

OLLI ASP

Tukikerroksettomien rautatiesiltakansien kehittäminen



Olli Asp

Tukikerroksettomien rautatiesiltakansien kehittäminen

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2011

Liikennevirasto
Helsinki 2011

Kannen kuva: Uffe Öberg

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-721-6

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Olli Asp: Tukikerroksettomien rautatiesiltakansien kehittäminen. Liikennevirasto, väylätekniikkaosasto. Helsinki 2011. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2011. 128 sivua ja 6 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-721-6.

Avainsanat: tukikerrokseton, rautatiesilta, tärinä, päällysrakenne

Tiivistelmä

Tukikerroksettoman rautatiesillan perusrakennetyyppi on Suomessa pysynyt lähes muuttumattomana 1800-luvun lopulta lähtien. Keveytensä ansiosta puisiin siltapelkkoihin perustuva kansi on säilynyt rakenneratkaisuna varsinkin pitkien jännemittojen terässilloissa. Rautatieliikenteen nopeuden ja akselipainojen kehittyminen on johtanut ajettavuusominaisuuksiltaan vaillinaisten siltojen syntyyn. Tämä johtaa vanhojen siltojen kohdalla liikennöintirajoituksiin sekä kunnossapitotoimien kasvuun.

Euroopassa on kehitetty erilaisia joustaviin massoihin perustuvia kiintoraideratkaisuja, joilla tukikerroksettoman rautatiesillan ajettavuus voidaan saada tukikerroksellisen sillan tasolle ilman tukikerroksen ylimääräistä massaa sekä rakennekorkeutta. Joustomassarakenteilla voidaan myös vähentää raideliikenteestä rakenteille siirtyvää tärinää ja iskeviä kuormia. Siten joustomassojen käytöllä voidaan saada sillan päällysrakenteista myös pitkäikäisempiä ja vähemmän huoltoa vaativia. Näin saavutetaan sekä taloudellista hyötyä että vähäisempää häiriötä liikenteelle huoltotoimien vähenemisen johdosta.

Vaimennetut kiskotusjärjestelmät voidaan jakaa karkeasti kahteen kategoriaan: kiskonkiinnityslevyjen alle joustomassalevyillä toteutettavaan suorakiinnitykseen sekä ERS-kiskonkiinnitykseen, jossa kisko on upotettu kouruun tehtyyn joustomassavaluun. Näiden kaltaisia kiskotusjärjestelmiä ja rakenteita on mahdollista hyödyntää hyvin monipuolisesti rautatiesiltakansien korjaus- ja uudisrakentamisessa. Rakeneratkaisut eivät muutamaa yksittäistapausta lukuun ottamatta ole levinneet Suomen rautateille.

Kiskotusjärjestelmän muuttuminen totutusta ja helposti turmeltuvien puisten siltapelkkojen korvaaminen kiintoraiderakenteella aiheuttaa monenlaisia muutoksia totuttuihin järjestelyihin rautatiesiltakannella. Suojakiskojärjestely on pelkattomalla kannella ratkaistava erikseen. ERS-kiskonkiinnityksen tapauksessa taas vahvempi kytkentä kannen ja kiskojen välillä johtaa voimakkaampaan kiskojen ja kannen yhteistoimintaan, jolla on vaikutuksensa sillan rakenteiden suunnitteluun.

Tukikerrokseton siltakansi on radalla epäjatkuvuuskohta pystyjäykkyudessa sekä radan korkeuden hienosäädössä. Tämän vuoksi radan ajettavuutta parannettaessa täytyy siirtymärakenteisiin sillan päissä kiinnittää erityistä huomiota. Nykyinen taustatäyttöön perustuva siirtymärakenne tukikerroksettomalla sillalla ei ole riittävä, jos sillan ajonopeutta nostetaan.

Olli Asp: Utveckling av ballastfria järnvägsbrodäck. Trafikverket, infrastrukturteknik. Helsingfors 2011. Trafikverkets undersökningar och utredningar 44/2011. 128 sidor och 6 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-721-6.

Nyckelord: ballastfri, järnvägsbro, vibrationer, överbyggnad

Sammanfattning

Grundkonstruktionen av ballastfria järnvägsbroar i Finland har varit nästan oförändrad sedan slutet av 1800-talet. Tack vare den lätta konstruktionen har brodäck som bygger på brobjälkar av trä bevarats som konstruktionslösning särskilt vid stålbroar med långa spännvidder. Utvecklingen av hastigheterna och axeltrycken i järnvägstrafiken har lett till uppkomsten av broar med bristfälliga körbarhetsegenskaper. Detta leder till trafikbegränsningar vid gamla broar och ett ökande antal underhållsåtgärder.

I Europa har olika lösningar på ballastfria spår som bygger på flexibla massor utvecklats. Därigenom kan körbarheten hos en ballastfri järnvägsbro höjas till en nivå som motsvarar en bro med ballast men utan ballastens massa och konstruktionshöjd. Genom att använda konstruktioner med flexibel massa är det även möjligt att reducera de vibrationer och slagbelastningar som spårtrafiken överför till konstruktionen. Genom att utnyttja flexibla massor är det därmed möjligt att åstadkomma en broöverbyggnad med längre livslängd och mindre behov av underhåll. Därigenom uppnås både ekonomisk nytta och mindre störningar i trafiken tack vare minskade underhållsåtgärder.

De dämpade skensystemen kan grovt indelas i två kategorier: direktbefästning som utförs med flexmassaplattor under rälsbefästningsplattorna samt ERS-rälsbefästning där rälsen är infälld i gjuten flexmassa i en ränna. Skensystem och konstruktioner av detta slag kan utnyttjas mycket mångsidigt vid reparationer och nybyggnad av järnvägsbrodäck. Med undantag av några få enskilda fall har dessa konstruktionslösningar inte spritts till järnvägarna i Finland.

En förändring av skensystemet genom att ersätta de välkända och lättförstörda brobjälkarna av trä med en konstruktion av ballastfria spår medför många förändringar i de invanda arrangemangen för järnvägsbrodäck. Skyddsrälen på ett ballastfritt däck måste lösas separat. I fallet med ERS-rälsbefästning leder en kraftigare koppling mellan däcket och rälsen till en starkare samverkan mellan rälsen och däcket vilket påverkar konstruktionen av brostrukturerna.

Ett ballastfritt brodäck utgör en diskontinuitetspunkt i spårets lodräta styvhet och i finjusteringen av banans höjdnivå. När banans körbarhet förbättras måste därför särskild uppmärksamhet fästas vid överföringskonstruktioner i brons ändrar. Den nuvarande överföringskonstruktionen hos en ballastfri bro som bygger på motfyllning är inte tillräcklig om körhastigheten för bron ökas.

Olli Asp: Development of Ballastless Railroad Bridges in Finland. Finnish Transport Agency, Infrastructure Management. Helsinki 2011. Research reports of the Finnish Transport Agency 44/2011. 128 pages and 6 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-721-6.

Keywords: ballastless, bridge, railroad, superstructure, vibration

Summary

The basic superstructure of a ballastless bridge has remained almost unchanged in Finland since the late 1800's. Because its low self weight the superstructure based on wooden sleepers has held its position especially on steel bridges with long spans. Considering the runnability of the bridge, the increase in axle loads and speed in railway traffic has led to an increase in the number of defective bridges in the railway network. This will lead to limitations of speed and axle loads on old bridges as well as an increase in maintenance costs.

In Europe, manufacturers have developed different slab track systems based on resilient viscoelastic masses. Applying these slab track systems on bridges it is possible to achieve the runnability of a ballasted bridge without the increased mass and structural height of ballast. The use of resilient materials in superstructures reduces the transmission of train induced shocks and vibration to structures. This will increase the life-span of the structures of a bridge with less maintenance. Consequently economical benefits and fewer disturbances to traffic are achieved.

There are mainly two different solutions to compensate the ballast layer of the bridge with resilient materials. One is to use a conventional discrete rail support with resilient pads. Another is to use an embedded rail system where the rail is mounted in through and poured inside the resilient material. These methods offer a great variety of possibilities of application in new building of bridge decks as well as in bridge renovating projects. The modern ballastless track systems have not become widespread solutions in ballastless bridges in Finland, excluding a couple of experimental projects.

The change in the superstructure and replacing low-endurance wooden sleepers with an applied slab track system causes many changes to the conventional superstructure. For example the guard rail arrangements need to be solved without sleepers. The use of ERS rail fastening causes stronger connection between the rail and the bridge deck and stronger interaction between them. This has an effect on the structural design of bridge structures.

When observing a whole track section the ballastless bridge is a point of discontinuity. This means its vertical stiffness and vertical adjustability differ from the adjacent ballasted track. Special attention must be paid not only to the bridge deck but to the transition zones at each end of the bridge, if the improvement of runnability of the track is of interest. The present method where the backfill acts as a transition zone is not an adequate solution for the high-speed ballastless bridge.

Esipuhe

Tämä diplomityö on tehty A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n geo- ja sillansuunnittelu-yksiköissä. Tutkimuksen tarkoituksena on tutkia uudenaikaisten tukikerroksettomien siltakansien soveltamista Suomen rautatiesillaston teräs- ja teräsbetonikantisilla silloilla niin uudis- kuin korjausrakentamisessa. Lisäksi tutkimuksen on tarkoitus toimia eräänlaisena avauksena aiheelle, jota ei aikaisemmin ole Suomessa selvitetty. Diplomityön rahoittajana toimi Liikennevirasto.

Diplomityön ohjausryhmään kuuluivat työn tarkastajat professori Ralf Lindberg Tampereen teknillisestä yliopistosta, Ville-Pekka Lilja Liikennevirastosta sekä Mauri Kulman A-Insinöörit Suunnittelu Oy:stä. Ohjausryhmän muina asiantuntijajäseninä toimivat Mauri Kuvaja, Esko Matela, Matti Piispanen sekä Jorma Pesonen.

Helsingissä lokakuussa 2011

Liikennevirasto
Väylätekniikkaosasto

Sisällys

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT	9
KÄYTETYT MERKINNÄT	12
1 JOHDANTO	13
1.1 Tutkimuksen tausta	13
1.2 Tutkimuksen tavoite	14
1.3 Työn rakenne	15
2 SUOMEN RAUTATIESILLAT YLEENSÄ	17
2.1 Rautatiesiltojen historiaa Suomessa	17
2.1.1 Terässillat	17
2.1.1.1 2.1.2 Betonisillat	19
2.2 Rataverkon siltakansiin liittyvät kehitystarpeet	19
2.2.1 Akselipainojen ja nopeuksien nostaminen	20
2.2.2 Teräksen väsymisen vaikutukset	21
2.2.3 Raidemelu ja tärinä	23
2.2.4 Raideliikennettä häiritsemätön sillanrakennustapa	25
2.2.5 Terässiltakannen elinkaaren pidentäminen	26
3 KANSIRAKENTEIDEN NYKYTILANNE	28
3.1 Tukikerroksettomat sillat	28
3.1.1 Nykyisin käytössä olevat ratkaisut	28
3.1.2 Nykyiset saneerausmenetelmät	29
3.1.3 Ongelmakohtat	30
3.2 Tukikerrokselliset sillat	32
3.2.1 Tukikerroksen rakenteellisia ongelmia	32
3.2.2 Sepelitukikerros osana siltakorjauksia	33
3.2.3 Sepelitukikerroksen vaikutukset uudisrakentamiseen	34
4 VAIMENNETUT KISKOTUSJÄRJESTELMÄT	36
4.1 Vaimennusmateriaalien ominaisuudet	36
4.1.1 Yleisiä materiaaliominaisuuksia	36
4.1.2 Vaimennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet	37
4.2 Vaimennusmateriaalit	41
4.2.1 Valettavat joustomassat	41
4.2.2 Joustolevyt kiskonkiinnityslevyn alla	42
4.2.3 Joustolevyjen muu käyttö	42
4.3 ERS (Embedded Rail System) -rakenteet	43
4.3.1 Yleistä	43
4.3.2 Rakenteen peruserätykset	44
4.3.3 Toteutus ja käyttö	46
5 TUKIKERROKSEN KORVAAMINEN JOUSTOMASSARAKENTEILLA	48
5.1 Korjausrakentaminen	48
5.1.1 Raiderakenteet pääkannattajien päällä	48
5.1.2 Raiderakenteet sekundääripituuskannattajien päällä	49
5.1.3 Terässiltapelkat	50
5.1.4 Suorakiinnitys sekundääripituuskannattajiin	52
5.1.5 Teräsbetonisiltojen korjausrakentaminen	53

5.2	ERS-rakenne terässiltojen korjausrakentamisessa.....	56
5.2.1	Kiskot kouruissa sekundääripituuskannattajien päällä	56
5.2.2	Levymainen ERS-rakenne-elementti	58
5.3	Joustomassarakenteet uudisrakentamisessa.....	63
5.3.1	Suorakiinnitys terässiltojen uudisrakentamisessa	63
5.3.2	ERS-rakenne terässiltojen uudisrakentamisessa	64
5.3.3	Tukikerroksettomat teräsbetonisillat uudisrakentamisessa.....	67
5.3.4	Tukikerrokseton kansi ja siirtomenetelmä	71
6	TUKIKERROKSETTOMAN SILTAKANNEN RAKENNETEKNIIKKAA.....	73
6.1	Kuormien siirtyminen kannella	73
6.1.1	Liikenteen vaakakuormat.....	73
6.1.2	Liikenteen pystykuormat.....	77
6.2	Tukikerroksettoman siltakannen liikkeet ja niiden vaikutus	80
6.2.1	Lämpöliikkeet	80
6.2.2	Kiskonliikuntalaitteet ja niiden sijoittelu.....	84
6.2.3	Muodonmuutokset kuormituksesta	88
6.3	Suojakiskojärjestely	89
6.3.1	Suojakiskojen tarve.....	89
6.3.2	Suojakiskojen suunnittelu tukikerroksettomalle sillalle.....	90
6.4	Kantavuus ja käyttöikä.....	91
6.4.1	Sillan päällysrakenteiden käyttöikään vaikuttavia tekijöitä	92
6.4.2	Käyttöiän jatkaminen.....	92
6.5	Tukikerroksettoman siltakannen dynamiikkaa	93
6.5.1	Dynaamiset kuormat tukikerroksettomalla sillalla	93
6.5.2	Tukikerroksettomuuden vaikutus siltakanteen	97
6.5.3	Joustomassarakenteen dynaaminen käyttäytyminen	98
7	SILTARAKENNE OSANA RATAA.....	105
7.1	Joustomassan määrittäminen	105
7.1.1	Massan jäykkyysominaisuudet	105
7.1.2	Radan pystysuuntainen jäykkyys	107
7.2	Siirtymärakenteiden periaatteet.....	108
7.2.1	Siirtymärakenteen tarve.....	108
7.2.2	Nykyisiin siirtymärakenteisiin liittyviä ongelmia.....	110
7.2.3	Siirtymärakenteet ja joustavat kiskonkiinnitysjärjestelmät.....	111
7.2.4	Siirtymärakenne työmaatekniikan ja kunnossapidon kannalta.....	116
8	JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET JATKOTUTKIMUKSISTA.....	118
8.1	Johtopäätökset.....	118
8.2	Jatkotutkimustarve	121
	LÄHTEET	124

Termit ja niiden määritelmät

Aukean tilan ulottuma	Raiteen suuntainen tila, jonka sisäpuolella ei saa olla kiinteitä rakenteita. [47]
Alikulkusilta (aks.)	Rautatiesilta, jossa tie tai katu kulkee rautatien ali
Bottom-up-menetelmä	Rakennusmenetelmä, jossa kiskon alapuoliset rakenteet toteutetaan järjestäen alhaalta ylöspäin ja kisko asennetaan paikalleen viimeisenä.
EBS-rakenne	Kiskonkiinnitysmenetelmä, jossa kiskonkiinnityslevyt on asetettu joustomassaan uppokiinnitettyjen betoniblokkien päälle ks. suorakiinnitys.
ERS -rakenne	Kiskon kiinnitysmenetelmä, jossa kisko on upotettu erilliseen kouruun tehtävään joustomassavaluun.
Jatkuvakiskoraide	Raide, jossa kiskonpituus on yli 300 metriä. Lämpötilanmuutosten aiheuttamat kiskon pituuden muutokset on estetty kiskon päitä lukuun ottamatta. [48]
Joustomassalevy	Synteettisistä materiaaleista esivalmistettu tai silta-paikalla tehtävä levytuote, joka valetaan tai kiinnitetään eristettävien osien väliin liimaamalla.
Joustomassarakenteet	Työssä käytetään tätä nimitystä kaikista sellaisista sillan päällysrakennetyypeistä, joissa kiskon ja sillan kannen välissä on jokin synteettinen joustava väliaine.
Kiintoraide	Päällysrakenneratkaaisu, jossa raiteen tukikerros on korvattu muilla rakenteilla.
Kiskonliikuntalaite	Sillan päällysrakenteeseen asennettava laite, joka mahdollistaa liike-eron sillalla olevan raiteen ja sillan ulkopuolella, penkereellä olevan raiteen kesken. [49]
Korkeusviiva (Kv.)	Viiva, joka määrittelee raiteen korkeuden alus-, väli- tai kiskonkiinnityslevyn alapinnan tasossa kiskon kulku-reunan kohdalla. Puisten siltapelkkojen yhteydessä kiskonkiinnityslevyn alapinnan taso.
Korrugaatio	Kiskojen vaurioitumismekanismi, jossa kiskon yläpintaan syntyy säännöllinen aaltomainen muoto.
Leikkausvastus	Kiskonkiinnityksen kyky vastustaa kiskon aksiaalista liikettä pölkyn tai muun alustan suhteen.

Luistava kiskonkiinnitys	Kiskonkiinnitys, jolla rajoitetaan alustan liikkeiden siirtymistä kiskoon pakkovoimiksi tai kiskon voimien siirtymistä alustaan. Kisko alkaa luistaa kiinnityksessä tietyllä voimalla.
Läpivetovastus	Leikkausvastuksen ääriarvo eli kiskovoima, jolla kiskonkiinnitys alkaa luistaa plastisesti.
Pelkka tai siltapelkka	Puinen siltapölkky terässillalla
Päällysrakenne (rata)	Radan rakenneosia, johon kuuluvat tukikerros ja raide. Raide koostuu ratapölkkyistä, kiskoista, kiskonkiinnityksistä ja jatkososista, vaihteista ym. raiteen erikoisrakenteista.
Päällysrakenne (silta)	Kaikki sillan maa- ja välitukien varassa olevat kantavat rakenteet.
Päärata	Yleisnimitys maan tai alueen kannalta tärkeälle rata-verkon osalle. Yleensä rata, joka yhdistää suuria kaupunkeja ja on siten tärkeä myös maan talouden kannalta.
Rakennekorkeus	Etäisyys radan korkeusviivasta siltarakenteen alapintaan.
Ratasilta	Vesistön tai muun maastoesteen ylittävä rautatiesilta
Rautatiesilta	Yleisnimitys sillalle, jota kuormittaa rautatieliikenne
Sivusiirtomenetelmä	Sillan rakentamismenetelmä, jossa siltakansi rakennetaan mahdollisimman valmiiksi radan vieressä ja siirretään tunkkaamalla paikalleen lyhyen liikennekatkon aikana (myös siirtomenetelmä tai sivussarakentamismenetelmä)
Suojakisko	Ajokiskon sisä- tai ulkopuolinen rakenne, jonka tarkoituksena on ohjata pudonnutta pyörää ja estää junan liäsuistuminen.
Suorakiinnitys	Tukikerroksettoman sillan vaimennettu kiskonkiinnitysmenetelmä, jossa kiskonaluslevyt ovat kiinnitetyt suoraan kansirakenteeseen joustomateriaalin välityksellä ilman pelkkoja ja tukikerrosta.
Terässiltapelkka	Teräksestä valmistettu H- tai koteloprofiilinen pelkka.
Top-down-menetelmä	Rakennusmenetelmä, jossa kisko tuetaan haluttuun asemaan esim. tukiportaalien avulla, minkä jälkeen toteutetaan lopullinen rakenne kiskon alle. Työsuunta on ylhäältä alaspäin.
Tukikerros	Tukikerros pitää raiteen geometrisesti oikeassa asemassa ja asennossa, jakaa kuormia alusrakenteelle ja

muodostaa raiteelle tasaisen ja kantavan alustan. Tukikerroksen materiaalina käytetään raidesepeä tai raidesoraa. [50]

Välikerros

Tukikerroksen alapuolinen rakennekerros radalla. Estää tukikerroksen sekoittumisen alla oleviin kerroksiin ja muodostaa tälle tasaisen alustan.

Ylikulkusilta

Tie- tai katusilta, jossa tie tai katu kulkee rautatien yli

Käytetyt merkinnät

Latinalaiset kirjaimet isot:

A	Pinta-ala, poikkipinta-ala
C	Alustaluku
E	Materiaalin kimmomoduli
E_c	Materiaalin kokoonpuristuvuusmoduli
EA	Vetojäykkyys
EI	Taivutusjäykkyys
I	Neliömomentti
Q	Pyöräkuorma, pistemäinen
T	Värähtelyn siirtyvyys alustan
T_o	Värähtelijän ominaisheilhdusaika
U_i	Materiaalin varastoima (mekaaninen) potentiaalienergia kuormitettaessa
U_o	Materiaalin luovuttama mekaaninen energia kuormituksen poistuessa
V	Nopeus
W_d	Kuormitusyklin aikana systeemistä lämpönä dissipoitunut mekaaninen energia

Latinalaiset kirjaimet pienet:

c	Vaimennus
f	taajuus [Hz]
k	Jousivakio
t_p	Impulssikuorman kesto
q	Jakautunut kuorma
($\dot{\quad}$)	Suureen ensimmäinen aikaderivaatta
($\ddot{\quad}$)	Suureen toinen aikaderivaatta

Kreikkalaiset kirjaimet:

ε	Materiaalin venymä
δ	Vaihe-ero herätteen ja vasteen välillä viskoelastisessa materiaalissa
ζ	Viskoosi vaimennussuhde
η	Materiaalin viskositeetti
λ	Aallonpituus
ν	Materiaalin Poissonin vakio eli suppeumakerroin
σ	Jännitys
ω	Kulmataajuus, rakenteen tai sen osan ominaistaajuus (rad/s)
ω_d	Vaimennetun värähtelijän ominaistaajuus
Ω	Kulmataajuus, rakenteeseen kohdistuvan herätteen taajuus (rad/s)

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Tukikerrokseton siltatyyppejä on ollut kauan yleinen ratkaisu pitkien jännemittojen rautatiesilloissa, joissa on usein täytynyt rajoittaa rakennekorkeutta. Pitkille jännemitoille on ollut erityisesti tarvetta vesistöisilloissa. Sillan alittavan vesiliikenteen vuoksi alikulkukorkeuden on pitänyt olla riittävä eikä välitukea ole voitu muun muassa vapaan aukon vaatimusten tai vallitsevien pohjaolosuhteiden puitteissa rakentaa. Pitkällä jännemitalla radan päällysrakenteen paino on täytynyt minimoida, joten ratkaisuna on ollut jättää tukikerros sillalta pois.

Tukikerroksettomien rautatiesiltojen rakenneratkaisujen osalta Suomessa rautatiesillat ovat jääneet jälkeen muun Euroopan kehityksestä. Tavanomaisten tukikerroksettomien terässiltojen rakenneratkaisut perustuvat Suomessa 1800-luvun lopulta peräisin olevaan puusiltapelkkarakenteeseen kanteen. Kiskojen aluslevyt on kiinnitetty siltapelkkoihin ja pelkat on kiinnitetty sillan pituuskannattajien ylälaippoihin siltapelkkojen läpimenevillä pystysuorilla koukkupulteilla ja pituuskannattajien ylälaippojen jarrukorvakkeisiin vaakasuorilla pulteilla. Tällaisella rakenteella ei juuri ole kykyä vaimentaa junaliikenteestä aiheutuvia dynaamisia vaikutuksia. Vanhojen siltojen taustoille ei yleensä ole toteutettu erillisiä siirtymärakenteita.

Rautatiesiltojen hallintaraportin [6] mukaan rautatiesiltojen uudisrakentamisen osuus rakentamisen kokonaismäärästä vähenee, korjausrakentamisen ja ylläpidon osuuden kasvaessa. Suomen rautatiesilloista pääosa sijaitsee yksiraiteisella radalla, joten käytössä olevan sillan korjausrakentaminen aiheuttaa liikenteelle aina häiriötä. Täten tulisi pyrkiä sellaisiin rakenteisiin ja ratkaisuihin, jotka olisivat mahdollisimman pitkäaikaiskestäviä sekä korjattavissa ja ylläpidettävissä mahdollisimman yksinkertaisin ja vähäisin toimenpitein.

Nykyisistä rakenneratkaisuista johtuen siltarakenteet siltapelkkojen vaihtotöineen sekä sillan taustarakenteet vaativat jatkuvaa kunnossapitoa. Lisäksi junaliikenne aiheuttaa teräsrakenteelle tärinän kautta rasitusta, mikä lyhentää teräsrakenteiden käyttöikää. Vanha rakenneratkaisu aiheuttaa pääradoilla jo nykyisillä ajonopeuksilla junaliikenteeseen nopeusrajoituksia ja sillan lähiympäristölle tärinä- ja meluhaittoja. Nykyinen saneerausmenetelmä, jossa puupelkan alle asennetaan joustomassalevy, on tärinän ja melun vaimennuskyvyltään vaillinainen. Lisäksi nykyinen saneerausmenetelmä ei poista siltapelkkojen uusimistarvetta, vaikkakin pelkkojen uusimisväli hieman pitenee ja sillan ajettavuus paranee joustomassalevyjen lisäyksen ansiosta. Siltapelkkojen uusimistyö on käsityövaltaista ja siitä aiheutuu aina häiriötä junaliikenteelle.

Ulkomailla on useiden eri materiaalivalmistajien toimesta kehitetty terässiltoihin erilaisia joustolevy ja -massa ratkaisuja sekä kiskojen upotuskiinnitystä eli ERS-ratkaisua (Embedded Rail System). Edellä mainitut modernit kiskonkiinnitysmenetelmät vähentävät raideliikenteestä rakenteisiin syntyvää värähtelyä ja tärinärasitusta. Vaikka muualla Euroopassa uusia kiskonkiinnitysmenetelmiä on käytetty jopa vuosikymmeniä, Suomeen tällaiset ratkaisut ovat levinneet varsin heikosti. Suomessa terässilloilla on tähän mennessä lisätty siltapelkkojen alle joustomassakerros vain alle 10 terässillalle. ERS-ratkaisua ei ole tehty vielä yhdellekään terässillalle.

Sen sijaan kaksi betonikantista ERS-kiskonkiinnityksellä varustettua siltaa on diplomityön kirjoittamishetkellä koekäytössä Seinäjoella.

1.2 Tutkimuksen tavoite

Tukikerroksettomien terässiltojen nykyiset rakenneratkaisut ovat vanhentuneita nopean junaliikenteen nykyvaatimukset huomioon ottaen. Tämän työn tärkeimpänä tavoitteena on saada erityisesti olemassa oleville vanhoille terässilloille nopean junaliikenteen vaatimukset täyttävä ja Suomen olosuhteisiin soveltuva ratkaisu sillan kiskotusrakenteille. Uudenaikaisilla rakenteilla voidaan lisäksi parantaa radan ajettavuutta, vähentää sillan kunnossapidon tarvetta, sekä melua ja tärinää. Koska tämä diplomityö on luonteeltaan eräänlainen päänavaus aiheen laajemmalle tutkimiselle Suomessa, on työn toissijaisena tarkoituksena tunnistaa ja etsiä ratkaisuvaihtoehtoja ongelmakohtiin, joita tukikerroksettoman kansityypin uudenaikaistamisesta aiheutuu korjaus- ja uudisrakentamisessa.

Eräs oleellinen seikka liikennöidylle radalle rakentamisessa on työn suorittamisen nopeus sekä syntyvän liikennehaitan minimointi. Tutkimuksessa pyritään tarkastelemaan saneeraus- ja rakennusmenetelmiä sekä itse rakenteita myös rakennustyön aikataulun ja aiheutuvan liikennehaitan kannalta.

Vanhoissa nykytavoilla saneeratuissa silloissa pelkkojen ja pitkittäiskannattajien välissä on joustomassavalu tai -levy. Joustomassavalukorjauksen tapauksessa ongelman aiheuttaa erityisesti yksiraiteisilla rataosuuksilla valun pitkä kovettumisaika. Toisaalta pelkkojen vaihtaminen lahoamisen johdosta tulee tällaisissa tapauksissa edelleen ongelmaksi ja työ saattaa joustomassan myötä jopa hankaloitua, mikäli vaihtotyö sillan jäljellä olevan elinkaaren aikana tulee vielä ajankohtaiseksi. Jos sillan jäljellä oleva käyttöikä on pitempi kuin pelkkojen käyttöikä, on terässiltojen päällysrakenteet siten järkevintä toteuttaa ilman puuosia. Tämä on Suomessa suhteellisen uusi ja poikkeava tapa toteuttaa tukikerrokseton kansi ja aiheuttaa siten erityisjärjestelyitä monelta osin totuttuihin menetelmiin, esimerkiksi suojakiskotuksen ja suistuneen pyörän turvallisen kulun järjestämiseen.

Radalla oleva saneeraamaton terässilta (pelkat suoraan teräsosien päällä) aiheuttaa siltapaikalla sovitun nopeusrajoituksen $v \leq 140$ km/h. Nykytavalla pelkan alapuolelle joustomassalla saneeratulle kannelle on sovitettu nopeusrajoitus $v \leq 160$ km/h. Tästä syystä edellä mainitut aiheuttavat rajoituksen nopean junaliikenteen hyödyntämiseen pääradoilla. Siten tällaisten rakenteiden käyttämistä tulisi välttää radoilla, joilla on suunnitelmissa hyödyntää nopeaa junaliikennettä. ERS-rakenteinen kiskotusratkaisu voisi sallia ajonopeudeksi 200 km/h, jos sillan siirtymärakenteiden ajettavuus on saneerattu samalle tasolle. Tämän vuoksi on oleellista huomioida sillan ajettavuuden parantamisen yhteydessä myös siirtymärakenteiden parantaminen korotettua nopeutta vastaaviksi. Työssä siten sivutaan sillan siirtymärakenteisiin liittyvää problematiikkaa sekä Euroopassa tukikerroksettomien siltojen yhteydessä käytettyjä siirtymärakenneratkaisuja.

Uusilla joustomassoihin perustuvilla ratkaisuilla pyritään siltakansien osalta korjaus- ja kunnossapitotyön vähentämiseen ja nopeuttamiseen, korjaus syklien pidentämiseen, nopeusrajoitusten vähentämiseen ja poistamiseen sekä melun ja tärinän vaimentamiseen rautatiesilloilla. Korjausrakentamisen lisäksi uudenaikaisia kiskotusrakenteita voidaan laajasti soveltaa myös uudisrakentamiseen, jossa saavutettavat edut

ovat vielä paremmin hyödynnettävissä niin betoni- kuin teräsrakenteisissakin rautatiesilloissa.

Rautatiesiltojen uudisrakentamisessa, korvattaessa tasoristeyksiä alikulkusilloilla voidaan rakentamisessa soveltaa terässiltoihin kehitettyjä uudenaikaisia tukikerroksettomia rakenteita myös betonikansissa. Näin menetellen rakennustyöstä aiheutuva liikennehaittaa voidaan pienentää, erityisesti 3-aukkoisen alikulkusillan siirtokatkon lyhenemisen johdosta. Työssä tarkastellaan uuden siltakannen tapauksessa tukikerroksettoman siltakannen kannen etuja sivusiirtomenetelmän ollessa sillanrakennustapana. Menetelmä soveltuu sekä sillan uudisrakentamiseen, sekä vanhan kannen korvaamiseen uudella.

1.3 Työn rakenne

Ensimmäisessä luvussa esitellään tutkimustyön sisältöä ja taustoja lyhyesti. Tämän lisäksi kerrotaan tutkimuksen tavoitteista.

Toisessa luvussa esitellään Suomen rataverkolla olevia rautatiesiltoja sekä rautatiesillanrakennuksen historiaa ja käytettyjä rakennusratkaisuja. Luvussa esitellään myös rataverkon siltoihin liittyviä kehitystarpeita elinkaaren ja ajettavuuden sekä korjausrakentamisen näkökulmasta.

Kolmannessa luvussa perehdytään tukikerroksettomien ja tukikerroksellisten (teräs- ja teräsbetoni-) siltakansien nykytilaan. Luvussa esitellään siltakansiin liittyviä ongelmakohtia niin korjaus- kuin ylläpitomielessä sekä uudisrakentamisen näkökulmasta.

Neljännessä luvussa esitellään erilaisia moderneja kiskotusjärjestelmiä, jotka perustavat tärinää sekä iskeviä kuormia vaimentavaan joustomassarakenteeseen ja joita on varsin laajasti hyödynnetty siltakansissa ja kiintoraiderakenteissa ympäri maailman.

Viidennessä luvussa esitetään erilaisia edellisessä luvussa esitellyistä kiskotusmenetelmistä sovellettuja rakennevaihtoehtoja niin korjaus- kuin uudisrakennus kohteisiin. Pääpaino kuitenkin on terässiltojen korjausrakentamisessa. Luvussa perehdytään myös erilaisiin ongelmatilanteisiin, joita muuttuva kiskotusjärjestelmä saattaa aiheuttaa.

Kuudennessä luvussa syvennyttään modernien kiskotusjärjestelmien rakenneteknisiin erityiskysymyksiin. Luvussa käsitellään kuormien siirtymistä siltakannella sekä siltakannen liikkeistä aiheutuvien ilmiöiden aiheuttamia ongelmakohtia. Luvussa käsitellään asiaa myös kantavuuden, käyttöiän ja suojakiskojen osalta. Lopussa esitellään siltakannen dynaamisia ilmiöitä sekä pohditaan erilaisten modernien joustomassarakenteiden vaikutusta näiden ilmiöiden hallitsemiseen.

