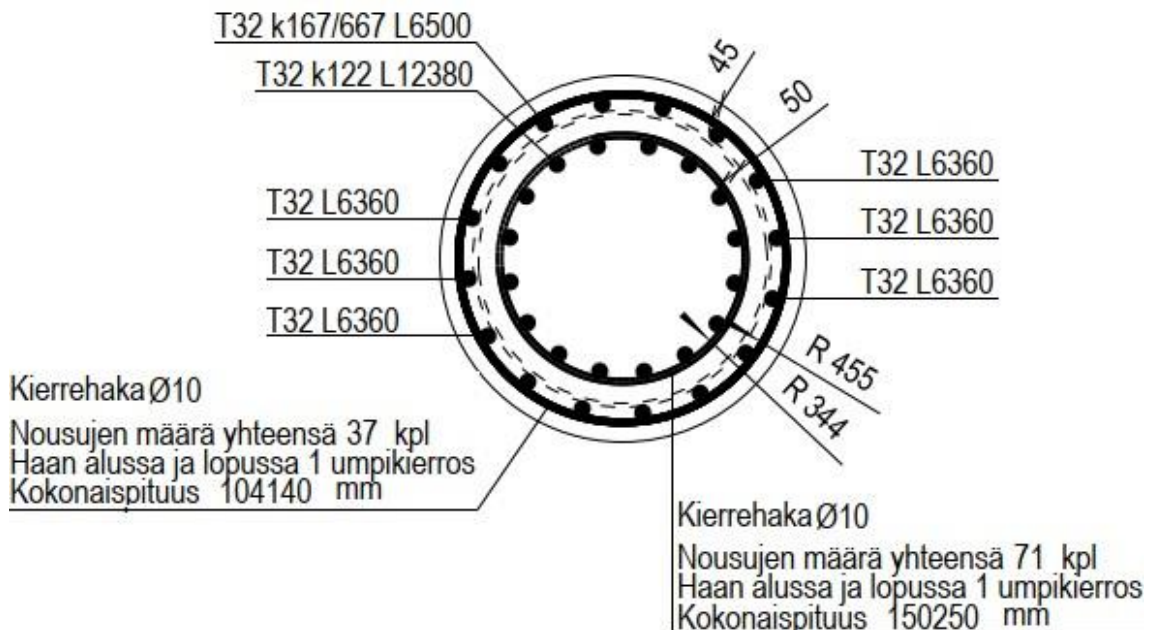
Betonin halkeamattomien osien vetojännitys nousee kuormituksen kasvaessa. Kun vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden, muodostuu uusia halkeamia. Raudoituksen jännitys nousee halkeamakohdissa, joita voi muodostua niin kauan kuin halkeamien välissä vaikuttava vetojännitys voi saavuttaa betonin vetolujuuden. Jokaisen halkeaman kohdalla raudoituksen vetojännitys kasvaa, ja mitä suurempi halkeamassa vaikuttava raudoituksen vetojännityshuippu on, sitä enemmän teräksen ja betonin välillä tapahtuu ankkuroinnin luistamista. Ankkuriliukuma syntyy, kun betoni on saavuttanut lopulliset halkeamavälit, eikä betoni pysty enää ylläpitämään kasvavaa vetovoimaa, jolloin materiaalien välille syntyy venymäero ja halkeamaleveydet kasvavat. [27, s. 77]

Raudoitteiden jatkaminen liitoksessa tehdään limittämällä tangot jatkoispituuden matkalta. Limitysaluetta kutsutaan ankkurointialueeksi, missä voima siirtyy raudoitetangolta tartuntana betonille. Voimien tasapainovaatimuksen mukaan toinen tanko vastaanottaa tartunnan kautta vastaavan voiman materiaalien venyessä yhdessä ilman ankkuroinnin murtumista. Betonille siirtynyt voima ja tangon jokaisessa limityksen pisteessä vaikuttava voima on yhtä suuri tangon suurimman vetovoiman kanssa. [27, s. 475] Vedettyjen raudoitetankojen voiman siirtymisen periaate esitetään kuvassa 35.



**Kuva 35.** Vedettyjen raudoitettankojen voimansiirtoperiaate [27, s. 476].

Kuvasta 35 nähdään, kuinka teräksessä vaikuttava voima on suurimmillaan sen päässä, josta voima pienenee lineaarisesti jatkospituuden matkalta. Limitetty vetotankopari muodostaa tankojen väliin limitysalueelle vinon puristusjännitystilän. Tangot pyrkivät erkanemaan toisistaan, minkä saattaa halkaista betonivälitkkeet. Ilmiötä kutsutaan kiilavaikutukseksi. [27, s. 476] Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksessa poikittainen hakarautoitus vastaanottaa kiilavaikutuksen aiheuttamia rasituksia ja ehkäisee rakenteen murtumista. Kuvassa 36 esitetään tyypillinen liittopaalun ja siltapilarin liitoksen rautoitus.



**Kuva 36.** Liittopaalun ja siltapilarin liitoksen rautoitus.

Kuvasta 36 huomataan, että liittopaalun ja siltapilarin liitoksen betoniteräksinä käytetään tyypillisesti halkaisijaltaan 32 mm paksuja raudoitettankoja. Raudoitettankojen vapaa väli



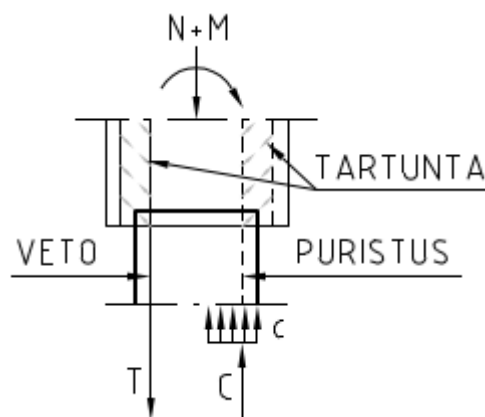
on pieni, mikä hankaloittaa betonivalun tiivistymistä. Paalun ja pilarin jatkettavien terästen välinen etäisyys on myös huomattavan suuri, etenkin jos paaluun joudutaan asentamaan useampi raudoitekerros. Tällöin tulee kiinnittää huomiota limijatkoksen toimivuuteen.

### 3.1.3 Rakenneteräs

Rakenneteräksen mitoituksen kannalta oleelliset ominaisuudet on esitetty standardissa SFS-EN 1993-1-1. Rakenneterästen myötörajan  $f_y$  ja vetomurtolujuuden  $f_u$  nimellisarvot valitaan joko käyttämällä suoraan tuotestandardiarvoja  $f_y = R_{eH}$  ja  $f_u = R_m$  tai käyttämällä standardin SFS-EN 1993-1-1 taulukon 3.1 mukaisia terästuotteita, jotka täyttävät terästen sitkeysvaatimukset. [28, s. 25] Rakenneteräksen jännitys-muodonmuutosyhteys vastaa laskennassa betoniteräksen jännitys-muodonmuutosyhteyttä. Liittorakenteiden mitoitusäännöt koskevat rakenneterästä, jonka nimellinen myötölujuus on enintään 460 MPa [13, s. 22].

## 3.2 Liitoksen toiminta teräsbetonirakenteena

Paalun liittyessä suoraan pilariin tai päätypalkkiin, niiden välinen liitos toimii teräsbetonirakenteen tavoin. Luvussa 2.2 havaittiin, että liitoskohtaan muodostuu taivutusmomentti- ja normaalivoimarasitusta. Liitokseen kohdistuu myös leikkausvoimaa, mutta sen vaikutusta huomioida tässä tutkimuksessa päittäisliitoksen osalta. Kuvassa 37 esitetään paalun ja pilarin liitoskohdassa vaikuttavat voimat, kun liitos on toteutettu päittäisliitoksena. Vastaavat voimat vaikuttavat myös paalun ja päätypalkin päittäisliitoksessa.



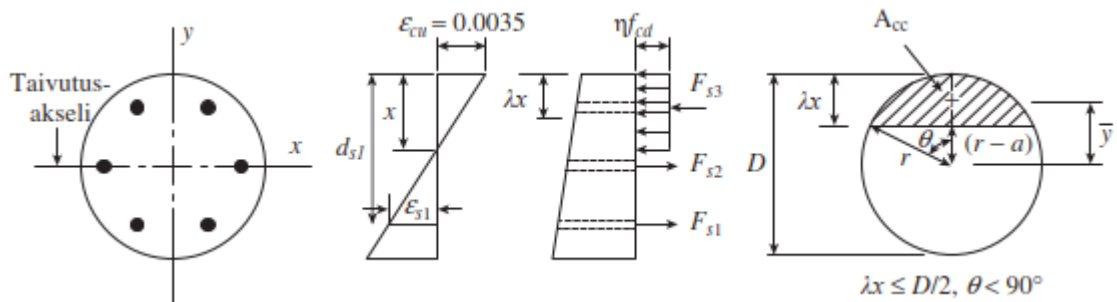
**Kuva 37.** Paalun ja pilarin päittäisliitoksessa vaikuttavat voimat

Kuvasta 37 nähdään, että pilarilta paalulle siirtyvät voimat ovat normaalivoima  $N$ , taivutusmomentti  $M$ . Puristustaivutusrasitus synnyttää liitoksen poikkileikkaukseen puristus- ja vetovyöhykkeet. Kuvassa 37 betonin puristusvoimaa kuvataan tunnuksella

$c$ , betoniteräksen puristusresultanttia kuvataan tunnuksella  $C$  ja betoniteräksen vetoresultanttia kuvataan tunnuksella  $T$ . Teräsbetonipoikkileikkauksessa betoni vastaanottaa puristusrasituksen ja betoniteräs vetorasituksen. Puristus- ja vetovyöhykejakauman seurauksena osa poikkileikkauksen teräksistä on puristettuina ja osa vedettyinä. Kuvassa 37 katkoviiva tarkoittaa voiman puristuskomponenttia ja yhteneväviiva voiman vetokomponenttia. Teräksissä vallitseva voima siirtyy paalun ja pilarin terästen välisen tartunnan avulla rakenneosalta toiselle.

### 3.2.1 Jännitykset ja voimaresultantit

Poikkileikkauksen toimintaa voidaan analysoida muodonmuutosten ja jännitysten välisen suhteen avulla. Puristustaivutusrasitettuun poikkileikkaukseen muodostuu venymiä ja kokoonpuristumisia, jotka ovat poikkileikkauksen sisäisiin jännityksiin nähden verrannollisia. Poikkileikkauksen materiaalit kestävät tietyt muodonmuutokset murtumatta. Muodonmuutosten ja jännitysten välisen yhteyden avulla voidaan määrittää poikkileikkauksen sisäiset puristus- ja vetojännitykset. Kuvassa 38 esitetään taivutetun ympyräteräsbetonipoikkileikkauksen venymä- ja jännitysjaakaumat sekä puristusvyöhyke voimasuureineen.



**Kuva 38.** Taivutetun teräsbetoniympyräpoikkileikkauksen venymä- ja jännitysjaakauma sekä puristusvyöhyke [29, s. 552].

Kuvassa 38 poikkileikkauksen painopiste on ympyrän keskipisteessä ja rakenne taipuu  $x$ -akselin suhteen. Jännitysten ja muodonmuutosten nollakohtaa kutsutaan poikkileikkauksen neutraaliakseliksi. Neutraaliakseli sijaitsee etäisyyden  $x$  päässä poikkileikkauksen puristetusta reunasta. Puristettu reuna on kuvassa 38 poikkileikkauksen yläreunassa. Taivutetun teräsbetonirakenteen jännitysresultantteja laskettaessa voidaan käyttää jännityssuorakaidetta. Jännityssuorakaiteen tehollisen korkeuden  $\lambda x$  määrittelevä kerroin  $\lambda$  saadaan kaavoista:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (23)$$

$$\lambda = 0,8 - ((f_{ck} - 50)/400), \text{ kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}. \quad (24)$$

Teräsbetoniympyräpoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala  $A_{cc}$  voidaan laskea geometrian avulla seuraavasti:

$$A_{cc} = r^2[\theta - \sin(\theta) \cos(\theta)], \quad (25)$$

missä  $r$  on poikkileikkauksen säde ja  $\theta$  on puristusvyöhykkeen korkeudesta riippuva kulma, joka lasketaan vastaavasti geometrian avulla:

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{r - \lambda x}{r}\right). \quad (26)$$

Puristusvyöhykkeen keskipisteen ja poikkileikkauksen painokeskipisteen välinen etäisyys voidaan laskea edelleen ympyrän geometriasta:

$$\bar{y} = \frac{2r}{3} \left[ \frac{\sin^3(\theta)}{\theta - \sin(\theta) \cos(\theta)} \right]. \quad (27)$$

Ympyräpoikkileikkauksessa betonin puristusvyöhykkeen leveys pienenee puristetun alueen ulkoreunaa kohti mentäessä. Pieneneminen huomioidaan pienentämällä betonin puristusvyöhykkeen voimaa 10 %. Betonin puristusvyöhykkeen voima voidaan tällöin laskea kuvan 38 merkintöjen avulla kaavalla:

$$N_{RC} = -0,9\eta f_{cd} A_{cc}, \quad (28)$$

missä  $\eta$  on jännityssuorakaiteen tehollisen puristuslujuuden huomioiva kerroin, jonka arvo määräytyy betonin ominaispuristuslujuuden perusteella seuraavasti:

$$\eta = 1,0, \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (29)$$

$$\eta = 1,0 - ((f_{ck} - 50)/200), \quad \text{kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}. \quad (30)$$

[9, s. 32]

Betonin puristusvyöhykkeen voima on etumerkiltään negatiivinen, koska voiman aiheuttama muodonmuutos on puristusta. Betonissa olevia vetojännityksiä ei huomioida poikkileikkauksen toiminnassa, koska betonin vetolujuus on pieniä. Betoniterästen jännitykset poikkileikkauksen puristus- ja vetopuolella lasketaan identtisesti, koska teräs käyttäytyy sekä puristettuna että vedettynä lähes vastaavalla tavalla. Kuvan 34 mukainen muodonmuutos voi olla niin puristumaa kuin venymää. Yhdessä raudoitettangossa vallitseva jännitys lasketaan kaavoilla:

$$\sigma_{s,i} = \min\left(\frac{\varepsilon_s}{E_s}; f_{yd}\right), \quad \text{kun } \varepsilon_s \geq 0 \quad (31)$$

$$\sigma_{s,i} = -\min\left(\frac{|\varepsilon_s|}{E_s}; f_{yd}\right), \quad \text{kun } \varepsilon_s < 0. \quad (32)$$

Betoniteräksen venymä määritetään suoraviivaisen venymäjakauman ja poikkileikkaukseen asetettavan venymätilan perusteella. Raudoitettangon jännityksen avulla voidaan laskea voimaresultantti  $F_{s,i}$  kaavalla:

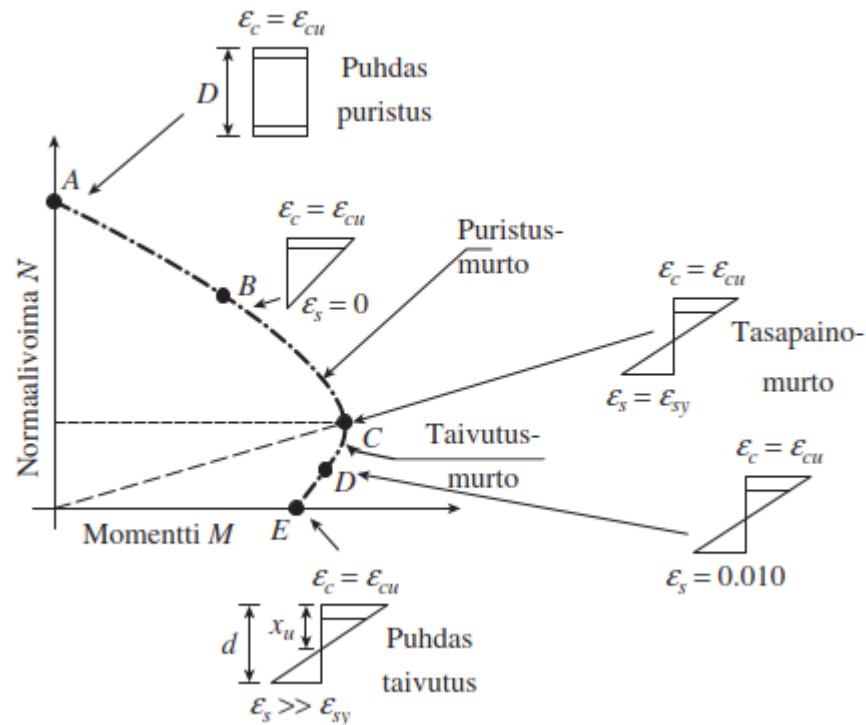
$$F_{s,i} = \sigma_{s,i} A_{s,i}, \quad (33)$$

missä  $A_{s,i}$  on raudoitettangon poikkipinta-ala. Voimaresultantti on arvoltaan negatiivista, kun raudoitetanko on puristettu, ja positiivista, kun raudoitetanko on vedetty. [30, s. 103–104]

### 3.2.2 Teräsbetonipoikkileikkauksen kestävyys

Pelkästään aksiaalisesti kuormitettuja suurpaaluja ei käytännössä ole siltarakentamisessa. Alusrakenteiden poikkileikkaus suunnitellaan aina jollekin minimiepäkeskisyydelle. Taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus tulee mitoittavaksi hoikilla alusrakenteilla, joille nurjahdus ei ole kriteerinä. Liitoksen mitoituksessa kapasiteetti määräytyy poikkileikkauksen materiaaliominaisuuksista muodostuvan kestävyuden perusteella. Eurokoodissa ei varsinaisesti esitetä laskentatapaa teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteetin laskentaan. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 mainitaan kuitenkin laskennassa tarvittavat reunaehdot. Liitoksen kapasiteetti teräsbetonirakenteena lasketaan poikkileikkaustasossa sallittavien muodonmuutosten ja niitä vastaavien sisäisten jännitysten avulla.