Seitsemännessä luvussa käsitellään siltakantta osana rataa sekä joustomassarakenteen jäykkyyden sovittamista ympäröivään rataan. Luvussa esitellään myös siltojen päätyjen tausta- ja siirtymärakenteisiin liittyvää problematiikkaa ja esitellään sekä Suomessa että muualla Euroopassa käytettyjä siirtymärakennusratkaisuja.

Kahdeksannessa luvussa esitetään loppuyhteenveto ja johtopäätökset tehdystä tutkimustyöstä ja esitetään muutamia tutkimuksen aikana esiin nousseita jatkotutkimustarpeita.

2 Suomen rautatiesillat yleensä

Suomen rataverkolla oli siltarekisterin mukaan (31.12.2009) siltoja yhteensä 3196 kpl, joista rautatiesilloja 2297 kpl ja tiesilloja 899 kpl. Rautatiesiltojen omistus ja kunnossapito on pääsääntöisesti vuoden 2010 alusta Liikenneviraston rautatieosaston (entinen Ratahallintokeskus) vastuulla. Ylikulku- ja ylikäytäväsillat ovat Liikenneviraston tieosaston (entinen Tiehallinto), kaupunkien, kuntien ja yksityisteiden siltojen osalta omistuksessa ja kunnossapidossa. Vuoden 2011 alusta niin rauta- kuin maantiesilloja kunnossapitää Liikenneviraston kunnossapitotoimiala.

Rakennusaineittain rautatiesiltojen jakauma on: 66 % teräsbetonisilloja, 15% teräs-silloja, 8% jännebetonisilloja ja 11% muita siltoja. Kaikkien siltojen keski-ikä on 38,6 vuotta. [6]

2.1 Rautatiesiltojen historiaa Suomessa

2.1.1 Terässillat

Rautatierakentaminen on toiminut terässilta- ja teräsrakentamisen suunnannäyttäjänä. Ennen 1800-luvun puoliväliä ulkomailla rautatiesillat tehtiin yleisesti kivi tai puurakenteisina. Rautatierakentamisen alkuaikoina lyhyemmät siltojen jännevälit olivat edelleen mahdollisia toteuttaa puu- tai kivirakenteisina. Pidemmillä jänneväleillä oli käytettävä teräsrakenteita. Valuraudan käyttö rautatiesillan rakennusmateriaalina ulottuu aina 1700-luvulle asti. [7]

Teräs materiaalina omaa suuren veto-, taivutus- ja puristuslujuuden sekä sitkeyden puuhun ja kiveen verrattuna. Näin ollen siitä voidaan valmistaa hoikempia rakenteita, joiden omapaino on mahdollisimman pieni. Lisäksi osien esivalmistaminen on konepajaoloissa tarkkaa ja kokoonpano rakenneliitoksineen on yksinkertaista tehdä silta-paikalla. Valmisosatekniikan johdosta suurenkin siltarakenteen kuljetus ja rakentaminen hankalaan maastoon oli jo tuonaikaisen tekniikan puitteissa mahdollista. Suurentuneet kuormitukset, suurempien jänneväliden tarve verrattuna tieliikenteeseen sekä edellä mainitut materiaalin edut johtivat laskentamenetelmien kehittymisen ohella terässiltojen käyttöönottoon rautatierakentamisessa.

Terässiltojen ensimmäisessä kehitysvaiheessa materiaalina oli valurauta, myöhemmin 1800-luvun puolivälissä, tästä luovuttiin materiaalin haurauden vuoksi. Suomessa rautatiesilloja ei ole rakennettu valuraudasta, koska ensimmäisen rautatien rakentaminen alkoi Suomessa vasta vuonna 1860 Helsinki–Hämeenlinna välille. Tällöin teräksen valmistusmenetelmät käsittivät jo keittoraudan (vetomurtolujuus 320 MPa) ja valantateräksen (350...370 MPa), joiden materiaaliominaisuudet: sitkeyden, vetolujuuden, pakkasenkestävyyden ja väsytyslujuuden osalta ovat huomattavasti paremmat kuin valuraudalla. 1900-luvulle tultaessa määräykset muuttuivat siten, että litteän profiili- ja niittiraudan tuli olla valantaterästä.

Suomen teräsrakenteiset rautatiesillat ovat yleisimmin tyypiltään teräsristikko tai -levypalkkisilloja. Lyhyemmät jännevälit voitiin tehdä valssatuilla I-palkeilla ja niita-tuilla levypalkeilla noin 18 metriin asti. Tätä pidemmät valmistettiin ristikkorakenteisina. Terässillat on rakennettyypin lisäksi jaoteltu vielä sen mukaan onko ajorata ylhäällä pääkannattimien päällä vai alhaalla pääkannattimien välissä. Rakennekorkeu-

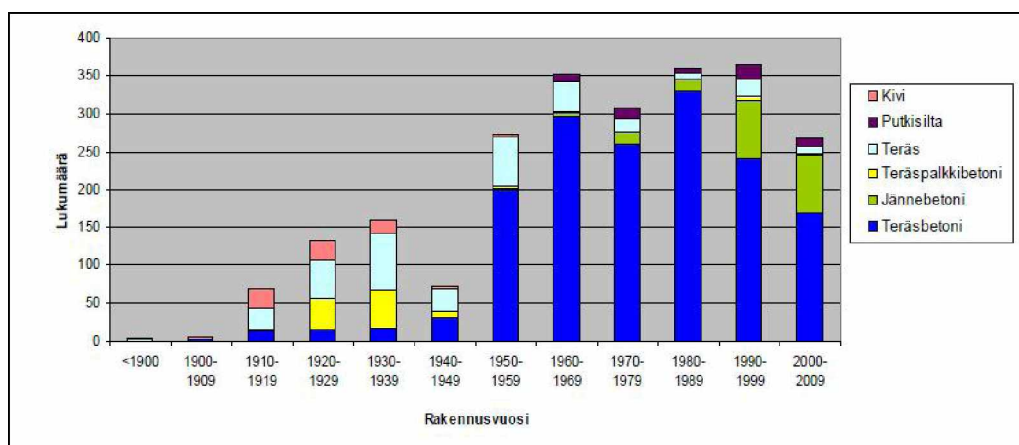
den minimoimiseksi sekä alikulkukorkeuden maksimoimiseksi on ollut edullista, varsinkin ristikkorakenteisissa silloissa, sijoittaa rata kulkemaan alhaalle ristikoiden väliin. Levypalkkisilloissa ajorata on tavallisesti ylhäällä. [7]

Suomen terässiltarakentamisen alkuaikoina 1900-luvun alkupuolella oltiin teräsmateriaalin saannissa ulkomaalaisten toimittajien varassa. Vastaavasti terässiltojen toimitukset olivat ulkomaalaisten konepajojen varassa. Tuontivoittoisuus johtui suomalaisen teräsosaamisen heikosta tasosta, heikosta kilpailukyvystä sekä jälleenrakennuskauden aiheuttamasta konepajateollisuuden kapasiteettivajauksesta. Terässiltoja on rataverkollemme hankittu muun muassa Saksasta, Belgiasta, Ranskasta ja Englannista. [7]

1900-luvun alussa terässiltojen liitokset tehtiin perinteisesti niittaamalla. Palkki- ja sauvaosia tai jopa pienempiä kokonaisia levypalkkisiltoja voitiin niitata valmiiksi jo konepajalla. Jos kyseessä oli pidempi levypalkki- tai ristikköjänne, niittaamalla kokoaminen tapahtui työmaalla, käyttäen hyväksi asennusjatkoksia. Kuumana paikalleen taotut niitit puristavat jäähtyessään liitettävät osat hyvin tiukasti toisiaan vasten, joten liitos toimii kitkaliitoksena. Tiukasti yhteenpuristettujen levyjen väliin ei pääse vettä koko sillan elinaikana.

Ensimmäinen hitsattu levypalkkirautatiesilta Suomessa rakennettiin jo vuonna 1933. Liitosmenetelmänä hitsaaminen syrjäytti niittaamisen lopullisesti vasta 1960-luvulla hitsaustaidon kehittymisen, automaation sekä parantuneen laadunvalvonnan myötä. Vaikka niittausliitos ei olekaan teknisesti huono, on hitsausliitos monelta osin siihen nähden ylivoimainen. Levypalkkisilta on noin 15 % keveämpi hitsattuna kuin niitattuna. Painonpudotus johtuu limittäisten liitosten, sideterästen, nurkkalevyjen ja jatkoskappaleiden poisjättämisestä. Lisäksi hitsattavan teräksen laatu oli tuohon aikaan parempaa kuin niitattavan ja sitä oli varsin hyvin saatavilla. [7]

Vielä vuonna 1966 Suomen rautatiesilloista (1091 kpl) puolet oli teräsrakenteisia ja puolet betoni- tai kivirakenteisia. Teräksisten rautatiesiltojen yhteispituus oli tuolloin 16 km ja betonisten 4 km.[7]. Näistä tilastoista on helppo havaita, että teräsrakenteinen rautatiesilta oli tuohon aikaan pidempien jännevälien ratkaisu, kun taas lyhyemmät oli toteutettu teräsbetonisena tai kivisenä.



Kuva 2.1 Eri rakennusmateriaalien käyttö silloissa vuosikymmenittäin. [6]

1970-luvulta lähtien terässiltojen prosentuaalinen osuus on rautatiesillastosta pienentynyt jatkuvasti teräsbetoni- ja jännebetonisiltojen vallatessa alaa, kuten kuvasta 2.1 voidaan huomata. 1950-luvulla vahvistunut jatkuvan sepelitukikerroksen vaatimus on johtanut siihen, että varsinkin lyhyillä jänteillä vielä muutoin riittävän kantokyvyn omaavia tukikerroksettomia terässiltoja on korvattu teräsbetoni-, jännebetoni- tai teräskaukalopalkkisilloilla.

2.1.2 Betonisillat

Ensimmäinen teräsbetoninen rautatiesilta Suomessa oli vuonna 1914 rakennettu Huopalahden tiealikäytävä (alikulkuilta). Se oli tyypiltään holvisilta, jonka holvin vapaa-aukko oli 10 metriä. Ensimmäiset teräsbetoniset rautatiesillat olivat tämän kaltaisia lyhyitä holvi- ja kaarisiltoja. Vähitellen 1930-lukuun mennessä ja siitä eteenpäin yleistyivät ensin laattasillat, jotka olivat tyyppiä teräspalkkeja betonissa, myöhemmin teräsbetoniset laatta- ja palkkisillat kehittyneempien suunnittelu ja rakennusmenetelmien ansiosta. Tosin jännevälit pysyivät hyvin maltillisina, alle 10 metrisä. Vasta 1960-luvun lopulla päästiin teräsbetonisissa palkkisilloissa yli 20 metrin jännemittaan. Laatta ja palkkisiltojen yleistymiseen, etenkin alikulkuilloissa, vaikutti niiden mahdollistama matalampi rakennekorkeus sekä ajokaistojen väliin sijoittuvan välituen mahdollisuus, jolloin jännemitan ei tarvinnut ollakaan juuri 10 metriä suurempi. [7]

Teräsbetonisten rautatiesiltojen yleistymiseen vaikutti lisäksi erityisesti 1980-luvulta alkaen painorajoitettujen siltojen sekä tasoristeyksien poistaminen rataosuuksilta. Juuri näissä tapauksissa yksinkertainen teräsbetonisena toteutettava silta oli usein taloudellisin ratkaisu. Liikennöidyille radoille rakennettaessa oleellista on rakennustöiden rautatieliikenteelle aiheuttaman liikennehaitan minimointi. Rautatiesilloille ominaisten suurten kuormien ollessa kyseessä, ei esivalmisteisista elementeistä ole saatu rakentamiseen teknistä eikä taloudellista hyötyä Suomessa. Muissa maissa joi-tain rautatiesiltakohteita on elementtirakenteisina toteutettu etupäässä kevyen raide-liikenteen siltoihin. Rautatieliikenteen ja sillan rakennustyön yhteensovittamisen problematiikka on luonut puitteet uusien rakennusmenetelmien kehittämiseksi etenkin teräsbetonikansien tapauksessa.

Koska teräsbetonisten rautatiesiltojen rakentaminen on rakenteiden massiivisuuden vuoksi lähes aina paikallavalurakentamista, on Suomessa 1990-luvun alussa kehitetty nykyaikaisia siirtomenetelmiä, joilla ei ole suoranainaista esikuvaa ulkomailta. Siirtomenetelmässä tulevan sillan kansi voidaan rakentaa valmiiksi radan vieressä rautatieliikennettä häiritsemättä ja siirtää myöhemmin paikalleen lyhyen liikennekatkon aikana aiemmin lyhyiden katkojen aikana tehtyjen paaluperustusten päälle. Menetelmää voidaan käyttää myös vanhojen siltakansien uusimisessa, jolloin vanha kansi siirretään tunkeilla syrjään ja uusi kansi tunkataan tilalle.

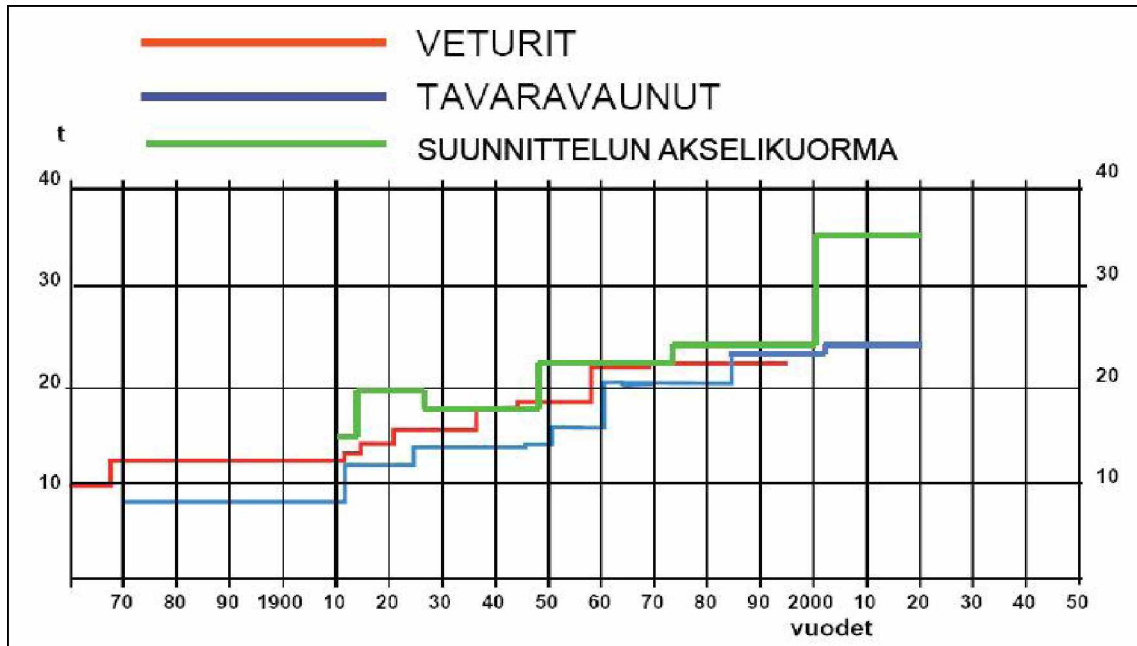
2.2 Rataverkon siltakansiin liittyvät kehitystarpeet

Rataverkon sekä liikennöivän kaluston kehittyessä ja liikennemäärien kasvaessa, kasvaa myös radalle ja rataan liittyville rakenteille asetettu vaatimustaso. Lisäksi ympäristön näkökohdista radalle asetetut vaatimukset tiukentuvat, etenkin kasvukeskuk-sissa, asutuksen levitessä radan läheisyyteen. Sillaston varsin hidas uusiutumistahti

muun ympäristön kehittyessä johtaa helposti nykyvaatimukseen nähden ominaisuuksiltaan vaillinaisten siltojen syntyyn.

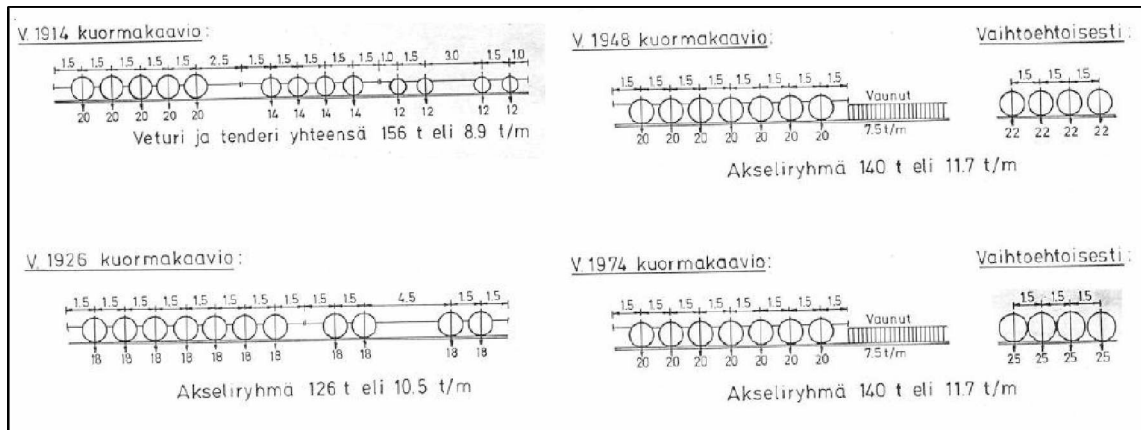
2.2.1 Akselipainojen ja nopeuksien nostaminen

Yleinen trendi rautatieliikenteessä on 1900-luvun alusta ollut sekä akselipainojen että ajonopeuksien kasvaminen [8]. Kuvista 2.2 ja 2.3 voidaan havaita, että akselipainot ovat nousseet niin veturien kuin tavaravaunujenkin osalta. Uusien siltojen suunnittelussa tämä on huomioitu kasvattamalla normeissa akselikuorman suunnitteluarvoa.



Kuva 2.2 Veturien ja tavaravaunujen todelliset akselikuormat sekä mitoituksessa käytetyt akselikuormat eri vuosina. [8]

Vanhoja siltoja tarkasteltaessa ominaisjunien painot ovat tähän asti pysyneet mitoituskuormakaavion painojen alapuolella, vaikka ne ovat hitaasti saavuttaneet tätä. Mitoitusakseleista on huomioitavaa, että mitoitusnormissa veturin akselipaino pieneni vuonna 1926 käyttöönötetun kuormakaavion I-26 myötä 20 tonnista 18 tonniin. Vasta vuonna 1948 käyttöönötetty kuormakaavio I-48 nosti veturin akselikuorman 22 tonniin. Joten karkeasti jaotellen akselipainon noston ja siltojen kantavuuden kannalta ongelmallisimpia ovat vuosina 1926–1948 suunnitellut sillat.



Kuva 2.3 Kuormakaavioita eri vuosikymmeniltä [9] (muokattu)

Vanhojen, rataverkolla olevien, siltojen kannalta akselipainojen kasvaminen luo eritoten parannustarvetta pääradoilla sijaitseville silloille, jotka on aikanaan suunniteltu alemmille suunnittelukuormille ja nopeuksille. Pääradoilla kaikista rautatiesilloista on 87,9 % eli 2018 kpl. Uudisrakentamisessa varautuminen 30 % suurempaan akselipainoon kasvattaa sillan kokonaiskustannuksia noin 3 %. Vanhan sillan saneeraus sallitun akselipainon kasvattamiseksi on huomattavasti kalliimpaa, teknisesti haastavampaa sekä aiheuttaa aina haittaa liikenteelle.

Akselipainojen nostaminen rautatieliikenteessä yhdistettynä siltojen korkeaan keskiikään sekä sillaston hitaaseen uusiutumistahtiin aiheuttaa kasvavan riskisilloiksi luokiteltavien siltojen joukon. Riskisilta ei tarkoita, että silta olisi vaarassa romahtaa. Riskisillassa on syytä epäillä, että varmuustaso ei ole riittävä. Tämä johtaa liikennöintirajoituksiin. [8]

Tulevaisuudessa nykytilainen sillasto nopeusrajoituksineen aiheuttavaa merkittävään pullonkaulan nopean raideliikenteen hyödyntämiseen pääradoilla. Kasvavat ajonopeudet aiheuttavat ratarakenteille ja silloille uudenlaisia rasituksia ja vaikutuksia. Esimerkiksi sysäykset ja kiihtyvyydet kasvavat, joista seuraa ongelmia raiteen tukikerrokselle sekä terässiltojen palkistoille ja niiden liitoksille. Tällä hetkellä saneeraamattomilla tukikerroksettomilla terässilloilla suurimman sallitun ajonopeuden on päätetty olevan 140 km/h ja nykytavoilla saneeratuilla 160 km/h [49]. Suurnopeusjunan määritelmän mukainen ajonopeus parannetulla radalla on 200–220 km/h.

2.2.2 Teräksen väsymisen vaikutukset

Teräksen väsyminen tarkoittaa materiaalin rakenneominaisuuksien heikkenemistä pitkän ajan kuluessa vaihtuvan kuormituksen alaisuudessa. Vaikka hetkellinen huipujännitys olisi selvästi alle teräksen nimellisen murtojännityksen, syntyy väsytyksensä rasitettuun rakenteeseen pitkän ajan kuluessa mikroskooppisia vaurioita, jotka voivat johtaa materiaalin murtumiseen. Teräsrakenteen väsymiskestävyys määräytyy 1) kuormituskertojen lukumäärästä riippumatta niihin käytetystä ajasta 2) rautametallien kestävydestä. Rautametallit kestävät äärettömän monta kuormituskertaa, jos jännitykset pysyvät tietyn rajan alapuolella. [10]

Rautatieliikennekuormille on ominaista dynaaminen luonne. Rautatieliikennekuorman dynaamiset ominaisuudet korostuvat johtuen liikenteen suuremmasta nopeudesta sekä merkittävästi suuremmasta akselipainosta tieliikenteeseen verrattuna.

Liikkeessä oleva kuorma synnyttää kiskoon ja siltarakenteeseen värähtelyä johtuen esimerkiksi kiskon ja pyörän välisen kontaktipinnan epätasaisuudesta ja muista epäideaalisuuksista ratarakenteessa sekä pyörissä.

Tavaravaunujen pyörissä saattaa olla kulumisesta johtuvia suuria pyöreiden poikkeamia: lovipyöräisyyttä ja monikulmaisuutta hyvin alkeellisen, helposti lukkiutuvan, jarrujärjestelmän vuoksi [11]. Näistä aiheutuvat iskevät ”nopeat” kuormitukset välittyvät siltarakenteelle lähes vaimentumattomina vanhoissa tukikerroksettomissa terässilloissa, joissa pelkat lepäävät pituus- tai sekundääripituuskannattajien päällä. Kuormitusnopeuden kasvaessa materiaalien muodonmuutos kuormitettaessa vaikeutuu ja siten haurasmurtumataipumus korostuu.

Väsytystrasitus on rakenteen kannalta sitä määräävämpi mitä lyhyempi rakenteen jännemitta on; lyhyt jäykkä rakenne ”kerää” enemmän kuormitusta. Tästä johtuu kuorman sysäysliikkeen kääntäen verrannollisuus rakenteen jännemittaan. Akselipainojen ja nopeuksien nostamisen myötä, vanhojen tukikerroksettomien terässiltojen väsytysvauriot ovat kerääntyneet erityisesti kansipalkkistoon (eli sekundääripituus- sekä poikkikannattajiin) pääpalkkien ja ristikoiden vaurioitumisen ollessa vähäisempää.

Akselipainon sekä ajonopeuden nostamisen seurauksena siltoihin kohdistuvat liikennekuormat dynaamisine vaikutuksineen ovat kasvaneet. Lisäksi kuormitusten luonne on muuttunut siten, että ennen veturien kuormitus oli mitoittava. Nykyisin puolestaan tavaravaunujen kuormitukset ovat mitoittavat. Kuormitustyyppien muutos yhdessä suurempien akselipainojen kanssa tarkoittaa rautatiesilloille väsytyskuormituksen merkittävää kasvua, jota ei vanhoissa suunnittelunormeissa ole otettu huomioon. Tästä seuraa väistämättä vanhojen rautatiesiltojen käyttöiän lyheneminen.

Mitoituskuormien kasvun vaikutus väsymiseen

Eri aikakausien mitoituskuormitusten vertaileminen pelkästään kuvan 2.3 mukaisilla akselikaavioilla ei anna hyvää kokonaiskuvaa sillan kapasiteetista ja väsymiskestävyydestä. Kuormakaavioiden lisäksi muutoksia on tapahtunut kuorman sysäyskertoimen laskennassa, johon vaikuttaa osaltaan rakenteen jännemitta. Taulukossa 2.1 on esitetty vanhat kuormakaaviot muutettuna ekvivalenteiksi viivakuormiksi silloisine sysäysliikkeen jännemitoitetaan eripituisille 1-aukkoisille palkeille.

Ekvivalentti viivakuorma lasketaan kustakin kuormakaaviosta syntyvästä taivutusmomentin maksimista määrittämällä vastaavan taivutusmomentin synnyttävä viivakuorma.

$$q_{ekv} = \frac{8 \cdot M_{\max. kuormakaavio}}{L^2} \quad (2.1)$$

Taulukko 2.1 Ekvivalentteja viivakuormia (kN/m) eri vuosikymmeninä [12]

Vuosi	Jännemitta L				
	2,5 m	5 m	10 m	20 m	40 m
1910	299	250	168	137	117
1914	299	265	233	195	162
1926	238	211	193	156	143
1948	307	269	221	173	154
1974	349	306	228	173	154

Taulukon arvoista havaitaan, että suurin mitoituskuorman kasvu on tapahtunut lyhyemmällä jänteellä niin suhteellisesti kuin absoluuttisestikin mitattuna. Esimerkiksi 5 metrin jänteellä, joka voisi olla esimerkiksi tyypillinen sekundääripituuskannattaja, on muutos ekvivalentissa viivakuormassa vuoden 1926 kuormakaaviosta 1974 kuormakaavioon +45 %. Toisaalta 20 metrin jänteellä, joka voisi vastata tyypillistä pääkannattajaa, on muutos vastaavalla ajanjaksolla ollut +10 %.

Vaikka mitoituskuormakaaviot eivät vastaa kaikilta osin todellisia junia, eikä ekvivalentin viivakuorman perusteella tehdä suoria johtopäätöksiä rakenteiden kestävydestä, voidaan tuloksesta päätellä tiettyjä asioita. Akselipainojen kasvamisen myötä ensimmäisenä väsymiskapasiteetin loppumisesta kärsivät lyhyen jännemitan sekundääripalkit. Tukikerroksettomilla silloilla omat painot eivät juuri näitä kuormita, vaan lähes kaikki rakenteen kuormitus on liikennekuormasta johtuvaa.

Sillan jäljellä olevan käyttöiän määrittämisen kannalta on tärkeä huomioida teräsrakenteisten rautatiesiltojen korkea keski-ikä ja siten niiden elinkaaren aikana välittämän kuormien bruttotonnimäärän vaikutus tulevaan väsymiskestävyteen. Tässä kuitenkin määräävä vaikutus on juuri viimeisinä vuosikymmeninä kasvaneilla akselipainoilla, jotka ovat ”kuluttaneet enemmän väsytykapasiteettia”.

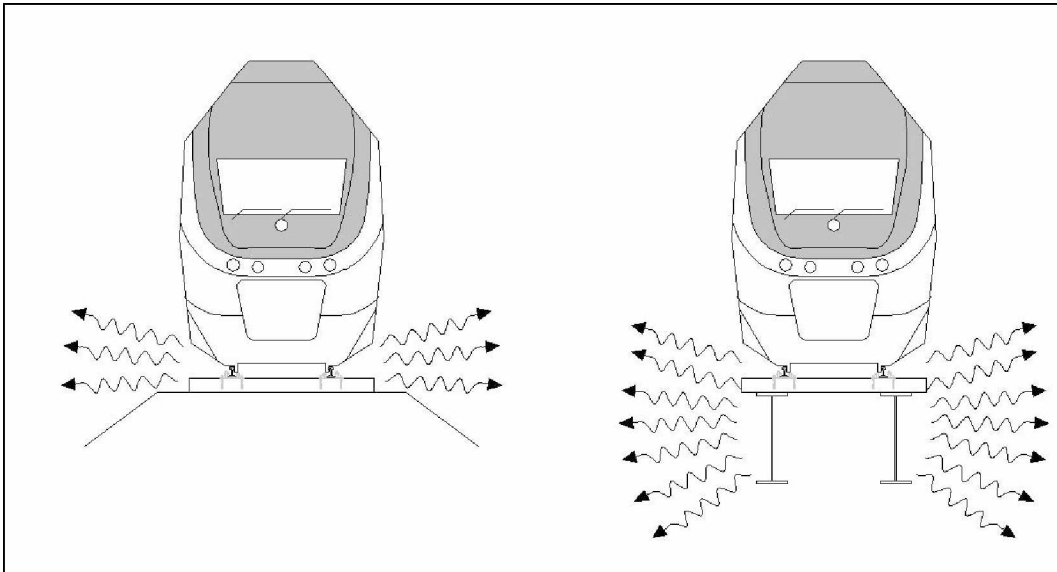
Uusien terässiltojen kannalta väsymisongelma on toisenlainen. Materiaalipuolella muutos on tapahtunut teräksen lujuudessa. Markkinoille on tullut lujempia teräslaatuja, joilla voidaan aikaansaada hoikempia rakenteita. Teräksen lujuudella ei kuitenkaan ole vaikutusta rakenteen väsymiskestävyteen. Materiaalin väsymisen kannalta määrääviä ovat kuormituskertojen määrä sekä niissä tapahtuva jännitysvaihtelu. Lujemmilla teräslaaduilla toteutetuista hoikemmista rakenteista johtuen liikennekuorman niihin aiheuttama jännitysvaihtelu kasvaa, koska lujemmalle materiaalille voidaan sallia suurempia jännityksiä kuormituksesta staattisen mitoituksen puitteissa. Tämän seurauksena on väsymismitoituksen korostuminen siltojen suunnittelussa. Toisin sanoen väsymismitoituksessa menetetään helposti teräksen lujuuden nostamisella kantavuudessa saavutettu hyöty.

2.2.3 Raidemelu ja tärinä

Melu on haitallista ja ei-toivottua ääntä. Yleisesti ottaen raideliikenne on pyritty juuri melun ja tärinän takia sijoittamaan etäälle asutuksesta. Nykyisen kaupunkikehityksen myötä radanvarsirakentaminen tulee entistä enemmän kiinnostuksen kohteeksi, samalla kasvaa raidemelulle altistuvien asukkaiden määrä.

Raideliikenteessä merkittävä osa melusta syntyy kappaleiden mekaanisten värähtelyjen yhteydessä. Tärkeimpänä melua synnyttävän mekaanisen värähtelyn aiheuttajana lähes kaikilla nopeuksilla on rataiskon ja pyörien välinen kontakti. Junan pyörien kontaktivoimat synnyttävät kiskoihin ajan myötä aaltoisuutta eli korrugaatiota. Tämä

ilmenee kiskossa vuorottelevina tummina ja kirkkaina kohtina. Korrugaatio on kehittyvä vaurio, joka kasvattaa kiskon ja pyörän kontaktipinnan epäideaalisuutta ja siten värähtelystä syntyvää kiskomelua. [13]



Kuva 2.4 Raidemelun säteileminen a) radalla b) tukikerroksettomalla terässillalla.

Siltapaikoilla raidemelu on tutkitusti suurempi kuin muulla raideosuudella. Syynä raidemelun voimistumiseen sillan kohdalla on värähtelyn siirtyminen kiskoista siltarakenteisiin, jotka myös värähtelevät ja säteilevät ääntä ilma-äänenä. Tämä ilmiö korostuu varsinkin vanhoilla tukikerroksettomilla terässilloilla, joissa värähtely siirtyy tehokkaasti siltapelkoista rakenteisiin. Terässilltojen rakenteilla on lisäksi yleensä paljon ääntä säteilevää avonaista pinta-alaa. Tukikerroksettomilla terässilloilla tasavälein tuettu kisko on myös värähtelevä rakenne, kuten myös siltapelkat. Toisaalta monimutkaisella rakenteella, kuten esimerkiksi ristikkosillalla, on monia ominaisuuksia ja ominaisvärähtelymuotoja juuri melun kannalta kiinnostavalla alueella [14]. Edellä mainituista syistä meluntorjunta rautatiesilloilla on hankalaa. Tehokkaista meluvälleista ja meluseinistä tulee helposti liian raskasrakenteisia ja ongelmallisia kiinnityksen sekä siltaestetiikan kannalta.

Raideliikenne aiheuttaa lähiympäristönsä rakennuksissa myös runkomelua. Runkomelu syntyy kun raideliikenteen iskevästä kuormasta syntyvät värähtelyaalot toimivat herätteenä ympäröiville rakennuksille, joiden runko ja rakenteet alkavat värähdellä aiheuttaen melua. Ilmiön voimakkuuteen vaikuttaa kiskon ja värähtelyä siirtävän väliaineen rajapinta ominaisuuksineen. Tukikerrosmateriaalilla on yleisesti hyvät värähtelyä vaimentavat ominaisuudet ja värähtelyn siirtyvyys ympäristön rakennuksiin riippuukin ympäröivästä maaperästä ja sen dynaamisista ominaisuuksista. Tukikerrokseton silta on sen sijaan muuhun rataan nähden hyvin jäykkä eikä käytännössä vaimenna maahan tai kallioperään siirtyvää värähtelyä. Tukikerroksettomilla silloilla onkin mahdollista hyödyntää joustomassoja tukikerroksen korvaajina kiskon ja rakenteen välissä raideliikenteestä johtuvan värähtelyn siirtyvyyden vähentämiseksi.