Teräsbetonipoikkileikkauksien, joihin kohdistuu yhdistetty taivutus- ja aksiaalinen kuormitus, kestävyyttä tarkastellaan vuorovaikutusdiagrammien avulla. Liitoksen mitoitus perustuu normaalivoima- ja taivutusmomenttikapasiteetin vuorovaikutukseen, jota kuvataan yhteisvaikutuskuvaajalla. Yhteisvaikutuskuvaaja näyttää aksiaalisen kuormituksen ja taivutusmomentin välisen suhteen poikkileikkauksen kapasiteettiin. Poikkileikkauksen kestävyuden laskenta perustuu yhden akselin suhteen tapahtuvalle taivutukselle. Kuvassa 39 esitetään teräsbetonipoikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaaja.



**Kuva 39.** Teräsbetonipoikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaaja [29, s. 552].

Kuvan 39 pisteessä A vaikuttaa puhdas puristus. Piste vastaa jännitys jakaumaa, jossa on tasainen aksiaalinen puristus ilman momenttia. Pisteessä A poikkileikkauksella on suurin normaalivoimakkestävyys. Pisteessä A tapaus on teoreettinen, koska todellisuudessa liitokseen ei ikinä kohdistu pelkkää puristusta, koska rakenteiden mittaepätarkkuudet ja materiaalien heterogeenisyys aiheuttaa pystykuorman aina jonkin epäkeskisyyden. Piste B kuvaa tilannetta, jossa terästen venymä on nolla puristuspuolelle nähden etäisimmässä pisteessä. Tällöin puristetussa reunassa vallitsee suurin sallittu betonin reunapuristuma. Koska betonin vetolujuutta ei huomioida kestävyystarkastelussa, betonipoikkileikkauksen on osittain halkeillut pisteen B alapuolisessa osassa yhteisvaikutuskäyrää. Pisteiden A ja C välillä tapahtuvaa poikkileikkauksen kapasiteetin ylitystä kutsutaan puristusmurroksi. Puristusmurrossa betonipoikkileikkauksen puristusvyöhykkeeseen kohdistuva puristusjännitys ylittää betonin puristuslujuuden ennen kuin betoniteräksissä vaikuttava vetojännitys ylittää betoniterästen vetolujuuden. [29, s. 553]

Pisteessä C murtotilanteet ovat tasapainossa, jolloin betonin puristusmurtuminen ja betoniterästen periksi antaminen voivat teoreettisesti tapahtua samanaikaisesti. Tilannetta kutsutaan tasapainomurroksi. Tasapainopisteessä poikkileikkauksella on suurin taivutusmomenttikestävyys. Pisteessä D poikkileikkauksen sitkeys antaa periksi betoniterästen venymän kasvaessa niin suureksi, että poikkileikkaukseen syntyy ei-sallittuja muodonmuutoksia ja betonin halkeilua. Pisteiden C ja E välillä tapahtuvaa poikkileikkauksen kapasiteetin ylitystä kutsutaan taivutusmurroksi. Taivutusmurrossa

betoniteräkset myötäävät ja poikkileikkauksen murtumistilanne on päinvastainen puristusmurtoon nähden. Pisteessä E poikkileikkaukseen kohdistuu puhdas taivutusrasitus. [29, s. 553]

Liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen taivutusmurtokapasiteetti on tyypillisesti mitoittavampi kuin puristusmurtokapasiteetti. Mitoittava rasitus ei yleensä sijaitse yhteisvaikutuskuvaajan pisteiden A ja B lähetyvillä. Sillan alusrakenteisiin ei tavallisesti kohdistu pelkkää taivutusmomenttirasitusta, koska sillan päällysrakenteiden paino aiheuttaa aina normaalivoimarasitusta alusrakenteelle. Alusrakenteisiin voi kuitenkin kohdistua yhtäaikaisesti suuri taivutusmomenttirasitus ja pieni normaalivoimarasitus esimerkiksi ajoneuvon jarruttaessa siltakannella etäällä alusrakenteesta, kun alusrakenteen kohdalla ei ole merkittävää pystysuuntaista kuormitusta. Suuri taivutusmomenttirasitus yhdistettynä pieneen normaalivoimarasitukseen määrittää usein alusrakenteen raudoituksen.

### 3.3 Liitoksen toiminta liittorakenteena

Liittorakenteella tarkoitetaan rakennetta, jonka poikkileikkauksessa on erillisiä osia, joita on yhdistetty mekaanisilla tai muunlaisilla liitoksilla. Yhdistetyt osat aikaansaavat suuremman jäykkyyden ja kestävyys kuin eri osat yksinään ilman minkäänlaista yhteistoimintaa. [8, s. 13] Tässä työssä liittopoikkileikkauksella tarkoitetaan rakennetta, jossa teräsputken sisäpuolella on poikkileikkauksen puristusominaisuuksia parantavaa betonia. Betonitäytteisiä teräsputkia käytetään nykyrakentamisessa niiden rakenteellisen toimintakyvyn ja rakentamisen helppouden takia. Putki toimii rakenteessa pitkittäisen raudoituksen tapaan vastustaen aksiaalisia jännityksiä. Lisäksi teräsputki sulkee betoniytimen, jolloin se ei pääse laajenemaan poikittaisessa suunnassa. Teräsputken lommahduskestävyys paranee, kun sen sisällä oleva betoni estää teräsputkea lommahtamasta. Teräsputken ja betoniytimen välistä täydellistä yhteistoimintaa kutsutaan liittovaikutukseksi.

Työssä tarkasteltava liittopoikkileikkaus on kaksoissymmetrinen, jolloin teräsputkella ja halkeilemattomalla betonilla on yhteinen painopiste. Yhteisen painopisteen seurauksena teräs- ja betoniosan välille ei muodostu liitoksen leikkausvuota muuttuvan momentin vaikutuksesta. Betoniosan painopisteen paikka kuitenkin muuttuu halkeilun vaikutuksesta pois poikkileikkauksen keskiöstä. Paikallinen muutos aiheuttaa pienen leikkausvuon, jolla ei ole vaikutusta mitoittamiseen. [8, s. 184]. Työssä käsiteltävät liittovaikutusasiat tulevat muuta kautta. Liittovaikutus muodostuu, kun rasitukset siirtyvät betoniytimen välityksellä teräsputkelle.

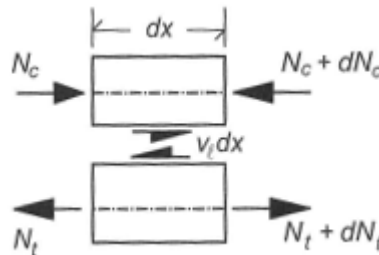
### 3.3.1 Liittovaikutuksen kehittyminen

Kahdesta eri materiaalista koostuvan rakenteen materiaalien välisestä rajapinnasta tai liittymäpinnasta, johon kehittyi poikkileikkauksen osien välisen yhteistoiminnan edellyttämät leikkausvoimat, käytetään nimitystä leikkausliitos. Leikkausliitoksella on kyky vastustaa liittymäpintojen eri puolille kehittyviä liukumia. Leikkausliitoksessa vaikuttavat leikkausvoimat estävät liukumaa aiheuttavien muodonmuutoserojen syntymistä rajapintaan. Leikkausliitos on rakenteen pituusakselin suuntainen rajapinta, jossa on joko mekaaninen tai tartuntaan perustuva liitos. [8, s. 57]

Kuvassa 40 esitetään leikkausliitoksessa vaikuttavat voimat. Leikkausliitoksen pituusyksikköä  $dx$  kohti vaikuttavaa voimaa kutsutaan liitoksen leikkausvuoksi  $v_l$ . Leikkausvuo on tasapainossa tarkastelukohdassa vaikuttavien normaalijännitysresultanttien muutoksen  $dN$  kanssa:

$$v_l dx = dN. \quad (34)$$

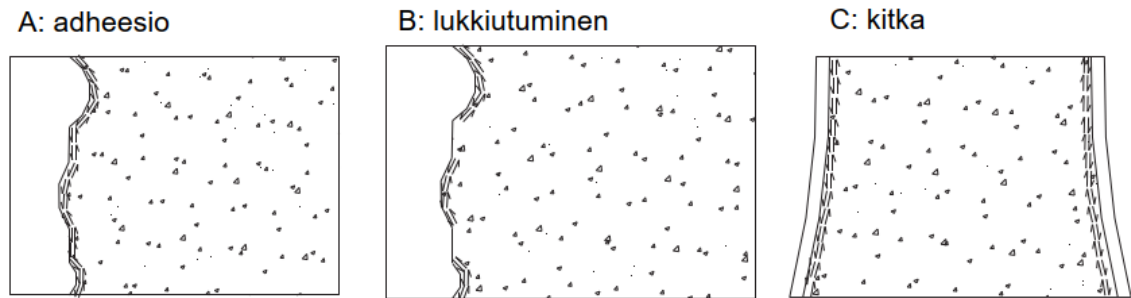
Poikkileikkauksen yhteistoiminta osien välillä on täydellistä, kun osien rajapinnassa ei esiinny muodonmuutoseroja, jotka vaikuttaisivat merkittävästi poikkileikkauksen mekaaniseen toimintaan.



**Kuva 40.** Normaalijännitysresultanttien aiheuttama leikkausvuon muodostuminen. [8, s. 14]

Kuvan 40 mukainen leikkausvuo muodostuu liittopaalussa teräskuoren ja betoniytimen välille. Kun paalu upotetaan betoniin, leikkausvuo muodostuu kummallekin puolelle teräsputkea. Teräsputken ja betonin välisen liittovaikutuksen muodostumiseen vaikuttaa keskeisesti osien välinen tartunta.

Teräsputken ja betonin välistä tartuntaa on tutkittu työntökokeilla, joissa betonitäyteen teräsputken betoniydintä kuormitetaan laboratorio-olosuhteissa. Kuorma siirtyy betoniytimeltä teräsputkelle osien välisen tartunnan avulla. Riittävä tartunta mahdollistaa leikkausliitoksen syntymisen materiaalien rajapintaan, jolloin rakenneosat toimivat yhdessä. Työntökokeissa on havaittu, että osien väliseen tartunnan kehittymiseen vaikuttaa kolme eri mekanismia: kemiallinen adheesio, lukkiutuminen ja kitka. [31, s. 38] Kyseiset tartuntamekanismit esitetään kuvassa 41.



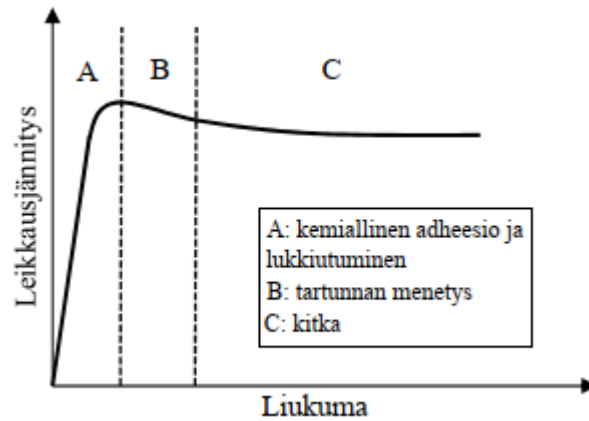
**Kuva 41.** Teräsputken ja betonin väliset tartuntamekanismit [31, s. 40].

Kemiallinen adheesio on luontaista ja staattista aineiden välistä tarttumista. Adheesio on elastisesti hauras leikkausjännitysten siirtomekanismi. Adheesioon vaikuttavia tekijöitä ovat muun muassa sementtityyppi ja betonin vesi-sementtisuhde. Lukkiutuminen on mikrotarkastelussa havaittava tartuntamekanismi, joka aiheutuu betonin ja teräksen rajapinnan karheudesta. [31, s. 38] Kitkalla tarkoitetaan osien väliseen kosketuspintaan muodostuvaa voimaa, joka vastustaa pintojen välistä liikettä.

Tartuntamekanismeja on haastava erottaa toisistaan, koska osien pinnat ovat usein epätasaisia ja mittaepätarkkoja. Kun betoniydintä kuormitetaan tarpeeksi, osien väliin alkaa muodostumaan liukumaa. Teräsputken aiheuttama sulkuvaikutus kuitenkin estää teräsputken ja betoniytimen erkaantumisen. Sulkuvaikutus aiheuttaa liukumaa vastustavan normaali-jännityksen. Tästä syystä lukkiutumista voidaan pitää kitkan osamekanismina. [32, s. 379]

Kuormittaessa betoniydintä, kemiallinen adheesio on voimassa kuormituksen alkuvaiheessa, ja se saa aikaan vain pienen osan rajapintaan muodostuvasta leikkausjännityksestä. Osien välinen liiallinen suhteellinen siirtymä rikkoo adheesiovoiman aiheuttaman tartunnan. Kun adheesiovoimat eivät pysty pitämään betoniydintä ja teräsputkea toisissaan kiinni, lukkiutuminen alkaa vastustamaan liukuman syntymistä. Lukkiutumisen aiheuttama tartunta rikkoutuu, kun betonirajapinta saavuttaa betonin maksimaalisen reunapuristuman. Kun lukkiutuminen ei enää estä liukumaa, kitka alkaa estämään liukuman syntymistä. Kitkan aiheuttama vastus on verrannollinen teräs- ja betonipinnan väliseen kosketuspaineeseen. [32, s. 379] [33, s. 2090–1] Kuvassa 42 esitetään teräsputken ja betoniytimen välinen leikkausjännitys liukuman funktiona.