Hyvin suurilla ajonopeuksilla ($v > 250$ km/h) määrävänä melunlähteenä on junasta syntyvät turbulentit ilmapirtaukset. Tästä syntyvä aerodynaaminen melu ei siten ole Suomen rataosuuksilla merkittävää.

2.2.4 Raideliikennettä häiritsemätön sillanrakennustapa

Suuren matkustaja- ja tavarankuljetuskapasiteetin vuoksi rautatiet ovat Suomessa merkittävä kuljetusmuoto. Tästä johtuen rataan liittyvät rakennustyöt tulisi suunnitella ja toteuttaa siten, että rautatieliikenteelle aiheutuva liikennehaitta olisi mahdollisimman pieni. Toteutuksessa syntyvää liikennehaittaakin tärkeämpi tekijä on rakennustyön aikana syntyvien turvallisuusriskien minimointi niin raideliikenteelle kuin rata-alueella työskenteleville. Sillan rakentaminen liikennöidylle radalle on edellä mainituista syistä haastavaa niin suunnittelun kuin toteutuksen osalta. Sillanrakentaminen liikennöidylle radalle tulee kyseeseen esimerkiksi vanhojen, loppuun käytettyjen kansien uusimisessa sekä tasoristeyksien korvaamisessa alikulkusilloilla.

Tasoristeys on paikka jossa tien ajorata tai kevyen liikenteen väylä risteää rautatien kanssa samassa tasossa. Tasoristeykset aiheuttavat toistuvien vaaratilanteiden lisäksi 140 km/h nopeusrajoituksen rataosuudelle. Nopeudennoston ja radan perusparannuksen yhteydessä usein halutaan korvata nämä liikenneturvallisuuden kannalta vaaralliset tasoristeykset alikulkusilloilla tai alikäytävillä.

Vilkaasti liikennöidyillä radoilla ja varsinkin pääradoilla raideliikenteen totaalikatko koko sillan rakennustöiden ajaksi harvoin tulee kysymykseen. Sen sijaan sillan rakentaminen tasoristeyspaikan tai vanhan sillan vieressä on mahdollista. Näin päästään viimeistelemään siltapaikka liikennöitävään kuntoon lyhyen liikennekatkon (kannen siirtokatko) aikana, jolloin kansi siirretään lopulliselle paikalleen.



Kuva 2.5 Sillan siirtokaivanto, siirtoradat ja kansi valmiina siirtoa varten. [15]

Siirtomenetelmää käytettäessä aiheutetaan raideliikenteelle mahdollisimman vähän haittaa, koska sillan alus- ja siirtymärakenteet saadaan uudisrakentamisen tapauksessa rakennettua lyhyiden liikennekatkojen aikana. Välitukien paalutus on mahdollista suorittaa osissa liikenneraoissa käyttämällä jatkettavia paaluja. Välitukien paalutus on myös mahdollista toteuttaa kokonaan aukean tilan ulottuman ulkopuolelle, jolloin liikenteelle aiheutuva haitta on vielä vähäisempi.

Kannen siirtäminen paikoilleen paalutusten päälle on paalutustyökatkoa pidemmän katkon aikana tehtävä; aikataulullisesti kriittinen toimenpide, jonka toteutus vaatii huolellisen suunnittelun. Kannensiiirtoon vaadittavaa liikennekatkopituutta voidaan tehokkaasti lyhentää järkeistämällä siirrossa tehtäviä työvaiheita, kehittämällä työmenetelmiä ja kohottamalla siirrettävän kannen esivalmistusastetta.

Erityisesti 3-aukkoisen siltakannen siirtokatkon pituuden riittävyys tuottaa ongelmia suurten kaivutöiden vuoksi. Ongelma korostuu raideosuuksilla, joissa on vain yksi raide tai liikenne on vilkasta ja näin ollen sallitut liikennekatkopituudet hyvin rajalliset.

Siirtokatkon lyhentämiseen soveltuva ratkaisu on toteuttaa siltakansi tukikerroksettomana korvaamalla poisjäävän sepelitukikerroksen tarjoama jousto-ominaisuus kiskonkiinnityslevyjen alle sijoitettavilla joustomassalevyillä tai käyttämällä kiskon upotuskiinnitystä eli ERS-rakennetta, kuten kohdassa 4.3 tullaan esittelemään.

2.2.5 Terässiltakannen elinkaaren pidentäminen

Suomen rautatiesillaston käypä arvo oli vuoden 2009 lopussa noin 810 miljoonaa euroa, vuosittaisten huolto- ja ylläpitokustannusten ollessa noin prosentti tästä. Rautatiesiltoihin sitoutunutta pääomaa on siis varsin runsaasti ja korjaus- ja saneeraustarve tulee tulevaisuudessa olemaan uudisrakennusta merkittävämpi menoerä. Liikennemäärien kasvun vuoksi 1-raiteisia pääratoja saneerataan kaksiraiteisiksi ja nopeammin ajettaviksi. Lisäksi usein toiveissa on akselipainojen korotus.

Kun rataosalle rakennetaan toinen raide vanhan viereen, on kannattavaa yrittää hyödyntää siltapaikalla vanhat tukikerroksettomat terässillat. Vanhan sillan saneeraus voi tulla huomattavasti edullisemmaksi kuin sillan korvaaminen uudella, varsinkin jos saneeraamisella saadaan sillan jäljellä olevaa käyttöikää pidennettyä ja tulevia ylläpito- ja huoltokustannuksia madallettua. Myös maisemalliset arvot voivat puhua esimerkiksi suurten teräs- tai teräsristikkosiltojen säilyttämisen puolesta. Vanhojen siltarakenteiden hyödyntämismahdollisuus tulee kyseeseen kun ratalinja pysyy samanaikaisena eikä muutu esimerkiksi rataoikaisun vuoksi.

Se kuinka paljon vanhasta teräsrakenteisesta rautatiesillasta voidaan hyödyntää, riippuu täysin sillan rakenteiden vaurioitumisasteesta sekä tulevasta kuormasta. Kuten kohdissa 2.2.1 ja 2.2.2 asiaa esiteltiin. Usein pääkannattajat ovat hyvässä kunnossa eivätkä kärsi merkittävistä väsymis- tai muista vaurioista. Lisäksi pääkannattajien kantavuus on usein riittävä myös akselipainon noston kannalta. Esimerkiksi suurten jännemittojen ristikkosilloissa pääristikot ovat usein säilyttämisen arvoisia. Sen sijaan sekundääripituus- ja poikkikannattajat joudutaan todennäköisesti vaihtamaan sopimattomuuden ja vaurioiden takia, kun kansi saneerataan moderneilla tukikerroksettoman kannen saneerausmenetelmillä.

Levypalkkisiltojen, joissa ajorata on ylhäällä, elinkaaren pidentäminen moderneilla saneerausmenetelmillä lienee myös järkevää, koska näiden pääkannattajat ovat myös yleisen kokemuksen mukaan hyvässä kunnossa. Lisäksi vanhan levypalkkisillan, ajorata ylhäällä, rakenne on varsin selkeä, eikä sekundääripalkistoa ja poikkikannattajien liitoksia rakenteessa ole. Näin ollen saneeraustyö voidaan toteuttaa sangen yksinkertaisesti. Jopa tyydyttävässä kunnossa olevien pääkannattajien päälle tehtävä saneeraus moderneilla tukikerroksettomilla menetelmillä voi olla taloudellisesti kannatta-

vaa rakenteen elinkaaren pidentämiseksi ja pääkannattajien hallitusti loppuun käyttämiseksi.

Terässillat nykyisillä rakenteillaan, jossa pelkat lepäävät suoraan kannattajia vasten, ovat hyvin meluisia. Tämä on eräs syy, joka saattaa johtaa terässillan korvaamiseen muilla ratkaisuilla etenkin taajamissa. Modernien saneerausmenetelmien myötä raideliikenteestä sillan rakenteisiin siirtyvää tärinää voidaan tehokkaasti vaimentaa, jolloin silta on hiljaisempi. Joissain tapauksissa on mahdollista päästä jopa niin hyvän vaimennukseen, että junaliikenteestä terässillan kohdalla syntyvä äänenpainetaso on alhaisempi kuin ympäröivällä rataosalla. Näin ollen muuten riittävän hyvässä kunnossa olevan terässillan elinkaari voi jatkua.

Rataosuudella, johon rakennetaan uusi raide vanhan viereen, vanhan sillan saneeraus on järkevää toteuttaa vasta, kun uusi silta on valmis. Näin saneeraustyötä ei tarvitse tehdä liikennekatkossa, vaan raideliikenne voidaan ohjata kulkemaan siltapaikan ohi 1-raiteisena uutta siltaa pitkin. Tällöin voidaan vanhan sillan säilytettäville osille tehdä esimerkiksi tarvittavia vahventamistoimenpiteitä rauhassa ilman liikenteen asettamaa aikataulupainetta. Tällä on edullinen vaikutus saneerauskustannusten minimoimisessa.

3 Kansirakenteiden nykytilanne

Sodan jälkeisenä vuosikymmenenä Suomen rataverkolla on rakennettu paljon rautatiesilloja. Tästä johtuen korjaustarve tulee lähitulevaisuudessa kasvamaan merkittävästi. Rautatiesiltojen kansirakenteiden keski-ikä on noin 39 vuotta, kun kansirakenteiden peruskorjausikä voidaan yleisesti pitää 35–40 vuotta [6]. Rautatiesiltojen kansirakenteiden nykytilassa jako on muutamia poikkeuksia lukuun ottamatta sellainen, että vanhat terässillat ovat tukikerroksettomia ja betonisillat tukikerroksellisia.

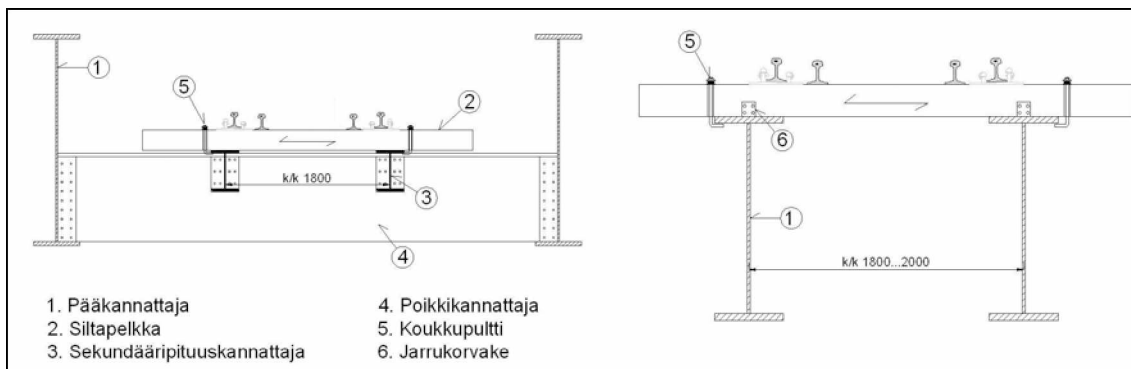
3.1 Tukikerroksettomat sillat

Tukikerrokseton silta on yleisimmin teräsrakenteinen suhteellisen pitkän jännevälän silta. Tukikerroksettomuuteen on päädytty, koska raiderakenteen omapaino sillalla on haluttu minimoida jättämällä raiderakenteen painava tukikerros pois.

Suomen rataverkon terässiltojen keski-ikä on noin 61,2 vuotta. Rautatiesiltojen uudisrakentamisessa teräksen käyttäminen kantavissa rakenteissa on lähes kokonaan loppunut. Siten teräsrakenteisiin rautatiesiltoihin liittyvät rakennustoimenpiteet liittyvät enenevässä määrin korjausrakentamisen ja saneeraustoimenpiteiden ohella huoltoon ja ylläpitoon. [6]

3.1.1 Nykyisin käytössä olevat ratkaisut

Suomen teräsrakenteisissa rautatiesilloissa kansirakenne on yleisimmin toteutettu tukikerroksettomana. Tukikerroksettoman rautatiesiltakansirakenteen perusratkaisu on peräisin 1800-luvulta. Kiskojen aluslevyt ovat mekaanisesti kiinnitetyt 400 mm välein pituudeltaan 3,0...5,7 metriä oleviin siltapelkkoihin. Siltapelkat ovat kiinnitetyt teräksisiin pääkannattajiin tai sekundääripituuskannattajien ylälaippoihin pelkan läpi kulkevalla pystysuoralla koukkupultilla. Pituuskannattajien keskinäiseksi väliksi on yleisesti valittu 1,8 m. Sillan pituussuuntaiset kuormat välitetään pelkoilta pituuskannattajille jarrukorvakkeiden ja niihin kiinnitettyjen vaakapulttien kautta. Jarrukorvakkeita on joka kolmannessa tai neljännessä pelkassa. Suojakiskot on sillalla kiinnitetty raideruuvein ajokiskojen sisäpuolille jokaiseen pelkkaan kuvan 3.1 mukaisesti.



Kuva 3.1 Teräsrakenteisen rautatiesillan tyypillisiä tukikerroksettomia kansirakenteita levypalkkisillat: a) ajorata alhaalla, pelkat sekundääripituuskannattajien päällä b) ajorata ylhäällä pelkat pääkannattajien päällä.

Nykyisen tukikerroksettoman kansirakenteen perusongelmana on puun heikko pitkäaikaiskestävyys säärasitukselle alttiina. Tämä yhdistettynä suuriin rasituksiin junien liikennekuormista aiheuttaa pelkkojen nopean turmeltumisen. Vaikka siltapelkat on käsitelty kreosoottikyllästeellä, niiden kestävyys säärasituksia vastaan on huono kuormista johtuvan halkeilun ja puun luonnollisen kutistumahalkeilun sekä niittikolojen ja pulttireikien poraamisen vuoksi. [16]

Eräässä kokeilukohteessa, jossa ei ole henkilöliikennettä, siltapelkat on asennettu niittattujen kannattajien päälle ilman niitinkohtien porauksia ja oletettu, että yliajavat raskaat kuormat painavat niitinkannan puuhun. Ajan mittaan näin käykin. On kuitenkin riski, että pelkka halkeilee näin toimittaessa hallitsemattomasti. Lisäksi pelkkojen painumia varten on jarrukorvakkeiden pulttien reiät tehtävä paljon ylisuuriksi. Pulttireikien toleranssivirheiden vuoksi on olemassa riski, että pelkat repeytyvät rikki. Hiitaasti kehittyvä puun viruma teettää paljon jarrukorvakkeiden pulttien sekä koukku-pulttien kiristystöitä kunnossapitäjille.

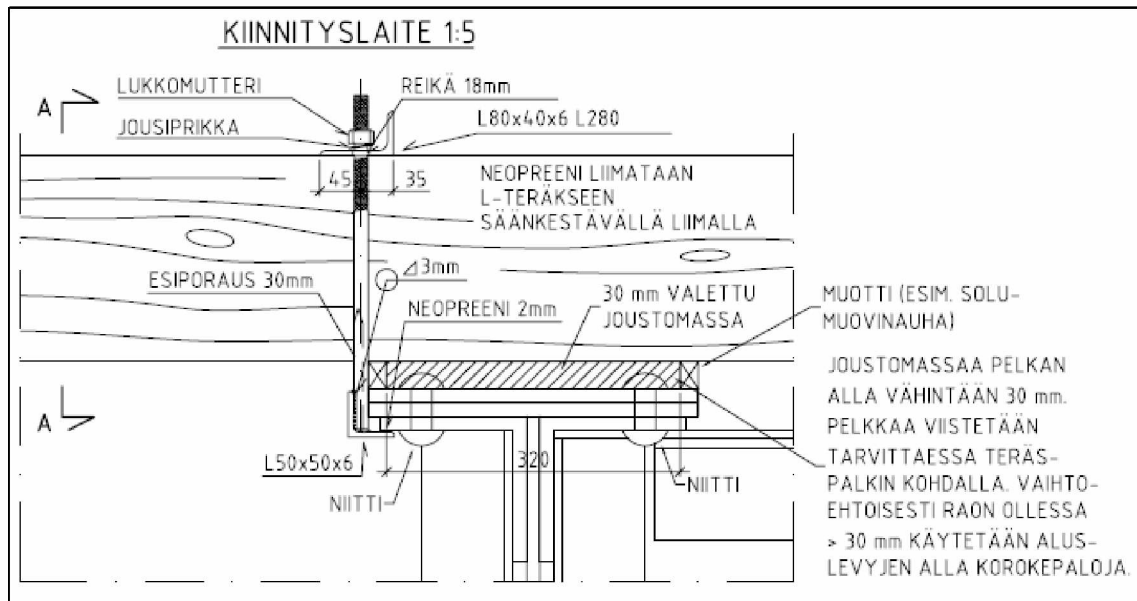
Siltapelkkojen ollessa suoraan pituuskannattajia vasten, on niiden vaimennus iskuja vastaan käytännössä olematon (ainoastaan siltapelkkojen vaimennus) ja liikenteestä johtuvat iskevät kuormat välittyvät suoraan siltarakenteisiin.

3.1.2 Nykyiset saneerausmenetelmät

Tukikerroksettomien terässiltojen saneerausmenetelmänä on Suomessa käytetty 1990-luvun puolivälistä alkaen pelkkojen alle asetettavaa joustolevyä tai valettavaa joustomassaa. Tällaista saneerausmenetelmää, jossa joustomassaa käytetään yhdessä puurakenteen kanssa, ei ole muualla Euroopassa käytetty. Myöskään materiaali-toimittaja ei tällaista rakenneratkaisua suosittele. [1; 4]

Joustomassavalulla tehtäessä saneeraustyö etenee siten, että pelkat asennetaan tilapäisten kannatin- tai korokerakenteiden avulla oikeaan korkeusasemaan, jonka jälkeen tehdään muotit pelkan ja pituuskannattajan väliin. Muotteihin valetaan 2-komponenttinen polyuretaanimassa (esitellään kohdassa 4.2.1), johon on sekoitettu korkkirouhetta. Massan kovettuminen junakuormaa kantavaksi kestää – kovettumislämpötilasta riippuen – noin yhden vuorokauden. Tämä edellyttää sitä, että valut tehdään viitteen [16] kohdan 3.4.3 mukaisesti poistettujen pelkkojen kohdalle, jolloin uusille valuille ei tule junakuormaa valun kovettumisen aikana. Valumenetelmällä on saavutettavissa mittatarkimmin haluttu, oikea raiteen korkeusasema [1].

Vaihtoehtoisesti Siltojen huolto- ja korjausohjeen mukaisesti [16, 3.4.4.] voidaan siltapelkkojen alle, pituuskannattajien päälle, liimata tehdasvalmisteiset joustolevyt, joihin on niitatun pituuskannattajan tapauksessa porattu reiät niittien kohdille. Lopuksi reiät täytetään joustavalla kitillä levyn yläpinnan tasoon. Tämän jälkeen asennetaan tarpeen mukaan lovetut siltapölkyt massalevyn päälle, lopullinen kiskon korkeusaseman säätö tapahtuu höyläämällä tai hiomalla pelkkaa kiskon aluslevyn kohdalta tai asentamalla sopivan paksuinen teräksinen sovitelevy aluslevyn alle. Pelkan alapuolisilla joustomassa- ja levyratkaisuilla on aistinvaraisesti havaittu olevan vähentävä vaikutus kiskoliikenteestä syntyvään meluun ja tärinään. [17]



Kuva 3.2 Siltapelkka joustomassan päällä ja pelkan kiinnitysmenetelmä[16]

Tällä ratkaisulla pyritään saamaan raiteen joustavuus tukikerroksettomalla siltaosuu-
della samaksi kuin tukikerroksellisella sillalla. Toisaalta joustomassa pelkan alla vai-
mentaa iskuja sekä tasaa pelkan ja pituuskannattajan välistä tukipainetta. Iskun-
vaimennusominaisuudella on myönteistä vaikutusta siltapelkkojen ja sillan käyt-
töikään ja siltapelkkojen uusimisvälin pituuteen.

Siltapelkan kestävyyttä on myös joissain tapauksissa pyritty vahvistamaan erilaisin
puristusvanneratkaisuin [16, 3.4.2.8], joilla pyritään hillitsemään siltapelkan halkeilua
ja täten pidentää sen käyttöikä. Siltapelkan pitkäaikaiskestävyyttä parantavana toi-
menpiteenä on myös koukkupultin tilalle kehitetty vaihtoehtoinen kuvassa 3.2 esitet-
ty, pelkkaa rei'ittämätön kiinnitysmenetelmä. Menetelmässä pultit kulkevat pelkan si-
vuitse. [49]

3.1.3 Ongelmakohtat

Teräsrakenteisten rautatiesiltojen kansirakenteiden ongelmat johtuvat suurimmassa
määrin puusiltapelkkojen ja puupohjaisten sovittemateriaalien käytöstä kiskon ja te-
räsrakenteen välissä. Siltapaikan sattuessa radan kaarteeseen, on joissain tapauksis-
sa radan kallistus saatu aikaan asettamalla vanerisia korokepaloja kiskon aluslevyn
alle. Puuosien heikko pitkäaikaiskestävyys johtaa jatkuvan uusimis- ja ylläpitotarpeen
kautta kasvaviin ylläpitokustannuksiin ja korjaustyöstä johtuviin liikenteen häiriöihin.

Siltapelkat, kuten muutkin puuratapölkkyt, on pitkäaikaiskestävyyden parantamiseksi
kyllästetty kreosootilla. Kreosootti on karsinogeeninen (syöpää aiheuttava) kemikaali.
Kreosootin käyttöä on rajoitettu vuonna 2003 siten, että vain teollinen ja amma-
tillinen käyttö on sallittua; sekin tarkoin rajattua. Ympäristön- ja työsuojelullisten nä-
kökohtien vuoksi kreosoottikyllästeiset siltapelkat aiheuttavat ylimääräistä vaivaa
niin vaihtotyön aikana, kuin loppuun käytettyjen pelkkojen hävittämisenkin osalta,
sillä ne ovat ongelmajätettä.

Rautatiesiltojen hallintaraportin 2009 mukaan [6] kirjattujen vauriotyyppien jakau-
massa 2% vaurioista liittyy puurakenteiden lahoamiseen, vaurioiden kustannus-

jakaumassa lahovauriot muodostavat 18,7 % osuuden koko 74,2 Miljoonan euron korjauskustannuskokonaisuudesta. Rakenneosittain esitettynä siltapelkat ongelmineen (laho, kiinnitysosien kunto, halkeilu) muodostavat myös 2 % osuuden. Näistä aiheutuvat kustannukset ovat 24,6 % kokonaiskustannuksista. Liitteessä 1 esitetystä tilastosta voidaan havaita, että määrällisesti pieni vaurioiden määrä aiheuttaa suuren korjauskustannuksen työlään korjaustyön vuoksi. Huomioitava on tosin, että liitteen 1 kuvaajat ovat koko rautatiesillastosta, eivät vain tukikerroksettomista silloista. Ongelma kuitenkin korostuu tukikerroksettomilla terässilloilla pelkan ollessa tärkeässä osassa kuormien siirrossa raiteelta siltarakenteille.

Korjaustoimenpiteet, joissa pelkkoja joudutaan uusimaan, ovat hyvin alttiita työvirheille. Jokainen pelkka on sovitettava ja valmistettava, loveuksineen ja rei'ityksineen siltapaikalla saneeraustyön edetessä. Työtoleranssivirheistä seuraa raiteen aaltoilua, joka usein huomataan vasta mittauksissa korjaustyön valmistuttua. Tämän vuoksi uusituille siltapelkoille joudutaan tekemään työläitä ja junaliikennettä häiritseviä korjauksia, jotta ajettavuus saadaan raidegeometrian puolesta tavoitetasolle.

Puisten siltapelkkojen lujuus- ja kimmo-ominaisuuksien luonnolliseen hajontaan syntyy ajan myötä lisähajontaa halkeilun seurauksena. Pelkkojen halkeilusta seuraa lisäksi kiskonkiinnitysruuvien löyhtymistä. Kiskoa tukevien siltapelkkojen jousto-ominaisuuksien epähomogeenisuus sillalla johtaa - kuorman ollessa sillalla - kiskojen epätasaiseen muodonmuutokseen. Pitkän ajan kuluessa, toistuvien kuormitusten seurauksena kiskonaluslevy saattaa myös painua siltapelkan sisään. Edellä mainituista syistä radan pystygeometriaan tulee aaltoilua, joka aiheuttaa sysäysten kautta lisärasitusta sekä tärinää sillan rakenteille junan ylittäessä siltaa.

Puupelkalle ominaiset, kosteuden vaihtelusta johtuvat muodonmuutokset johtavat etenkin vanhan mallisten koukkupulttien löystymiseen ja siltapelkkojen liikkumiseen pituuskannattajiin nähden. Löystyneiden koukkupulttien alapääät ovat usein lisäksi kääntyneet pois paikaltaan (kuva 3.3 b)), koska pultin kääntymistä väljässä reiässä ei ole estetty pultissa olevin siivekkein. Ongelmaa on pyritty nykymallilla ratkaisemaan käyttämällä pulteissa jousiprikkoja. Tästä huolimatta pultteja joudutaan kiristämään takuuajana noin kerran vuodessa. Joissain tapauksissa koukkupultit on löystymisen estämiseksi kiristetty liian tiukalle, jolloin puun turpoaminen kosteuden vaikutuksesta on katkaissut pultteja. Vanhimpien koukkupulttien mutterit eivät ole lukkomuttereita, eikä niiden asennuksessa ole käytetty ruuvilukitteita, jolloin ne löystyvät myös tärinän vaikutuksesta.

Nykyinen saneerausmenetelmä ei varsinaisesti poista siltapelkkojen uusimistarvetta, vaikkakin korjaus sykliä voidaan pidentää. Saneerausmenetelmä vaatii runsaasti siltapaikalla, liikennekatkon aikana tehtävää käsityötä (pelkkojen loveukset, korkeusaseaman säätö). Tämän lisäksi joustomassavalun kovettumiseen kuluva aika edellyttää, että valutyöt joudutaan rytmittämään Siltojen huolto- ja korjausoppaan [16], kohdan 3.4.3 mukaisesti. Tämän vuoksi 1-raiteisten siltojen korjaamisessa on nykyisin siirrytty käyttämään terässiltaan pelkan alle liimattavia joustomassalevyjä viitteen [16] kohdan 3.4.4 mukaisella menetelmällä.

Vaimennusrakenteesta huolimatta yksittäisen siltapelkan käyttöikä on huomattavasti alhaisempi kuin keski-ikäisen siltakannen osien käyttöikä. Näin ollen siltapelkkojen uusimisia joudutaan tekemään sillan jäljellä olevan elinkaaren aikana. Käyttöiän kannalta ongelmallisiksi tulevat myös työmaalla pelkkoihin tehdyt loveukset, joiden mitatarkkuus ja pintakäsittely saattaa jäädä puutteellisiksi. Suurinta sallittua ajonopeutta sillalla ei voida siltapelkkojen alle tehtävän joustomassalisäyksen saneerausme-

netelmällä nostaa kuin 140 km/h:sta korkeintaan nopeuteen 160 km/h:ssa, mikä aiheuttaa edelleen nopeusrajoituksen nopean liikenteen radalla [49].



Kuva 3.3 a) Kannattajan ja pelkan välistä luistanut joustomassalevy (oranssi)
b) kääntynyt koukkupultti

Kesällä 2011 tehdyissä nykyisellä saneerausmenetelmällä saneerattujen siltöjen tarkastuksissa havaittiin pelkkojen alle joustomassalevyillä tehdyissä korjauksissa lukuisia joustomassasaneeraukseen liittyviä vaurioita. Useimmissa tapauksissa kyse oli kuvan 3.3 a) mukaisesta vauriosta, jossa joustomassalevy on liikkunut pois puupelkan alta. Tarkkaa syytä ei vauriolle voida tässä vaiheessa esittää, mutta selvää on, että joustomassalevyn liimaus kannattajan ylälaippaan on pettänyt. Tämä voi johtua työvirheestä tai liiman soveltumattomuudesta. Myös raiteesta syntyvät vaakavoimat voivat olla vaurioitumiseen osallisena. [5]

Toinen havainto näissä tarkastuksissa oli koukkupulttien kääntyminen. Koska koukkupultissa ei ole ollut, ainakaan riittävän jouston omaavaa, jousialuslevyä, ovat pultit löystyneet kuorman tullessa päälle ja joustomassan painuessa kasaan, jolloin pultti pääsee kääntymään. Pultissa ei ilmeisesti ole ollut myöskään kääntymistä estäviä siivettejä.

3.2 Tukikerrokselliset sillat

Lähes kaikissa Suomen teräsbetonisissa rautatiesilloissa päällysrakenne on sellainen, jossa radan sepelitukikerros kulkee katkeamattomana sillan yli. Nykyisten ratateknisten ohjeiden mukaisesti toteutetussa uudessa rautatiesillassa on kiskojen ja siltakan- nen välissä vähintään 550 mm sepelitukikerros. Tämän lisäksi on varauduttava kasvattamaan tukikerrosta 200 mm. [49] Sepelitukikerroksen vuoksi on siltakannelle rakennettava reunapalkit tai vaihtoehtoisesti kansi on toteutettava kourumaisena rakenteena (kaukalopalkkisiltana), jotta sepelin valuminen kannelta voidaan tehokkaasti estää.

3.2.1 Tukikerroksen rakenteellisia ongelmia

Kasvavien akselipainojen sekä ajonopeuksien vuoksi rataan kohdistuvat dynaamiset rasitukset kasvavat. Sillan vaste dynaamisten kuormitusten alla synnyttää rakentee-

seen värähtelyä, joka ilmenee esimerkiksi tärinä. Rakenteen värähtely ja sen aiheuttama kiihtyvyyden kasvaminen yhdistettynä suuriin pistemäisiin kuormituksiin aiheuttavat sillan tukikerrokselle ja ratarakenteelle seuraavassa kuvattuja ongelmia.

Tukikerrosmateriaali on sepeliä, jonka käyttäytyminen kuormituksen alaisena on epälineaarista sekä osittain palautumatonta. Palautumattomuus tarkoittaa, että juna-kuormasta johtuvat muodonmuutokset eivät palaudu täysin kuorman poistuessa. Kuormituksen ollessa toistuvaa aiheutuu palautumattomuudesta ratapölkkyjen ja sitä kautta raiteen vaeltamista sekä pituus- että poikkisuunnassa. Poikkisuuntainen muutos ratageometriaan aiheuttaa sivusuuntaisia sysäyksiä. Pituuksuuntainen ratapölkkyjen vaeltaminen synnyttää kiskoihin ylimääräisiä aksiaalijännityksiä. Raiteen vaeltaminen korostuu eritoten rataosuuksilla, joissa liikennöinti on voimakkaasti epäsymmetristä; eri suuntiin erilaista.

Radan ajonopeuksien kasvaessa kasvavat voimakkaasti myös rataa nähden poikittaiset keskipakokuormat. Radan kyky vastustaa raiteen poikkisuuntaisia liikkeitä ja voimia on hyvin rajallinen, koska se perustuu yksinomaan ratapölkyn ja tukikerroksen väliseen kitkaan ja puskuvaikutukseen, sekä tukikerroksen sepelirakeiden väliseen kitkaan.

Nopeuksien kasvamisella tukikerroksellisella raiteella on toinenkin kiskojen ja kaluston kestävyyskannalta huomattava seuraus. Suurnopeusjunaliikenteen nopeuksilla noin 250...300 km/h sepelitukikerrokseen kohdistuvan tärinän ja aerodynaamisten voimien johdosta sepelirakeet irtoavat tukikerroksesta. Lentävät sepelirakeet saattavat vahingoittaa kaluston pohjaa, mutta suurempi ongelma on kiskon yläpinnalle joutuvat pyörien alle kovassa vauhdissa jäävät sepelirakeet, jotka aiheuttavat suurta vahinkoa kiskoille ja pyörille. (Ilmiö tunnetaan englanninkielisessä maailmassa termillä *ballast pitting*, joka viittaa sepelirakeiden kiskoihin ja pyöriin tekemiin koloihin) [18]. Tämän ilmiön ja raidegeometrian paremman pysyvyyden vuoksi suurnopeusraiteilla onkin usein valittu kiintoraide sepelitukikerroksellisen raiteen sijasta.

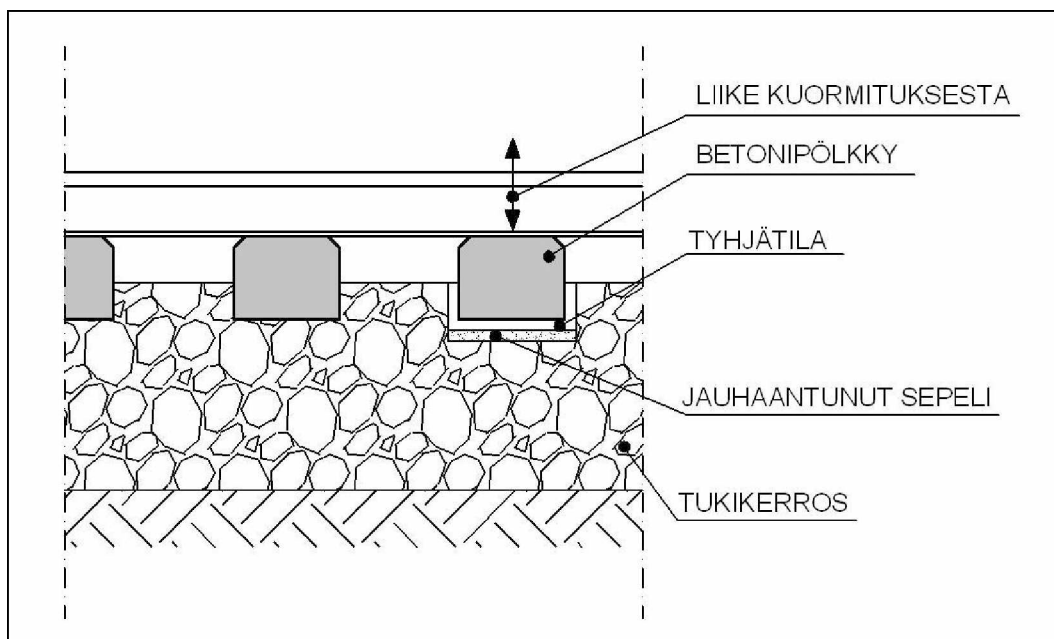
Tukikerrossepeli on painavaa noin 20 kN / m³, joka johtaa sillan mitoituksessa oman painon aiheuttamien kuormien ja rakennekorkeuden kasvamiseen ja sitä kautta korkeampiin rakennuskustannuksiin. Sepelin menekki on 550 mm tukikerrosvaatimuksella 2,8 m³/raidemetri [19]. Tästä syntyvä oman painon lisäys on näin ollen minimissään 56 kN sillan pituusmetriä kohden. Tukikerroksesta johtuvan oman painon lisän merkitys rakenteen mitoitukseen korostuu varsinkin useampiraiteisilla, korkeatukikerroksellisilla ja teräsrakenteisilla silloilla. Verrattaessa edellä esitettyä tukikerroksen minimipainoa taulukossa 2.1 esitettyihin kuormakaavio VR-74:n ekvivalentteihin viivakuormiin voidaan havaita tukikerroksen oman painon olevan jännemittasta riippuen noin 16...36 % lasketusta ekvivalentista viivakuormasta.

3.2.2 Sepelitukikerros osana siltakorjauksia

Tukikerroksen käyttäminen siltakannella vaatii kanteen reunapalkit. Reunapalkit ovat teräsbetonisessa siltakannassa suojaamattomuutensa ja muusta sillasta poikkeavan, ohuen geometriansa takia helpoiten vaurioituva rakenneosa. Teräsbetonisten reunapalkkien tyypilliset vauriot liittyvät raudoitteiden korroosioon, betonin halkeiluun ja pakkasrapautumiseen. Tukikerros itsessään on kiskojen lisäksi ratarakenteen kuuluva osa, joka vaatii kunnossapitoa. Tukikerroksen vaurioituminen tapahtuu pääosin sepelin jauhaantumisenä sekä löyhtymisenä.

Raideliikenteen aiheuttama värinä saa sepelitukikerroksen rakeet hankaamaan toisiinsa, joka johtaa raideseppelin kulumiseen ja jauhaantumiseen ajan kuluessa. Jauhaantumisesta syntyvästä pölystä seuraa haittaa niin liikennöivälle kalustolle kuin radan lähiympäristöllekin. Siltarakenteen dynaamisesta käyttäytymisestä riippuvasta pysytkiihtyvyydestä puolestaan seuraa tukikerroksen löyhtymistä. Tämän vuoksi ohjeissa on rajoitettu sepelitukikerroksellisen sillan suurinta sallittua kiihtyvyyttä. [51]

Sepelin jauhaantumisesta aiheutuva hienoainespitoisuuden kasvaminen aiheuttaa tukikerrososan vedenläpäisevyyden heikkenemistä. Eniten hienoainesta kertyy luonnollisesti sinne, missä jauhaantuminenkin on voimakkainta eli pölkkyjen alle. Pölkkyjen alle syntyy täten tiivistynyt kova kerros, jonka yläpuolella voi olla tyhjä tila radan ollessa kuormittamattomana. Tukikerroksen dynaamisia voimia vaimentavat ominaisuudet huononevat pölkyn alla tapahtuvan jauhaantumisen ja tiivistymisen seurauksena, koska liikennekuormitusten vaikuttaessa pölkky painuu iskevästi kovaa tukikerrosta vasten. Pidemmällä aikavälillä tästä seuraa betonipölkyn murtuminen tai katkeaminen. Jauhaantuneen sepelin vedenläpäisemättömyydestä voi painumien lisäksi aiheutua radalle myös routaongelmia. [19]



Kuva 3.4 Tukikerroksen jauhautumisen ja tiivistymisen seurauksena syntynyt tyhjätila betonisen ratapölkyn alla

Ongelmien välttämiseksi ja raiteen geometrian ja aseman säilyttämiseksi tukikerros tulee uusia määrävälein. Tukikerroksen uusiminen siltakannelle on kalliimpaa kuin muulle rataosudelle sepelinvaihtokoneen soveltumattomuuden (ei mahdu normaali-levyisenä siltakannelle ja alin jauhaantunut hienoaines jää poistamatta) ja sepelin poiston käsityövaltaisuuden vuoksi.

3.2.3 Sepelitukikerroksen vaikutukset uudisrakentamiseen

Rakennettaessa uutta siltaa liikennöidylle radalle määrää radan korkeusasema pitkälle siltarakenteen ja alittavan tien korkeusaseman. Olemassa olevan radan korkeusaseman muuttaminen risteyspaikalla radan sallittujen pituuskaltevuuksien puitteissa

on käytännössä mahdotonta tai ainakin hyvin epätaloudellista. Toisaalta risteävän tien tasausviivan korottaminen junaliikenteen vaatiman alikulkukorkeuden vuoksi voi johtaa asutulla alueella maisemaan huonosti sopiviin ylikulkusiltaratkaisuihin. Usein päädytään ratkaisuun, jossa tieliikenne alittaa radan. Jotta alittavan tien alikulkukorkeus olisi riittävä, täytyy tien tasausta laskea alemmas, josta seuraa kaivutöitä pitkälle matkalle sekä mahdollinen kaukalorakenne ja pumppaamon rakentaminen, mikäli pohjavedenpinta on liian ylhäällä.

Ylittävän rautatiesillan rakennekorkeudella (kiskon alapinnasta kannen alapintaan) on oleellinen merkitys alittavan tien tasaukseen, koska kiskojen korkeusaseman on pysyttävä ennallaan. Nykytilanteessa vähintään 550 mm tukikerrosvaatimus johtaa siten yhdessä sillan kasvaneen rakennekorkeuden kanssa maanrakennustöiden liisääntymiseen. Pohjavedenpinnan ollessa korkealla aiheutuu alittavan tien tasauksen laskemisesta kuivatusongelmia, esimerkiksi tapauksessa, jossa tasoristeys korvataan alikulkusillalla.

Liikennöidylle radalle rakennettaessa ja käytettäessä siirtomenetelmää liikennekatkon aikana tehtävät työt ovat aikataulultaan kriittisiä. Sepelitukikerroksen rakentaminen ja kiskojen asentaminen siirretylle siltakannelle pidentää liikennekatkoa, koska ne normaalisti tehdään vasta kun kansi on lopullisella paikallaan.

Tukikerroksettomalla sillalla esivalmisteisuus ennen siirtoa on korkeampi, koska kiskot on mahdollista kiinnittää jo tässä vaiheessa kanteen. Siirron jälkeen, kannen ollessa paikallaan, suoritetaan kiskojen jatkaminen sillan päissä tilapäisesti mekaanisin kiinnikkein sidekiskoilla, jotka korvataan myöhemmin lyhyen liikennekatkon aikana tehtävillä hitsausliitoksilla. Siirtymärakenteiden rakentaminen tukikerroksettoman sillan päihin voidaan tehdä erillisen lyhyen liikennekatkon aikana. Suuremman esivalmistusasteen myötä vähemmän työvaiheita jää tehtäväksi liikennekatkon ajalle. Näin kiire vähenee ja liikennekatkon tarve lyhenee.

4 Vaimennetut kiskotusjärjestelmät

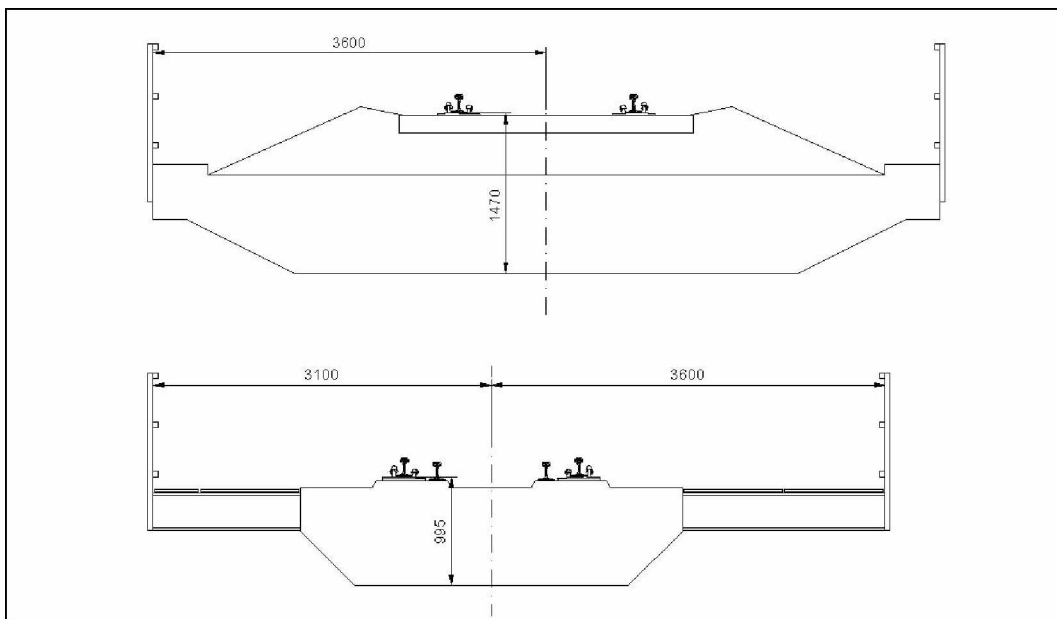
Kiskonkiinnitystapa ja kiskonkiinnitykseen välittömästi liittyvien rakenteiden ominaisuudet vaikuttavat oleellisesti sillan ajettavuuteen, pitkäaikaiskestävyyteen ja liikenteen sujuvuuteen. Tässä luvussa esitellään erilaisia sepelitukikerrosta korvaavia kiskotusjärjestelmiin liittyviä materiaaleja ja menetelmiä, joilla tukikerrokseton siltakan- si on mahdollista toteuttaa.

4.1 Vaimennusmateriaalien ominaisuudet

4.1.1 Yleisiä materiaaliominaisuuksia

Vaimennusmateriaalin tarkoitus kiskonkiinnityksen yhteydessä on jäljitellä sepelitu- kikerroksen hyviä jousto-ominaisuuksia tukikerroksettomalla sillalla. Oikein valitulla vaimennusmateriaalilla saavutetaan tukikerrokseksen sillan ajo-ominaisuudet tuki- kerroksettomalla sillalla samalla säilyttäen tukikerroksettomalle sillalle ominaiset matala rakennekorkeus sekä rakenteen keveys.

Terässiltöjen tapauksessa vaimennusmateriaalin käyttö mahdollistaa perinteisen puupelkkäkannen kaltaisen avoimen kansirakenteen käyttämisen. Vaimennus- materiaaleilla voidaan tällöin saavuttaa ratkaisu, jonka melun- ja tärinänvaimennus sekä ajettavuus ovat samaa tasoa kuin tukikerroksellisella sillalla.



Kuva 4.1 Esimerkki rakennekorkeuksista a) tukikerroksellinen
b) tukikerrokseton teräsbetonisilta vaadittuine kaidejärjestelyineen.

Vaimennusmateriaali on tasalaatuista ja jousto-ominaisuudet paremmin säilyttävää sekä huoltovapaata verrattuna tukikerrossepeliin. Tukikerrossepelin kestävyys- ja löyhtymisominaisuuksiin vaikuttavat esimerkiksi sepelin raekoko ja -muoto sekä ki- viaineksen kovuus. Sen sijaan synteettisellä vaimennusmateriaalilla voidaan helposti jo valmistusvaiheessa kontrolloida tuotteen ominaisuuksia sekä varmistaa tasalaatui- suus.

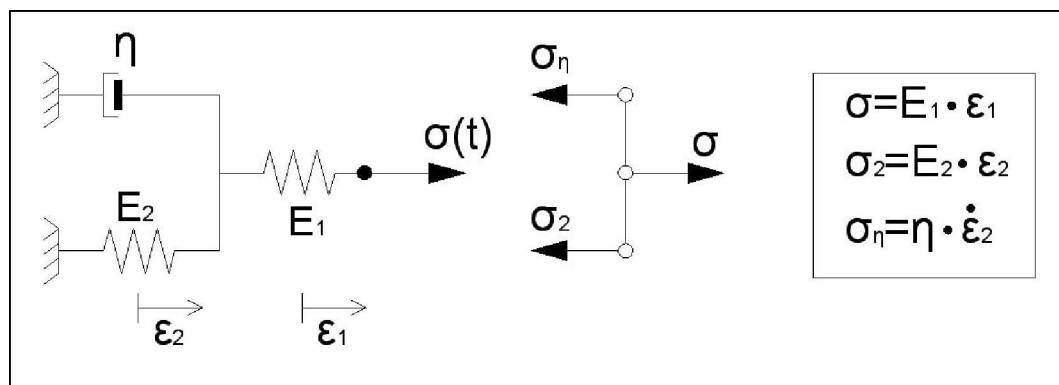
Muulla Euroopassa hyväksytyt ja tukikerroksettomissa silloissa ja kiintoraiteissa käytettävät materiaalit omaavat yleisesti hyvän kemiallisen kestävyuden liuottimia, suolaa, happoja, emäksiä ja öljyä vastaan. Vieraat aineet eivät aiheuta vaimennusmateriaalille haitallisia materiaaliominaisuuksien muutoksia. Ainoastaan muutokset ulkoasuun, kuten väriin ovat mahdollisia. Sääräsitukselle alttiin vaimennusmateriaalin täytyy kestää pakkasen ja sadeveden lisäksi auringon UV-säteilyä, joka helposti vaurioittaa muovi- ja kumimateriaaleja muuttaen liiaksi niiden materiaaliominaisuuksia. Ultraviolettisäteilylle arkoja materiaaleja voidaan pinnoittaa tai suojata käyttämällä pinnoissa muita materiaaleja. Joustomassojen polyuretaani-pohjaiset tuotteet sietävät UV-säteilyä hyvin ilman suojausta. [34; 35]

Koska polyuretaani- ja kumipohjainen vaimennusmateriaali on umpisoluista, vesi ei imeydy siihen merkittävässä määrin. Tästä seuraa hyvä sähköneristyskyky myös märässä olosuhteissa. Koska vesi ei pääse imeytymään vaimennusmateriaaliin, säilyy joustavuus myös lämpötilan laskettua alle 0 °C. Näin ollen jäätyessään laajentuva vesi ei myöskään pääse rikkomaan rakennetta sisältä käsin.

4.1.2 Vaimennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet

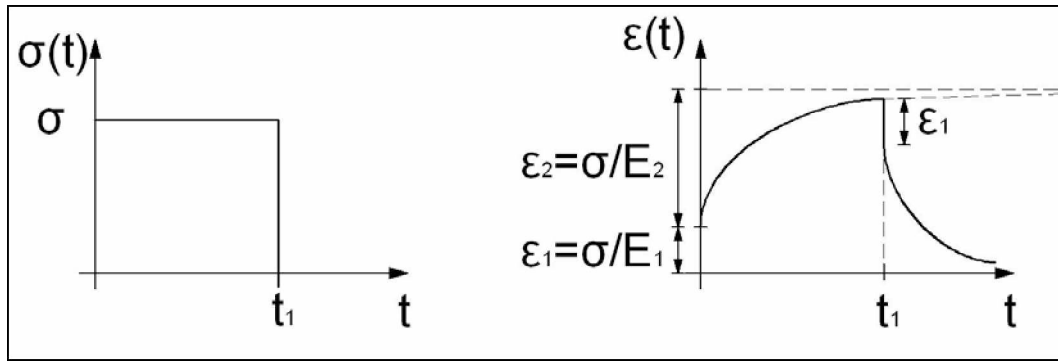
Materiaalin viskoelastisuus

Vaimennusmateriaaleina käytetyt synteettiset kumit ja polyuretaanit ovat homogeenisia, viskoelastisia ja isotrooppisia materiaaleja. Materiaalin isotrooppisuus ja homogeenisuus tarkoittaa, että niiden materiaaliominaisuudet ovat yhteneväiset kaikissa pääakseleiden suunnissa. Materiaalin viskoelastisuus tarkoittaa, että materiaalissa esiintyy kuormitusajasta riippuvia ilmiöitä kuten virumista ja relaksaatiota. Materiaalin viskoelastisuus voidaan käsitellä myös viivästyneeksi kimmoisuudeksi, jotta tehdään selvä ero materiaalin plastiseen käyttäytymiseen. [20]



Kuva 4.2 Viskoelastisen materiaalin standardianalogiamalli [20]

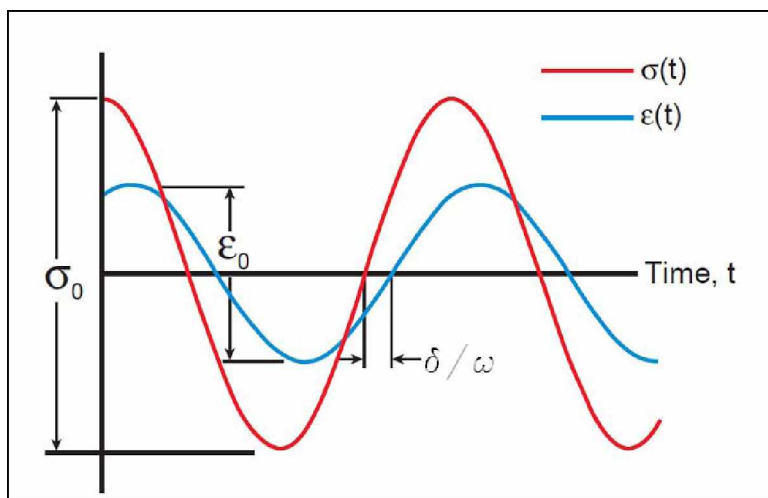
Viskoelastinen materiaali reagoi jännityksiin viiveellä. Kuormitettaessa, jännityksen pysyessä vakiona, venymät eivät pysy vakiona vaan jatkavat kasvuaan. Tätä kutsutaan materiaalin virumiseksi. Kun jännitys poistetaan, jää materiaaliin pysyvä venymä joka riippuu kuormitustasosta ja -ajasta. Tämä jäännösvenymä puolestaan voi aikaa myöten virua takaisin alkutilaan. [20]



Kuva 4.3 a) Impulssimainen jännityskuorma kuvan 4.2 materiaalille b) Kuvan 4.2 materiaalin muodonmuutos ajan funktiona kohdassa a) esitetyn jännityksen johdosta.

Kuvassa 4.2 on esitetty viskoelastisen materiaalin yksinkertainen standardin analogiamalli jolla voidaan kuvata materiaalin käyttäytymistä. Kuormitettaessa mallia äkillisesti kuvan 4.3 a) mukaisella ajasta riippuvalla jännityksellä σ syntyy jouseen E_1 välitön muodonmuutos kuvien 4.3.b) mukaisesti. Vasta kuormituksen vakiinnuttua pysyväksi alkaa jouseen E_2 ja viskoosivaimentimeen η syntyä muodonmuutos ε_2 .

Viskoelastinen materiaali poikkeaa kimmoisasta materiaalista myös dynaamisten kuormien alaisuudessa käyttäytymisen osalta. Jos kimmoisaan materiaaliin kohdistetaan harmoninen jännitysheräte, on venymävaste myös harmoninen eikä näillä ole vaihe-eroa. Kohdistettaessa harmoninen jännitysheräte viskoelastiseen materiaaliin, on venymävaste harmoninen, mutta se on eri vaiheessa kuin jännitysheräte. Vaiheensiirto aiheutuu materiaalissa tapahtuvan viskoosin vaimennuksen johdosta. Syntyvä vaihe-ero herätteen ja vasteen välillä on $0^\circ < \delta < 90^\circ$, jossa 0° viittaa kiinteän elastisen aineen ja 90° viskoosin fluidin (virtaavan aineen) käyttäytymiseen. Vaimennuksessa osa herätteen syöttämästä energiasta varastoituu materiaaliin palautuvaksi kimmoenergiaksi, osa energiasta muuttuu lämmöksi ja häviää systeemistä. [20]



Kuva 4.4 Viskoelastisen materiaalin jännitys ja muodonmuutos sekä näiden välinen vaihe-ero harmonisessa kuormituksessa.

Materiaalin viskoosivaimennusta ja syntyvää vaihe-eroa herätteen ja vasteen välillä hyödynnetään suunniteltaessa materiaalista dynaamisten impulssikuormien ja tärinän vaimennukseen soveltuvia rakenteita. Viskoosivaimennus aiheuttaa sen, että

kuormituksen kohdistuessa materiaaliin vain osa kohdistuneesta herätteestä välittyy alustaan. Ilmiö johtuu materiaalin jännitys-muodonmuutos-kuvaajassa esiintyvistä hystereesisilmukista, jonka ansiosta jokainen muodonmuutossykli muuttaa mekaanista energiaa lämmöksi.

Kuormitettaessa materiaalia varastoituu siihen potentiaalienergiaa U_i kaavan (4.1) mukaisesti, joka vastaa kuvassa 4.5 olevan kuormituskäyrän ja venymäakselin välistä pinta-alaa.

$$U_i = \int_0^{\varepsilon_x} \sigma_{xi}(\varepsilon_x) d\varepsilon_x \quad (4.1)$$

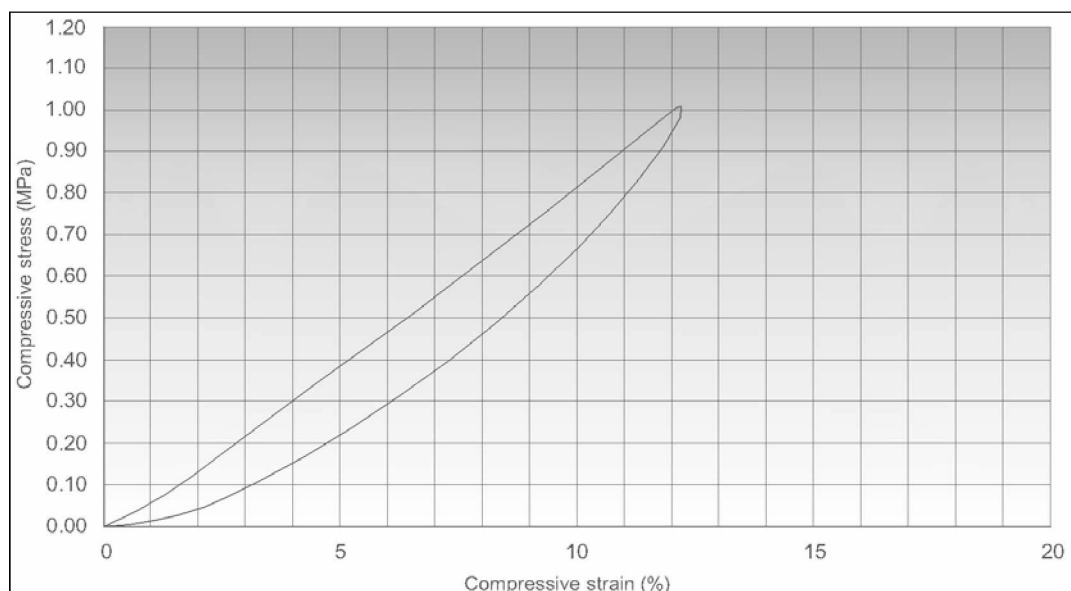
Kuormituksen poistuessa materiaali luovuttaa mekaanisen energian U_o , jonka suuruus vastaavasti on (paluukäyrän ja venymäakselin välinen pinta-ala):

$$U_o = \int_0^{\varepsilon_x} \sigma_{xo}(\varepsilon_x) d\varepsilon_x \quad (4.2)$$

Koska kuormitettaessa systeemiin varastoitunut mekaaninen energia U_i on suurempi kuin sen luovuttama mekaaninen energia U_o , saadaan yhden kuormitusyhdessä aikana tapahtuvan energiadissipaation W_d suuruudeksi:

$$W_d = U_i - U_o \quad (4.3)$$

Tämä vastaa kuvassa 4.5 hystereesisilmukan sisäpuolelle jäävää pinta-alaa.



Kuva 4.5 Erään viskoelastisen vaimennusmateriaalin puristusjännitys-muodonmuutoskuvaajassa esiintyvä hystereesisilmukka [34]

Materiaalin kimmoisuus

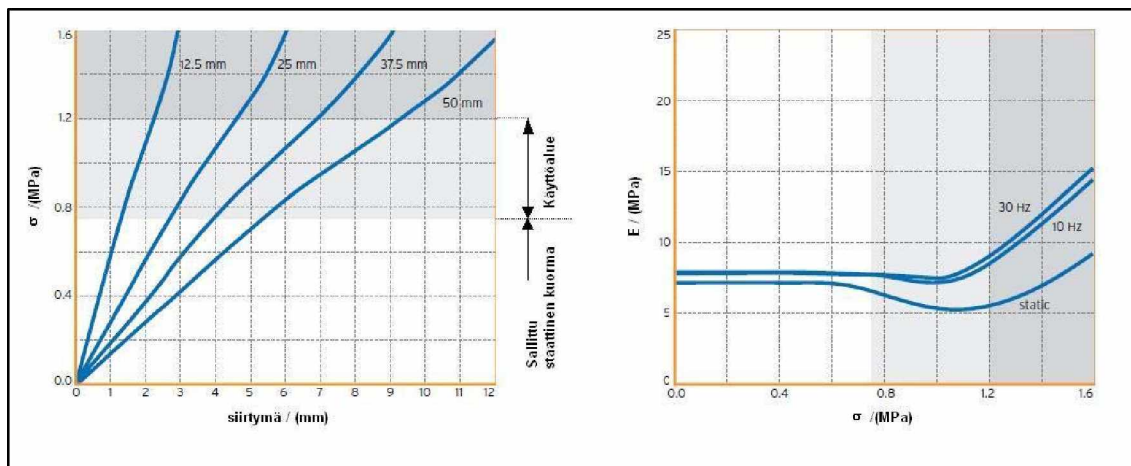
Vaimennusmateriaalin tärkein staattinen ominaisuus jouston kannalta on kimmoisuus. Materiaalin jännitys-muodonmuutos-kuvaajasta voidaan havaita, että kuormitettaessa materiaali puristuu kasaan lähes lineaarisesti (ylempi käyrä). Kokoonpuristumisen staattisessa kuormituksessa voidaan olettaa tapahtuvan yleistetyn Hookeen lain mukaan, kun venymät ovat alle 15 %. Kumi- ja polyuretaanipohjaisten materiaalien mekaanisen käyttäytymisen kuvaamiseen on olemassa myös tarkempia materiaalmalleja suurille muodonmuutoksille. Hookeen materiaalmalli soveltuu tämän tutkimuksen puitteissa tehtyihin tarkasteluihin. Isotrooppiselle materiaalille yleistetty Hookeen laki on kaavojen 4.4–4.6 mukaisesti:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \right] \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \left[\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z) \right] \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad (4.6)$$

Yhtälöryhmän kaavoista voidaan havaita, että kuormituksen suunnassa tapahtuvan kokoonpuristuman suuruuteen vaikuttaa materiaalin vapausasteet kuormitussuuntaa vastaan kohtisuorassa suunnassa. Jos materiaalin laajeneminen sivuille on estetty esimerkiksi koururakenteella, on tuloksena pystysuunnassa jäykempi rakenne. Vaimennusmateriaaleille tyypillinen staattinen kokoonpuristuvuusmoduuli $E_c=7\text{...}10$ MPa. [20; 34; 35]



Kuva 4.6 a) Erään joustomassalevyn jännitys-muodonmuutoskuvaajia eri levynpaksuuksilla b) Puristusmoduulin riippuvuus jännityksestä staattisilla ja eri dynaamisilla kuormitustaajuuksilla. [36] (muokattu)

Joustomateriaalien jousto-ominaisuudet eivät ole vakioita vaan riippuvat lämpötilan lisäksi, myös kuormittavasta taajuudesta. Tätä ominaisuutta kutsutaan dynaamiseksi jäykistymiseksi (engl. *dynamic stiffening*), joka on suhdeluku (*dynamic stiffening factor*) $k_{\text{dyn}}/k_{\text{stat}}$. Luku ilmoittaa kuinka moninkertaiseksi rakenteen jousivakio k muuttuu

kuormituksen muuttuessa staattisesta dynaamiseksi. Ilmiö voidaan ymmärtää jousivaimennin analogian kautta siten, että värähtelyn taajuuden kasvaessa pienenee värähtelyn amplitudi. Tällöin kuvan 4.2 jousi-vaimennin-systeemissä jousen siirtymä pienenee eli jousen kautta välittyvä voima pienenee myös. Sen sijaan voiman vaimentimen kautta välittyvä osuus kasvaa. Tyypillisillä joustomassarakenteissa käytettävillä materiaaleilla suhde k_{dyn}/k_{stat} on 1,4...2. Matalampi luku on tärinän ja iskukuormitusten eristävyden kannalta edullinen, koska tällöin rakenteen eristävyys kasvaa kuten kohdassa 6.5.3. esitetään.

4.2 Vaimennusmateriaalit

4.2.1 Valettavat joustomassat

Valettavat joustomassat ovat usein kaksi- tai useampikomponenttista polyuretaani-elastomeeriä, johon voi olla sekoitettuna erilaisia lisäaineita (esimerkiksi korkkirouhe- ja mineraalitäyteaineita). Joustomassan komponentit sekoitetaan työmaalla ennen valua pienissä erissä, koska massan käytettävyysaika on hyvin lyhyt nopean jähmettymisen johdosta. Massan käytettävyysaika riippuu lämpötilasta ollen esimerkiksi 15 °C lämpötilassa 17 minuuttia ja 30 °C lämpötilassa 11 minuuttia. [34]

Kovettuminen on nopeaa ja kovettumisen seurauksena syntyvä eksoterminen reaktio on suhteellisen matala, josta johtuen valun kutistuminen estyy. Materiaalin vähimmäiskovettumisaika on myös lämpötilasta riippuva: 5 °C lämpötilassa 3,5 tuntia ja yli 30°C lämpötilassa 1,5 tuntia. Vähimmäiskovettumisaika tarkoittaa aikaa, jonka jälkeen materiaaliin saa kohdistua lyhytaikainen alle minuutin mittainen kuormitus. Materiaalia voi kuormittaa täysin 24 tunnin kuluttua valusta. [34]

Kovettumis- ja työstettävyysajat riippuvat kuitenkin tuotteesta ja valmistajasta. Koska joustomassa on kemianteollisuuden tuote, on massan ominaisuuksia mahdollista säätää tarpeen mukaan. Edellä esitetyt ajat ovat erälle tyypilliselle joustomassalle (Edilon Corkelast VA60) [34] annetut tiedot.

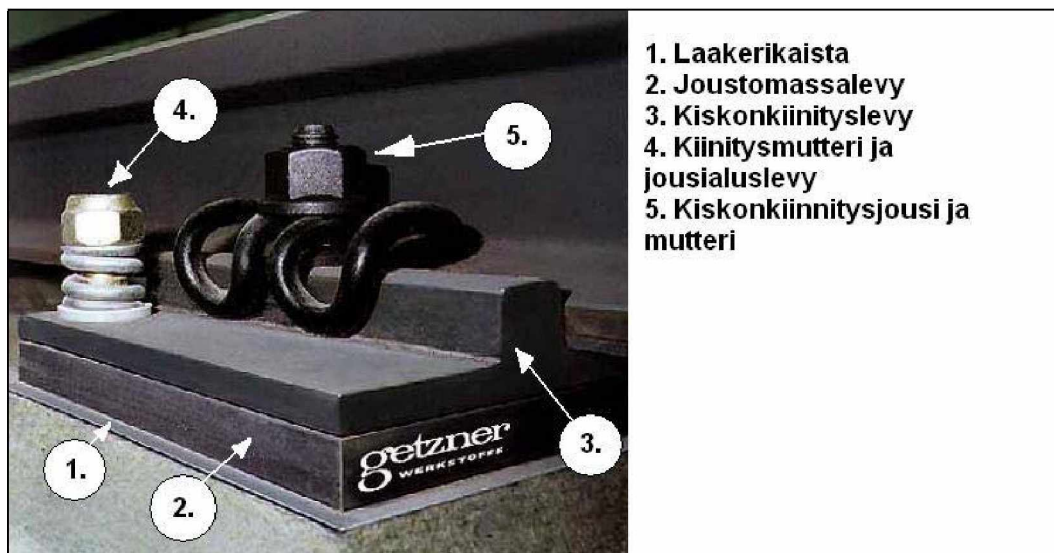
Valettava joustomassa soveltuu käytettäväksi ERS-rakenteissa kiskon uppo-kiinnitykseen (kohdassa 4.3). Valettavan joustomassan soveltuvuus on hyvä myös top-down-menetelmällä rakennettaviin kohteisiin, joissa alustassa on epätasaisuutta, esimerkiksi käytettäessä EBS-järjestelmää betonikannella. Menetelmässä kisko voidaan säätää määrättyyn korkeusasemaan ja betonielementin (blokin) alle valettava massa korjaa alustan epätasaisuudesta johtuvat pienet virheet. Asennusalustan suuria poikkeamia ei joustomassalla voida tasata, koska tällöin syntyy jäykkyyseroja kiinnityskohtien välille, josta välittömästi seuraa kuormitettaessa epätasaista painumista.

Joustomassojen viskoelastiset ominaisuudet on suunniteltu absorboimaan raide-liikenteessä syntyviä suuria dynaamisia kuormia. Oleellinen materiaaliominaisuus tähän tarkoitukseen kehitetylle materiaalille on pitkäaikaiskestävyys toistuvien kuormien alla. Materiaalin tulee kestää huomattavia toistuvia rasituksia erilaisissa ilmasto-olosuhteissa ominaisuuksiaan menettämättä. [34] Suomen ilmasto-olosuhteet asettavat jousto- ja vaimennusmateriaaleille oman haasteensa suurten lämpötilavaihteluiden vuoksi. Joustomateriaalin on säilytettävä riittävä elastisuus myös kovimmilla pakkasilla ja toisaalta riittävä jäykkyys kuumimmilla helteillä.