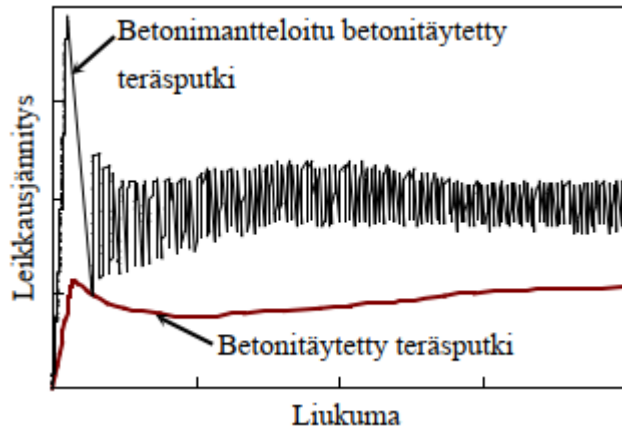


**Kuva 42.** Tyypillinen liukuman ja leikkausjännityksen välinen yhteys teräsputken ja betoniytimen välillä työntökokeissa [31, s. 40].

Kuvasta 42 nähdään, että kemiallinen adheesio ja lukkiutuminen aiheuttavat lineaarisen kasvun leikkausjännitykseen. Leikkausjännitys saavuttaa maksimiarvonsa, kun lukkiutuminen ei enää kykene estämään liukuman syntymistä. Kitka määrittää jäljelle jäävän leikkausjännityksen, joka on voimassa tartuntajännitys-liukumakäyrän loppuun asti, kunnes osien välinen tartunta pettää.

Työntökokeilla on tutkittu kuinka liittopoikkileikkauksen erilaiset geometriasuhteet ja materiaaliominaisuudet vaikuttavat tartunnan kehittymiseen. Viridi & Dowling [34] tekivät ensimmäiset työntökokeet ja he pystyivät tunnistamaan edellä mainitut tartuntamekanismit sekä niiden vaikutukset leikkausjännitys-liukumasuhteeseen. He tutkivat muun muassa betonin iän ja lujuuden, teräsputken ainevahvuuden ja osien välisen kosketuspituuden vaikutusta tartuntaan. Morishita et al. [35] havaitsivat, että korkeampi betonilujuus heikentää betonin ja teräksen välistä tartuntaa, koska lujemman betonin kutistuma on suurempaa. Shakir-Khalil [36] havaitsi, että betonin kutistuma heikentää tartuntaa myös silloin, kun poikkileikkauksen halkaisijaa kasvatetaan. Tästä voidaan päätellä, että poikkileikkauksen halkaisija-ainepaksuussuhteen kasvattaminen heikentää osien välistä tartuntaa. Roeder et al. [37] tekivät tarkempia testejä tutkiakseen betonin kutistuman vaikutusta teräsputken ja betonin väliseen tartuntaan. He vahvistivat kutistuman ja tartunnan menetyksen välisen yhteyden. Betonin kutistuman seurauksena betoniytimen ja teräsputken väliin syntyy rakoja, jotka heikentävät niin osien välistä tartuntaa kuin teräsputken aiheuttamaa sivuttaispainetta.

Kun liittopaalu upotetaan sillan betonirakenteeseen, myös teräsputken ulkopinnan ja sen ympärillä olevan betonin välinen tartunta vaikuttaa liittovaikutuksen kehittymiseen. Han et al. [38] tutkivat, miten rakenteellisella betonimanttelilla koteloidun betonitäytetyn teräsputken ulkopinnan tartunta eroaa teräsputken ja betoniytimen välisestä tartunnasta ilman betonimanttelia. Kuvassa 43 havainnollistetaan eroa.



**Kuva 43.** Betonimanttelin ja teräsputken välinen leikkausjännitys liukuman funktiona [39, s. 2].

Kuvasta 43 nähdään, että betonimantteloidun betonilla täytetyn teräsputken leikkausjännitys-liukumasuhde heilahtelee suuresti. Heilahtelu johtuu teräsputken ulkopinnan karheuden aiheuttamasta toistuvasta lukkiutumismekanismien pettämisestä ja uudelleenaktivoitumisesta [38, s. 6]. Tartuntalujuus on noin kolme kertaa suurempaa kuin tavallisella betonitäytetyllä teräsputkella. Teräsputken ja sen ulkopuolisen betonin suurempi tartuntalujuus selittyy teräsputken ulkopuolisen betonin kutistuman olemattomalla vaikutuksella tartuntaan. Betonimanttelin kutistuma ei aiheuta rakoja betonin ja teräsputken välille, jolloin tartunta ei heikkene betonin kutistuessa. Manttelin lujuuden kasvattaminen ja teräsputken poikkileikkauksen pienentäminen paransivat betonimanttelin ja teräsputken välistä tartuntaa. Han et al. mukaan betonimantteloidun betonitäytteen teräsputken liittovaikutus voidaan saavuttaa ilman leikkausliittimiä. [39, s. 2]

Teräsputken suuntaisten leikkausjännitysten siirtyminen betoniytimen ja sitä ympäröivän teräsputken välillä on edellytys liittovaikutuksen syntymiselle. Leikkausjännitysten siirtyminen tapahtuu alueella, josta käytetään nimitystä siirtymispituus  $L_s$ . Siirtymispituus pitää sisällään betoniytimen ja teräsputken välisen liukuman. Vaikka vuosien mittaan on tehty useita työntökokeita leikkausjännitys-liukuma käyttäytymisen ymmärtämiseksi, ei leikkausjännitysten siirtymispituutta osien välillä ole juuri tutkittu. On tärkeää huomioida, että teräksen ja betonin rajapinnan leikkausjännitys muuttuu siirtymäpituuden suuntaisesti ennen kuin osat pääsevät liukumaan. Ympyräpoikkileikkauksilla leikkausjännitykset ovat suurimmillaan kuorman tuontikohdassa, mutta leikkausjännitysten siirtymispituuden vaikutusta osien väliseen tartuntaan ei tarkkaan tiedetä. Puutteellinen tutkimustieto on huomioitu mitoitusnormissa olevalla poikkileikkauksen tartuntalujuuden mitoitusarvolla  $\tau_{Rd}$ , joka on leikkausjännitysten keskiarvo siirtymäpituudella.

Standardissa SFS-EN 1994-1-1 esitetyt tartuntalujuuden mitoitusarvot perustuvat lyhyisiin työntökokeisiin, joissa mitattiin kuormittavaa leikkausvoimaa ja sitä vastaavaa siirtymää. Tartuntalujuus ei tarkoita leikkausvoima-siirtymäyhteyden huippukohtaa. Tartuntalujuus on määritetty enimmäissiirtymänä, jolla liittopoikkileikkauksen osien muodonmuutosten yhteen sopiminen toteutuu. Tartuntalujuuden mitoitusarvon määrittäneissä työntökokeissa poikkileikkausta kuormitettiin keskeisesti. Todellisuudessa kuorma on yleensä epäkeskeistä, jolloin rakenteeseen syntyy momenttirasitusta. Tartuntalujuuden mitoitusarvossa kuorman epäkeskisyyttä ei ole huomioitu. [8, s. 221]

Eurokoodin mukainen kestävyystarkastelu edellyttää, että liittorakenteen teräs- ja betoniosa ovat kumpikin kuormituksen alaisena. Kun koko liittopoikkileikkausta kuormitetaan yhtäaikaisesti, ei täyden liittovaikutuksen syntymiselle ole estettä. Kuorman siirtyessä betoniytimeltä teräkselle, tai toisin päin, pitkittäinen leikkausjännitys ja tartunta osien rajapinnassa tulee tärkeäksi. Kuormien siirtyessä vaakarakenteilta alusrakenteille on varmistettava, että koko poikkileikkaus voi kuormittua tietyllä etäisyydellä kuorman tuontikohdasta, jotta mitoitus säännöt ovat voimassa. Standardin SFS-EN 1994-1-1 mukaan mitoitus säännöt ovat voimassa silloin, kun liittymäpinnassa esiintyvät leikkausjännitykset eivät ylitä tartuntalujuutta.

Ulkoiset rasitukset aiheuttavat liittorakenteen osien rajapintaan leikkausjännityksiä, jotka voivat toimia kuorman välittäjänä, kun tartuntalujuus ei ylity. Mitoituksessa on esitettävä selkeä kuormien siirtymisreitti, joka ei edellytä osien välistä merkittävää liukumaa. Pitkä siirtymisreitti kasvattaa liukuman esiintymisriskiä, joten leikkausjännitysten siirtymispituus rajoitetaan arvoon:

$$L_s \leq \min(2D; L/3), \quad (35)$$

missä  $D$  on paalun pienin poikittaismitta ja  $L$  on paalun pituus. [13, s. 57] Eurokoodissa ei esitetä liitoksen rajapinnassa vaikuttavalle leikkausjännitykselle laskentatapaa. Kirjallisuudessa [25, s. 196] esitetään, että leikkausjännitys  $\tau_{Ed}$  voidaan laskea betonia kuormittavan normaalivoiman  $N_{Ed,c}$ , poikkileikkauksen kontaktipiirin  $u_a$  ja kuorman siirtymispituuden  $L_s$  avulla seuraavasti:

$$\tau_{Ed} = \frac{N_{Ed,c}}{u_a L_s}. \quad (36)$$

Kaavalla (36) laskettu tartuntalujuuden arvo ei saa ylittää teräsputken ja betoniytimen välistä tartuntalujuuden mitoitusarvoa:

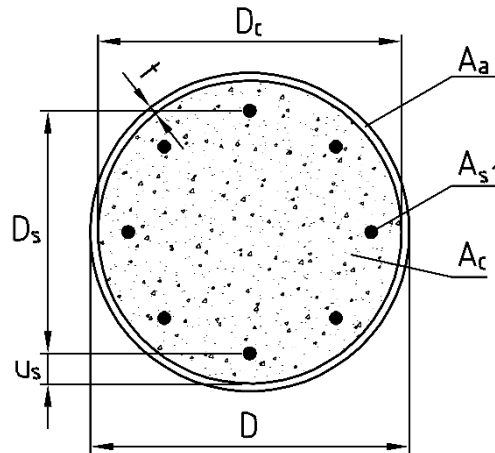
$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}. \quad (37)$$

Ympyräpoikkileikkauksellisen liittopaalun tartuntalujuuden mitoitusarvo on 0,55 MPa [13, s. 64]. Kun liittopoikkileikkauksen tartuntalujuus ei ole riittävä leikkausjännitysten välittämiseen, on käytettävä mekaanisia leikkausliittimiä liittovaikutuksen muodostumisen varmistamiseksi.

### 3.3.2 Liittopoikkileikkauksen jäykkyys

Liittopoikkileikkauksen jäykkyys muodostuu eri osien jäykkyyksien yhteisvaikutuksesta.

Kuvassa 44 esitetään liittopoikkileikkauksen geometriamerkinnyt.



**Kuva 44.** Liittopoikkileikkauksen geometriamerkinnyt [8, s. 196].

Kuvan 44 liittopoikkileikkauksen geometriamerkinntöjen avulla voidaan laskea poikkileikkauksen neliömomentit. Laskentakaavoissa alaindeksin gemena viittaa materiaaliin:  $a$  on rakenneteräs,  $s$  on betoniteräs ja  $c$  on betoni. Rakenneteräsosan neliömomentti  $I_a$  lasketaan kaavalla:

$$I_a = \frac{\pi}{64} (D^4 - D_c^4), \quad (38)$$

missä  $D$  on paalun halkaisija ja  $D_c$  on betoniosan halkaisija. Raudoituksen neliömomentti  $I_s$  lasketaan kaavalla:

$$I_s = \frac{n_s}{8} D_s^2 A_{s1}, \quad (39)$$

missä  $n_s$  on raudoitetankojen lukumäärä,  $D_s$  on raudoitetankojen keskiöetäisyys ja  $A_{s1}$  yhden raudoitetangon poikkipinta-ala. Raudoitetankojen lukumäärän on oltava suurempaa tai yhtä suurta kuin neljä. Kaavassa (39) ei huomioida raudoitetangon neliömomenttia sen oman painopisteakselinsa suhteen. Betoniosan neliömomentti lasketaan kaavalla:

$$I_c = \frac{\pi}{64} D_c^4 - I_s, \quad (40)$$

Kaavojen (38)–(40) neliömomentit ovat ehyen poikkileikkauksen arvoja, eli niissä ei tarkastella osien halkeilua. Plastinen taivutusvastus  $W_p$  on toinen poikkileikkausgeometriasta riippuva kestävyyslaskennassa käytettävä suure. Kuvan 44 mukaisen liittopoikkileikkauksen kunkin osan plastiset taivutusvastukset lasketaan kaavoilla:

$$W_{ps} = 1,7n_s D_s A_{s1} / 6 \quad (41)$$

$$W_{pc} = 0,167 D_c^3 - W_{ps} \quad (42)$$

$$W_{pa} = 0,167 D - W_{pc} - W_{ps}. \quad (43)$$

Taivutusvastuksen ja taivutusrasituksen avulla voidaan selvittää poikkileikkauksessa vallitsevia jännitystiloja. [8, s. 195–197]

Liittopoikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys  $EI_{com,eff}$  on eri materiaalien taivutusjäykkyyksien yhdistelmä, joka lasketaan kaavan:

$$EI_{com,eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad (44)$$

mukaan, missä  $E_a I_a$  on rakenneteräksen taivutusjäykkyys,  $E_s I_s$  on betoniraudoituksen taivutusjäykkyys,  $K_e$  on kuormitustason huomioiva korjauskerroin, jonka arvo on 0,6; ja  $E_{c,eff}$  on betonin pitkäaikaisvaikutukset huomioiva tehollinen kimmokerroin, joka lasketaan kaavalla:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t}, \quad (45)$$

missä  $N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo,  $N_{G,Ed}$  on pysyvä osuus normaalivoiman mitoitusarvosta ja  $\varphi_t$  on virumaluku. [13, s. 57] Betonitäyhteisillä ympyräputkiprofiileilla teräsputki hidastaa betonin kuivumista, koska vettä ei pääse haihtumaan betonin pinnalta. Tästä syystä virumaluvulle voidaan käyttää liittopoikkileikkauksessa efektiivistä arvoa  $\varphi_{t,eff}$ , joka lasketaan kaavan:

$$\varphi_{t,eff} = 0,25 \varphi(t, t_0) \quad (46)$$

mukaan [40, s. 34]. Efektiivisen virumaluvun arvo on neljäsoset betonipoikkileikkauksen virumaluvusta  $\varphi(t, t_0)$ . Voimasuureiden epälineaarisia muutoksia laskettaessa liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyytenä käytetään tehollista taivutusjäykkyyttä  $EI_{com,eff,II}$ , joka lasketaan kaavalla:

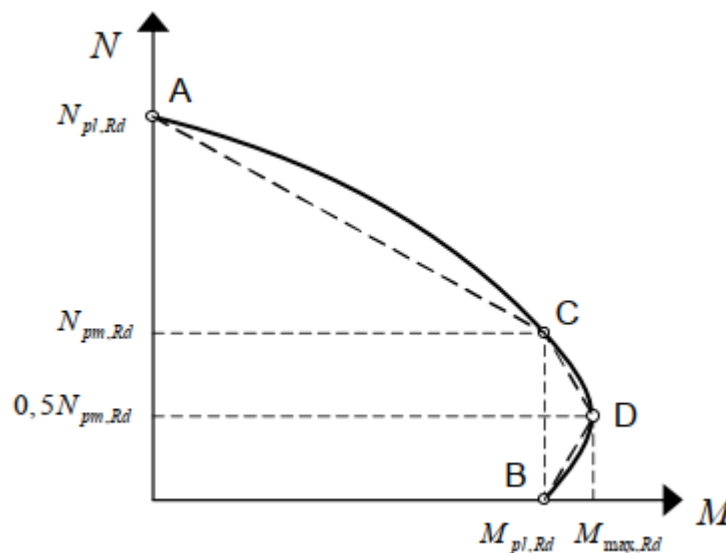
$$EI_{com,eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{c,eff} I_c), \quad (47)$$

missä  $K_0$  on kalibrointikerroin, jonka arvo on 0,9, ja  $K_{e,II}$  on korjauskerroin, jonka arvo on 0,5 [13, s. 58]. Diplomityön luvussa 4.2 verrataan eri liitto- ja teräsbetonipoikkileikkausten nimellisten ja tehollisten taivutusjäykkyyksien eroja.