Valettavilla joustomassoilla voidaan hyödyntää massan tartuntaa rakenteeseen. Veto-
lujuutta voidaan hyödyntää esimerkiksi raiteen nousemisen estämisessä valettaessa
betonipölkkyt kiinni kanteen joustomassalla. Tartunta primer-käsiteltyyn betoniin ja
teräkseen on suuruusluokkaa 0,5...1,0 MPa, joka on riittävä raidetta ylösnostavia
voimia ajatellen.

4.2.2 Joustolevyt kiskonkiinnityslevyn alla

Joustavat aluslevyvaimentimet on suunniteltu asennettaviksi sellaisenaan kiskon-
kiinnityslevyjen ja kansirakenteen väliin. Joustolevyt toimitetaan useimmiten esival-
mistettuina osina oikeaan kokoon leikattuna sekä tarpeen mukaan rei'itettynä. Mate-
riaaliltaan joustolevyt ovat mustaa luonnonkumia tai polyuretaania. Joustolevyjen
asennus kiskonkiinnityslevyjen alle tapahtuu kiskonkiinnityslevyjen asennuksen yh-
teydessä.



Kuva 4.7 Kiskon suorakiinnitys osineen (muokattu)

Aluslevyissä on valmistuksessa laminoitu joko molemmille tai toiselle puolelle ohut
joustamaton suojakerros. Joustolevyn joustavan ytimen paksuus on siten aina sama,
kun joustamattomien suojakerrosten paksuus voi vaihdella tarpeen mukaan. Suoja-
kerroksen tarkoitus joustolevyssä on suojata joustavaa kerrosta mekaaniselta kulumi-
selta sekä kumilevyissä auringon UV-säteilyltä. Lisäksi suojakerros tarjoaa mahdolli-
suuden säätää joustolevyn paksuutta jousto-ominaisuuksien muuttumatta. Mikäli
joustolevyn joustavan osan paksuus vaihtelisi, aiheuttaisi tämä epätasaista painumis-
ta kuormien alla paksujen levyjen painuessa enemmän kasaan kuin ohuiden. Levyn
paksuuden säätämistä jousto-ominaisuuksien muuttumatta tarvitaan, jotta kisko
saadaan oikeaan asemaan asennusalustan korkeuseroista tai epätasaisuuksista huol-
limatta.

4.2.3 Joustolevyjen muu käyttö

Nykyisessä terässiltöjen saneerausmenetelmässä (kohta 3.1.2) joustomateriaalia käytetään vaimennuksena ja pinnan tasoituksena siltapelkan ja pitkittäiskannattajan vä-
lissä. Tällainen radan päällysrakenne ei ole kovin edullinen pitkäaikaiskestävyyden
kannalta, johtuen puun turmeltumisherkkyydestä. Koska Suomessa terässiltöjen kes-
ki-ikä on korkea ja terässiltöjen jäljellä oleva käyttöikä on usein lyhyempi kuin siltä-

pelkan käyttöikä, voidaan nykyistä saneeraustapaa (kohta 3.1.2) kuitenkin pitää ta-
loudellisesti perusteltuna tapauksissa, joissa silta halutaan käyttää hallitusti loppuun
mahdollisimman edullisilla korjauksilla.

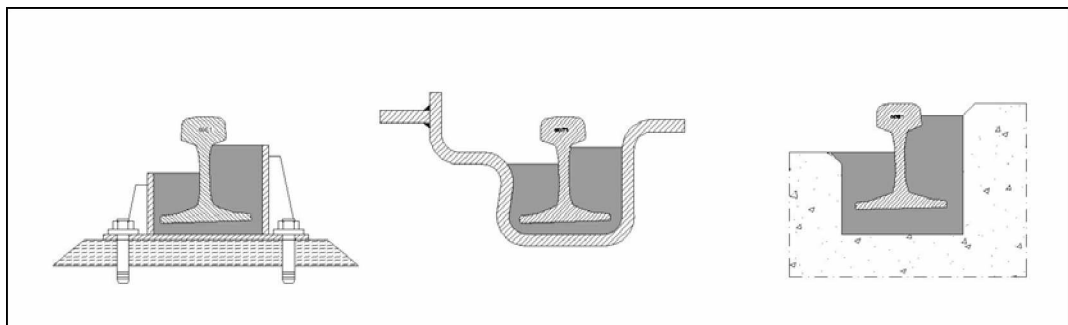
Joustolevyä on mahdollista käyttää hyvin laajasti vastaaviin vaimennustarkoituksiin
ilman puuosia. Niitattujen kannattajien tapauksessa ongelmaksi voi muodostua uusia
teräsosia liitettäessä tasaisen liitospinnan vähäisyys. Tällöin vaarana on että liitettä-
vä osa tukeutuu (huonosti suunniteltuna) vain niittien kantoihin. Kaikkia niittejä ei
voida liitosalueelta poistaa rakenneteknisistä syistä. Liitoskohtaa tulee tasata ja sa-
malla aikaansaada hyvä vaimennus tärinää ja iskeviä kuormia vastaan. Tämä voidaan
toteuttaa käyttämällä Siltojen huolto- ja korjausohjeessa [16, 3.4.3] ja [16, 3.4.4] esi-
tettyjä menetelmiä, jossa pinta tasataan niitinkantojen yläpinnan yläpuolelle käyttä-
mällä joustomassavalua tai -levyä. Joustorakenteella tasatun kannattajan päälle te-
rässiltaan liittyvinä teräsosina tulevat kyseeseen teräksiset siltapelkat tai teräksiset
ylärakennekokonaisuudet kuten ERS-elementit, kun sillalla on muilta osin runsaasti
käyttöikää jäljellä. Keskieurooppalainen tapa on tehdä niitatun asennusalustan tasoi-
tus epoksivalulla.

Teräsbetonisilloilla voidaan joustolevyjen avulla toteuttaa erilaisia kelluvia rakentei-
ta, joissa raide kulkee siltarakenteesta joustolevyllä erotetun teräsbetonilaatan pääl-
lä. Kelluvaa teräsbetonilaattaa käyttämällä on ulkomailla saatu aikaan tärinän ja rai-
demelun kannalta varsin hyviä rakenteita. Joustolevyjä on lisäksi käytetty betonisten
ratapölkkyjen pohjissa vähentämään raideliikenteestä ympäristöön aiheutuvaa tär-
inää. Joustolevy ratapölkyn ja tukikerroksen välissä kasvattaa myös betonin ja tuki-
kerroksen kontaktipintaa tasaten jännityshuippuja. Tällä on todettu olevan tuki-
kerroksen jauhautumista pienentävä ja pysyvyyttä parantava vaikutus. [21]

4.3 ERS (Embedded Rail System) -rakenteet

4.3.1 Yleistä

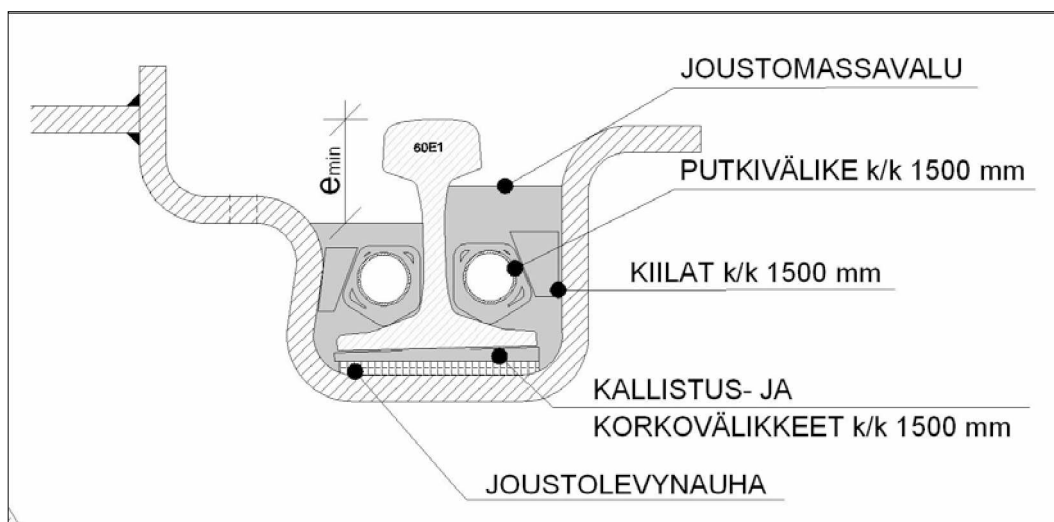
ERS-rakenteet poikkeavat kiskonkiinnitykseltään edellä esitetyistä perinteisistä kisk-
konkiinnitystavoista (vertaa kuvat 4.7 ja 4.8). Tavanomaisessa kiskonkiinnityksessä
kisko on kiinnitetty määrävälein kiskonkiinnityslevyihin mekaanisilla kiinnitysosilla.
Näin ollen kiskon tuenta koostuu tasaisin välein olevista pistemäisistä tuista. ERS-
rakenteissa kiskonkiinnityslevyjä ei tarvita ollenkaan vaan kisko on upotettu jousto-
massaan ja tuenta on staattiselta toiminnaltaan pistemäisen sijaan jatkuva.



Kuva 4.8 Esimerkkejä ERS-koururakenteesta a) Pulttikiinnitteinen teräskouru ta-
sausvalun päällä b) Levyrakenteinen kouruelementti c) Betonikanteen
pintavalun yhteydessä toteutettu kouru.

4.3.2 Rakenteen peruseräatteen

ERS-rakenne perustuu upotettujen kiskojen tekniikkaan, jossa kisko on upotettu teräs-, alumiini tai betonikaukaloon tehtävään joustomassavaluun kuvan 4.8 mukaisesti. Kaukalo kiskon upoksiinnitystä varten voidaan järjestää teräksisen pituuskannattajan päälle esimerkiksi kulmaprofiileista, valmiina kouruelementtinä tai betonikannen tapauksessa kannen pintavalun yhteydessä. Kaukalon pohjalla on jatkuva joustomassanauha, jonka päälle kisko on asennettu tarvittavien välikkeiden varaan. Kisko tukeutuu pystysuunnassa pohjalla olevaan joustomassanauhaan ja -valuun ja sivusuunnassa joustomassavaluun. Näin ollen kiskonkiinnitys on jatkuva niin vaaka- kuin pystysuunnassa. Järjestelmä luokitellaan keskijäykäksi, joka tarkoittaa 1,0–2,0 mm kiskon painumaa nimellispyöräpaineilla. [38]

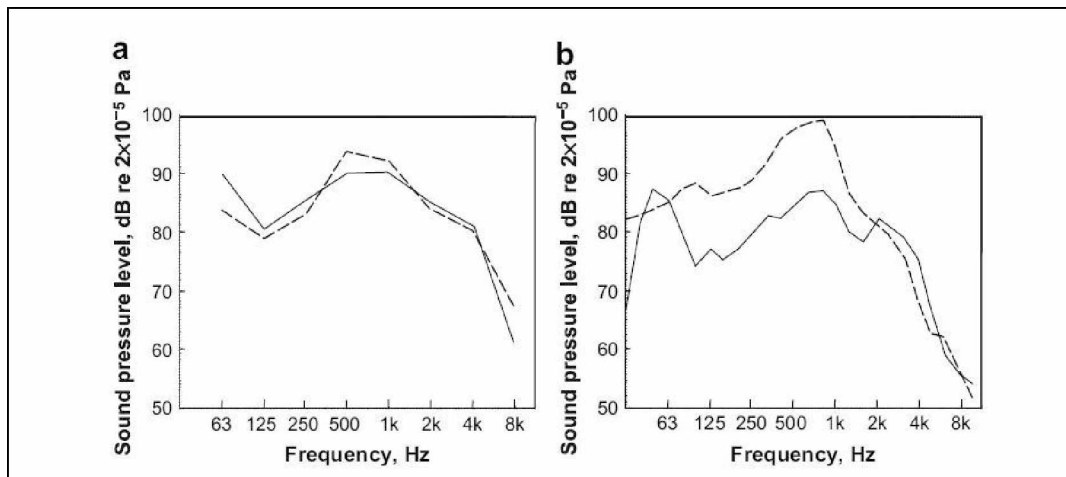


Kuva 4.9 Periaatekuva teräsrakenteiseen kouruun toteutetusta ERS-rakenteesta osineen. Rakenteessa kouru toimii myös ajokiskon sisäpuolisena suojakiskona. Kourun muotoilulla voidaan helposti toteuttaa myös ulkopuolinen suojakisko.

Kohdassa 4.2.2 esitellyt kiskonkiinnityslevyn alle tehtävät vaimennusratkaisut vähentävät raideliikenteen ympäristöön ja siltaan aiheuttamaa tärinää ja siitä syntyviä runkoääniä. Sen sijaan kiskon värähtelyyn ja siitä syntyviin ilmaääniin näillä ei juuri ole vaimentavaa vaikutusta. ERS-rakenteessa kiskon ollessa osin upotettuna joustomassaan vähenee myös kiskon värähtelystä ympäröivään ilmaan välittyvä ääni. Kiskoprofiilia kolmelta sivulta ympäröivä massa, paitsi vähentää profiilin säteilevää pinta-alaa, myös estää tehokkaasti poikkisuuntaisen ja vääntövärähtelyn. Kun värähtelyä aiheuttavaa herätettä vaimennetaan jo syntysijoillaan, vähenee melusteiden ja muiden meluntorjuntarakenteiden tarve. [22]

Hollannissa on tehtyjen raidemelumittausten perusteella ERS-kiskonkiinnitykseen ja optimoituihin teräsrakenteisiin perustuvalla teräskansityypillä (vastaava kuin kuvassa 5.8) päästy terässillan äänenpainetasossa jopa alle ympäröivän tukikerroksellisen radan äänenpainetasoon (kuva 4.10 a)). Verrattaessa ERS-rakenteista terässiltaa vastaavaan perinteisellä pelkkoihin perustuvalla kiskonkiinnityksellä varustettuun terässillan ero äänenpainetasossa oli merkittävä ERS-kantisen sillan eduksi (kuva 4.10 b)). [14, 11.6.2]. Mittaustuloksista on myös syytä huomioida, että verrattaessa ERS-

rakenteella varustettua kantta saneeraamattomaan kanteen, pudotusta äänenpainetasossa on erityisesti tapahtunut juuri ihmisen kuuloaistimuksen kannalta merkityksellisimmällä alueella eli 500...4000 Hz. Toisaalta vaimennus on tehokas myös runkomelun syntymisen kannalta tärkeällä tärinän taajuusalueelta 50...150 Hz. Käyrin leikkaaminen (eli ERS-rakenteen hieman suurempi äänenpainetaso) noin 40 Hz:n kohdalla johtuu tällä kohdalla olevasta rakenteen resonanssiipiikistä. Vaimennusominaisuuden ansiosta piikki on kuitenkin maltillinen eikä ylitys vertailtavaan saneeraamattomaan siltaan ole kuin muutaman desibelin suuruinen.



Kuva 4.10 Hollannissa toteutettujen raidemelumittausten tuloksia ERS-rakenteella saneerattu terässilta (—) verrattuna a) ympäröivään rataan (---) b) vastaavaan puupelkoin varustettuun terässiltaan (---) [14]

Poikkeuksellisuutensa vuoksi ERS-kiskonkiinnityksen suunnittelussa täytyy huomioida rakenteellisia seikkoja, joita perinteisillä aluslevykiinnityksillä ei tule vastaan. Koururakenteessa on esimerkiksi erityishuomio kiinnitettävä vedenpoistoon, jotta sadevesi ei jää kouruun kiskon ympärille. Vedenpoistosta huolehtimisen tärkeys korostuu kansityypeillä, joissa on paljon umpinaista sadevettä keräävää ja kuljettavaa pintaa. Vaihtoehtoisesti koururakenteen voi toteuttaa siten, että vettä kerääviä taskuja olisi mahdollisimman vähän, esimerkiksi täyttämällä matalan kourun kokonaan massalla. Tällöin ajokiskon ulkopuolen suojakiskotus on ratkaistava erikseen, koska kourun reunat eivät tarjoa suistuneelle pyörälle johdetta.

Suomen olosuhteissa huomiota on kiinnitettävä talvikauden ilmiöihin. Jäättyessään laajeneva vesi täytyy johtaa pois rakenteesta olevista taskuista, jotta teräsrakenteet eivät vaurioidu. Lumen ja jään pakkautuminen kouruun kiskon ympärille voi pahimmassa tapauksessa aiheuttaa junan suistumisen. Tämän vuoksi lumen pakkautuminen on estettävä jättämällä tälle riittävästi tilaa kiskon yläpinnasta joustomassavalun yläpintaan pyörän laipan puolella (kuvassa 4.9 e_{min}).

Suomessa on diplomityön kirjoittamishetkellä ratalinjalla koekäytössä kaksi ERS-kannella varustettua teräsbetonista rautatiesiltaa. Toinen näistä on Kuortaneentien alikulkusilta Seinäjoella (rakenneleikkaus kuvassa 5.18). Tässä sillassa lumen ja jään vaikutuksiin on varauduttu jättämällä pakkautumisvara $e_{\min}=80$ mm. Lisäksi kourun vieressä (lumen pakkautumistilassa) on suunnitelmissa esitetty varausura lämmityskaapelille lumen ja jään sulattamiseksi kiskon vierestä. Lämmityskaapelia ei kuiten-

kaan kohteeseen ole asennettu [3]. Tästä huolimatta tai tämän ansiosta talvikauden ongelmia ei koekohteessa ole esiintynyt [3].

Jotta sähköinen sulanapitäminen olisi toimiva, pitäisi se ulottaa koko vedenpoistojärjestelmään eikä ainoastaan kiskon vieressä olevaan uraan. Pakkautumistilasta valuvan sulamisveden jäätyminen muualle siltakannen kylmille alueille tai vedenpoistojärjestelmään pitää myös estää. Hollannissa on tutkittu ERS-putkivälkkeiden käyttämistä kaapeloinnin lisäksi myös raiteen ympäristön sulanapitokaapeleiden asennukseen.

4.3.3 Toteutus ja käyttö

Upotetun ERS-kiskonkiinnityksen rakentaminen poikkeaa tavanomaisesta kiskotuksesta. Koska rakenteessa ei käytetä kiskonkiinnityslevyjä, pitää kisko asettaa haluttuun korkeus- ja sivuttaisasemaan joustavien tukilevyjen ja välikkeiden avulla kuten kuvassa 4.11 b). Työvaihe on kriittinen, koska kiskon aseman muuttaminen tai säätäminen valun jälkeen on mahdotonta. Välikkeitä ja levyjä on oltava riittävän tiheällä jaolla, jotta kisko ei pääse taipumaan tai liikkumaan valun aikana. Kiskon sivuille tuleva putki tukee välikkeitä ja vähentää joustomassan menekkiä. Kourun päihin asennetaan tulppaavat valuvälkkeet estämään massan valuminen kourun päistä pois, jolloin kisko kulkee jatkuvana välikkeen läpi.



Kuva 4.11 a) ERS-elementtien liitoskohta ja tulppaavat välikkeet kourujen päissä
b) Kallistusvälike kourun pohjalla c) Jatkuva joustomassavalu [54]
(muokattu)

Joustomassa valetaan välikkeiden varaan asennetun kiskon ympärille riittävän lyhyissä osissa, koska valumassan työstettävyyssäike on suhteellisen lyhyt. Tarvittaessa kourua jaetaan välikkeillä lyhyempiin valualueisiin. Näin voidaan varmistaa, että massa säilyy riittävän juoksevana ja ympäröi kiskon kokonaan ja tasaisesti. Valu voidaan suorittaa pienemmissä kohteissa ämpärivaluna, jossa joustomassan komponentit sekoitetaan ämpärissä, josta ne kaadetaan kouruun. Suuremmissa kohteissa voidaan käyttää sekoitinta ja jatkuvaa valua, jossa joustomassa pumpataan sekoittimelta kouruun. Mikäli valutyötä joudutaan tekemään kylmissä olosuhteissa, voi olla tarpeen lämmittää kiskoa valun aikana esimerkiksi sähkövirralla.

ERS-rakenne on yleistynyt Euroopan rautateillä sen monien etujen takia. ERS-rakenteella on todettu olevan positiivinen vaikutus kiskon kulumiseen (korrugaatio) ja raiteen asemassa pysymiseen. Tästä on seurannut rakenteen huoltosyklin pitenemistä ja sitä kautta huoltokustannukset ovat laskeneet. Siltarakenteissa ja varsinkin meluisina pidettyjen terässiltojen saneerauksien yhteydessä hyötyä on saatu raidemelun vähenemisenä kaupunkiympäristössä.

Suurena saneerauskohteena voidaan mainita Moerdijkin 1100m pitkä kaksiraiteinen ratasilta Hollannissa, joka on yksi Euroopan pisimmistä rautatiesilloista. Silta ristikkosilta, ajorata alhaalla, jossa siltapelkat lepäsivät sekundääripituuskannattajien päällä. Kyseisen sillan kansirakenne on saneerattu käyttäen ERS-rakenteeseen ja levymäisiin kouruelementteihin perustuvaa, melua ja tärinää vähentävää Silent Bridge® -konseptia. Aikaa yhden raiteen saneeraukseen vanhan päällysrakenteen poistoon kului vain noin 10 päivää. Suomen sääoloja vastaavissa ilmasto-olosuhteissa ERS-rakennetta on käytetty esimerkiksi Norjassa, Ruotsissa, Kanadassa ja Sveitsissä.

Ruotsissa on rakennettu Silent Bridge® -elementtejä käyttäen edellä esiteltyä Moerdijkin ratasillaa jännemitaltaan lyhyempi rautatiesilta, Köpmannebro (v. 2001). Tässä sillassa ERS-elementeissä oleva lumen pakkautumisvara on ollut riittävä eikä muitakaan arktisista oloista syntyviä ongelmatilanteita esimerkiksi joustomassalle ominaisuuksineen ole ilmennyt noin 10 vuoden käyttökokemuksen perusteella. [4]

Muualla Euroopassa ERS-rakennetta on siltojen lisäksi käytetty kiintoraiderakenteissa kuten tasoristeyksissä ja tunneleissa. Tasoristeyksissä rakenteen etuna on yliajettavuus, kiskon yläpinta voi olla samalla tasolla laatan yläpinnan kanssa. ERS-rakenteella toteutettujen tasoristeysten on havaittu toimivan varsin hyvin, vaikka poikkisuuntainen ajoneuvoliikenne kuljettaa ja pakkaa loskaa ja lunta kiskon viereen varsin tehokkaasti [4]. Tunneleissa taas etuna on rakenteen matala korkeus, joka säästää madaltuneen tunnelipoikkileikkauksen myötä louhintakustannuksissa. ERS-rakenteen käytöstä on myös etua silloilla, joissa tukikerroksen pysyvyys on kyseenalainen. Tällainen tilanne vallitsee esimerkiksi nosto ja kääntösilloilla.

5 Tukikerroksen korvaaminen joustomassarakenteilla

Tukikerroksen tarkoitus niin siltakansilla kuin muillakin rataosuuksilla on pitää raide oikeassa asemassa, jakaa kuormia alusrakenteelle sekä muodostaa raiteelle tasainen ja kantava alusta. Siltakansilla tukikerros on mahdollista ja edullista korvata muilla rakenteilla ja materiaaleilla, jotka täyttävät edellä esitetyt vaatimukset ja käyttäytyvät kuormitettaessa vastaavalla tavalla kuin tukikerros muulla rataosuudella. Tässä luvussa keskitytään tuomaan esille edellisessä luvussa esiteltyjen rakenteiden ja materiaalien soveltamista teräs- ja teräsbetonisiltakansien korjaus- ja uudisrakentamiseen.

5.1 Korjausrakentaminen

Joustomassarakenteilla voidaan saneerata sillan kansi tukikerroksettomaksi ja siltapelkattomaksi. Saneerausmenetelmillä voidaan saada aikaan tukikerroksettomalle sillalle tukikerroksellista siltaa vastaavat ajo-ominaisuudet omaa painoa ja rakennekorkeutta lisäämättä. Tämän lisäksi voidaan päästä eroon pitkäaikaiskestävyydeltään ongelmallisista puurakenteista eli pelkoista ja vanerikorokkeista. Toisaalta vanhoissa teräsbetonisilloissa on mahdollista parantaa kantokykyä korvaamalla raskas tukikerros joustomassarakenteilla.

Saneeraustyössä käytettävä joustomassarakenne on riippuvainen korjauskohteen siltatyyppistä, rakennejärjestelmästä sekä rakenteiden kunnosta. Toisaalta radalle sallittu liikennekatkopituus määrittelee, mikä korjausmenetelmä soveltuu kuhunkin kohteeseen. Seuraavassa on esitetty erilaisia korjausmenetelmävaihtoehtoja tyyppillisimpiin siltatyyppeihin.

5.1.1 Raiderakenteet pääkannattajien päällä

Levyppalkkisilta ajorata ylhäällä

Suomen teräsrakenteisista rautatiesilloista tyyppiltään yleisin on levyppalkkisilta, jossa ajorata kulkee sillan pääkannattajien yläpuolella (rakennetyyppi esitetty kuvassa 3.1). Tämän tyyppinen silta on edullinen rakenne erityisesti lyhyillä ja keskipitkillä jänteiltä, koska rakennekorkeus pysyy verrattain matalana ja rakenne on yksinkertainen toteuttaa. Sekundääripalkistoa ei tällaisessa rakenteessa tarvita, koska siltapelkat on voitu asentaa suoraan pituuskannattajien ylälaipan päälle. Pääkannattajien k/k-väli on 1800...2000 mm eli vastaava kuin sekundääripituuskannattajien välinen etäisyys muissa terässiltatyypeissä. Rakenne on yksinkertaisuutensa vuoksi osoittautunut käytössä kestäväksi, koska sekundääripalkisto lukuisine liitoksineen puuttuu.

Tämänkaltaisen siltarakenteen saneeraamiseksi pelkattomaksi voidaan hyödyntää useaa, myöhemmin esiteltävää joustomassarakenteisiin perustuvaa menetelmää. Vaihtoehtoina voi olla kohdassa 5.1.3 esiteltävä terässiltapelkkoihin ja suorakiinnitykseen perustuva sangen yksinkertainen ja lähtötilannetta muistuttava saneerausmenetelmä tai ERS-rakenne joko toteutettuna erillisiin kouruihin ja kiskonkannatuspalkkeihin (kohta 5.3.2) tai levyrakenteeseen ERS-rakenne-elementtiin (kohta 5.2.2). Pääkannattajien päälle asennettavalla levymäisellä ERS-rakenne-elementillä on mahdol-

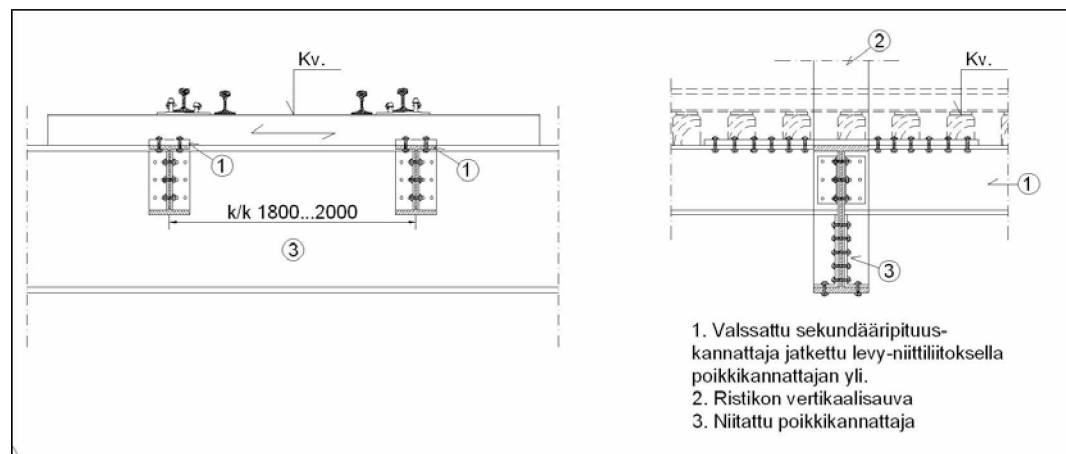
lista kasvattaa myös sillan poikkisuuntaista jäykkyyttä ja aikaansaada pääkannattajien ylälaipoille hyvä kiepahdustuenta.

5.1.2 Raiderakenteet sekundääripituuskannattajien päällä

Tavallinen rakennejärjestely teräsrakenteisella rautatiesillalla on myös luvussa 3 aiemmin esitelty poikki ja sekundääripituuskannattajiin perustuva arinarakenne. Raiderakenteet pelkkoineen ovat sekundääripituuskannattajien päällä, jotka tukeutuvat pääkannattajien välissä oleviin poikkikannattajiin. Tällaisia siltarakenteita ovat levypalkkisillat ajorata alhaalla ja ristikkosillat.

Siltapaikoissa, joissa sillan alikulkukorkeus on joko maisema- tai liikennesyistä kriittinen ja sillan rakennekorkeus minimoitu, on levypalkkisillassa ajorata usein alhaalla pääkannattajien välissä. Suurten jännemittojen ollessa kyseessä siltatyypinä käytetään ristikkosiltaa, jossa ristikkooa ei ole korkeutensa takia mielekäästi toteuttaa ajoradan alle. Rakennejärjestelmänä tämänkaltaisissa silloissa on useimmiten pääkannattajien tai ristikoiden välissä olevat poikkipalkit, joiden päällä tai useammin kyljissä on kiinnitettynä sekundääripituuskannattajat k/k 1800 mm (kuva 3.1 a) ja 5.1).

Läpiajettavien ristikkosiltojen korjausrakentamisessa on huomioitava tiukat reunaehdot. Rakennekorkeus radan korkeusviivasta siltakannen alapintaan on usein jo valmiiksi hyvin matala. Samoin ristikoiden välisten tuulisiteiden korkeus radan korkeusviivasta on valittu aukean tilan ulottuman puitteissa. Ratojen sähköistyksen yhteydessä läpiajettaville ristikkosilloille on jouduttu aikanaan tekemään myös tuulisiteiden korotuksia. Täten radan korkeusviivan nostaminenkaan ei usein tule kysymykseen. Edellä mainituista syistä johtuen läpiajettavien ristikkosiltojen korjaamisessa radan korkeusviivan täytyy pysyä hyvinkin tarkasti nykyisessä asemassaan.



Kuva 5.1 Tyypillinen sekundääripituuskannattajan, poikkikannattajan liitos teräsristikkosillassa.

Useimmissa tapauksissa vanhat sekundääripituuskannattajat on kiinnitetty kuvan 5.1 mukaisesti poikkikannattajan kylkeen ja tehty jatkuviksi. Jatkuvuudella on saavutettu etua esimerkiksi taipumien ja rasitusten pienentymisessä. Vanhan sekundääripituuskannattajan jatkuvuuden ja korkeusviivan asemassa pitämisen vuoksi kuvassa 5.1 esitetyn rakenteen hyödyntäminen läpiajettavan ristikkosillan saneeraamisessa vaikeutuu. Uusia sekundääripituuskannattajia ei voida nostaa korkeussuuntaisen tilanpuutteen vuoksi poikkikannattajien päälle. Uusien sekundääripituuskannattajien kiinnit-

täminen poikkikannattajan kylkeen on siten ainoa vaaditun korkeuden mahdollistava ratkaisu. Näin ollen palkin jatkuvaksi tekeminen vaikeutuu.

On olemassa myös päältä ajettava rautatiesiltatyypin, jossa levypalkki on korvattu ristikolla eli päältä ajettava ristikkosilta ajorata ylhäällä. Päältä ajettava ristikkosilta on kuitenkin Suomessa melko harvinainen ja poikkikannattajien päälle tuleva rakenne kansipalkkistoinen on yhtenevä levypalkkisillan, jossa ajorata on alhaalla (vastaavat poikkikannattajat + sekundääripituuskannattajat). Tämän ristikkosiltatyypin käsittely voidaan tämän tutkimuksen puitteissa yhdistää levypalkkisillan, jossa ajorata alhaalla.

Korjausmenetelmät

Läpiajettavan ristikkosillan kevyenä korjaus- ja parannusmenetelmänä kyseeseen tulee puisten siltapelkkojen poistaminen ja korvaaminen kuvassa 5.2 esitetyillä terässiltapelkkarakenteella, mikäli käyttöikä tarkastelu osoittaa, että siltarakenteella tai pääkannattajalla on enemmän käyttövuosia jäljellä, kuin mitä uusien puusiltapelkkojen käyttöikä. Rakenteessa terässiltapelkat ovat sekundääripituuskannattajien päällä joustolevyn välityksellä tai joustolevy voi vaihtoehtoisesti olla kiskonkiinnityslevyn ja terässiltapelkan välissä. Toimenpide on sovelias varsinkin, jos sekundääripituuskannattajat ovat kapasiteetiltaan ja käyttöiältään riittävät. Radan korkeusviiva saadaan pysymään nykyisellään, eikä täten muodostu tarvetta tuulisiteiden korotukselle. Myös sekundääripituuskannattajat voivat pysyä nykyisillä paikoillaan ja raiteet olla epäkeskisesti näihin nähden.

Uusittavien sekundääripituuskannattajien tapauksessa korjaustyö muuttuu vaikeammaksi. Tällöin uudet sekundääripituuskannattajat voidaan toteuttaa raidelevyden etäisyydelle toisistaan. Kuvan 5.3 mukaista kiskon suorakiinnitystä voidaan hyödyntää, mikäli uusien sekundääripituuskannattajien ylälaippojen yläpinnat voidaan toteuttaa poikkikannattajien yläpinnan yläpuolelle. Tällöin kisko saadaan kulkemaan riittävän väljästi poikkikannattajan yli, vaikka sekundääripituuskannattaja olisi kiinnitetty poikkikannattajan kylkeen. Tällaisessa tapauksessa liitoksesta voi muodostua kuitenkin melko hankala, koska sekundääripituuskannattaja liittyy osin poikkikannattajan uumaan ja osin sen ylälaipan yläpuolelle. Liitos hankaloituu entisestään, jos halutaan hyödyntää sekundääripituuskannattajaa jatkuvana palkkina. Yleensä sekundääripituuskannattaja tehdään jatkuvaksi.