### 3.3.3 Liittopoikkileikkauksen kestävyys

Liittopoikkileikkaus suunnitellaan standardin SFS-EN 1994-1-1 ympyräpoikkileikkauksellisen liittopilarin mitoitusääntöjen mukaan. Normaaliavoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutusta liittopoikkileikkauksen kestävyystarkastelussa kuvataan vastaavasti kuin teräsbetonipoikkileikkauksella. Yhteisvaikutuskuvaajan laskennassa liittopoikkileikkaus oletetaan jäykkäplastiseksi materiaaliksi [8, s. 195]. Yhteisvaikutuskuvaajan pisteet ratkaistaan muuttamalla poikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin sijaintia ja laskemalla kutakin sijaintia vastaavan jännitys jakauman perusteella liittopoikkileikkauksen normaalivoima- ja taivutusmomenttikestävyys. [25, s. 193]

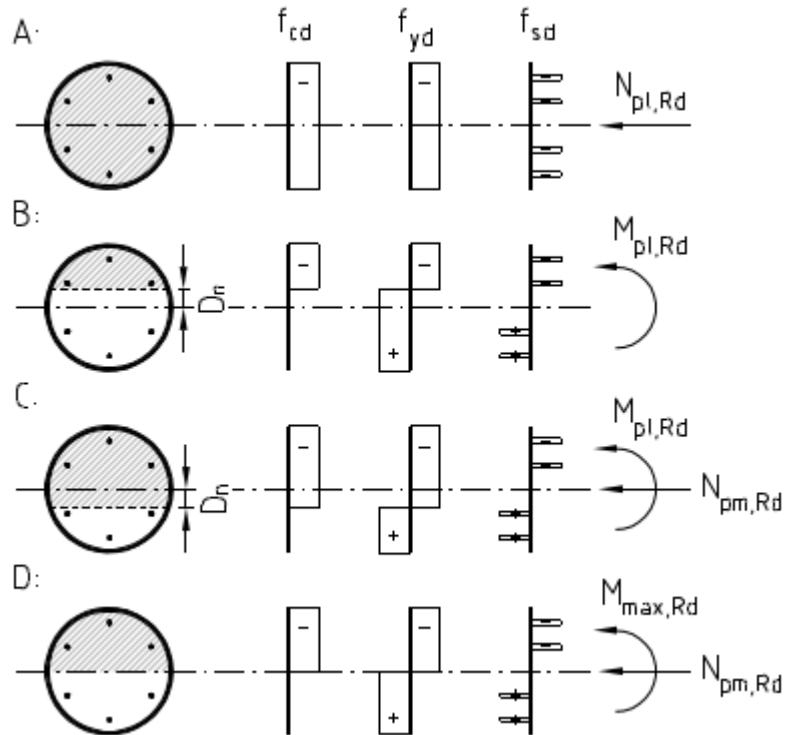
Standardi SFS-EN 1994-1-1 esittää yksinkertaistetun menetelmän yhteisvaikutusdiagrammin laskemiselle. Yksinkertaistetussa menetelmässä yhteisvaikutuskäyrä korvataan neljän vaikutuspisteen A–D muodostamalla monikulmiolla. Kuvassa 45 esitetään liittopoikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaaja.



**Kuva 45.** Liittopoikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaaja [13, s. 56]

Kuvan 45 kapasiteettipisteiden A–D laskenta perustuu jäykkäplastiseen materiaalmalliin, jossa rakenne- ja betoniteräksen puristus- ja vetojännitykseksi sallitaan rakenneosaa vastaava myötölujuus. Kuten teräsbetonipoikkileikkauksen laskennassa, betoniosalle sallitaan puristuslujuutta vastaava jännitys. Betonin vetolujuutta ei

huomioida laskennassa. Pisteiden A–D jännitysjaakaumat esitetään kuvassa 46 rakenneosittain eri kuormitustiloissa.



**Kuva 46.** Liittopölkkeikkauksen jännitysjaakaumat rakenneosittain yhteisvaikutuskuvaajan pisteissä A–D.

Kuvasta 46 nähdään, että yhteisvaikutuskuvaajan pisteessä A liittopölkkeikkaukseen kohdistuu keskeinen puristus. Plastinen normaalivoimakestävyys  $N_{pl,Rd}$  lasketaan summaamalla plastisuusteorian mukaiset komponenttien kestävyudet yhteen:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}. \quad (48)$$

Kaavassa (48)  $A_a$  on rakenneteräksen poikkipinta-ala,  $A_c$  on betonin poikkipinta-ala ja  $A_s$  on betoniteräksen poikkipinta. [13, s. 55]

Pisteessä B liittopölkkeikkaukseen kohdistuu pelkkää taivutusmomenttia. Plastinen neutraaliakseli asettuu liittopölkkeikkauksessa kohtaan, jossa akselin alapuolinen vetoresultantti ja akselin yläpuolinen puristusresultantti ovat yhtä suuret. Neutraaliakselin paikan laskentaa on yksinkertaistettu siten, että betoniterästen vaikutusta ei huomioida. Neutraaliakseli sijaitsee etäisyyden  $D_n$  päässä liittopölkkeikkauksen keskiliinjasta. Etäisyys  $D_n$  lasketaan kaavalla:

$$D_n = \frac{\frac{\pi}{4} f_{cd} D_c^2}{2D f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})}. \quad (49)$$

Liitto poikkileikkauksen plastisen taivutusmomenttikestävyyden  $M_{pl,Rd}$  laskennassa huomioidaan liitto poikkileikkauksen keskilinjan ja etäisyyden  $D_n$  sisään jäävän osuuden vaikutukset kaavalla:

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}, \quad (50)$$

missä  $M_{max,Rd}$  on suurin mahdollinen taivutusmomenttikestävyys, joka liitto poikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaajassa voi esiintyä ja  $M_{n,Rd}$  on normaalivoiman vaikutuksesta taivutusmomenttikestävyyteen aiheutuva lisäys. Yhteisvaikutuskuvaajan pisteessä D vallitsee liitto poikkileikkauksen suurin mahdollinen taivutusmomenttikestävyys, joka lasketaan kaavalla:

$$M_{max,Rd} = W_{pa}f_{yd} + W_{ps}f_{sd} + W_{pc}\frac{f_{cd}}{2}. \quad (51)$$

Normaalivoiman vaikutukset huomioiva taivutusmomenttikestävyys määräytyy etäisyyden  $D_n$  ja poikkileikkauksen keskilinjan sisään jäävien osien taivutusvastusten avulla. Kyseisen alueen sisällä olevan teräspuikiosan taivutusvastus  $W_{pan}$  ja betoniosan taivutusvastus  $W_{pcn}$  lasketaan kaavoilla:

$$W_{pan} = 2tD_n^2 \quad (52)$$

$$W_{pcn} = D_cD_n^2. \quad (53)$$

Normaalivoiman vaikutukset huomioiva taivutusmomenttikestävyyden lisäys lasketaan kaavalla:

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{pcn}\frac{f_{cd}}{2}. \quad (54)$$

Yhteisvaikutuskuvaajan pisteissä B ja C oleva normaalivoimakestävyys  $N_{pm,Rd}$  määräytyy liitto poikkileikkauksen betoniosan puristuskestävyyden mukaan, ja se lasketaan kaavan:

$$N_{pm,Rd} = f_{cd}A_c \quad (55)$$

avulla. [8, s. 192–195]

Standardin SFS-EN 1994-1-1 liitto poikkileikkauksen kestävyden mitoitussäännöt ovat voimassa, kun rakenneteräksen kestävyden ja liitto poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden suhde on standardissa määritettyjen raja-arvojen sisällä. Tästä suhteesta käytetään nimitystä teräsosakerroin  $\delta_a$ . Teräsosakerroin lasketaan kaavalla:

$$\delta_a = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}. \quad (56)$$

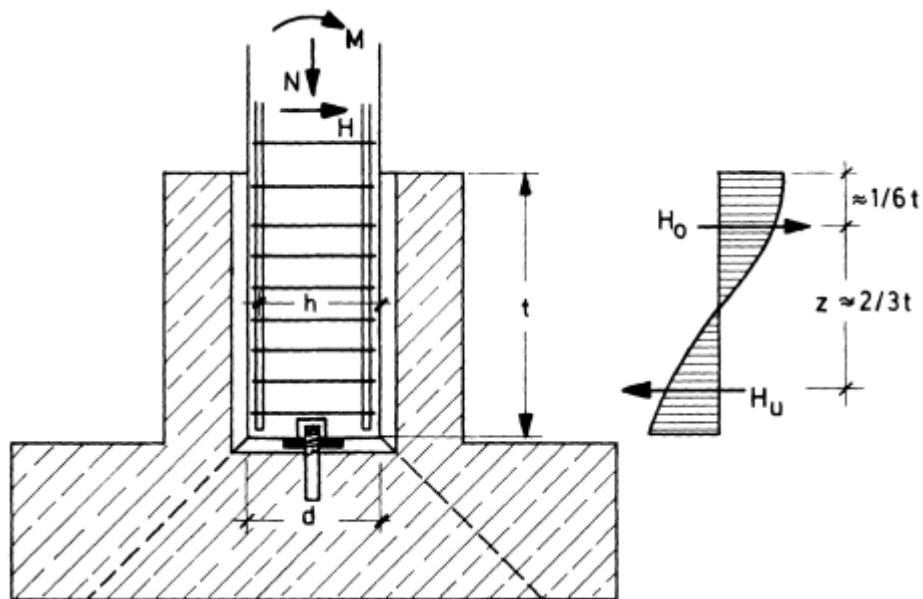


Teräsosakertoimen kasvaessa betonin osuus kestävydestä pienenee. Poikkileikkausta tarkastellaan liittorakenteena, kun teräsosakerroin sijaitsee välillä  $0,2 \leq \delta_a \leq 0,9$ . [8, s. 190–191]

### 3.4 Teräsputken upottaminen

Liitoksen toiminta muuttuu, kun teräsputki upotetaan sillan betonirakenteeseen. Paalun ulkopintaa vastaan kohtisuoraan muodostuu voimapari, kun paalu upotetaan betonirakenteeseen riittävän syväälle. Kirjallisuudessa ei ole esitetty menetelmiä liittopaalun ja sillan betonirakenteen väliselle upotusliitokselle ja sen voimaparille. Siltsuunnittelussa tilanteeseen sovelletaan betonipilarin liitosta holkkimaiseen anturaan. Holkki on kuitenkin rakenteeltaan jäykempi. Holkki siirtää pystykuormat, taivutusmomentit ja vaakasuuntaiset leikkausvoimat liitettävien osien välillä. Holkkianturan kapasiteetin arvioimiseen on olemassa useita menetelmiä. Siltsuunnittelussa käyttöön vakiintuneet menetelmät ovat Leonhardtin ja Mönnigin menetelmä sekä standardin SFS-EN 1992-1-1 menetelmä.

Leonhardtin ja Mönnigin [41] menetelmässä betonipilari liitetään esivalmistettuun teräsholkkiin. Kuormien siirtyminen pilarilta anturalle riippuu betonin ja holkin seinien vuorovaikutuksesta. Holkkianturan ja betonipilarin välinen tila betonoidaan umpeen, jotta varmistutaan holkkiliitoksen toiminnasta. Täytebetonin on oltava samaa lujuutta kuin pilari ja antura. Leonhardtin ja Mönnigin menetelmässä sileäpintaiseen holkkiliitokseen muodostuu kuvan 47 mukainen voimapari.



**Kuva 47.** Voimien siirtyminen pilarin ja sileäpintaisen holkkianturan välillä [41, s. 230].

Kuvan 47 voimaresultantit  $H_o$  ja  $H_u$  lasketaan kaavoilla:

$$H_o = \frac{3M}{2t} + \frac{5}{4}H \quad (57)$$

$$H_u = \frac{3M}{2t} + \frac{1}{4}H, \quad (58)$$

joissa  $t$  on holkin seinien korkeus holkin pohjan sisäpinnasta mitattuna ja  $H$  on leikkausvoima pilarissa. Raudoituksen mitoitus ja voimien siirtymisen suunnittelu perustuu betonipilarin ja holkkianturan täydelliseen vuorovaikutukseen. Leonhardtin ja Mönnigin menetelmä asettaa ehtoja täydellisen vuorovaikutuksen syntymiselle. Kuvan 47 anturan seinämäpaksuuden  $d_l$  tulee olla suurempaa tai yhtä suurata kuin kolmannes pilarin leveydestä  $d$ , mutta vähintään 10 cm:

$$d_l \geq \max(d/3; 10 \text{ cm}). \quad (59)$$

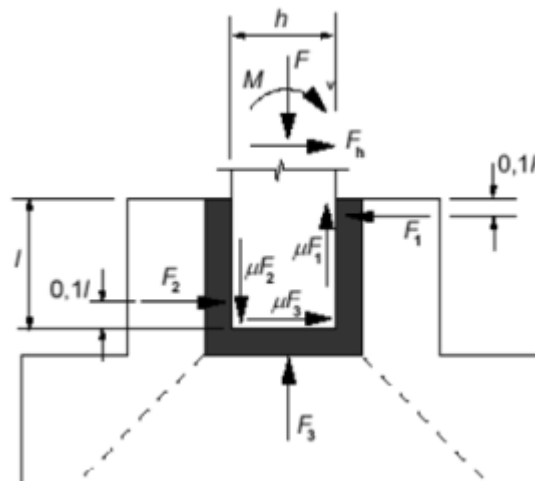
Holkin seinämäkorkeuden minimiarvo määräytyy taivutusmomentin, normaalivoiman ja pilarin leveyden perusteella seuraavasti:

$$t \geq 1,2d, \quad \text{kun } \frac{M}{Nd} \leq 0,15 \quad (60)$$

$$t \geq 2,0d, \quad \text{kun } \frac{M}{Nd} = 2,00. \quad (61)$$

Väliarvot interpoloidaan. [41, s. 228] Holkin seinien korkeudelle ei ole ilmoitettu ylärajaa.

Vastaavasti kuin Leonhardtin ja Mönnigin menetelmässä, standardin SFS-EN 1992-1-1 menetelmässä sileäpintainen holkkiosa siirtää siihen pilarilta tulevat voimat anturalle puristusvoimaparin avulla. Eurokoodin menetelmässä voimapari muodostuu kuvan 48 tapaan.

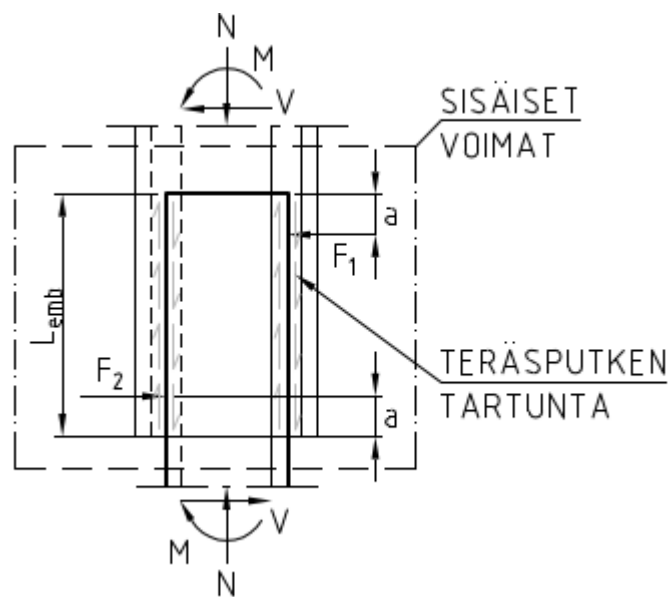


**Kuva 48.** Sileäpintainen holkkiantura [9, s. 180].

Standardin SFS-EN 1992-1-1 menetelmässä voimapari sijaitsee lähempänä holkin päitä kuin Leonhardtin ja Mönnigin menetelmässä. Lisäksi eurokoodissa esitetään holkin

saumassa vallitsevan leikkausjännityksen vaikutus. Leikkausjännitys määräytyy voimaresultanttien sekä kitkakertoimen  $\mu$  avulla. Kitkakertoimen maksimiarvo on 0,3 [9, s. 180].

Pilarin ja sileäpintaisen holkkianturan menetelmiä voidaan soveltaa liittopaalun ja sillan betonirakenteen upotusliitoksessa. Liittopaalun sisäpuolinen betoni toimii pilarin tavoin ja teräsputki toimii holkkina paalun ja pilarin betonipintojen välissä. Paalun upotuspituus vastaa holkin seinämäkorkeutta. Suurin ero holkkianturamenetelmiin on se, ettei teräsputki ole umpinainen, vaan paalun pääteräkset nousevat sillan betonirakenteeseen ankkurointipituuden matkalta. Upotusliitoksen holkkianturaa mukaileva toimintaperiaate esitetään kuvassa 49.



**Kuva 49.** Upotusliitoksessa vallitsevat voimat.

Kuvassa 49 liittopaalu on upotettu siltapilarin sisään upotuspituuden  $L_{emb}$  verran. Taivutusmomentin ja leikkausvoiman aiheuttamat sisäiset puristusresultantit  $F_1$  ja  $F_2$  välittyvät paalulta pilarille. Puristusresultantit voidaan laskea Leonhardtin ja Mönnigin menetelmän mukaan kaavoilla (57) ja (58). Puristusresultantit jakautuvat tasaisesti pilarin seinämille. Pilarin hakarautoitusta mitoitetaan kyseisille voimalle siten, ettei hakarautoituksen vetokestävyys rajoita voiman siirtymistä. Voima siirtyy lopulta pilarin seinämältä pilarin pääraudoitukselle, joka ottaa voiman vastaan vetona tai puristuksena. Normaali voimarasitus siirtyy pilarilta upotetun paalun yläpäähän betoniosalle, josta voima siirtyy edelleen paalun liittopoikkileikkaukselle teräsputken ja betoniytimen välisenä leikkausjännityksenä, joka lasketaan kaavalla (36). Menetelmä toimii vastaavasti myös paalun ja päätypalkin upotuksessa. Päätypalkki on rakenteena jäykempi kuin pilari, joten paalun upottaminen päätypalkkiin muistuttaa pilarin ja sileäpintaisen holkkianturan liittymistä vielä enemmän kuin paalun ja pilarin upotusliitos.

Teräsputken upotuspituus vaikuttaa liitoksen rakenteelliseen toimintaan. Minimiupotuspituus voidaan määrittää Leonhardtin ja Mönnigin menetelmän mukaan kaavoilla (60) ja (61), jolloin varmistetaan liitoksen toiminta voimaparina. Upotuspituuden ollessa useita metrejä, upoksissa olevan paalun toiminta betonirakenteen sisällä ei enää vastaa pilarin ja holkkianturan liittymisen toimintamekanismia, koska jännitys jakauma ei vastaa menetelmän oletuksia. Syväälle siltapilariin upotetun liittopaalun toiminta muistuttaa betonikoteloitua liittorakennetta. Pitkällä upotuksella voidaan varmistaa poikkileikkauksen kestävyys upotuspituuden matkalla esimerkiksi junan törmäyskuormista syntyviä suuria taivutusmomenttirasituksia vastaan. Diplomityössä ei kuitenkaan tutkita kotelorakenteiden toimintaa. Diplomityössä tutkitaan upotuksen vaikutusta liitoksen kapasiteettiin. Luvussa 3.4 esitetään, millaista hyötyä upotuksella on mahdollista saada liitoksen mitoitukseen.

## 4 LIITOKSEN MITOITUKSEN OPTIMOINTIMAHDOLLISUUDET

Liittopaalun ja sillan betonirakenteen välisen liitoksen mitoitukseen ei ole olemassa yksiselitteistä mitoitusohjetta. Tästä syystä rakennesuunnittelussa voidaan joutua käyttämään konservatiivisia mitoitusoletuksia, joilla varmistetaan liitoksen kapasiteetin riittävyys. Liitoksen optimointi edellyttää uusien keinojen löytämistä, joilla mahdollistetaan toiminnaltaan ja kustannuksiltaan tehokkaammat rakenneratkaisut. Tässä luvussa tutkitaan neljää liitoksen mitoituksen optimointimahdollisuutta:

1. liitosalueen jäykkyyksien todenmukaistaminen
2. liitoksen mitoittaminen liittopoikkileikkauksena
3. teräsputken upottamisen vaikutus
4. sulkurauhoituksen huomioiminen.

Optimointimahdollisuuksia tutkitaan liitoksen mitoituksessa saatavan hyödyn näkökulmasta.

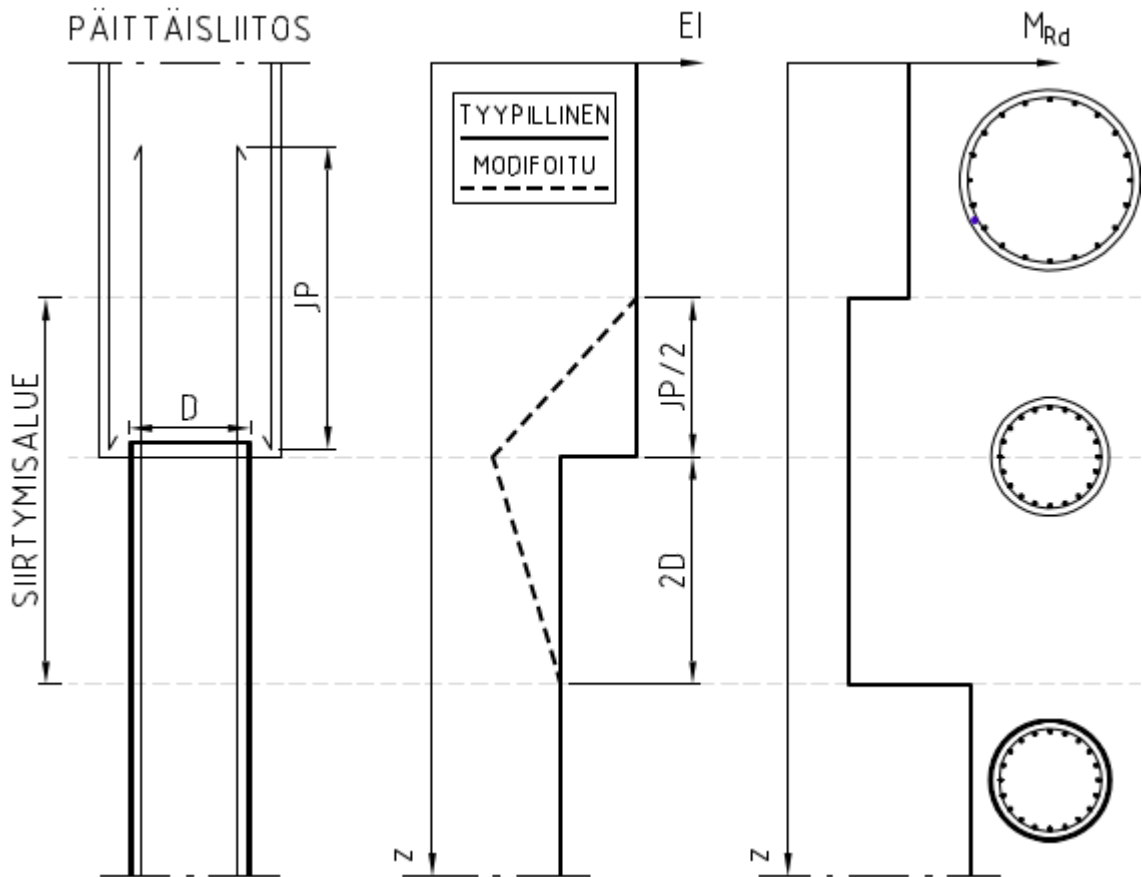
### 4.1 Liitoksen jäykkyyden vaikutus rasitusten jakautumiseen

Siltasuunnittelussa liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoskohtaan muodostuvat rasitukset määritetään laskentamallin avulla. Laskentamalli on itsessään yksinkertaistettu oletus, jolla pyritään tarkastelemaan sillan rakenteellista toimintaa eri mitoitusilanteissa. Kuten luvussa 2.1 esitettiin, sillan alusrakenteiden jäykkyyksiä muuttamalla voidaan vaikuttaa liitokseen syntyvien rasitusten suuruuteen. Tässä luvussa tutkitaan, miten laskentamallin jäykkyyksiä todenmukaistamalla voitaisiin saada hyötyä liitoksen mitoitukseen.

Sillan alusrakenteisiin kohdistuvien kuormien aiheuttamat rasitukset jakautuvat sillan alusrakenteiden rakenneosille niiden jäykkyyksien suhteessa. Laskentamalliin määritetyt jäykkyydet vaikuttavat liitoksen rasitukseen ja täten mitoitukseen. Suunnitteluohjeissa ei ole esitetty, miten liitoksen ja kuorman siirtymisalueen jäykkyys tulisi määrittää. Tyypillisesti laskentamallissa käytetään paalulle liittorakenteen jäykkyyttä paalun koko pituudella. Tällöin liitoskohdassa jäykkyyden muutos rakenneosalta toiselle siirryttäessä on hyppäyksellistä. Päittäisliitoksen mitoituksessa rasitukset ja kapasiteetti määritetään toisistaan poikkeaville jäykkyyksille. Todellisuudessa liitos yhdistää rakenneosat toisiinsa, jolloin ne toimivan yhdessä.

Jäykkyyksien todenmukaisemmassa määrittämisessä piilee liitoksen mitoituksen optimointimahdollisuus.

Tutkitaan jäykkyyksien vaikutusta liittopaalun ja siltapilarin päittäisliitoksen rasituksiin vertailemalla kahden erilaisten jäykkyysolettamien mukaan tehtyjen laskentamallien rasituksia. Ensimmäinen laskentamalli on toteutettu tavanomaisesti siten, että liitoskohdassa jäykkyys muuttuu hyppäyksellisesti siltapilarin jäykkyydestä paalun liittopoikkileikkauksen kimmoiseen jäykkyyteen. Jäykkyyksimodifioidussa laskentamallissa jäykkyys muuttuu ensin lineaarisesti pilarin jäykkyydestä paalun teräsbetonipoikkileikkauksen jäykkyyteen. Koska liitoskohta toimii teräsbetonirakenteena, asetetaan myös liitoskohdan jäykkyys teräsbetonirakenteen jäykkyyden mukaiseksi. Jäykkyyden muutos oletetaan tapahtuvan raudoitettankojen jatkoispituuden puolikkaan matkalla. Vastaavasti liittovaikutuksen kehittyminen huomioidaan muuttamalla jäykkyyttä lineaarisesti paalun teräsbetonipoikkileikkauksen jäykkyydestä liittopoikkileikkauksen kimmoiseksi jäykkyydeksi. Liittovaikutuksen kehittyminen tapahtuu paalun halkaisijan kaksinkertaisella matkalla, joka kuvaa kuorman siirtymispituutta betoniytimeltä teräsputkelle. Liittopoikkileikkauksen mukainen kimmainen jäykkyys vaikuttaa tästä pisteestä alaspäin. Kuvassa 50 havainnollistetaan, miten laskentamallien jäykkyydet poikkeavat toisistaan liitosalueella.

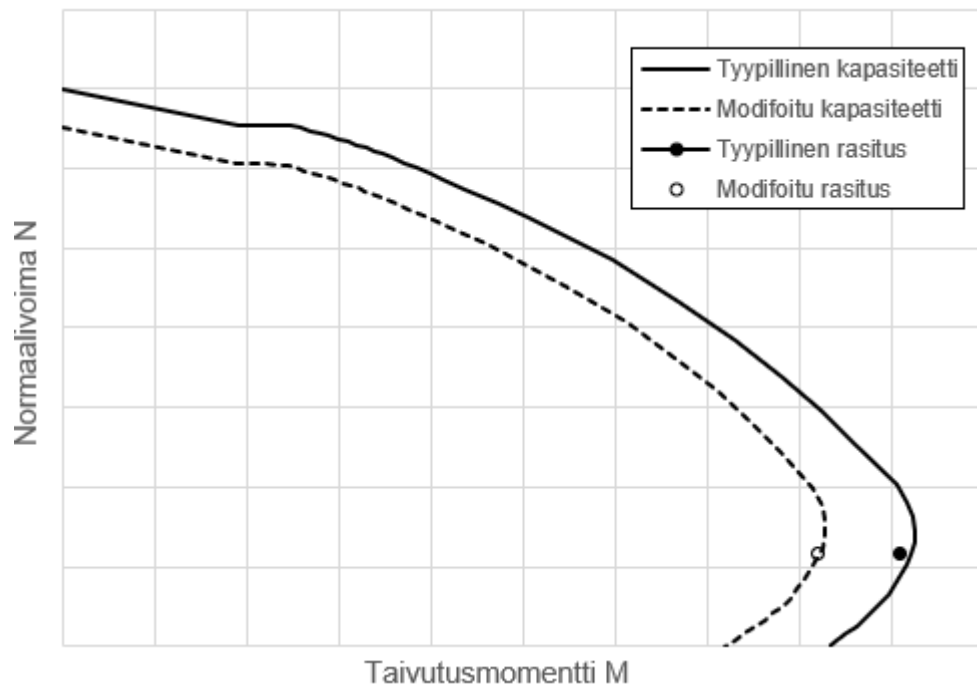


**Kuva 50.** Siirtymisalueen taivutusjäykkyys ja -momenttikapasiteetti.

Kuvasta 50 huomataan, että tyypillisesti liitoskohdassa taivutusjäykkyys määritetään siltapilarin jäykkyyden mukaan, joka on suurin siirtymisalueen jäykkyyksistä. Mitoituksessa liitoksen taivutusmomenttikapasiteettia ei kuitenkaan määritetä siltapilarin poikkileikkauksen perusteella, jolloin rasitukset ja kapasiteetti määritetään toisistaan poikkeaville poikkileikkauksille. Laskentamallissa toteutettavan jäykkyysohjoituksen tarkoituksena on tuoda liitoksen jäykkyys ja kapasiteetti toistensa mukaisiksi, jotta voidaan määrittää todenmukaisempia rasituksia. Jäykkyyden ohjoitus toteutetaan laskentamallissa muuttamalla poikkileikkauksen geometriaa. Laskentamalleissa sekä paalulle, että pilarille käytetään betonin kimmokerrointa  $E_{cm}$ , jolloin rakenteen taivutusjäykkyys  $EI$  määräytyy neliömomentin  $I$  mukaan. Betonikimmokertoimellinen paalu voidaan mallintaa liittorakenteisena, kun paalun halkaisijaa kasvatetaan tietyn verran, jolloin saavutetaan liittopoikkileikkausta vastaava taivutusjäykkyys. Laskentamallit on luotu kuvan 5 mukaisen laskentamallin pohjalta. Sillan jännemittaa on kasvatettu, jotta päittäisliitoksen käyttöaste on saatu todenmukaisemmaksi.

Verrataan jäykkyysohjoitettujen laskentamallien rasituksia tyypillisesti toteutetun laskentamallin rasituksiin, ja selvitetään, mitä hyötyä jäykkyysohjoituksella voitaisiin saada mitoitukseseen. Jäykkyysohjoituksella ei ole tarkoitus saada taloudellista tai

ympäristöllistä hyötyä poikkileikkaukseen pienentämisen muodossa. Tässä tapauksessa hyödyllä tarkoitetaan raudoitettankomäärän pienentämistä. Hyöty on siis pitkälti toteutustekninen. Päittäisliitokset ovat tiheästi raudoitettuja. Tankojaon kasvattaminen helpottaa asennustyötä ja betonointia. Kuvassa 51 esitetään tyypillisen laskentamallin ja jäykkyysmodifioidun laskentamallin mukaan määritetyt rasitukset päittäisliitoksessa sekä rasitusten vaatima kapasiteetti.