Muualla Euroopassa ristikkosiltojen saneeraamiseen on käytetty levymäisiä ERS-rakenne-elementtejä (kohta 5.2.2). Tällaisen elementin etuna erityisesti ristikkosillan korjausrakentamisessa on matala rakennekorkeus, nopea ja yksinkertainen asennus sekä tapauskohtaisesti säädettävä korkeusasema kiskon saamiseksi haluttuun korkeuteen. ERS-rakenteen käyttöä erityisesti ristikkosilloissa (yleensä pitkiä jännemitoja) rajoittaa sen vaatima kiskonliikuntalaite sillan liikepituuden ylittäessä 30m.

5.1.3 Terässiltapelkat

Vanhan levypalkkisillan saneeraaminen voidaan toteuttaa usealla eri menetelmällä käyttäen hyväksi joustomassarakenteita. Mikäli sillan sekundääripalkisto ei kärsi väsymis- eikä vakavista korroosiovaurioista ja siten näiden käyttöikä on vähintään yhtä pitkä kuin pääkannattajillakin, voidaan sillan ajettavuutta parantaa yksinkertaisella menetelmällä, jossa pelkkä raiderakenne vaihdetaan.

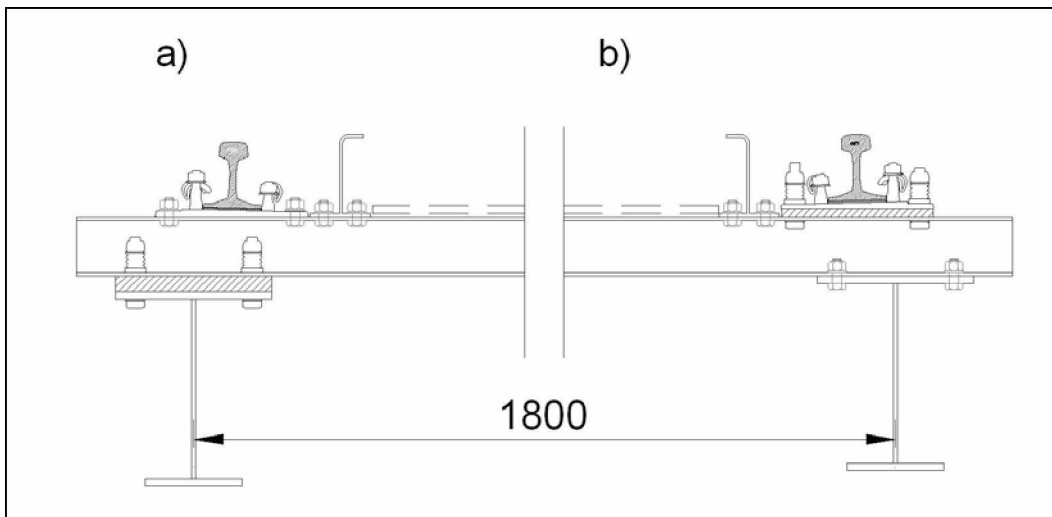
Taulukko 5.1 Jäykkyydeltään perinteistä puupelkkaa vastaavia standarditeräsprofieileja, joiden korkeus mahdollistaa käyttämisen joustomassalevyjen kanssa.

	E (Gpa)	I (cm ⁴)	EI (kNm ²)	A (cm ²)	EA (MN)	m (kg/m)
Puupelkka 225x200	11	18984	2088	450	495	20
Terässiltapelkka: -HEA140	210	1033	2169	31	660	25
-2xUPE140	210	1200	2520	37	773	29

Puiset siltapelkat voidaan korvata sekundäripituus- tai pääkannattajien päälle asennettavilla terässiltapelkoilla. Terässiltapelkkojen jako on vastaava kuin puisilla siltapelkoilla eli 400 mm. Teräspelkkojen käytön hyvänä puolena on, että pituus-/sekundärikannattajien keskinäisellä etäisyydellä ei ole merkitystä, koska kisko voi tukeutua epäkeskeisesti näihin nähden teräspelkan välityksellä, lisäksi suojakiskon asennus onnistuu luontevasti terässiltapelkkojen päälle ajokiskojen sisäpuolelle. Suomessa raideleveys on 1524 mm ja pituus-/sekundäripituuskannattajien k/k on yleensä 1800 mm. Taulukossa 5.1 esitettyjen, standardi-profiileiden lisäksi markkinoilla on erityisesti raideliikenteen kuormille ja siltapelkkäyttöön suunniteltuja ja tuotteistettuja teräksisiä pelkkajärjestelmiä.

Tarvittava vaimennus tämänkaltaiseen rakenteeseen saadaan aikaan käyttämällä joustomassaa tai -levyä. Niitatun pituus-/sekundäripituuskannattajan tapauksessa vaimennusmateriaali on järkevä asettaa terässiltapelkan ja pituus-/sekundäripituuskannattajan väliin, koska näin voidaan tasata pituus-/sekundäripituuskannattajan ylälaippaa (vrt. kohta 3.1.2, nykyinen saneerausmenetelmä). Pituus-/sekundäripituuskannattajan ylälaipan ollessa tasainen, voidaan terässiltapelkka liittää siihen ilman vaimennusta pulttiliitoksella. Tällöin joustolevy asetetaan kiskonkiinnityslevyn alle kuvan 5.2 b) mukaisesti. Kuvan 5.2 molemmissa rakennetyypeissä kiinnityspulttien on mentävä joustomassalevyn läpi, jotta se pysyy paikallaan eikä kohdan 3.1.3 ja kuvan 3.3 ongelmia pääse syntymään. Joustomassan läpi kulkeva pultti on varustettava jousialuslevyllä, joka sallii jouston ja pitää pulstin kireällä joustosta huolimatta.

Terässiltapelkkojen päälle on mahdollista toteuttaa myös kohdassa 5.2 tarkemmin esitetty erillisiin kouruihin valettava ERS- rakenne. Tällöin sekundärikannattajien keskinäisellä etäisyydellä ei rakenteen toteuttamisen kannalta ole merkitystä.



Kuva 5.2 Terässiltapelkka pituus-/sekundääripituuskannattajan päällä a) Vai-
mennusmateriaali pituus-/sekundääripituuskannattajan ja pelkan välis-
sä b) kiskonkiinnityslevyn ja pelkan välissä

5.1.4 Suorakiinnitys sekundääripituuskannattajiin

Jos sekundääripitkittäiskannattajat ovat käyttöikänsä päässä, tulee kyseeseen ras-
kaampi saneeraus. Tässä toimenpiteessä uusitaan radan päällysrakenteen lisäksi
myös sekundääripitkittäiskannattajat. Tällaista saneerausta tehtäessä on järkevää
suunnitella uudet sekundääripituuskannattajat raidelevyden mukaiselle etäisyydelle
toisistaan, koska näin saadaan kiskonkiinnityslevyt asennettua suoraan sekundääripiti-
tuuskannattajien ylälaippojen päälle keskeisesti; ilman kuormaa välittäviä poikkira-
kenteita. Joustolevyt sijoitetaan kiskonkiinnityslevyn ja sekundääripituuskannattajan
väliin.

Suorakiinnitys sekundääripituuskannattajiin mahdollistaa myös suurempien valmiiksi
koottujen kokonaisuuksien hyödyntämisen terässiltojen korjausrakentamisessa. Ku-
vassa 5.3 on esitetty Paimiojoen ratasiltaan asennetut uudet sekundääripituuskannat-
tajat. Paimiojoen ratasilta on tyypiltään ristikkosilta ajorata ylhäällä, joten kuvan
elementit on asennettu ristikoiden välisten poikkikannattajien päälle. Esikootuilla
osilla siltaa saneerattaessa voidaan liikennekatkopituutta lyhentää työmaalla liiken-
nekatkon aikana tehtävän työn vähenemisen myötä. Myös osien laadun ja pintakäsit-
telyn säilymisen kannalta mahdollisimman suuri esivalmisteisuus on myönteinen
seikka.

Kun sekundääripituuskannattajat uusitaan tällä menetelmällä, voidaan parantaa hie-
man myös sillan kapasiteettia. Useimmissa tapauksissa vanhojen terässiltojen on-
gelmana on akselipainojen kasvamisen kannalta juuri sekundääripalkiston kapasi-
teetti. Kun puurakenteisista siltapelkoista päästään eroon, voidaan sekundääripituus-
kannattajien kapasiteettia kasvattaa valitsemalla tähän korkeammat teräspalkit. Ra-
dan korkeusviivan asema pysyy näin ollen muuttumattomana ja pelkoilta vapautunut
tila voidaan hyödyntää sekundääripalkiston kapasiteetin kasvattamiseen.

Toisaalta varsinkin läpiajettavien ristikkosiltojen ongelmana on sekundääripituus-
kannattajien vaurioitumisen lisäksi myös poikkipalkkien huono kunto. Kuvan 5.3. me-
netelmää voitaisiin jalostaa esivalmistamalla arinaelementtejä, joissa on sekundääri-
pituus ja poikkikannattajat liitetty yhteen. Tällaista elementtiä varten voidaan lyhyi-

den liikennekatkojen aikana valmistella sillan ristikoihin konsolit, joihin arinaelementin poikkipalkit liitetään, kun vanha sekundääripalkisto on purettu.



Kuva 5.3 Kiskot suorakiinnityksellä sekundääripituuskannattajien päällä. Joustolevyt on asennettu kiskonkiinnityslevyjen alle. Poikkituet on rei'itetty suojakiskojen asennusta varten. Kuvassa Paimionjoen ratasillan sekundääripituuskannattajat esivalmisteisena elementtirakenteena.

Siltapelkattomalla kannella suojakiskotus kiinnityksineen on suunniteltava erikseen, koska suistunut pyörä ei kulje siltapelkkojen päällä (koska niitä ei ole). Näin ollen sekundääripituuskannattajan ylälaipan on oltava riittävän leveä, jotta suojakiskotus on mahdollista toteuttaa sen päälle ja että pudonneen pyörän on mahdollista kulkea ylälaipan päällä. Vaihtoehtoisesti tätä tarkoitusta varten on määritettävä omat kannattajat. Tämä vaatimus johtaa helposti varsin kömpelöihin rakenneratkaisuihin. Tästä syystä päädytään esimerkiksi levymäiseen kansirakenteeseen uusittujen ylileveiden sekundääripituuskannattajien sijasta. Erilaisten kansien suojakiskovaatimuksiin perehdytään tarkemmin kohdassa 6.3.

5.1.5 Teräsbetonisilltojen korjausrakentaminen

Kuten kohdassa 3.2 on todettu, Suomen teräsbetonirakenteisista rautatiesilloista lähes kaikki on toteutettu tukikerroksellisina. Tukikerroksellinen teräsbetonisilta on mahdollista saneerata tukikerroksettomaksi, korvaamalla tukikerros joustomateriaalilla. Vaihtamalla painava ja vähintään 550 mm paksu tukikerros muutaman senttimetrin vahvuiseen joustomateriaaliin voidaan saavuttaa monia rakenteellisia etuja ja toisaalta päästä eroon tukikerroksista aiheutuvista haittavaikutuksista ja ongelmista (esitetty kohdassa 3.2).

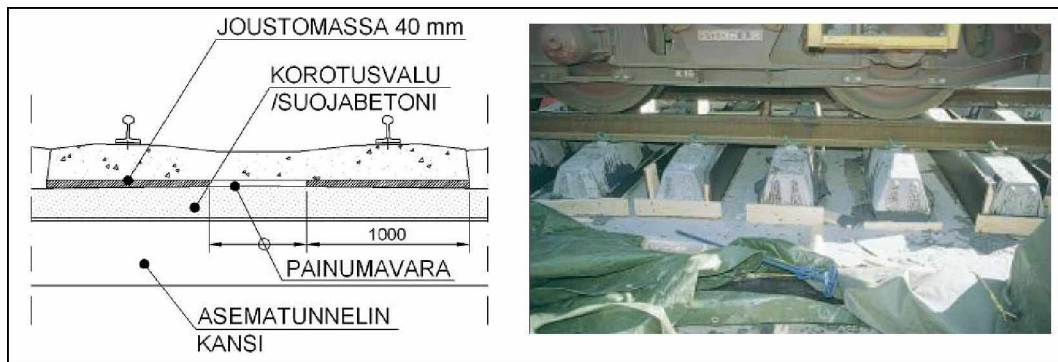
Tukikerroksellisen teräsbetonisillan saneeraamisella tukikerroksettomaksi saavutetaan hyötyä sillan oman painon pienemisessä, jolloin hyötykuormaa voidaan lisätä. Lisäksi sillan rakennekorkeus pienenee. Tämä mahdollistaa sillan kannen nostamisen ylöspäin, jolloin alikulkukorkeutta voidaan kasvattaa säilyttäen alittavan väylän tasa-

us ja radan korkeusviiva entisellään. Asema-alueilla siltakannen rakennekorkeuden pienenemistä voidaan hyödyntää asematunnelien tekemisessä.

Tampereen henkilöratapihalla tukikerros olisi siltakannen päälle tehtävän uuden vedeneristyksen sekä suojabetonikerroksen ja radan korkeusviivan laskemisen myötä jäänyt liian ohueksi. Näin ollen tukikerros korvattiin betonipölkkyjen alle valettavalla joustomassalla. Vanhan kannen tasaaminen kiinnitysalustaksi tarvittavine kaatoineen tehtiin uuden vedeneristeen ylipaksun suojabetonin avulla (kuva 5.4). Kannelle tehtiin ratapölkkyjen asennuksen ja joustomassavalujen jälkeen pölkkyjen yläpinnan tasoon ulottuva sepelitäyttö, jonka merkitys on lähinnä kosmeettinen. Kuvan 5.4 mukaisen rakenteen toteuttamisessa on huomioitava betonipölkyn esteetön painuminen. Mikäli sepeliä käytetään pölkkyjen välissä verhouksena, täytyy huolehtia, että joustomassavalujen väliin (kuvassa 5.4 a) ”painumavara”) ei joudu sepelirakeita, vettä, jäätä tai muuta joka voi estää ratapölkyn vapaan jouston. Jos vapaa painuma estyy, pölkyn keskelle syntyy epänormaali tukialue. Tämä voi pölkkyä kuormitettaessa katkaista pölkyn. [23]

Jos jarru- tai vetokuormia ei haluta välittää pelkän joustomassan välityksellä, voidaan pölkkyt kiinnittää vaakasuunnan voimia vastaan kanteen jarrukorvakkein. Tällöin on korvakkeet kuitenkin varustettava soikeilla rei’illä, jotta pölkyn kiinnitys sallii pölkyn pystysuuntaisen vapaan liikkeen joustomassan painuessa kasaan kuorman alla.

Tukikerroksettomaksi saneerauksen ja raidesepelin poiston yhteydessä voidaan sillan reunapalkit poistaa tarpeettomina. Tukikerroksettoman teräsbetonikannen etuna reunapalkittomuuden lisäksi voidaan todeta olevan kannen yläpinnan esilläolo. Tukikerroksen tapauksessa vauriot voivat kehittyä piilossa tukikerrosepelin alla. Tukikerroksettomassa ja sepelittömässä kannessa mahdolliset vauriot pinnassa on helppo havaita ja mahdollista jopa korjata varsin nopeasti, koska sepeliä ei tarvitse poistaa. Tällaisia vaurioita voivat olla esimerkiksi vedeneristeen suojabetonilaatan vauriot.



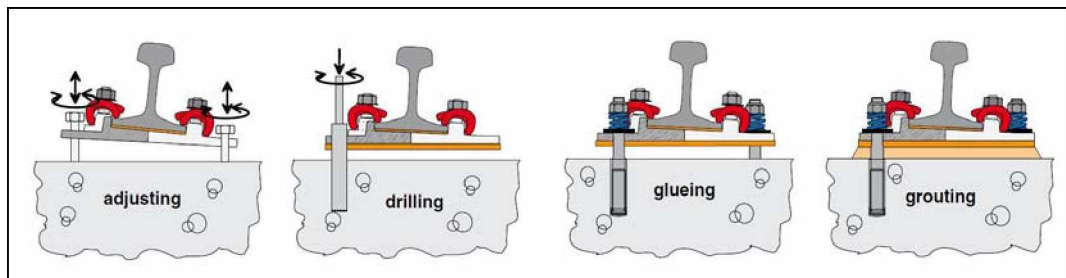
Kuva 5.4 a) Joustomassavalu betonipölkyn alla, kansi tasattu pintabetonivalulla
b) Tampereen henkilöratapihan joustomassavalu valmiina, muotit purkamatta. Päällä sepelivaunu 22 t/akseli.[23; 55]

Saneerattaessa teräsbetonisiltoja tukikerroksettomiksi voidaan käyttää monia eri menetelmiä. Kiskot voidaan kiinnittää kanteen kohdassa 4.2.2 esitetyllä suorakiinnitystekniikalla, jossa joustolevy on asennettu suoraan kiskonkiinnityslevyn alle ilman betonisia ratapölkkyjä. Tällainen rakenne on myös suhteellisen yksinkertainen toteuttaa. Muita vaihtoehtoja saneeraukseen ovat teräsbetonisen ratapölkyn alle tehtävät joustomassavalut tai ratapölkyn alapintaan liimattavat joustolevyt. Mikäli halutaan

käyttää uppokiskonkiinnitystä, voidaan kannelle toteuttaa kohdassa 4.3 esitetty erilinen ERS-teräskoururakenne, joka kiinnitetään pultein siltakanteen.

Teräsbetonisillan saneeraamisessa tukikerroksettomaksi on tärkeä huomioida betonikannen yläpinnan toleranssit ja poikkeamat tasaisuudesta. Tämä saattaa muodostua rajoittavaksi tekijäksi esivalmisteisten joustolevyjen käytölle rakennettaessa bottom-up-menetelmällä. Levyjen paksuutta voidaan joutua säätämään paljonkin joustamattomien välikkeiden avulla kiskon aluslevyn korkoaseman tasaamiseksi epätaoisella kannella.

Sen sijaan jos kiskonkiinnitys rakennetaan top-down-menetelmällä (esitelty kuvassa 5.5), voidaan joustolevy kiinnittää kiskonkiinnityslevyn pohjaan ja kisko saadaan tuettua haluttuun asemaan esimerkiksi säätöpulteilla. Tämän jälkeen rako valetaan joustolevyn alapintaan asti joustamattomalla epoksi- tai juotosmassalla. Joustamaton taustausvalu tehdään, jotta raiteen jousto-ominaisuus olisi vakio kaikkien levyjen alla.



Kuva 5.5 Kiskon suorakiinnitys betonikanteen top-down-menetelmällä. 1) Säätäminen korkeusasemaan 2) Kiinnitysreikien poraaminen 3) Jousialuslevyillä varustettujen kiinnityspulttien injektointi kanteen 4) Joustamaton epoksimassavalu joustolevyn ja kannen väliin.

Top-down-menetelmän huonona puolena on muottityön runsas määrä, koska jokaisen kiskonkiinnityslevyn alle tehtävä valu on muotitettava erikseen. Toisaalta jokainen muotti on mitoiltaan samanlainen, joten näissäkin päästään suureen sarjaan esivalmisteisina osina.

Vaihtoehtoisesti voidaan asennuspinta saattaa oikeaan korkeusasemaan jyrsimällä tai hiomalla betonilaattaa tai valamalla uusi pintalaatta esimerkiksi kannen vedeneristyksen uusimisen yhteydessä. Näin voidaan välttää epoksikorokkeiden tekeminen ja käyttää suoraan kiskonkiinnityslevyn alla joustolevyä tai -valua. Teräsbetonikannella on huomioitava myös riittävät kaadot vedenpoistamisen varmistamiseksi, jotta sadeveden lammikoituminen voidaan välttää. Niin korjaus- kuin uudiskohteiden pintalaattatyypiksi soveltuu hyvin kuvien 5.17 tai 5.19 mukainen korokkein varustettu pintalaatta, jolloin veden lammikoituminen kiskonkiinnityksen läheisyyteen voidaan estää varsin tehokkaasti.

5.2 ERS-rakenne terässiltojen korjaus- rakentamisessa

5.2.1 Kiskot kouruissa sekundääripituuskannattajien päällä

Vanhat sekundääripituuskannattajat ja pääkannattajat

ERS-rakenne voidaan toteuttaa suoraan olemassa olevien sekundääripituuskannattajien päälle tietyin edellytyksin. Vanhojen siltojen, joissa ajorata alhaalla (ristikkosillat ja levyppalkkisillat) ollessa kyseessä voi sekundääripituus- tai poikkikannattajan kantavuus tai sen liitosten kapasiteetti olla riittämätön. Kannattimien väsymisen osalta voi käyttöikä olla myös lopussa. Näissä tapauksissa on ERS-rakenteen toteuttamiseksi järkevintä poistaa vanhat sekundääripituuskannattajat ja asentaa tilalle uudet järjestelmän mukaan sovitettut pituuskannattajat.

Pituuskannattajien päälle toteutettavassa ERS-koururakenteessa on sen sijaan huomioitava kiskon vaaka-asema pituuskannattajiin nähden. Sekundääripituuskannattajien ylälaippojen on oltava riittävän leveitä sekä sopivalla etäisyydellä toisistaan (ajokiskojen kohdilla), jotta ERS-rakenne on mahdollista toteuttaa suoraan niiden päälle. Täten olemassa olevien pituuskannattajien päälle suoraan toteutettava ERS-koururakenne onnistuu vain hyvin harvoissa tapauksissa (jos ylälaippa on riittävän leveä). Tarvittavaan ylälaipan leveyteen vaikuttavat suojakiskojen tarve ja sijainti sekä toteutettavan ERS-rakenteen tyyppi.

Suomessa erittäin harvinainen terässiltatyyppi, jossa pääkannattajat ovat kiskojen kohdilla ja jossa pääkannattajan ylälaippa on leveä, soveltuu erityisen hyvin erillisen ERS-koururakenteen asennusalustaksi (esitetty aiemmin kuvassa 4.8 a)). Tällainen on esimerkiksi Saimaan kanavan ratasilta. Tämän tyyppiselle sillalle on ylälaipan leveyden puitteissa mahdollista toteuttaa ERS-kourun lisäksi myös tarvittavat suojakiskojärjestelyt.

Mikäli ERS-rakenne pystytään toteuttamaan vanhojen sekundääripituuskannattajien päälle, kannattaa saneerauskohteissa useimmiten liikennekatkopituuksien minimoimiseksi valita mahdollisimman pitkälle esivalmistettu osa. Suomen teräsrakenteisissa rautatiesilloissa sekundääripituuskannattajat eivät koskaan ole suoraan kiskojen alla, joten kysymykseen tulee tällaisessa tapauksessa sekundääristen pituuskannattajien päälle asennettavat terässiltapelkat (ks. kohta 5.1.3) ja U-muotoiset teräskaukalot, jonka sisään kiskot on upotettu joustomassavalulla. Vaihtoehtona on käyttää sekundääripituuskannattajiin tukeutuvaa levymäistä ERS-rakenne-elementtiä. Jos pitkitäiskannattajan ylälaippa on niitattu, voidaan niittejä poistaa pulttien asentamiseksi. Yläpinta pitää tällöin myös tasata rei'itetyllä joustolevyllä kohdassa 3.1.2 esitetyllä tavalla tai epoksimassalla tehtävällä tasausvalulla, jotta liittyvä rakenne ei jää keikkumaan niittien kantojen päälle.

Jos niitatus kannattajan yläpinta tasataan joustomassalevyllä, pitää U-kaukalon pulttikiinnityksessä pituuskannattajaan huomioida joustomassalevyn 1-2 mm:n painumavaihtelut. Tällöin U-kaukalon pulttikiinnityksessä kannattajaan on käytettävä nostavien voimien varalta jousialuslevyillä tai kierrejousin varustettuja pultteja eli vastaavia kuin suorakiinnityksen kiskonkiinnityslevyssä (kuva 4.7).

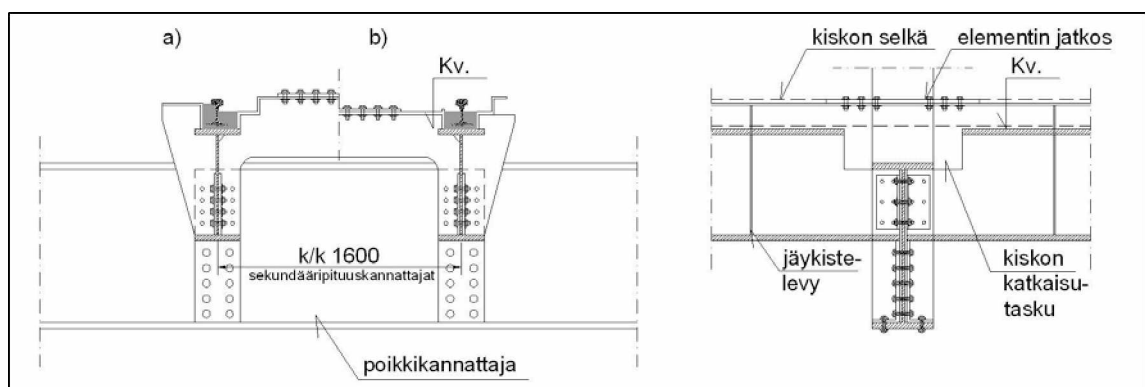
Uusitut sekundäripituuskannattajat

Sekundäripituuskannattajien uusiminen tulee kyseeseen, jos vanhat kannattajat eivät rakenteellisista syistä sovellu koururakenteen kiinnitysalustaksi. Syitä sekundäripituuskannattajien uusimiseen ovat:

- Riittämätön kantavuus
- Liitoksien riittämätön kapasiteetti
- Ylälaipan riittämätön leveys koururakennetta ja suojakiskoja varten
- Kannattajien keskinäisen etäisyyden soveltumattomuus käytettävälle raideleveydelle
- Pitkälle edennyt korrosio kannattajissa tai liitoksissa
- Väsymisvauriot kannattajissa tai liitoksissa

Uusitut sekundäripituuskannattajat on edullista suunnitella vallitsevan raidelevyden mukaisesti ajokiskojen alle. Näin menetellen vältetään kuormien poikkisuuntaiselta siirtämiseltä sekundäripituuskannattajille (vrt. pelkat). Uusien sekundärikanattajien kiinnitystä varten liittyviin rakenteisiin on tehtävä asianmukaiset kiinnityselimet, koska sekundäripituuskannattajien sijainti muuttuu.

Sekundäripituuskannattajien uusimisen yhteydessä voidaan uudisosien esivalmistusastetta korottaa toteuttamalla vaadittavat koururakenteet ja suojakiskot suoraan näiden päälle jo konepajalla. Näin menetellen kannattajan ylälaippa tehdään runsaasti ylileveäksi, josta saadaan hyötyä myös kantavuuteen. ERS-kiskonkiinnityksen koururakenteen suojakiskojärjestelyt eivät kuitenkaan vaadi yhtä suurta ylälaipan levenystä kuin suorakiinnityksen tapauksessa. Valmisosien pintakäsittelyn laatu on parempi, kun se on toteutettu konepajaolosuhteissa työmaan sijaan. Esivalmistusastetta nostamalla päästään asennustyössä lyhyemmällä liikennekatkoilla, koska työmaalla tehtäväksi työksi jää osien liittäminen toisiinsa tai olevaan rakenteeseen. Esivalmistettuja yksittäisiä palkkeja on työmaalla kohtuullisen helppo käsitellä ja liittää kokonaisuuksiksi. Toisaalta suuremmat kokonaisuudet vähentävät työmaalla tehtävää työtä, mutta kasvattavat elementtien painoa, jolloin käsittely ja kuljetus hankaloituu.



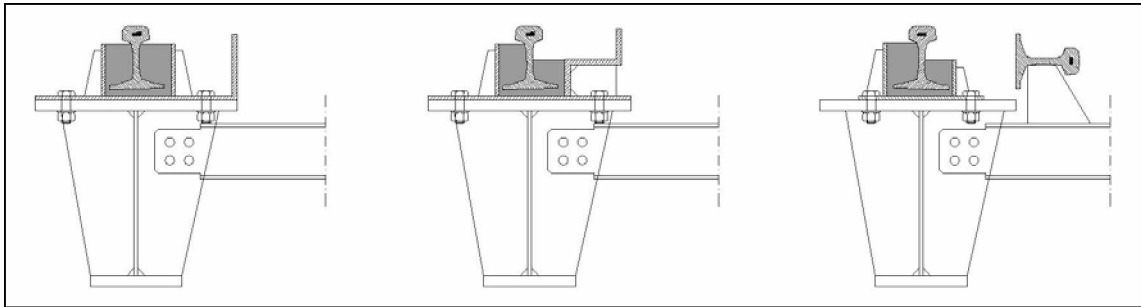
Kuva 5.6 ERS-kourut toteutettuna suoraan uusien sekundäripituuskannattajien päälle. a) sisäpuolisella suistumisenestonostolla b) ulkopuolisella suistumisenestonostolla. Elementit tehdään jatkuviksi poikkikannattajien yli.

Korkeamman esivalmistusasteen esimerkkinä on mahdollista valmistaa ja asentaa koko päällyspalkkisto sekundäripituuskannattajineen ja poikkitukineen yhtenä elementtinä kuvan 5.6 mukaisesti. Liitos tapahtuu joko vanhoihin tai uusittuihin poikkikannattajiin tehtäviin liitoskonsoleihin ja elementit tehdään jatkuviksi poikkituen yli.

I-profiileihin liitetyt levyrakenteet jäykistävät rakennetta poikkisuunnassa, mahdollistavat jatkuvaksi tekemisen poikkikannattajan kohdalla ja toimivat suistumisen estävinä suojakiskoina. Tässä voidaan soveltaa myös kohdassa 5.1.4 esiteltyä menetelmää, jossa samassa elementissä olisivat myös sillan uudet poikkipalkit, jotka liitetään pääkannattajiin tehtäviin liitoskonsoleihin.

Tässä valmisosamallissa ollaan jo hyvin lähellä seuraavassa kohdassa esitettävää levymäistä ERS-rakenne-elementtiä. Taloudelliselta kannalta ajateltuna sekundääripituuskannattajien uusiminen johtaa helposti levymäisen ERS-rakenne-elementin käyttöön, koska sekundääripituuskannattajan päälle toteutettava koururakenne erillisine suojakiskoineen on hyvin työläs ja kallis toteuttaa.

Vaihtoehtona on kuitenkin tehdä koururakenne riittävän järeäksi, että kourun ylä- tai alareunoihin voidaan yhdistää junan pyörän suistumista estävät levennysurat. Näin menetellen suojakiskorakenteiden kustannukset voidaan saada järkevälle tasolle myös suoraan uusittujen sekundääripituuskannattajien päälle toteutettavassa ERS-ratkaisussa.



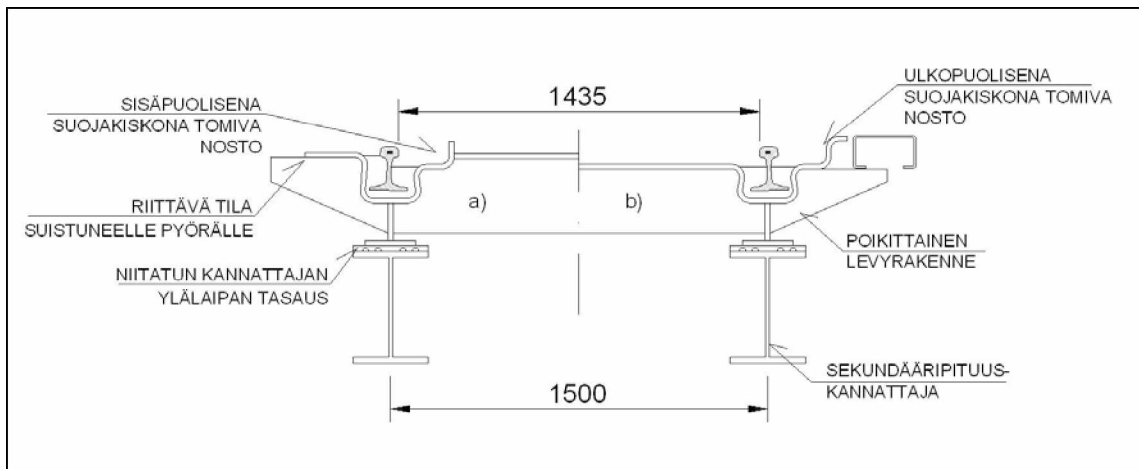
Kuva 5.7 Suoraan sekundääripituuskannattajan päälle asennettavia erillisiä koururakenteita. Erilaisia suojakiskovaihtoehtoja suistuneen pyörän ohjaukseen.

Esivalmisteisten rakenneosien suunnittelussa tulee huomioida rakenteen huollettavuus. Kiskot ovat päällysrakenteen kuluva osa ja niiden vaihtaminen tulee tapahtumaan päällyspalkiston elinkaaren aikana. Kiskovaurioiden varalta ja kun koko siltarakenteella on enemmän käyttöikää jäljellä kuin kiskojen käyttöikä, on järkevää suunnitella ja toteuttaa rakenne niin, että kiskonvaihto sujuu mahdollisimman vaivattomasti. Tämä voidaan toteuttaa kuvan 5.7 tai 5.15 b) esittämällä tavalla. Tällöin koko U-koururakenne kiskoineen vaihdetaan vastaavaan uuteen esivalmistettuun ja kiskotettuun U-koururakenteeseen. Vaihtamistyö voidaan tehdä hyvin lyhyillä liikennekatkoilla.