**Kuva 51.** Jäykkyysmodifioinnin vaikutus vaadittavaan kapasiteettiin.

Jäykkyysmodifioinnin seurauksena päittäisliitoksen taivutusmomenttirasitus laski 10 %. Koska rasitukset pienenevät, voitiin kapasiteettiakin pienentää. Laskentamallin mukaisessa mitoitusilanteessa päittäisliitoksen teräsbetonipoikkileikkauksen harjaterästankomäärää voitiin pienentää kolmella tangolla, mikä vastasi raudoitettankojaon 20 %:n kasvua.

## 4.2 Liittopoikkileikkauksen huomioiminen

Liitos toimii liittopoikkileikkauksena, kun paalu on upotettu sillan betonirakenteen sisälle niin syväälle, että on voitu varmistua kuormien siirtymisestä teräsputken ja betoniytimen välillä siten, että molemmat osat ovat rasitettuja, eikä osien välillä ole liiallista liukumaa. Tutkitaan, miten suurta hyötyä liittopoikkileikkauksena mitoittamisesta voidaan saada. Verrataan ensiksi, paljonko liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys poikkeaa teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyyydestä. Lasketaan liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys luvussa 3.3.2 esitetyllä tavalla. Otetaan tarkasteluun viisi erilaista poikkileikkausta. Taivutusjäykkyys lasketaan kullekin poikkileikkaukselle siten, että



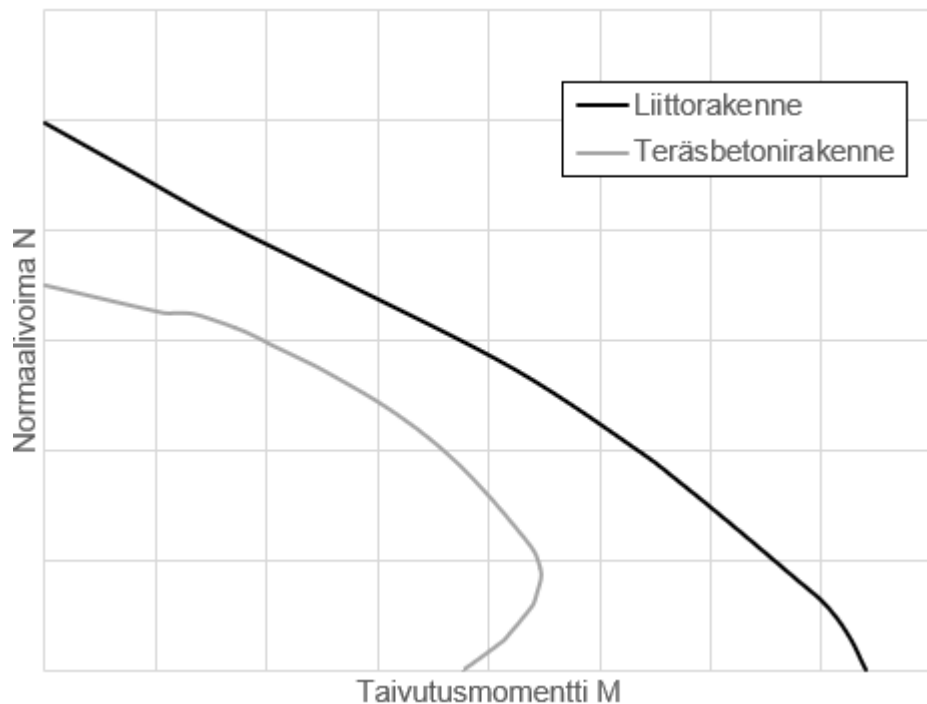
pääraudoituksena käytetään halkaisijaltaan 32 mm:siä harjateräksiä, jotka sovitetaan 100 mm:n jaolla ympyräpoikkileikkaukselle. Taulukossa 4 vertaillaan viiden erilaisen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyksiä.

**Taulukko 4:** Liittopoikkileikkauksen ja teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyyksien vertailu.

D/t [mm]	$EI_{TB}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{TB,eff}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{com}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{com,eff}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{com,eff,II}$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_{TB}/EI_{com}$ [-]	$EI_{TB,eff}/EI_{com,eff}$ [-]
500/10	109	68	206	164	130	0,53	0,41
600/10	232	144	402	279	244	0,58	0,51
700/10	436	268	707	475	413	0,62	0,56
800/10	746	455	1153	750	650	0,65	0,61
900/10	1196	722	1777	1124	971	0,67	0,64

Taulukosta 4 huomataan, että D/t-suhteen kasvaessa taivutusjäykkyyksien ero pienenee. Huomataan myös, että liittopoikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys on joissain tilanteissa pienempää kuin teräsbetonipoikkileikkauksen kimmainen jäykkyys.

Tutkitaan seuraavaksi päittäisliitoksen ja upotusliitoksen eroa. Päittäisliitoksessa liitoksen kapasiteetti on paalun teräsbetonipoikkileikkauksen mukainen. Upotusliitoksessa liitoskohdan kapasiteetti on liittopoikkileikkauksen mukainen. Kapasiteetit määritetään luvuissa 3.2 ja 3.3 esitettyjen periaatteiden mukaan. Liittopoikkileikkauksen ja teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiero esitetään kuvassa 52.



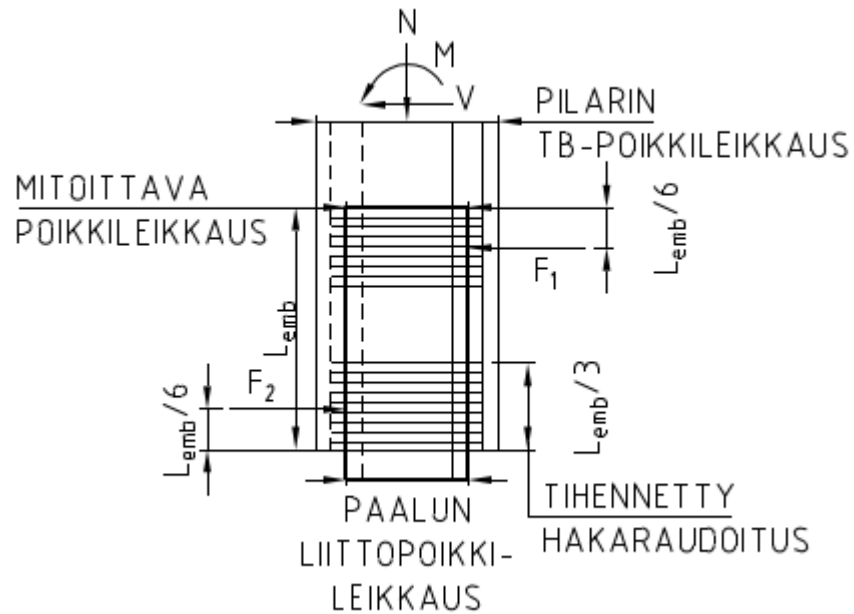
**Kuva 52.** Liitto- ja teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiero.

Kuvasta 52 huomataan, että liittorakenteen kapasiteetti on huomattavasti teräsbetonirakennetta suurempi. Ero on suuri varsinkin puhtaan taivutuksen tapauksessa. Liitoskohdan kapasiteetti määräytyy tyypillisesti sellaiselle mitoitustilanteelle, jossa momentin osuus rasituksista on suurta. Liittopoikkileikkausta hyödyntämällä voi saada yli puolet enemmän taivutusmomenttikapasiteettia teräsbetonipoikkileikkaukseen verrattuna.

### **4.3 Teräsputken upottamisen vaikutus**

Kun liittopaalun teräsputki upotetaan sillan betonirakenteen sisälle riittävän syvälle, upoksissa olevan poikkileikkauksen toimintamekanismi muuttuu puristus- ja vetorasitetusta poikkileikkauksesta paalun ulkopintaan vastaan kohtisuoraan voimapariin. Jos upotussyvyys on riittävä varmistamaan liittovaikutuksen muodostumisen, liitos toimii liittorakenteena, mutta paalun upoksissa oleva yläpää toimii edelleen teräsbetonipoikkileikkauksena, johon kohdistuu poikittaista puristusta. Paalua ympäröivä pilarin hakaradoitus mitoitetaan kyseiselle puristusresultantille. Upoksissa olevan osan poikkileikkauksen kapasiteetti on tällöin paalun betoniytimen kapasiteetti, johon summataan pilarin kierrehakojen aikaansaama lisäkapasiteetti.

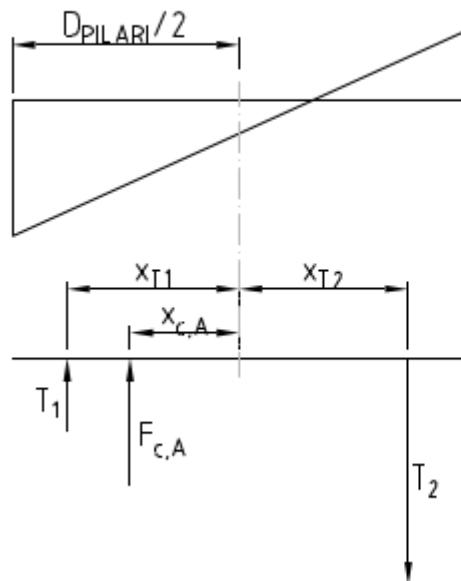
Tutkitaan tilannetta, jossa liittopaalu on upotettu siltapilarin sisälle. Pilariin asennetaan tiheä hakaradoitus upotuspituuden kolmanneksen matkalle upotetun paalun yläpäältä alkaen. Sama hakaradoitus asennetaan myös peilikuvana alkaen paalun ja pilarin liitoskohdasta. Tihennetty hakaradoitus asennetaan Leonhardin ja Mönnigin menetelmässä esitetyn jännitys jakauman perusteella. Kuvassa 53 esitetään tutkittava mitoitustilanne.



**Kuva 53.** Upotusliitoksen mitoitusilanne.

Kuvan 53 liitoksen toiminnasta tiedetään, että ylhäällä on pilarin teräsbetonipoikkileikkaus ja sitä vastaava kapasiteetti. Alhaalla on paalun liittopoikkileikkaus ja sitä vastaava kapasiteetti. Yksinkertaistetaan tilannetta siten, että paalun sisällä olevia pääteräksiä ei huomioida. Yksinkertaistuksella holkin toimintaa voimien siirtymisen näkökulmasta on helpompi havainnollistaa. Pilarin teräsbetonipoikkileikkauksen ja jännitysresultantit voidaan määrittää kuvan 54 mukaan.

PILARIN TB-POIKKILEIKKAUS  
JÄNNITYSRESULTANTIT



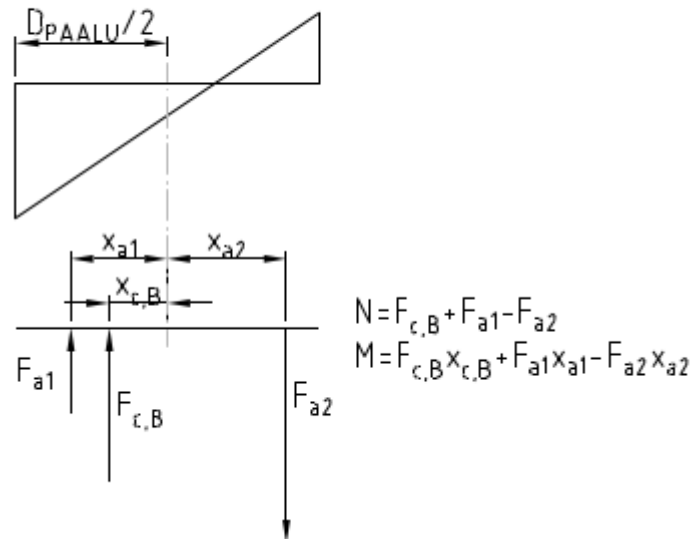
$$N = F_{c,A} + T_1 - T_2$$

$$M = F_c x_c + F_{T1} x_{T1} - F_{T2} x_{T2}$$

**Kuva 54.** Pilarin teräsbetonipoikkileikkauksen jännitysresultantit.

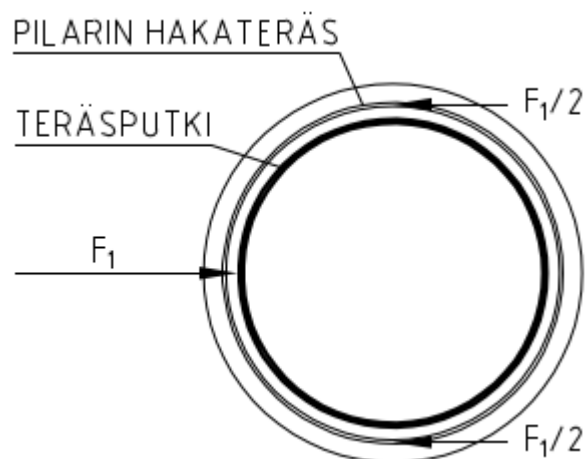
Normaalivoiman ja taivutusmomentin on oltava yhtä suuret pilarin teräsbetonipoikkileikkauksessa ja paalun liittopoikkileikkauksessa. Liittopoikkileikkauksen jännitysresultantit voidaan määrittää kuvan 55 mukaan.

PAALUN LIITTOPOIKKILEIKKAUS  
JÄNNITYSRESULTANTIT



**Kuva 55.** Paalun liittopoikkileikkauksen jännitysresultantit.

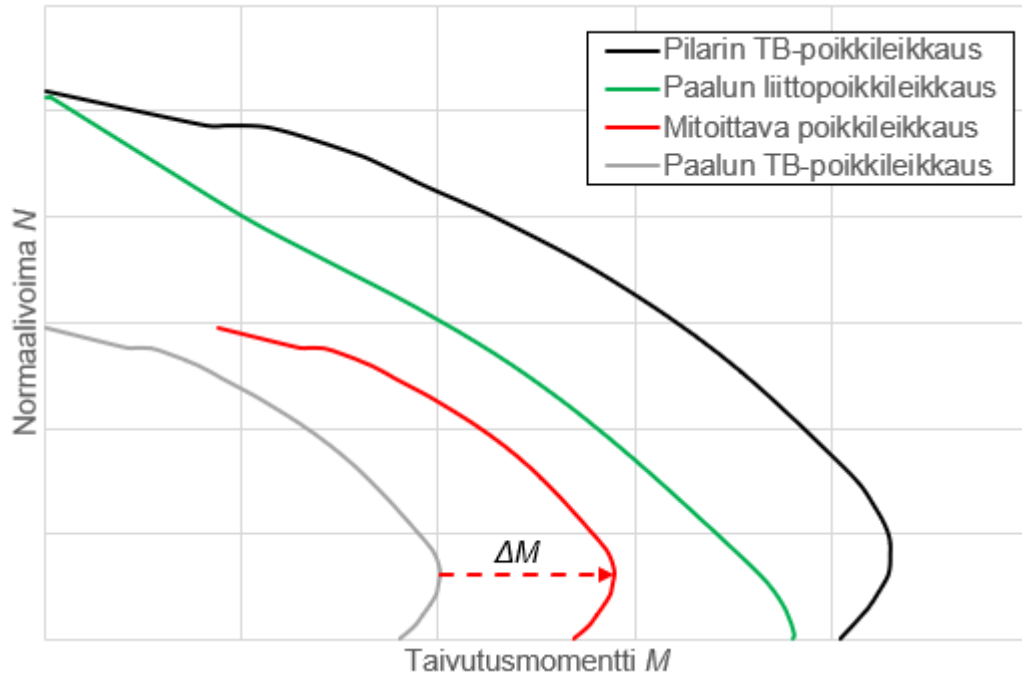
Mitoittavan poikkileikkauksen kapasiteetti määräytyy paalun upoksissa olevan osan teräsbetonipoikkileikkauksen ja sitä ympäröivän pilarin tihennetyn hakaraudoituksen mukaan. Kapasiteetin määrittämiseksi on ensin laskettava tihennetyn hakaraudoituksen vetokestävyys. Puristusresultantit  $F_1$  ja  $F_2$  jakautuvat tasaisesti paalua ympäröivälle betonirakenteelle. Hakaraudoituksen vetokomponentit muodostuvat kuvan 56 mukaan.



**Kuva 56.** Hakaraudoituksen vetokomponenttien muodostuminen.

Kun kuvan 56 voima  $F_1/2$  korvataan tihennetyn hakaraudoituksen vetokapasiteettia vastaavalla normaalivoimalla, voidaan hakaraudoituksen tuoma momenttikestävyuden

lisäys paalun teräsbetonipoikkileikkaukselle laskea kaavan (57) avulla. Paalun upoksissa olevan pään poikkileikkauksen kapasiteetin kasvu pilarin tihennetyn hakaraudoituksen seurauksena esitetään kuvassa 57.



**Kuva 57.** Upotuksen vaikutus paalun teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiin.

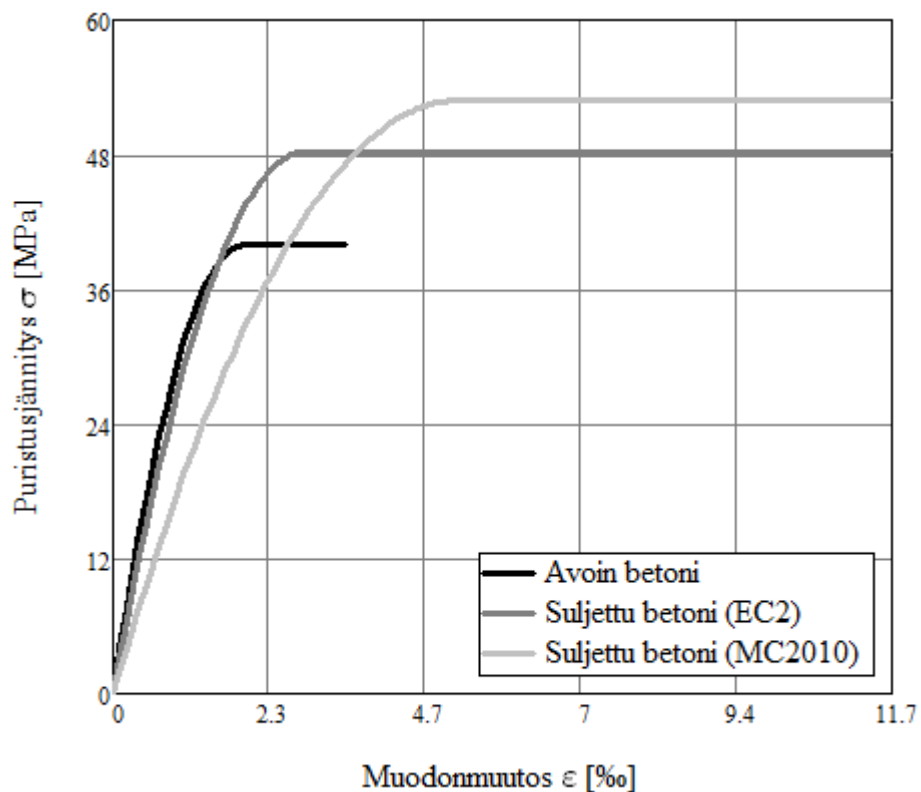
Kuvasta 57 nähdään, että upotettua paalua ympäröivällä tihennetyllä hakaraudoituksella saadaan kasvettua poikkileikkauksen taivutusmomenttikapasiteettia  $\Delta M$ :n verran. Taivutusmomenttikapasiteettilisäykseen voidaan vaikuttaa kasvattamalla upotuspituutta. Upotuspituutta ei kuitenkaan voida kasvattaa rajattomasti. Upotuspituutta ollessa useita metrejä, ei liitoksen toiminta muistuta enää holkkianturan ja pilarin liittymistä, koska jännitykset eivät jakaudu menetelmän edellyttämällä tavalla. Upotetun osan poikkileikkauksen kapasiteetti määräytyy pikemminkin betonikoteloidun betonitäytteisen teräspukipoikkileikkauksen kapasiteetin perusteella. Tässä diplomityössä ei kuitenkaan tutkita kyseistä rakennetta, vaan keskitytään liitoksen rakenteelliseen toimintaan. Voimaparitoimintamekanismin mahdollistavana upotuspituuden maksimiarvona voidaan pitää paalun halkaisijan kaksinkertaista arvoa, joka vastaa kuorman siirtymispituuden maksimiarvoa. Upotuspituuden ollessa tätä selvästi lyhyempi, poikittaisen voimaparin arvo kasvaa niin suureksi, ettei hakateräksillä pystytä enää vastaanottamaan voimaa.

#### 4.4 Sulkuraudoituksen huomioiminen

Sillan alusrakenteiden pääraudoitus ympäröidään hakaraudoituksella. Hakaraudoituksen tehtävänä on tukea alusrakenteen pääraudoituksen

puristusrasitettuja harjaterästankoja nurjahdusta vastaan. Hakaraidoituksen avulla alusrakenteen pituussuuntaiset raudotteet pysyvät paikoillaan betonivalun aikana. Hakaraidoitus voidaan toteuttaa joko irto- tai kierrehaoilla. Irtohaat ovat taivutettuja, poikkileikkauksen reunoja kiertäviä terästankoja, jotka asennetaan poikkileikkaustason suuntaisesti. Kierrehaat kiertävät pääraudoitusta sen pituussuunnassa spiraalimaisesti. Puristusjännitetystä hakaraidoituksesta käytetään nimitystä sulkuraidoitus. Tässä diplomityön luvussa tutkitaan, miten sulkuraidoitus vaikuttaa betonin puristuslujuuteen ja miten sulkuraidoitusta voidaan hyödyntää liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitoksen mitoituksessa.

Betonin puristuslujuus kasvaa, kun betonin laajeneminen poikkisuunnassa on estetty sulkuraidoituksella. Lasketaan kummankin luvussa 3.1.1 esitetyn materiaalimallin mukaiset suljetun betonin puristuslujuudet ja verrataan niitä avoimen betonin puristuslujuuteen. Tarkastellaan lisäksi, miten suljettu betoni vaikuttaa teräsbetonipoikkileikkauksen ja liittopoikkileikkauksen kapasiteetteihin. Kuvassa 58 verrataan eurokoodin ja MC2010:n suljetun betonin materiaalimallien mukaisia puristusjännitys-muodonmuutosyhteyksiä.

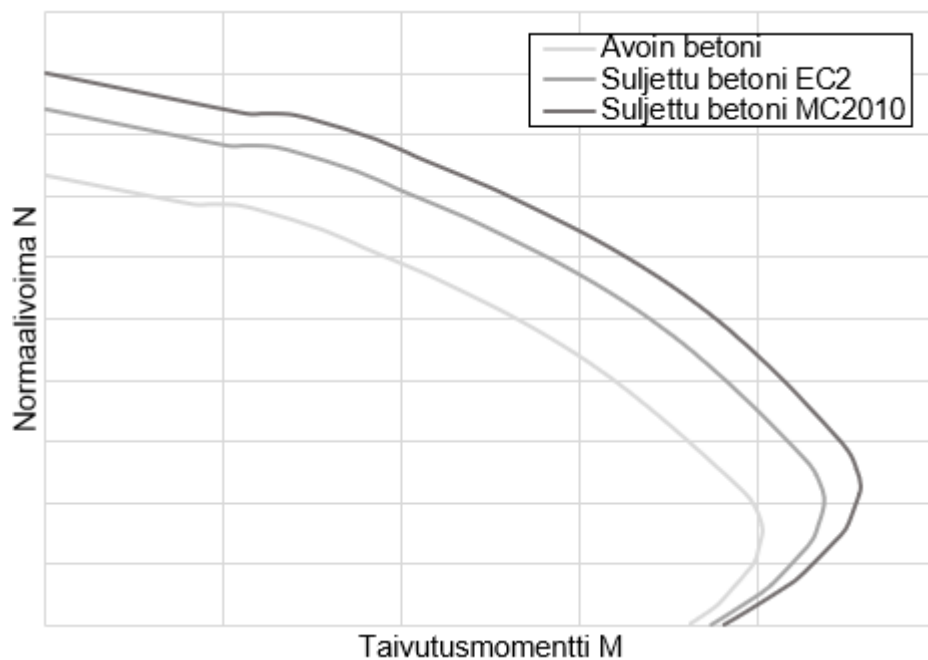


**Kuva 58.** Betonin C30/37 puristusjännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen eri suljetun betonin materiaalimalleilla.

Kuvassa 58 poikittainen tehollinen puristusjännitys on laskettu kaavan (19) mukaan myös eurokoodin materiaalimallille. Kuvasta huomataan, että MC2010:n

materiaalimallilla suljetun betonin puristuslujuus on suurempaa kuin eurokoodin mallilla. Kummassakin materiaalimallissa poikkileikkauksen koon kasvattaminen heikentää sulkuvaikutusta. Myös sulkuraudoitustyypillä on vaikutusta puristuslujuuteen. Kun sulkuraudoituksena käytetään kierrehakoja, saavutetaan aavistuksen suurempi puristuslujuuden kasvu kuin irtohakoja käytettäessä. Sulkuvaikutus heikkenee myös silloin, kun avoimen betonin lujuus on jo valmiiksi suurta. Kuvasta 58 havaitaan, että suljetun betonin muodonmuutoskyky on huomattavasti parempaa kuin avoimen betonin. Suljetun betonin kapasiteetti säilyy, vaikka muodonmuutokset ovat suuria.

Tutkitaan seuraavaksi, miten puristuslujuuden kasvu vaikuttaa teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiin. Lasketaan identtisen teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteetti kolmella eri puristuslujuuden arvolla. Ensimmäinen puristuslujuuden arvo määritetään eurokoodin avoimen betonin materiaalimallin mukaan, toinen puristuslujuus määritetään eurokoodin suljetun betonin materiaalimallin mukaan, ja kolmas puristuslujuus määritetään MC2010:n suljetun betonin materiaalimallin mukaan. Kuvassa 59 esitetään sulkuraudoituksen vaikutus teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiin.



**Kuva 59.** Sulkuraudoituksen vaikutus teräsbetonipoikkileikkauksen kapasiteettiin.

Kuvasta 59 huomataan, että korkeampi puristuslujuus kasvattaa poikkileikkauksen kapasiteettia. Puhtaan taivutuksen tapauksessa kapasiteetin kasvu on pientä, mutta normaalivoiman osuuden kasvaessa sulkuraudoituksella saadaan suurempaa hyötyä. Puhtaan taivutuksen tapauksessa teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyys kasvoi 5 % MC2010:n mukaisen sulkuvaikutuksen

seurauksena. Verrattaessa taivutusmomenttikapasiteettia avoimen betonin tasapainomurron mukaiseen normaalivoimakestävyyteen nähden, taivutusmomenttikestävyys kasvoi maksimissaan 10 %. Kapasiteetin kasvu on pienempää eurokoodin materiaalimallilla.

Standardissa EN 1994-1-1 on esitetty, miten sulkuvaikutus voidaan huomioida liittopoikkileikkauksen kapasiteetin laskennassa. Pyöreiden betonitäytteisten putkipoikkileikkausten tapauksissa betonin lujuuden kasvaminen betonin poikittaisen laajenemisen eston takia huomioidaan kasvattamalla plastista puristuskestävyyttä  $\eta_a$  ja  $\eta_c$  -kertoimien avulla. Korotus voidaan tehdä, kun rakenteen suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}$  on pienempää kuin 0,5 ja kun kuorman suhteellinen epäkeskisyys  $e/d$  ei ylitä arvoa 0,1. [13, s. 56] Suhteellisen epäkeskisyyden ehto on voimassa yhteisvaikutuskäyrän puristumurtoa kuvaavan osan ensimmäisellä puolikkaalla. Silta suunnittelussa liitoskohdan kapasiteetti määräytyy lähempänä taivutusmurtokäyrää, joten sulkuvaikutuksesta ei saada hyötyä liitoksen mitoituslaitteiksi liittopoikkileikkauksena. Chacon et al. ovat tutkineet, että standardin SFS-EN 1994-1-1 mukaan määritetty sulkuvaikutuksen huomioiva pyöreiden betonitäytteisten putkipoikkileikkausten kapasiteetti on joissain tilanteissa epävarmalla puolella [2, s. 246].



## 5 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Diplomityön tavoitteena oli tarkastella liittopaalun ja sillan betonirakenteen välisen monoliittisen liitoksen rakenteellista toimintaa ja selvittää, miten liitoksen mitoitusta voitaisiin optimoida. Tutkimusmenetelminä käytettiin kirjallisuusselvitystä sekä laskennallista tarkastelua. Diplomityö rajattiin koskemaan kaksoissymmetrisiä ympyräpoikkileikkauksellisia liittopaaluja. Liitoksen mitoitus käsittelee pelkästään poikkileikkauksen kapasiteettia. Paalun muita kestävyystarkasteluja, kuten nurjahdusta, ei käsitelty työssä. Lisäksi leikkausvoiman vaikutusta päittäisliitoksen mitoitukseen ei huomioitu diplomityössä.

Siltarakentamisessa liittopaalu voi liittyä monoliittisesti päätypalkkiin, pilariin, erilliseen välirakenteeseen tai kanteen. Liitoksen tehtävänä on mahdollistaa voimien siirtyminen sillan betonirakenteelta liittopaalulle, josta voimat kulkeutuvat kantavaan maaperään tai kallioon. Liitos voidaan toteuttaa monella eri tavalla. Liitostyyppin valintaan vaikuttaa liitokselta vaadittava kapasiteetti, paalujen sijaintitoleranssit sekä ympäristöolosuhteet. Epäonnistuneen paalutuksen seurauksena paalun ja sillan betonirakenteen väliin voidaan joutua rakentamaan erillinen valuosa tai sidepalkki.

Tutkimuksen kohteeksi rajautui kaksi rakenteelliselta toiminnaltaan erilaista liitosta: päittäisliitos ja upotusliitos. Päittäisliitoksessa paalu kytkeytyy suoraan sillan betonirakenteeseen ilman erillistä välirakennetta tai upotusta. Päittäisliitos on tyypillisin tapa toteuttaa liittopaalun ja sillan betonirakenteen liitos. Päittäisliitos toimii veto- ja puristusrasitettuna teräsbetonirakenteena, jonka mitoitus perustuu poikkileikkauksen rajattujen muodonmuutostilojen avulla määritettävään normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskapasiteettiin. Päittäisliitoksen kapasiteetti määräytyy pelkästään paalun teräsbetoniytimen poikkileikkauksen perusteella. Päittäisliitoksen rasitukset määritetään kuitenkin siltapilarin ja liittopaalun jäykkyyksien mukaan. Tämän seurauksena päittäisliitos joudutaan raudoittamaan tiheästi.

Työssä saatiin selville, että päittäisliitoksen mitoitusta voidaan optimoida määrittämällä liitokseen kohdistuvat rasitukset rakenneosien todenmukaisempien jäykkyyssominaisuuksien perusteella. Jäykkyyssominaisuuksien todenmukaistamisella saatava hyöty on suuruusluokaltaan maltillista. Jäykkyyssomifioinnilla ei ole tarkoituksenmukaista saavuttaa pienempää poikkileikkauksukkoa. Hyöty on luonteeltaan toteutusteknistä. Laskentamallin jäykkyyssomifioinnilla voidaan saavuttaa harvempi

raudoitetankojako putken sisällä, jolloin päittäisliitoksen terästen asennus ja betonivalu on helpommin toteutettavissa.