5.2.2 Levymäinen ERS-rakenne-elementti

ERS-rakenne-elementti on hyvin pitkälle esivalmisteinen sillan kansirakenteen levyinen valmisosa, jolla voidaan korvata siltakannen sekundäärisiä palkkirakenteita. Tukikerroksetonta siltaa saneerattaessa nykyaikaiseksi ERS-elementin käyttö siltapalkkojen korvaajana tulee kysymykseen esimerkiksi silloin kun pituuskannattajat ovat kantavuudeltaan riittävät, mutta sellaisella etäisyydellä toisistaan, ettei kiskoa pystytä asentamaan suoraan niiden päälle. Ratkaisu on edullinen myös silloin kun työ halutaan tehdä mahdollisimman lyhyellä liikennekatkolla. ERS-elementti voidaan suunnitella

tella siten, että se korvaa sekundääriset pituuskannattajat kokonaan, jolloin kyseen tulee järeämpi levy- tai kotelopalkkipoikkileikkauselementti.



Kuva 5.8 Keskieurooppalaisissa rautatiesilloissa käytetty levyrakenteinen, sekundääripituuskannattajien päälle asennettava ERS-elementti. Huom. raideleveys ja sekundääripituuskannattajien väli.

ERS-rakene-elementti voi koostua pituus- ja poikkipalkeista kuten edellisessä kohdassa esiteltiin, tai kyseessä voi olla kokonaan levyrakenteinen (kuva 5.8) tai kotelopoikkileikkaus (kuva 5.14), jossa on yläpinnassa pituussuuntaiset kourut kiskojen upotuskiinnitystä varten. Levyrakenteinen ERS-elementti on sängen yksinkertainen asentaa saneerauskohteisiin, joissa sekundääripituuskannattajien kantavuus on riittävä, mutta siltapelkoista halutaan päästä eroon esimerkiksi rataosan ajettavuuden parantamisen yhteydessä. Levyrakenteinen ERS-elementti koostuu kansilevyrakenteesta, johon on taivutettu tai hitsattu urat ERS-kiskonkiinnitystä varten. Kansilevyn alla on poikittaisia jäykistelevyjä. Näiden kohdalta kuormat siirretään elementin jalkojen kautta sillan palkistolle.

Levyrakenteisen elementin kiinnittäminen vanhaan niitattuun kannatinprofiiliin voidaan toteuttaa seuraavan menetelmän mukaisesti. Näin saadaan aikaan tasainen kiinnitysalusta kouruelementin jalkoja varten (kuva 5.9). Kiinnityskohtaan porataan reiät kiinnityspultteja varten tai vaihtoehtoisesti nittejä voidaan mahdollisesti poistaa liitosalueelta ja näin saada aikaan pultin reiät.

Vaihtoehtona on myös hitsata pituuskannattajan ylälaippoihin erilliset kiinnityselimet elementille, mikäli sillan teräslaatu on hitsattavaa eikä nittejä ole vanhan kannattajan ylälaipassa. Ongelmana niitatussa profiilissa on kiinnitysalustan epätaisuus. Profiilin ylälaippa on mahdollista tasoittaa epoksimassalla nitinkantojen yläpuolelle.

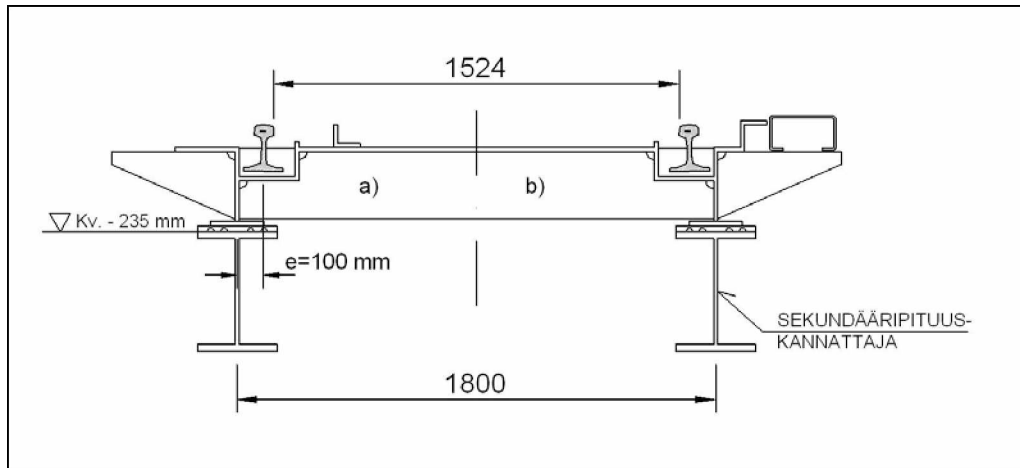


Kuva 5.9 Levyrakenteinen ERS-elementti asennettuna pääkannattajien ylälaip-poihin valmistettujen tasoitettujen kiinnitysalustojen päälle saneeraus-kohteessa.

Levyelementtiasennuksen esivalmisteluna sillalla poistetaan niittejä, jos mahdollista valetaan kiinnitysalustat ja porataan reiät ilman junaliikenteen katkoa oikeisiin kohtiin siltapelkkojen välistä. Lyhyiden raidevarauksien aikana onnistuu myös kannattajien pintakäsittely tulevien kiinnityskohtien alta. Tarvittaessa voidaan pelkkoja poistaa työn helpottamiseksi.

Siltapelkoista voidaan poistaa työskentelytilan lisäämiseksi ja työn suorittamiseksi joka toinen, jos jäljelle jäävät pelkat ovat vähintään tyydyttävässä kunnossa, joka kolmas, mikäli pelkkojen kunto on heikko. Menetelmän etuna on että raideliikenne voi kulkea vajaapelkkaisella sillalla työn aikana nopeus- ja akselipainorajoitettuna ($v \leq 30 \text{ km/h}$ / $22,5 \text{ t}$ / akseli). Suoritettujen esivalmistelujen myötä päästään raideliikenteen katkon alkaessa, jäljellä olevien pelkkojen poiston jälkeen suoraan elementtien asennustyöhön. [16]

Kuvassa 5.9 esitetään levymäisen ERS-elementin asennusta Hollannissa. Hollannissa ja muuallakin Euroopassa sekundääripituus- tai pituuskannattimien keskinäinen etäisyys on usein hyvin lähellä raideleveyttä. (Esitetty myös kuvassa 5.8). Tällöin kiskojen kuormat välittyvät hyvin suoraan sillan kannatinrakenteille, koska kiskon kourut saadaan likipitään kannattajien keskilinjojen kohdalle.



Kuva 5.10 Suomen rautateiden raideleveyteen ja suomalaisten rautatiesiltojen sekundääripituuskannattajiin sovellettu levymäinen ERS-elementti: a) sisäpuolinen suojakisko b) ulkopuolinen suojakisko

Suomen saneerattavissa terässilloissa tilanne on lähes aina sellainen, että levymäisen ERS- elementtirakenteen alle jäävien palkkien k/k on 1800...2000 mm. Suomalaisen raideleveyden ollessa 1524 mm, aiheutuu tästä epäkeskisyydestä tarve siirtää kuormia sillan poikkisuunnassa levyrakenteen poikittaisjäykisteiden tai muun asennusarinnan (kuva 5.12) kautta sillan pituuskannattajille. Mitä suurempi on raideleveyden ja alapuolisten kannattajien keskinäisen etäisyyden ero, sitä suurempia poikkisuuntaisia rasituksia elementille rautatieliikenteestä syntyy. Mikäli alapuolisen kannattajan ylälaippa on riittävän järeä, elementtiä ei ole välttämätöntä tukea siihen nähden keskeisesti. Leveätä ylälaippaa voi myös vahvistaa erilaisin uumalevyin kiinnityskohdan läheisyydestä. Menetelmä voisi sopia esimerkiksi levypalkkisillan saneerausaukseen, jossa ei ole sekundääripituuskannattajia eli siltakansityyppiin, jossa ajorata ylhäällä.

Rakenteellisia yksityiskohtia

Jos ERS-elementissä on umpinainen kansirakenne, ei erillisiä suojakiskoja välttämättä tarvita. Tällöin pudonneen pyörän ohjaus voidaan toteuttaa elementin muotoilulla. Esimerkiksi kuvassa 5.9 ajokiskot valetaan joustomassaa käyttäen syvempään uraan. Sisäpuoliset nostot ja matalampi ura toimivat suojakiskona. Tarvittaessa suojakiskomuoto voidaan toteuttaa sekä ajokiskon sisä- että ulkopuolelle. Huomioitava on, että ajokiskon ulkopuolella suistunut pyörä ei pääse putoamaan tyhjän päälle.

Kiskonvaihdon suorittaminen ERS-rakenteeseen esimerkiksi kiskon katkeamisen tai liiallisen kulumisen vuoksi on tavanomaiseen kiskonkiinnitykseen verrattuna suurempaa. Kiskon irrottamiseksi rakenteesta täytyy joustomassa jyrsiä tai leikata sen ympäriltä pois (kuva 5.11 a)). Vaihtotyötä voidaan helpottaa jättämällä ERS-elementtien tai -kourujen väliin katkaisutasku, josta kisko on helppo katkaista ja poistaa vain osalta sillan matkalta; kahden katkaisupisteen välistä. Vaihdettu kisko voidaan hitsata jatkuvaksi vastaavasti katkaisupisteiden kohdilla. Hitsaustyön suorittamista varten joudutaan poistamaan joustomassavalua noin 50 cm matkalta hitsausaumasta mitattuna. [56]



Kuva 5.11 a) Joustomassan leikkaaminen kiskon ympäriltä b) Kouruelementtien liitoskohta ja katkaisutasku, josta kisko on mahdollista katkaista kiskonvaihtotyötä varten. [54] (muokattu)

Kuvassa 5.11 esitetyjä elementtien välisiä katkaisurakoja on mahdollista hyödyntää myös sadeveden poisjohtamisessa umpinaiselta levyinnalta ja kiskon vierestä. Kisko ei tarvitse tukea erikseen katkaisuraon kohdalta.

Mikäli ERS-elementit asennetaan useampiauukkoiselle sillalle, on huomioitava sillan liikuntasauvojen sijainti vastaavasti kuin sekundääripituuskannattajien tapauksessa. ERS-elementtiin on jätettävä liikuntasauva samalle kohtaa kuin sillan muissakin rakenteissa. Toisin sanoen ERS-elementti ei voi jatkua liikuntasauvan yli vaikka kisko jatkuvakiskoraiteen tapauksessa jatkuukin. Liikuntasauva on helppo toteuttaa kouruelementtiin esimerkiksi soveltamalla kuvassa 5.11 b) ja 6.10 esitettyä tapaa.



Kuva 5.12 a) Kanteen kiinnitetyn asennusarinnan päälle sillansuunnassa liukuvasti kiinnitetty levymäinen ERS-kouruelementti b) Luistituennan yksityiskohta.

ERS-rakenteella toteutetun kannen sallittua liikepituutta on normaalitapauksessa rajoitettu materiaalivalmistajan suunnitteluohjeen [42] sekä tämän työn kappaleen 6.2.1 perusteella noin 30...35 metriin. Tämä rajoitus koskee kansia, joissa ERS-rakenteen vaatima kouru on kiinnitetty kanteen siten, että kannen lämpöliikkeet tapahtuvat myös kourussa. Toisin sanoen sillan kantavan rakenteen ja kourun siirtymä on sama. Tämä tilanne on esimerkiksi suoraan betonikanteen toteutetuissa ERS-kouruissa.

ERS-rakenteen sallittua liikepituutta on mahdollista kasvattaa jos käytetään kuvan 5.12 mukaista rakennejärjestelmää. Kuvassa 5.12 on siltakannen pääkannattajien päälle asennettu kiinteästi asennusarina, jonka päälle on asennettu levymäinen ERS-elementti luistituettuna (kuva 5.12 b)). Luistituenta sallii siltakannen ja ERS-elementin erisuuruisen liikkeen sillan suunnassa, joten kansi pääsee laajenemaan vapaasti elementin alla aiheuttamatta pakkovoimaa jatkuville kiskoille sekä joustomasasavalulle. Poikkisuunnassa levymäisen ERS-elementin liikkeet asennusarinaan ja siltakanteen nähden ovat estetyt. Tämän rakenteen toiminta voidaan rinnastaa luistavaan kiskonkiinnitykseen, jossa kiskojen sijaan luistavasti on kiinnitetty levymäinen ERS-elementti ja siten sillan liikkeistä kiskoille aiheutuvat jännitykset ovat hyvin pienet. Voimia välittää asennusarinan ja levymäisen ERS-elementin välissä ainoastaan kitka, jota voidaan säätää materiaalivalinnoilla.

Korjauskohteessa tämänkaltainen rakenne tarjoaa ERS-rakenteelle sallitun pidemmän liikepituuden lisäksi toisenkin edun. Mikäli olemassa olevat kannattajat ovat muuten hyväkuntoiset, mutta väärällä etäisyydellä toisistaan, voidaan asennusarinalla siirtää kuormia näille ja siten luoda hyvä kiinnityspinta levymäisille ERS-elementeille.

5.3 Joustomassarakenteet uudisrakentamisessa

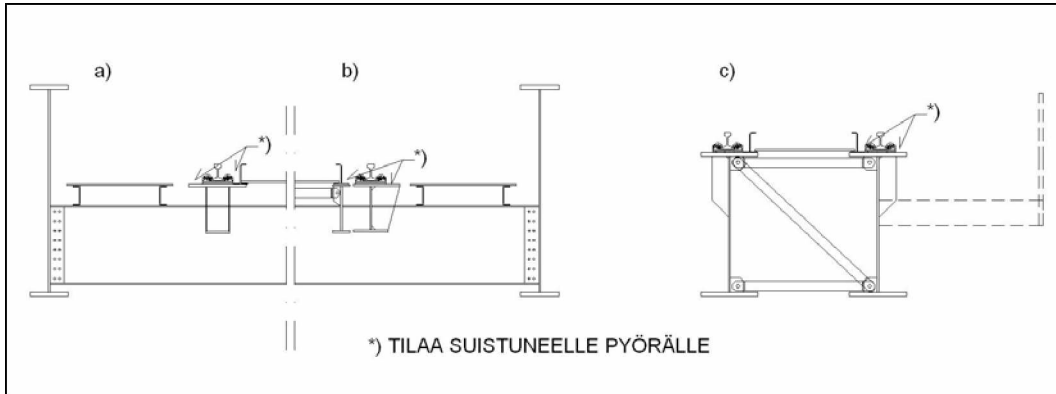
Rautatiesiltojen uudisrakentamiskohteissa joustomassarakenteiden käyttäminen on vallitsevien reunaehtojen puitteissa vapaampaa kuin korjausrakentamisessa. Tämä siksi, että sillan rakenteet voidaan suunnitella suoraan tukikerroksettoman ja pelkätoman sillan mukaisesti. Eli suunnittelun alusta asti voidaan hyödyntää joustomassarakenteiden tarjoamia etuja siltakansirakenteelle. Tällä keinolla voidaan vähentää materiaalimenekkiä, saada aikaan yksinkertaisia ja nopeammin toteutettavia rakenteita sekä päästä taloudelliseen ja pitkäaikaiskestävään lopputulokseen. Seuraavassa on esitetty periaatteita joustomassarakenteita hyödyntäen suunniteltavista tukikerroksettomista teräs- ja betonisiltakansista erityisesti uudisrakentamisen näkökulmasta.

5.3.1 Suorakiinnitys terässiltojen uudisrakentamisessa

Uusi teräsrakenteinen tukikerrokseton rautatiesilta suunnitellaan ilman siltapelkkoja eli asentamalla kiskot suorakiinnityksellä pituus- tai sekundääripituuskannattajien päälle. Kun ajorata sillalla on alhaalla, sekundääripituuskannattajat lepäävät poikkipalkkien päällä tai ovat kiinnitettynä tämän kyljissä. Rakenne on vastaava kuin kuvassa 5.1 esitetty. Kun kyseessä on ajorata ylhäällä levypalkkisilta, siltakannassa ei ole poikki- tai sekundääripituuskannattajia eikä siltapelkkoja tarvita. Tällaisessa kansirakenteessa kiskot liittyvät siltaan suorakiinnityksellä pääkannattajien ylälaippoihin. Uudisrakentamisessa tähän kannattaa pyrkiä siten, että pääkannattajat ovat lähes keskeisesti kiskojen alapuolella eli niiden k/k on noin 1,6 m.

Jos kiskot kiinnitetään pääkannattajan leveään ylälaippaan, siltakansi voi yksinkertaisimmillaan koostua vain kahdesta teräskannattajasta, joiden ylälaippaan kisko kiinnitetään suorakiinnityksellä eli kiskonkiinnityslevyjen ja joustolevyn välityksellä. Mahdolliset kulkutasot sekä muut varusteet voidaan kiinnittää pääkannattajien uuman sivuihin esivalmistettuihin kiinnityskohtiin siten, että vaadittu aukean tilan ulottuma

rautatiesillä täyttyy. Pääkannattajat kytketään toisiinsa kiepahdustuentaristikoilla tai levyrakenteilla riittävän poikkisuuntaisen stabiliteetin varmistamiseksi. Toisaalta vastaava rakenne voitaisiin toteuttaa myös kotelorakenteisena poikkileikkauksena, jolloin pääkannattajan vääntöjäykkyys paranisi avoprofiileihin verrattuna.



Kuva 5.13 Tukikerroksettomia ja pelkattomia terässiltakansia:
a) Kiskot suorakiinnityksellä kotelorakenteisen sekundäripituuskannattajien päällä.
b) Suojakiskoille omat sekundäripituuskannattajat.
c) Kiskot suorakiinnityksellä pääkannattajien leveiden ylälaippojen päällä. Kuvassa on esitetty myös huoltokäytävä- ja kaidejärjestelyjä.

Jos päädytään kiinnittämään kiskot suorakiinnityksellä sekundäripituuskannattajiin, jotka edelleen tukeutuvat pääkannattajien välisiin poikkikannattajiin, voidaan noudattaa samoja suunnitteluperiaatteita kuin kohdissa 5.1.4 ja 5.2.1 on esitetty sekundäripituuskannattajan uusimista käsiteltäessä. Ristikkosilloissa kiskon suorakiinnityksen sekundäripituuskannattajiin voi hyödyntää paremmin uudis- kuin korjauskohteessa, koska korkeusaseman säätäminen aukean tilan ulottuman puitteissa on helpompaa. Näin ollen sekundäripituuskannattajan voi toteuttaa vaikkapa jatkuvana palkkina poikkikannattajien päälle.

Uuden tukikerroksettoman ja pelkattoman kansirakenteen suunnittelussa on tärkeää huomioida kiskonkiinnityksen ja suojakiskojen toteuttamisen vaatima tila sekundäripituus- tai pääkannattajien ylälaipoissa. Mikäli tukikerrokseton kansi toteutetaan käyttäen joustomassaa ja teräksisiä siltapelkkoja tai vaihtoehtoisesti ERS-elementtirakennetta, helpottuvat suojakiskojärjestelyt huomattavasti.

5.3.2 ERS-rakenne terässiltojen uudisrakentamisessa

Teräsrakenteisten rautatiesiltojen uudisrakentamisessa ERS-kiskonkiinnitys voidaan huomioida jo sillan suunnitteluvaiheessa suunnittelemalla kiskonkiinnitysurat suoraan pääkannattajaan tai pääkannattajarakenteeseen. Rakenne ei näin ollen vaadi erillistä sekundäripalkistoa, jonka päälle kiskot asennettaisiin vaan päällysrakennetta voidaan hyödyntää osana pääkannattajaa (pääkannattajan ylälaippana). Tämä on helppoa varsinkin lyhyiden jänteiden ollessa kyseessä. Aiemmissa luvuissa esitetyt koururakenteita on helppo toteuttaa esivalmisteisena suoraan pääkannattajan päälle joko pultti- tai hitsiliitoksella.

ERS -rakenteen käyttöä uudiskohteessa puoltavat monet seikat. Rakenne on yksinkertaisuutensa vuoksi toimintavarmempi, koska sekundäristä palkkiarinaa ei ole lu-

kuisine liitoksineen. Huollon ja ylläpidon tarve pienenee, koska vanhoista terässilloista poiketen puuta tai muita nopeasti turmeltuvia rakenteita ei tarvitse käyttää. Teräs-rakenteen kilpailukyky paranee ja rakennekorkeus muuttuu matalammaksi kahdestakin syystä:

- 1) Sepelipatjan puuttuessa rakenteen kokonaiskorkeus madaltuu, koska juna kulkee lähes kannen yläpinnan tasolla.
- 2) Sepelipatjan pois jättämisen myötä sillan kansirakenteen omapaino pienenee huomattavasti, jolloin kapasiteettia ei tarvita niin paljoa kuin tukikerroksellisella rakenteella. Näin ollen voidaan käyttää kevyempiä kansi- ja perustusrakenteita.

Tukikerroksen poisjättämisellä on vaikutusta myös työmaan aikataulun nopeutumiseen ja lopputuotteen laadun paranemiseen, koska työmaalla tehtäviä työvaiheita voidaan suorittaa esivalmistusvaiheessa konepajaoloissa. Toisaalta kannen rakenne voi ERS-kiskonkiinnityksen ja yleensä tukikerroksettomuuden myötä yksinkertaistua, koska sepelin vaatimaa umpinaista ja reunapalkillista kantta ei tarvita, vaan kansirakenne voi olla avoin.

Kourut osana kannattajaa

Suunniteltaessa sillan poikkileikkausta, jossa kiskonkiinnitysurat ovat osana kansirakennetta, on järkevää sijoittaa kiskot poikkisuunnassa mahdollisimman lähelle pääkannattajan uumaa. Näin tulee menetellä, jotta kuormat siirtyisivät kourulta muulle rakenteelle mahdollisimman suoraviivaisesti. Täten rakenteesta tulee mahdollisimman yksinkertainen. Tämän kaltaisissa silloissa valmisosakannen poikkileikkauksen tyyppi on edullista valita kotelo- tai levypalkkirakenne.



Kuva 5.14 Silent Bridge® -konseptin mukainen ERS-rakenne-elementti, jossa kourut osana kotelopoikkileikkausta

Esivalmisteisena siltalohkona edellä esitettyjä osia voidaan asettaa peräkkäin jänneiden yli ja hitsata jatkuviksi. Toinen vaihtoehto on hitsata lohkot toisiinsa jatkuvaksi palkiksi ja asentaa paikalleen työntömenetelmällä sillan päädyistä. Myös sivusiirtomenetelmän käyttäminen on mahdollista. Etenkin jos kyseessä on vanhan siltakannen uusiminen, toisin sanoen työnnetään vanhan kansi sivuun ja tunkataan esivalmisteinen kansi paikalleen. Kuvassa 5.14 esitetty rakenne voisi olla erityisen tehokas saneerauskeino paikassa, jossa on useita rinnakkaisia siltakansia lyhyillä jänteillä. Tällainen tilanne voi olla esimerkiksi ratapiha-alueen alikulkusillat.

Erilliset kourut

Mikäli halutaan ennakoida ja helpottaa sillan elinkaaren aikana tulevaa kiskonvaihtotyötä, on järkevämpää käyttää kannattajan ylälaippaan pultattuja helposti vaihdettavia koururakenteita kuvaa 5.7 soveltaen. Tämä pätee erityisesti 1-raiteisten rataosien silloilla. Pulttikiinnitteiset koururakenteet voidaan esivalmistaa joustomassavalua myöten ja suorittaa asennus valmiina elementtinä, tai vaihtoehtoisesti toteuttaa joustomassavalu vasta kun kourujen asennus on tehty.



*Kuva 5.15 Esimerkkejä erillisistä koururakenteista:
a) Kourut pituuskannattajien välissä poikkipalkkien päällä (samaa tapaan kuin kiskot apusillassa).
b) Kourut asennettuna terässiltapelkkojen tai poikkipalkkien päälle.*

Erytisesti ennakkoon valetun kourun toleranssit on huomioitava esimerkiksi suunnitteleamalla pulttien kiinnitysreiät hieman soikeiksi. Näin kiskon asema saadaan noudattamaan tarkoin oikeaa raidegeometriaa ja liittymään tarkasti rataan sillan päissä.

Esivalmisteisen koururakenteen valmistustoleranssien on oltava tiukat, vaikka koururakenteen asemaa voidaankin asennuksen aikana säätää erilaisin välikelevyihin ja soikein kiinnitysrei'in. Kiskon on oltava tarkoin oikeassa asemassa koururakenteeseen toteutetussa valussa. Säätövarasta ei ole hyötyä, mikäli kisko aaltoilee esivalmisteisessä kourussa. Valamalla kisko kouruun ennen kourun kiinnitystä ei saavuteta suurta hyötyä asennusaikataulussa, koska säätötyö esimerkiksi raidelevyiden ja geometrian varmistamiseksi on tehtävä kourujen asennuksen yhteydessä.

Paikalla suoritettava kiskon uppokiinnitysvalu pulttikiinnitteisiin kouruihin onnistuu kohdassa 4.3.3 esitetyllä tavalla, kisko säädetään välikkeillä asemaansa ennen valua. Menetelmän esivalmistusastetta voidaan kasvattaa asettamalla tarvittavat joustolevynauhat, välikkeet ja kiskot valmiiksi kouruihin, jolloin työmaalle jää vain säätö, asennus ja joustomassan valu.

Sillan päissä raiteen korkeusasemaa voidaan vielä hienosäätää penkereen puolella joko käsituennalla tai koneellisesti. Järjestelmätoimittajan mukaan on myös säädettävyyden lisäämiseksi järkevää varustaa ERS-rakenteisen sillan ensimmäiset ja viimeiset 6 m korkeussäädettävällä suorakiinnityksellä [2].

5.3.3 Tukikerroksettomat teräsbetonisillat uudisrakentamisessa

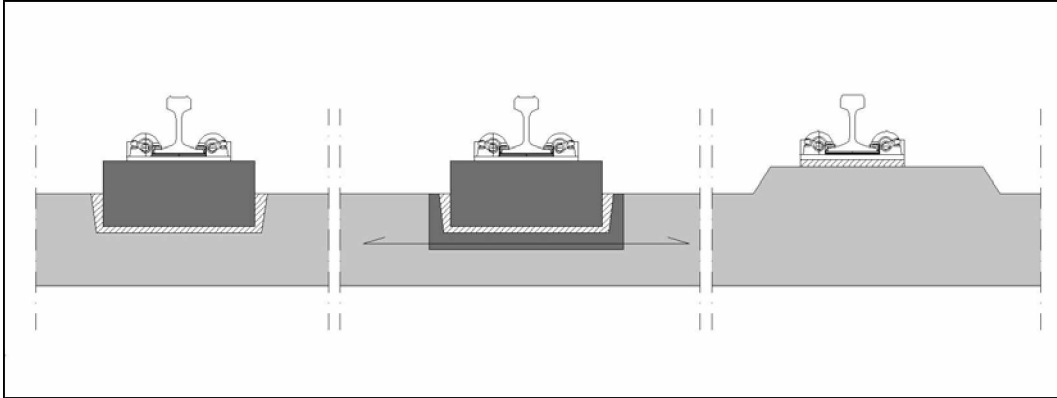
Uuden teräsbetonisen rautatiesillan suunnittelussa ja rakentamisessa suurin hyöty tukikerroksettomuudesta saadaan sillan oman painon vähenemisenä sekä tunkattavan (siirtomenetelmällä rakennettavan) sillan rakentamisaikataulun nopeutumisenä. Rakentamisaikataulun nopeutumista tarvitaan ja voidaan saavuttaa erityisesti 3-aukkoisten alikulkusiltojen rakentamisessa. Tällainen siltatyyppejä tulee kysymykseen esimerkiksi tasoristeyksien korvaajana vilkkailla rataosuuksilla. [1; 3]

Kohdassa 5.1.5 esitettiin menetelmiä tukikerrokseksellisten teräsbetonisiltojen saneeraamiseksi tukikerroksettomiksi. Näiden lisäksi voidaan käyttää muutamaa erityisesti tukikerroksettoman teräsbetonisillan uudisrakentamiseen kehitettyä kiskonkiinnitysmenetelmää.

Betonirakenteisissa rautatiesilloissa tukikerroksettoman kannen hyödyt ovat pitkälti samankaltaisia, kuin terässilloissakin: rakennekorkeudessa säästäminen ja pysyvien kuormien pieneneminen. Siirtomenetelmää käytettäessä hyötyä saadaan työn nopeutumisen, suuremman esivalmistusasteen ja liikennekatkon aikana tehtävien työvaiheiden vähenemisen vuoksi. Suunnittelun kannalta varsinkin pysyvien kuormien vähenemisellä on betonirakenteeseen edullinen vaikutus, koska betonin viruma vähenee. Siltapoikkileikkauksesta voidaan tukikerroksettomuuden myötä jättää pois reuna-palkit, tai tehdä ne matalammiksi ja näin saada aikaan yksinkertaisempi poikkileikkaus. Yksinkertaisimmillaan poikkileikkaus voi olla kuvan 4.1 b) mukainen.

Kiskonkiinnitysmenetelmät

Kuvassa 5.16 on esitetty erilaisia tapoja saada aikaan sepelitukikerrosta vastaava vaimennus betonisillalla käyttämällä joustomassaa ja perinteistä kiskonaluslevyihin perustuvaa kiinnitystä. Keski-Euroopassa varsin yleinen tapa rakentaa tukikerrokseton teräsbetonirakenteinen rautatiesilta, on käyttää EBS (Embedded Block System)-rakennetta (kuva 5.16 a)). EBS-järjestelmä koostuu esivalmisteisista betoniharkoista, joiden päälle on asennettu kiskonaluslevy. Harkko on upotettu sillan kannessa olevaan syvennykseen joustomassavalun välityksellä. Toinen variaatio EBS-rakenteesta on käyttää kuvassa 5.16 b) esitettyä valmiiksi kiinnityskalossiin joustomassalla valettua harkkoa. Tällöin joustomassavalu on tehty tehdasolosuhteissa ja työmaalla valmisosat voidaan upottaa kanteen kannen pintalaatan valun yhteydessä.

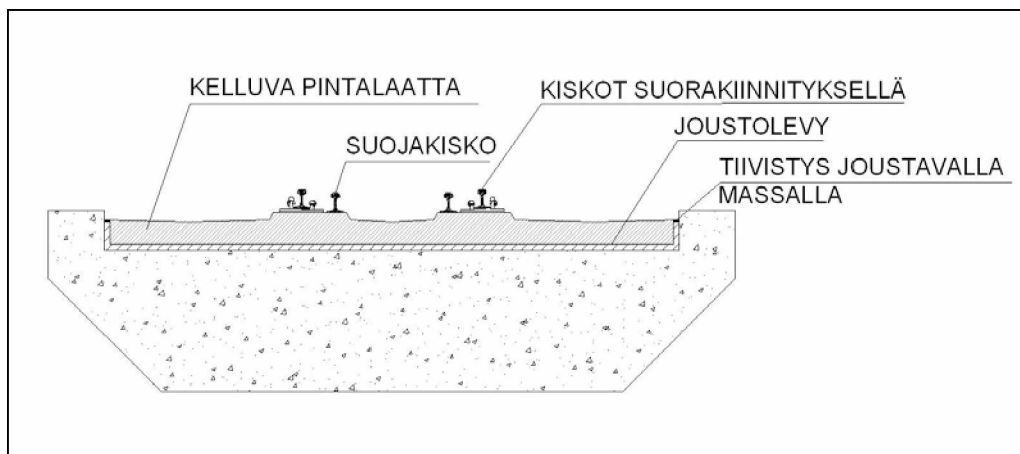


Kuva 5.16 Eräitä tapoja sijoittaa joustomassa sekä kiskonkiinnityslevy betonikannella:
 a) Paikalla syvennykseen joustomassalla valettu EBS.
 b) EBS-valmisosa upotettuna teräsbetonivaluun.
 c) Kiskon suorakiinnitys kannen pintalaattaan muotoillun betonikorokkeen päälle.

EBS-järjestelmän rakentaminen kannelle tapahtuu aina top-down menetelmällä ja siinä on aina käytettävä joustomateriaalina valettavaa joustomassaa, joka estää sadeveden pääsyn harkon alle. Eräs kiintoraidetyyppi on betonikanteen valettu jäykkä muovikalossi, joka toimii varauksena kanteen upotetulle betonipölkylle sekä pölkyn alapuoliselle joustomassalevyllä. Kalossin ja pölkyn liitoskohtaa on tiivistettävä kaksi-komponenttipolyuretaanivalulla. Tällaisen rakenteen uusiminen on sangen yksinkertaista helpon kiinnityksen johdosta. Rakenne ei ole kuitenkaan osoittautunut soveltuvaksi ratkaisuksi sadevedelle alttiina olevalle siltakannelle. Sadevesi tunkeutuu tiivistysvalusta huolimatta kalossiin ja pölkyn alle aiheuttaen ongelmia esimerkiksi jäätyksen muodossa. Tämän vuoksi kalossiratkaisu soveltuu pääosin tunneleiden kiintoraitteisiin. [37]

Asennustyön suorittaminen siltakannelle tapahtuu helpoiten siten, että kisko kiinnitetään harkkoihin ja tuetaan oikeaan asemaansa (*top-down*), ennen harkkojen kiinnittämistä kanteen. Harkot voidaan toimittaa ja asentaa kanteen myös pareittain valmiina asetelmana, jolloin raideleveys on aina oikea, eikä sitä tarvitse rakennusaikana erikseen säätää. Menetelmä muistuttaa siten betonipölkyn upottamista pintalaatan valuun, soveltaen esimerkiksi kuvaa 5.16.b), jossa raudoite kytkee kaksi kiinnityskalossia yhteen oikealle etäisyydelle toisistaan. [39]

Siltakannen pintalaattaan voidaan valun yhteydessä järjestää kiskonkiinnitystä varten korokkeita, joiden päälle kiskonkiinnityslevyt asennetaan suorakiinnityksellä. Korokkeet voidaan toteuttaa erillisinä korokkeina tai sillan mittaisena jatkuvana korokekaistana, jonka päälle asennetaan kiskonkiinnityslevyt kuvan 5.16 c) mukaisesti tai ERS-rakenne U-kouruun valettuna. Korokkeiden yläpinta saadaan tarkasti oikeaan korkeusasemaan joko käyttämällä tarkkaa muottikalustoa tai hiomalla korokkeen yläpintaa tarvittava määrä. Vaihtoehtoisesti voidaan korokevalut tehdä top-down-menetelmällä, jossa oikeaan asemaan tuetun kiskon, kiinnityslevyjen sekä joustomassalevyn alle valetaan korotusvalut juotoslaastilla tai epoksilla, vastaavalla tavalla kuin kuvasarjassa 5.5. Korotusvalun kovetuttua porataan reiät kiskonkiinnityslevyn ankkuripulteille jotka kiinnitetään alustaan epoksijuotoksella.