Upotusliitoksessa liittopaalu upotetaan sillan betonirakenteeseen niin syväälle, että paalun ulkopintaa vastaan kohtisuoraan muodostuu puristava voimapari. Liitoksen toimiminen liittorakenteena edellyttää, että teräsputki ja betoniydin ovat molemmat kuormitettuja. Kun kuormitettujen osien välillä ei esiinny liiallista liukumaa, osat toimivat yhtenä liittorakenteena, jonka kestävyysominaisuudet ovat paremmat kuin osien toimiessa yksittäin. Liittovaikutuksen muodostumiseen vaikuttaa teräsputken ja betonin välinen tartunta. Tartuntaan vaikuttavia tekijöitä ovat mm. teräsputken karheus ja betonin kutistuma. Tartuntaa voidaan parantaa asentamalla teräsputkeen mekaanisia leikkausliittimiä. Upotuksen seurauksena paalun upoksissa olevan yläpään rakenteellinen toiminta poikkeaa tavanomaisen taivutuspuristusrasitetun teräsbetonipoikkileikkauksen toiminnasta. Taivutusmomentti ja leikkausvoima aiheuttavat paalun teräsputken ulkopintaa vasten kohtisuoraan voimaparin. Voimapari muistuttaa pilarin ja sileäpintaisen holkkianturan liitokseen syntyvää voimaparia. Upotusliitoksessa teräsputki toimii holkkina paalun betoniytimen ja sillan betonirakenteen välissä. Työssä holkin kapasiteetin arvioiminen toteutettiin Leonhardtin ja Mönnigin menetelmää soveltaen. Holkkia ympäröivälle betonirakenteelle suunnitellaan hakaraudoitus voimaparin aiheuttamien jännitysten siirtymisen varmistamiseksi. Hakaraudoituksen seurauksena upotetun liittopaalun upoksissa olevalle osuudelle saadaan lisää taivutusmomenttikapasiteettia. Voimaparin jännitykset siirtyvät raudoitteiden kautta holkkia ympäröivän betonirakenteen pääraudoitukselle. Upotusliitoksen toimintaperiaate olisi hyvä lisätä Suomessa siltasuunnittelussa käytössä olevaan eurokoodin soveltamisohjeeseen NCCI 2.

Toinen työssä havaittu optimointimahdollisuus liitoksen mitoituksessa on sulkuraudoituksen aiheuttaman betonin puristuslujuuden kasvun huomioiminen. Puristusrasitettu betoni pyrkii laajenemaan sivuttaisessa suunnassa. Laajeneminen voidaan estää betonin ympäri asennettavalla sulkuraudoituksella. Sulkuraudoitus aiheuttaa betonille sivupaineen, jolloin betoni on kolmiaksisiaalisessa puristustilassa. Poikkileikkauksen halkaisija, sulkuraudoitustyyppi ja betonilujuus vaikuttavat sulkuraudoituksen aiheuttaman sivupaineen suuruuteen. Sulkuraudoitettu teräsbetonipoikkileikkaus toimii suljetun betonin materiaalimallin mukaan. Suljetun betonin puristuslujuus on suurempaa kuin mitoituksessa tyyppillisesti käytettävän avoimen betonin puristuslujuus, joka määritetään betonin kaksiaksisiaalisen puristustilan perusteella. Kun teräsbetonipoikkileikkaus mitoitetaan käyttäen suljetun betonin puristuslujuutta, poikkileikkauksen kapasiteetti kasvaa. Kapasiteetin kasvu voidaan

kompensoida pienentämällä raudoitetankojakoa teräsputken sisällä. Sulkuraudoitus parantaa lisäksi betonin muodonmuutoskykyä. Suljetun betonin kapasiteetti säilyy suurilla muodonmuutoksilla, jolloin sulkuvaikutuksen huomioiminen on hyödyllistä etenkin onnettomuustilanteissa. Suljetun betonin materiaalmalli olisi hyvä esittää soveltamisohjeessa NCCI 2. Liittopoikkileikkaukselle sulkuvaikutus on jo huomioitu liittorakenteiden mitoitusstandardissa SFS-EN 1994-1-1. Sulkuvaikutuksesta ei kuitenkaan saada hyötyä työssä tutkittavan liitoksen liittopoikkileikkaukskapasiteettiin, koska kuorman suhteellinen epäkeskisyyys rajoittaa liittopoikkileikkauksen kapasiteetin kasvun yhteisvaikutuskuvaajassa liitoksen mitoituksen kannalta oleellisen alueen ulkopuolelle.

Diplomityön luvussa 2.4 esitettiin liitostyyppejä, joiden tarkempi käsittely rajautui diplomityöstä pois. Osaa näistä liitoksista olisi hyvä tutkia lisää. Varsinkin liittopaalun teräsputken hyödyntäminen liitoksessa siten, että putken ulkopintaan hitsataan lisäteräksiä, vaatisi jatkotutkimusta. Hitsatut teräkset toimivat pääterästen tavoin, jolloin niiden avulla saadaan lisää taivutusmomenttikapasiteettia liitokseen. Hitsatuilla teräksillä voitaisiin mahdollisesti korvata teräsputken sisällä olevia raudoitteita, jolloin tankojako ei olisi niin tiheä putken sisäpuolella. Betoniterästen hitsausta käsitellään standardissa SFS-EN ISO 17660-1 [42], mutta standardiin ei ole erikseen viitattu siltasuunnittelun mitoitusohjeissa. Pystyterästen hitsisauma kykenee siirtämään suurempia voimia kuin terästen välinen tartunta, joten harjaterästen hitsauksen avulla voitaisiin mahdollisesti lyhentää ankkurointipituutta. Hitsiliitoksen ongelma mitoituksen kannalta on hitsin pitkäaikaiskestävyys. Vedetyn raudoituksen jatkaminen hitsaamalla ei ole soveltamisohjeen NCCI 2 mukaan sallittua väsytytkuormitetuissa rakenteissa.

Liittopaalun ja kannen välisen liitoksen terästen asennusvaihtoehtoja voitaisiin tutkia tarkemmin. Ideaalitulanteessa paalun teräkset jatkuvat suorina kanteen. Teräkset joudutaan taittamaan, jos ankkurointipituusvaatimus on suuri. Taitoksen toteuttamiseen ei ole olemassa täsmällistä ohjetta. Voimien siirtymistä ja raudoitteiden toimintaa eri taitosratkaisuissa olisi syytä tutkia, koska terästen taittaminen heikentää tartuntaa ja kasvattaa betonin halkeiluriskiä.

Teräsputken ja betonin välisen tartunnan tutkiminen suuripoikkileikkauksellisilla ympyräputkilla vaatii lisää tutkimusta. Nykyisten mitoitusstandardien tartuntalujuusarvot perustuvat suurpaaluihin verrattuna pienemmillä poikkileikkauksko'illa tehtyihin työntökokeisiin. Koska tartuntaominaisuudet heikkenevät poikkileikkaukseen kasvaessa, ei eurokoodissa esitetty tartuntalujuuden mitoitusarvo 0,55 MPa välttämättä vastaa todellista suurpaalun tartuntalujuutta. Toisaalta tutkimuksen kohteena olleen upotusliitoksen tapauksessa teräsputki on lisäksi ympäröity teräsbetonilla, jolloin tartunta

on tutkitusti parempaa. Mitoitusstandardissa ei ole annettu rakenteellisesti betonimantteloidulle betonitäytteiselle ympyräputkipoikkileikkaukselle tartuntalujuuden mitoitusarvoa. Uputusliitoksen mitoituksessa teräsputken ja betonin välisen tartuntalujuuden mitoitusarvona käytetään pelkän betonitäyteen pyöreän ympyräputken tartuntalujuutta, joka huomioi vain putken ja sen sisäpuolisen betonin välisen tartunnan. Konservatiivisen oletuksen seurauksena teräsputki joudutaan upottamaan syvemmälle sillan betonirakenteeseen. Myös kuorman siirtymispituutta teräsputken ja betonin välillä olisi hyvä tutkia lisää, koska työntökoikeissa on saatu ristiriitaisia tuloksia kuorman siirtymispituuden vaikutuksesta teräsputken tartuntaan.

Diplomityössä tutkittiin sulkuraidoituksen aiheuttaman puristuslujuuden kasvun vaikutusta liitoksen kapasiteettiin, mutta myös sulkuraidoituksen vaikutusta ankkurointipituuteen olisi syytä tutkia. Sulkuraidoituksen aiheuttamassa poikittaisessa puristuksessa olevien pääterästen tartuntaolosuhteet paranevat, jolloin voimat siirtyvät terästen välillä paremmin. Sulkuvaikutuksen huomioimisella voitaisiin mahdollisesti lyhentää ankkurointipituutta. Nykyisten mitoitusstandardien mukaan laskettavat ankkurointipituudet ovat tyypillisesti hyvin pitkiä. Sulkuraidoituksella mahdollistettava lyhyempi ankkurointipituus helpottaisi liitoksen toteutettavuutta.

# LÄHTEET

- [1] RIL 179-2018 – Sillat – Suunnittelu, toteutus ja ylläpito, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, Helsinki, 2018, 509 s.
- [2] Chacón, R., Mirabell, E., Real, E., Strength and Ductility of Concrete-Filled Tubular Piers of Integral Bridges, Engineering Structures, Vol. 46, 2013, pp. 234–46.
- [3] Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1, Liikenneviraston ohjeita 24/2017, Liikennevirasto, Helsinki, 2017, 75 s.
- [4] Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI 7, Väyläviraston ohjeita 14/2023, Väylävirasto, Helsinki, 2023, 95 s.
- [5] Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu, Väyläviraston ohjeita 9/2021, Väylävirasto, Helsinki, 51 s.
- [6] Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2, Väyläviraston ohjeita 5/2022, Väylävirasto, Helsinki, 2022, 91 s.
- [7] RIL 254-2-2016 – Paalutusohje 2016 – PO-2016, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, Helsinki, 2016, 296 s.
- [8] Leskelä, M. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus – Eurocode 4 -oppikirja – by58, Suomen Betoniyhdistys ry, Teräsyhdistys ry, Helsinki, 2012, 337 s.
- [9] SFS-EN 1992-1-1 – Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu – Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2015, 218 s.
- [10] Haavisto, J., Laaksonen, A., Betonin puristuslujuus – Esiselvitys – Tausta ja määrittäminen koetuloksista, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 32/2018, Liikennevirasto, Helsinki, 2018. 71 s.
- [11] Mehta P.K., Monteiro P.J.M., Concrete: Microstructure, Properties and Materials, 3<sup>rd</sup> Edition, McGraw-Hill Education, 2006, 659 p.
- [12] Kouhia, R., Betonin ajasta riippumattomat materiaalmallit, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 38/2013, Liikennevirasto, Helsinki, 2013, 83 s.
- [13] SFS-EN 1994-1-1 – Eurokoodi 4: Betoni-teräs-liittorakenteiden suunnittelu – Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2016, 101 s.
- [14] Nykyri, P., Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1 – by211, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2015, 253 s.
- [15] Gu, X., Jin, X., Zhou, Y., Basic Principles of Concrete Structures, 1<sup>st</sup> Edition, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg and Tongji University Press, 2016, 606 p.
- [16] Abd El Fattah, A. M., Behavior of Concrete Columns Under Various Confinement Effects, Kansas State University, Manhattan, Kansas, 2012, 399 p.

- [17] Wight, J. K., MacGregor, J. G., Reinforced Concrete – Mechanics and Design, 6<sup>th</sup> Edition, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 2016, 1157 p.
- [18] Mansouri, I., Chacón, R., Hu, J. W., Improved Predictive Model to the Cross-Sectional Resistance of CFT, Journal of Mechanical Science and Technology, Vol. 31, No. 8, 2017, pp. 3887–95.
- [19] Johansson, M., Kent, G., Mechanical Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, 2002, pp. 1073–81.
- [20] Shin, M., Andrawes, B., Experimental Investigation of Actively Confined Concrete Using Shape Memory Alloys, Engineering Structures, Vol. 32, No. 3, 2010, pp. 656–64.
- [21] Fardis, M. N., Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-Eurocode 8, Geotechnical, Geotechnical and Earthquake Engineering, Vol 8, 2009, 743 p.
- [22] FIB Model Code for Concrete Structures 2010, Fédération Internationale du Béton, Wilhelm Ernst & Sohn, Lausanne, 2013, 402 p.
- [23] CEB-FIP Model 1990 – Design Code, Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, London, 1993, 437 p.
- [24] Kytölä, U., Asp, O., Laaksonen, A., Negative Bending Tests on Precast Prestressed Concrete Beams Made Continuous, Structural Concrete: Journal of the FIB, Vol. 22, No. 4, 2021, pp. 2223–42.
- [25] Johnson, R. P., Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings, 4<sup>th</sup> Edition, Wiley Blackwell, Hoboken, NJ, 2019, 265 p.
- [26] Ympäristöministeriö, Suomen rakentamismääräyskokoelma – Rakenteiden lujuus ja vakaus – Betonirakenteet, Helsinki, 2019, 37 s.
- [27] Leskelä, M., Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus – by210, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2008, 711 s.
- [28] SFS-EN 1993-1-1 – Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu – Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2005, 99 s.
- [29] Subramanian, N., Design of Reinforced Concrete Structures, Oxford University Press, New Delhi, 2013, 851 p.
- [30] Nykyri, P., Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 2 – by211, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2015, 215 s.
- [31] Qu, X., Chen, Z., Nethercot, D. A., Gardner, L., Theofanous, M., Load-Reversed Push-Out Tests on Rectangular CFST Columns. Journal of Constructional Steel Research, Vol 81, 2013, pp. 35–43.

- [32] De Nardin, S., El Debs, A. L. H. C., Shear Transfer Mechanisms in Composite Columns: An Experimental Study, *Steel & Composite Structures*, Vol. 7, No. 5, 2007, pp. 377–390.
- [33] Grzeszykowski, B., Szmigiera, E. D., Analysis of the Load Transfer between Materials in Composite Concrete Encased Steel Columns Loaded Axially, *Ce/Papers*, Vol. 1, No. 2–3, 2017, pp. 2090–99.
- [34] Viridi, K. S., Dowling, P. J., Bond Strength in Concrete Filled Steel Tubes, *IABSE Proceedings*, Vol. 4, No. P–33, 1980, pp. 125–37.
- [35] Morishita Y., Tomii M., Yoshimura K., Experimental Studies on Bond Strength in Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns Subjected to Axial Loads, *Transactions of Japan Concrete Institute*, 1979, pp. 359–66.
- [36] Shakir-Khalil, H., Push-out Tests on Concrete-Filled Steel Hollow Sections, *The Structural Engineer*, Vol. 71, No.13, 1993, pp. 230–3.
- [37] Roeder, C. W., Cameron, B., Brown, C. B., Composite Action in Concrete Filled Tubes, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 5, 1999, pp. 477–84.
- [38] Han, L.-H., Wang, Z.-B., Xu, W., Tao, Z., Behavior of Concrete-Encased CFST Members Under Axial Tension, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 2, 2016, 12 p.
- [39] Han, L.-H., Ma, D. Y., Zhou, K., *Concrete-Encased CFST Structures: Behaviour and Application*, 2018, 10 p.
- [40] Hanswille, G., *Eurocode 4: Composite Columns – Eurocodes: Background and Applications – Dissemination of Information for Training*, Brussels, 2008, 73 p.
- [41] Leonhardt, F., Mönning, E., *Vorlesungen über Massivbau – Ditter Teil – Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*, Dritte Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 1977, 246 s.
- [42] *SFS-EN ISO 17660-1 – Hitsaus – Betoniterästen hitsaus – Osa 1 – Voimaliitokset*, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2007, 78 s.