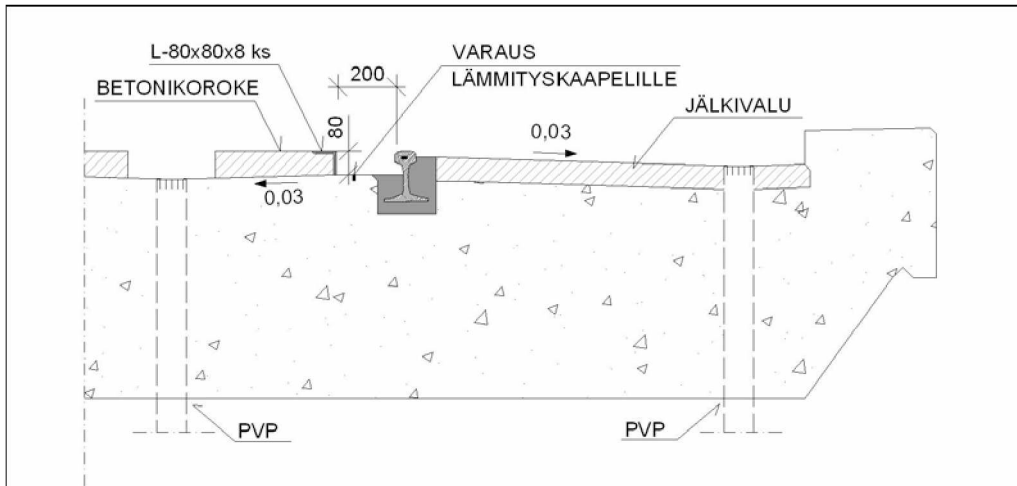
Kuva 5.17 Kelluvalla pintalaatalla varustetun tukikerroksettoman teräsbetonisiltakannen periaatepiirros.

Pintalaatta on mahdollista toteuttaa teräsbetoniselle siltakannelle myös kelluvana laattana. Kelluvassa rakenteessa kiskot ovat kiinnitetyt kuvan 5.16 c) mukaisella suorakiinnityksellä tai ERS-kiskonkiinnityksellä esimerkiksi elementtirakenteiseen pintalaataan, joka lepää joustolevyn tai massan varassa kantavan rakenteen päällä. Tällä tavoin hyödyntämällä pintalaatan massaa on mahdollista saada aikaan jousi-massavaimennin-systeemi, jonka avulla voidaan tehokkaasti vaimentaa kiskoliikenteen dynaamisesta luonteesta aiheutuvaa värähtelyä.

Tällaisia rakenteita on käytetty värähtelyn ja tärinän vaimennukseen erityisesti kaupunkiympäristön kevyen raideliikenteen silloissa ja muissa vastaavissa rakenteissa ympäri maailman. Joustolevy voi olla pintalaatan alla joko kauttaaltaan kuvan 5.17 mukaisesti tai vaihtoehtoisesti erillisinä tassuina tai kaistoina [40]. Etenkin, jos pintalaatta kelluu siltakannen päällä joustolevytassujen tai kaistojen välityksellä, on syytä kiinnittää huomiota painumatilan (pintalaatan ja kannen välin) kuivatukseen. Pintalaatasta tai sen liitoksista mahdollisesti vuotavan sadeveden on päästävä pois laattojen välistä jäätymisvaaran takia. Painumatilan kuivatus on syytä varmistaa, vaikka pintalaatta olisi kauttaaltaan kannatettu joustolevyn varaan.

ERS-rakenne betonisiltojen uudisrakentamisessa

Uusissa betonirakenteisissa rautatiesilloissa ERS-kiskonkiinnityksen vaatimat urat voidaan toteuttaa kahdella eri periaatteella. Siltakannen valussa tehdään urat kiskoille ja kannen yläpintaan tehdään pintavalu, johon tehdään suojakiskokorokkeet ja tarvittavat kaadot sadeveden poisjohtamiseksi kiskojen välistä. Tällainen kansirakenne on Suomessa toteutettu Kuortaneentien alikulkusiltoihin Seinäjoella. Tällaisessa siltakansityypissä rakennekorkeus saadaan mahdollisimman matalaksi, mikä oli osasyynä kansityypin valintaan tässä kohteessa. Näin menetellen välttyttiin pohjavesipumppaamon rakentamiselta, koska alittavan väylän tasausviiva jäi korkeammalle, kuin tukikerroksellisen siltakannen ja vaaditun alikulkukorkeuden myötä.

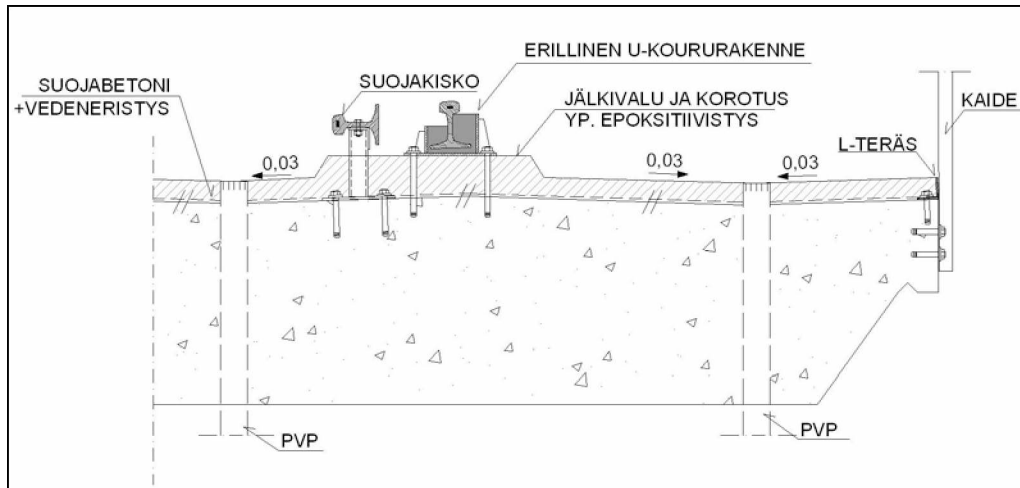


Kuva 5.18 Kuortaneentien alikulkusilta: ERS-kourut on toteutettu betonivaluun. Suojakiskona toimivat ajokiskojen sisäpuoliset betonikorokkeet. [57] (piirretty uudestaan)

Toinen vaihtoehto on käyttää esivalmisteisia teräskouruja, jotka pultataan betonikannen yläpintaan. Betonikanteen kiinnitettävät esivalmisteiset teräskourut ovat korjaus- toimien yhteydessä tapahtuvan kiskonvaihdon nopeuden kannalta parempi ratkaisu kuin suoraan kanteen toteutettu kouru. Kuluneen kiskon vaihtaminen uuteen siltakannella on erillisten kourujen myötä yksinkertaista kun irrotetaan vanha koururakenne kokonaisuudessaan ja asennetaan uusi esivalmisteinen tilalle samoihin kiinnityselimiin.

Esivalmisteista, betonikannen päälle asetettavaa kouruelementtiä käytettäessä on huomioitava betonikannen pinnan toleranssit. Tasainen kiinnitysalusta kourua varten voidaan aikaansaada esimerkiksi käyttämällä kourun alla epoksivalua tai viimeistelyvalua juotoslaastilla tai -massalla. Vaihtoehtoisesti kourun alustat voidaan tehdä kokonaisuudessaan jälkivaluina juotoslaastilla tai epoksimassalla (suorakiinnityksen korokkeet 5.16 c) tai ERS-kourun korokevalu, kuva 4.8 a)).

Esivalmisteisen kourun istuvuutta alustaan voidaan parantaa asentamalla kourun ja kannen väliin ohut neopreenikaista laakerikerrokseksi, jolla voidaan tasata pieniä alustan korkeudenvaihteluita. Kourun kiinnityspulttien on mentävä neopreenikaistan läpi, jotta kaista ei toistuvien kuormitusten myötä, pitkän ajan kuluessa kulkeudu pois kourun alta.



Kuva 5.19 Erillinen teräsraakeinen ERS-kouru asennettu korokekaistan päälle. Suojakisko on mahdollista myös toteuttaa saman korokekaistan päälle.

Kun käytetään kuvassa 5.19 esitettyjä teräksisiä kouruelementtejä, saadaan enemmän tilaa lumelle ja jäälle kiskon vieressä eikä siten tarvita lämmityskaapeleita. Teräs-kourua käytettäessä ei kuitenkaan päästä yhtä pieneen rakennekorkeuteen kuin kuvan 5.18 suoraan teräsbetonikanteen tehdyn kourun tapauksessa. Kuvan 5.19 menetelmää voidaan helposti soveltaa myös tukikerroksellisen teräsbetonisillan muuttamiseksi tukikerroksettomaksi esimerkiksi alikulkukorkeuden kasvattamisen takia.

5.3.4 Tukikerrokseton kansi ja siirtomenetelmä

Nykytyyppisen siltakansien siirtomenetelmän käyttäminen on 1990-luvun alun jälkeen yleistynyt liikennöidylle radalle tapahtuvassa rautatiesiltojen rakentamisessa. Siirtomenetelmää käytetään kun radalle pitää saada kokonaan uusi siltakansi nopeasti. Siirtomenetelmällä voidaan myös uusia vanhoja siltakansia. Tällöin vanha kansi siirretään uuden edeltä pois ja uusi kansi tunkataan tämän paikalle.

Siirtomenetelmää käytettäessä raideliikenteelle aiheutuvan liikennehäiriön pituuden kannalta merkittävä toimenpide on itse siltakannen siirtokatko, jolloin liikenne on työnlaisella raiteella kokonaan poikki. Siirtokatkon pituus riippuu merkittävästi sen aikana tehtävästä työmäärästä.

Siirtokatkon aikana tehtäviä työvaiheita ovat:

- Kiskojen ja pölkkyjen poisto uuden siltakannen rakentamisen vaatimalta alueelta
- Silta- ja siirtoratakaivantojen kaivutyöt
- Siirtoratojen rakentaminen ja tunkkauskaluston asentaminen
- Kannen siirto, sekä kannen ja sen tukirakenteiden liitos- ja laakerityöt
- Sillan päiden täyttö- ja ratatyöt ja liikenteelle otto

Toteutettaessa siltakansi tukikerroksettoman voidaan edellä mainituissa työvaiheissa kuluvaa aikaa lyhentää, jolloin siirtokatkon pituus lyhenee myös. Seuraavassa esitellään lyhyesti työvaiheittain eroja tukikerroksettoman ja tukikerroksellisen kannen siirtokatkon aikana tehtävistä työvaiheista. Liitteessä 2 on esitelty siirtokatkon aika- tauluvertailua tukikerroksettoman ja tukikerroksellisen kannen välillä.

Silta- ja siirtoratakaivantojen kaivu

Siirtoratakaivanto on kaivanto, jonka pohjalle siirtoradat asennetaan ja jota pitkin radan vieressä oleva siltakansi siirretään lopulliselle paikalleen. Tukikerroksellisen siirrettävän kannen suuremman rakennekorkeuden johdosta siirtokaivanto on kaivettava syvemmälle verrattuna tukikerroksettomaan kanteen, jotta radan korkeusviiva saadaan oikeaan korkeuteen. Näin ollen tukikerroksellisen sillan siirtokatkon aikana tehtävät kaivutyöt ovat suuremmat. Yksiraiteisella rataosuudella tukikerroksettoman siltakannen ja matalan siirtokaivannon myötä kaivutyö nopeutuu, kun kaivumassat saadaan kauhottua radan sivuun siirrettävän siltakannen tieltä.

Siirtoratojen rakentaminen

Siirtoradat ovat yleisimmin vierekkäin hitsattuja HEB-palkkeja, jotka asennetaan lepäämään siirtokaivannon pohjalle joko teräsbetonisten maanvaraislaattojen tai paa-lujen varaan. Siirtoradat, joita pitkin kansi siirretään, ulottuvat radan vieressä rakennetun siltakannen alta lopulliselle paikalleen.

Tarvittavaan siirtoradan pituuteen vaikuttaa vaadittavan siirtokaivannon syvyys. Syvää kaivantoa ei voida liikennöitävän radan penkereen stabiliteetin vuoksi rakentaa etukäteen liian lähelle käytössä olevaa rataa. Tämän vuoksi tukikerroksellinen kansi joudutaan rakentamaan etäämmälle radasta ja näin ollen käyttämään 1–2 metriä pidempiä siirtoratoja. Tukikerroksettoman siltakannen tapauksessa siirtokaivannon ollessa matala, voidaan kansi rakentaa lähempänä rataa, jolloin siirtokaivannon syvyyden madaltumisen lisäksi myös kaivannon pieneneminen (=siirtoratojen lyheneminen) vaikuttaa kaivutöitä vähentävästi.

Sillan päiden täyttö, ratatyöt ja liikenteelle otto

Kun silta on saatu siirrettyä lopulliselle paikalleen ja korkeuteen, alkavat sillan päiden täytöt ja ratatyöt, jotka sisältävät tukikerroksellisella sillalla tukikerroksen rakentamisen, pölkyjen asennukset ja kiskotuksen sekä siltakannen kiskojen liittämisen sidekiskoilla sillan päissä raiteeseen. Etenkin pitkällä tukikerroksellisella sillalla tukikerroksen tekemisen työvaiheeseen kuluu hyvin paljon aikaa, koska tukikerrospeleli ajetaan sillalle päiden kautta.

Liikennekatkon lyhentämisen kannalta tukikerrokseton silta, varustettuna esimerkiksi kiskon suorakiinnityskannella on tavanomaista ratkaisua edullisempi vaihtoehto. Kiskonkiinnitysjärjestelmä voidaan liittää kanteen esivalmisteisesti vielä siltakannen ollessa radan sivussa. Siirron jälkeen voidaan tehdä kiskonkiinnityslevyihin tarvittavat säädöt ja kiinnittää kiskot raiteen geometrian edellyttämään asemaan. Pientä korkeussäätöä voidaan tehdä myös sillan päissä tukikerroksen käsituennalla siltakannella olevan raiteen lopullisen korkeuden ehdoilla.

Kun tukikerroksellista siltaa rakennetaan siirtomenetelmää hyväksikäyttäen, siirtymärakenteet voidaan pitkästä liikennekatkosta johtuen tehdä siirtokatkon aikana samalla kun aikaa kuluu ratatöihin sillalla. Tukikerroksettomalla ja siirtomenetelmällä toteutetulla sillalla siirtymärakenteet ja kiskojen jatkuviksi hitsaaminen on järkevämpää tehdä myöhemmin erillisen katkon aikana. Jolloin siirtokatkosta, samoin kuin lyhyistä liikennekatkoista siirtymärakenteiden rakentamisessa aiheutuva liikennehaitta on mahdollisimman pieni [3]

6 Tukikerroksettoman siltakannen rakente- tekniikkaa

6.1 Kuormien siirtyminen kannella

6.1.1 Liikenteen vaakakuormat

Liikenteen vaakakuormat rautatiesillalle voidaan jaotella kahteen osaan: radan suuntaisiin ja rataa vastaan kohtisuoriin. Radan suuntaiset vaakavoimat syntyvät liikennöivän kaluston kiihdytyksestä ja jarrutuksesta (veto- ja jarrukuormat). Rataa vastaan kohtisuorat voimat syntyvät raidegeometrian poikkeamista johtuvista sivusyöksistä sekä radan kaarteissa olevalla sillalla keskipakovoimasta.

Poikittaisten vaakakuormien välittyminen kannelle ja sitä kautta alusrakenteille tapahtuu kiskojen ja kiskonkiinnityksen kautta.

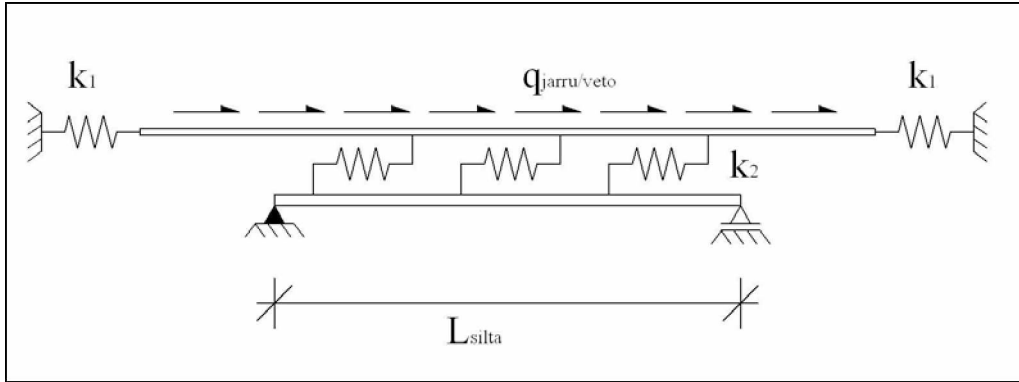
Sillan suuntaiset vaakakuormat

Sillan suuntaisten veto- ja jarrukuormien välittyminen kannelle ja kannelta on monimutkaisempi ilmiö johtuen nykyisin käytössä olevista jatkuvakiskoraiteista sekä sillan pituussuuntaisesta laakeroinnista sillan lämpöliikkeitä varten. Siltarakenteeseen välittyvät jarru- ja vetokuormat ovat riippuvaisia myös raidetyypistä ja sen kiinnityksestä kanteen.

Jatkuvakiskoraiteessa osa jarrukuormasta siirtyy kiskon aksiaalisen jännityksen myötä kannen ulkopuolelle, ympäröivälle radalle ja osa välittyy kiskon kiinnityksestä riippuvan leikkausvastuksen myötä siltakannelle ja sitä kautta kiinteiden laakereiden myötä alusrakenteille. Tukikerroksellisen siltakannen tapauksessa merkitystä on myös pölkyn ja tukikerroksen välisellä kitkalla kuormien siirtymisessä.

Käytettäessä jatkuvakiskoraidetta liikenteen pituussuuntaisesta vaakakuormasta kannelle siirtyvän kuorman suuruuden ratkaisee kiskonkiinnityksen leikkausvastuksen (kuvassa 6.1 jousi k_2) suhde sillan päässä olevaan penkan vastusta kuvaavaan puoliavaruudellisen, epälineaarisen jousen k_1 jäykkyyteen. Todellisessa mallissa tulisi lisäksi huomioida laakerikitkan vaikutus oikeanpuoleisella tuella sekä kiinnitetyllä laakerilla varustetun tuen sillansuuntainen jäykkyys. Yleensä sillan jäykkyys pitkittäisessä suunnassa tulee olla sellainen, että kannen siirtymä ei ylitä 5 mm täyden veto tai jarrukuorman vaikuttaessa (ei kiskonliikuntalaitetta käytössä). [51]

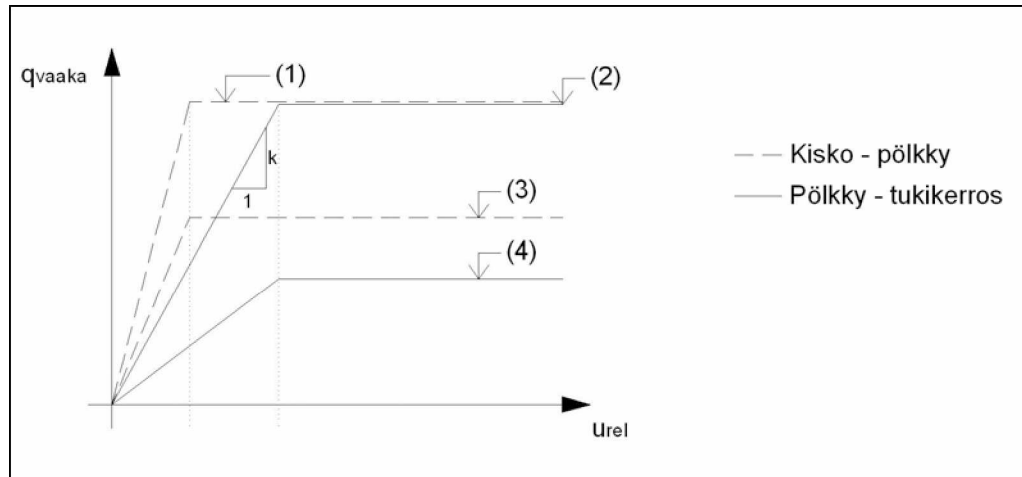
Tärkeimmässä asemassa tukikerroksettomalla sillalla kuormien siirtymisen kannalta on kuitenkin kiskonkiinnityksen leikkausvastus. Leikkausvastuksen k_2 kasvaessa kasvaa myös kiskosta siltakannelle siirtyvä voima. Näin ollen kiskoa pitkin jouselle k_1 välittyvä pituussuuntaisesta vaakakuormasta aiheutuva voima pienenee, joten vallitsevat kiskojännitykset pienenevät.



Kuva 6.1 Yksinkertaistettu periaatekuva pituussuuntaisten vaakavoimien siirtymisestä siltakannella, jossa jatkuvakiskoraide.

Kiskonkiinnityksen leikkausvastuksen suuruuden merkitys raiteen ja sillan yhteistoinninan kannalta on kaksijakoinen. Leikkausvastuksen on oltava riittävän suuri, jotta jarru- ja vetokuormia voidaan välittää raiteelta siltakannelle, koska näiden välittäminen kokonaisuudessaan kiskojen aksiaalisenä vetona tai puristuksena kannen ulkopuolelle ei ole usein sallittujen kiskojännitysten puitteissa mahdollista. Leikkausvastuksen ja sen ääriarvon eli läpivetovastuksen on oltava riittävän suuria, jotta jatkuvakiskoraiteen katketessa katkeamiskohtaa ympäröivillä kiskonkiinnityksillä on riittävä kyky vastustaa raon aukeamista. Ratateknisissä ohjeissa [50] on määritelty murtumaaukon maksimisuuruudeksi 40 mm. Toisaalta kiskonkiinnityksen suuren leikkausvastuksen huonona puolena siltakannella on kannen lämpöliikkeiden voimakkaampi välittyminen raiteen kiskoille. Ilmiötä selostetaan tarkemmin kohdassa 6.2.1.

Kuvasta 6.2 voidaan havaita, että leikkausvastus (=kulmakerroin k) on suurempi pölkyn ja kiskon liitoksessa kuin pölkyn ja tukikerroksen välisessä rajapinnassa. Kokonaisjäykkyyttä arvioitaessa voidaan tukikerroksellisilla silloilla nämä ajatella sarjaan kytketyiksi jousiksi, jonka tuloksena on se, että rakenteen kokonaisleikkausvastus on huomattavasti suurempi tukikerroksettomilla silloilla verrattuna tukikerroksellisiin. Kuvasta voidaan myös huomata, että raiteen kuormituksella on sekä leikkausvastusta että läpivetovastusta kasvattava vaikutus. Ilmiö johtuu suurentuneesta kitkavoimasta osien välillä kuorman ollessa päällä.



Kuva 6.2 Pituussuuntaisen leikkausvoiman riippuvuus kiskon ja kannen välisestä siirtymäerosta tavanomaisilla kiskonkiinnikkeillä [24; 51]

q_{vaaka}	Raiteeseen vaikuttava pituussuuntainen leikkausvoima pituusyksikköä kohden
U_{rel}	Kiskon suhteellinen siirtymä sillan kanteen nähden
(1)	Pölkkyissä kiinni olevien kiskojen leikkausvastus (kuormitettu raide ja jäänyt tukikerros tai tukikerrokseton silta)
(2)	Tukikerroksessa olevien pölkkyjen leikkausvastus (kuormitettu raide)
(3)	Ratapölkkyissä kiinni olevien kiskojen leikkausvastus (kuormittamaton raide ja jäänyt tukikerros tai tukikerrokseton silta)
(4)	Tukikerroksessa olevien pölkkyjen leikkausvastus (kuormittamaton raide)

Ratatekniset ohjeet [50] on rajoittanut läpivetoastuksen perinteisillä puupelkkoihin perustuvilla tukikerroksettomilla silloilla kannen lämpöliikkeiden takia 3,5 kN:iin/kiinnike, kun liikepituus yhteen saumaan on 50...100 m. Sillan liikepituuden ollessa alle 50 m, voidaan käyttää 60E1 kiskon kanssa esimerkiksi Vossloh Skl 12 B kiinnitystä, jonka läpivetoastus on 7 kN /kiinnike. [41; 49; 50]

Taulukko 6.1 Eri päällysrakennetyyppien pituussuuntaisia ominaisuuksia raidetta kohden [24; 42]

Päällysrakenne	Leikkausvastus [kN/mm / raidemetri]	Läpiveto- vastus [kN / raidemetri]	Kiskon maksimi- siirtymä [mm]	Siirtymän ylittäessä kiskon maksimisiirtymän
ERS kuormittamaton	13	-	7,0	Vaurioituminen
ERS kuormitettu	19	-	7,0	Vaurioituminen
Tukikerros kuormittamaton	-	12-20	2,0	Kiskon luistaminen
Tukikerros kuormitettu	-	40-60	2,0	Kiskon luistaminen
Suorakiinnitys kuormittamaton	-	40	0,5	Kiskon luistaminen
Suorakiinnitys kuormitettu	-	60	0,5	Kiskon luistaminen

ERS-kiskonkiinnityksellä varustetulla kannella pituussuuntaisen leikkausvoiman riippuvuuden ei voida ajatella olevan käyttörajatilassa kuvan 6.2 kimmoplastisen mallin mukainen. Koska kisko on ERS-kiskonkiinnityksessä upotettu joustomassaan, ei plastista liukumaa kiskon ja kiinnityksen välillä pääse syntymään (kuvassa 6.2 muodonmuutoskuvaajan vaakasuora osio) ennen kuin rakenne on murrossa. Tätä ei luonnollisesti voida käyttötilassa sallia. Näin ollen ERS -kiskonkiinnitykselle ei voida määrittää läpivetoastusta. ERS-kiskonkiinnityksen tyypillinen kimmoinen leikkausvastus on kuormittamattomana raidetta kohden 13 (kN/m)/mm, joka tarkoittaa 13 kN vaakakuorman vaikuttaessa kiskojen selkään 1 metrin matkalla 1 mm:n siirtymää. Kuormitettuna ERS-kiskonkiinnityksen leikkausvastus on 19 (kN/m/mm). ERS-kiskonkiinnityksen vaakakuormitus-siirtymä -yhteys on lähes lineaarinen.

Taulukossa 6.1 on esitetty vaihteluvälejä tavanomaisten päällysrakenteiden läpivetoastuksille. Läpivetoastuksen suuruus riippuu tukikerrosmateriaalin ominaisuuksista sekä kiskonkiinnitysjousen puristusvoimasta kiskonjalkeaan. Tukikerroksen ollessa jäänyt läpivetoastus on vastaava kuin suorakiinnityksellä.

Tukikerroksettoman kannen laskennallinen tarkastelu pitkittäisille kuormille

Kuten edellä esitettiin, tukikerroksellisella kannella sekä suorakiinnitykseen perustuvalla kannella on kiskonkiinnityslevyjen ominaisuuksista johtuva plastinen leikkausvastus. Tämä tarkoittaa kiskon pituussuuntaista siirtymistä kiinnitykseen nähden ilman vastustavan voiman kasvamista. Tarvittaessa näillä kansityypeillä on lisäksi mahdollista säätää läpivetoastusta valitsemalla tietynlaiset kiskonkiinnityslevyt. Tapauksessa, jossa esimerkiksi halutaan erottaa kiskon liikkeitä siltakannen liikkeitä mahdollisimman hyvin, voidaan valita alhaisen läpivetoastuksen ZLR- kiskonkiinnitys – (*Zero longitudinal restraint*) eli suomeksi 'luistava kiskonkiinnitys'). Näin ollen suorakiinnityksellä ja joustomassalevyillä varustettujen kansien suunnitteluun voidaan soveltaa samanlaisia menetelmiä, kuin pelkoilla varustettuihin tukikerroksettoimiin siltakansiin.

Koska kiskojen kiinnityksen on todettu toimivan tukikerroksettomalla ERS-kannella eri tavalla, kuin tukikerroksellisella tai kiskonkiinnityslevyihin perustuvalla suorakiinnityksellä varustetulla kannella, on tätä ilmiötä ja sen seurauksia on tutkittu laskentaesimerkissä (Liite 4). Liitteessä 4 on esitetty tavanomaisen (ei kelluvan) ERS-rakenteisen kannen pitkittäissuuntaista toimintaa jarru- ja vetokuormien vaikuttaessa 1-aukkoisella kannella, jossa toisessa päässä on kiinteä laakeri ja toisessa päässä liikkuva liukulaakeri.

Eurokoodin kansallisessa sovellusasiakirjassa NCCI 1 [52] on esitetty sillan vaakakuormien jakautumisen laskemiseen yksinkertaistettu menetelmä, jossa oletetaan jatkuvakiskoraiteen tapauksessa 50 %:n vaakakuormista menevän kiskojen kautta päätypenkereelle. Loppuosa kuormista siirtyy sillan rakenteille. Ehto rajoitetaan kuitenkin siten, että vaakakuorman vähennys siltarakenteille saa olla korkeintaan 600 kN.

Liitteen 4 täydellisen epälineaarisen analyysin tuloksena saadaan, että yksinkertaistettu laskentamenetelmä antaa tietyissä tapauksissa ERS-kiskonkiinnityksellä varustetuissa kansissa epävarmalla puolella olevan tuloksen kiinteälle laakerille siirtyvälle kuormalle. Tämä tarkoittaa, että ERS -rakenteisella kannella suurempi osa voimasta kulkeutuu jäykemmän kytkennän ansioista sillan rakenteille kiskojännitysten pysyessä matalampina. Sillan pituus vaikuttaa SFS EN 1991-2:n vaakakuormitukseen siten, että alle 50 metrin mittaisilla silloilla määrääväksi kuormaksi muodostuu vetokuormi-

tus; tätä pidemmillä silloilla määräävä kuorma on jarrukuorma. Esimerkilaskelmissa 20 metrin ja 30 metrin kansilla vetokuorma on siten määräävä vaakakuorma.

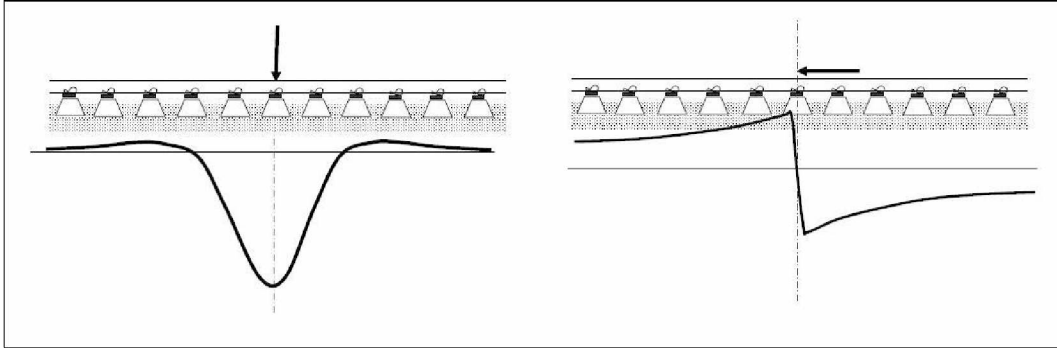
Kannen pituuden ollessa 30 m kiinteälle laakerille siirtyvän kuorman suuruus täydellisestä analyysistä on 15 % pienempi kuin yksinkertaisella laskennallisella menetelmällä saatu. Lisäksi jarrukuormien välittymistä tutkittaessa täydellisen analyysin tulos ylittää yksinkertaistetun laskentamenetelmän tuloksen 32 - 63 %. Tämä ilmiö johtuu siltakannen ja kiskon jäykemmästä kytkennästä ympäröivään rataan verrattuna. Näin siltarakenne 'kerää' jarrukuormaa ympäröivältä radalta kiskojen välityksellä. Täydellisestä analyysistä saatu jarrukuorman kiinteälle laakerille aiheuttama voima kuitenkin jää ylityksestä huolimatta alle yksinkertaistetulla laskentatavalla saadun vetokuormasta aiheutuneen voiman, joka laakerin mitoittaa.

Kun siltakansi on 20 m, laskenta yksinkertaisella laskentamenetelmällä menee enemmän epävarmalle puolelle. Täydellisen analyysin tuottama voima kiinteälle laakerille ylittää 14 % yksinkertaistetulla laskentakaavalla saadun tuloksen. Tässä tapauksessa myös jarrukuorman aiheuttama vaakavoiman maksimi kiinteälle laakerille aiheuttaa 10 % ylityksen yksinkertaisella laskentatavalla saatuun mitoittavaan voimaan verrattuna.

Saatu tulos on siltakannen ja raiteen yhteisvasteen laskennan kannalta merkittävä, joskaan ei yllättävä. Yksinkertaistetun laskentamenetelmän reunaehtona nimittäin on, että sillalla on tukikerros, joka välittää vaakasuuntaisia voimia kimmoplastisen voima-siirtymä-yhteyden mukaisesti. Yksinkertaistettu laskentamenetelmä ei siten sovellu tavanomaisella ERS-kiskonkiinnityksellä varustetun siltakannen ja raiteen yhteisvasteen laskentaan. Mikäli ERS-rakenne toteutetaan kelluvalla ERS-elementillä (vastaava kuin kuvassa 5.12) voi yksinkertaistettu laskentamenetelmä jälleen olla käypä, riippuen osien välisestä kitkasta.

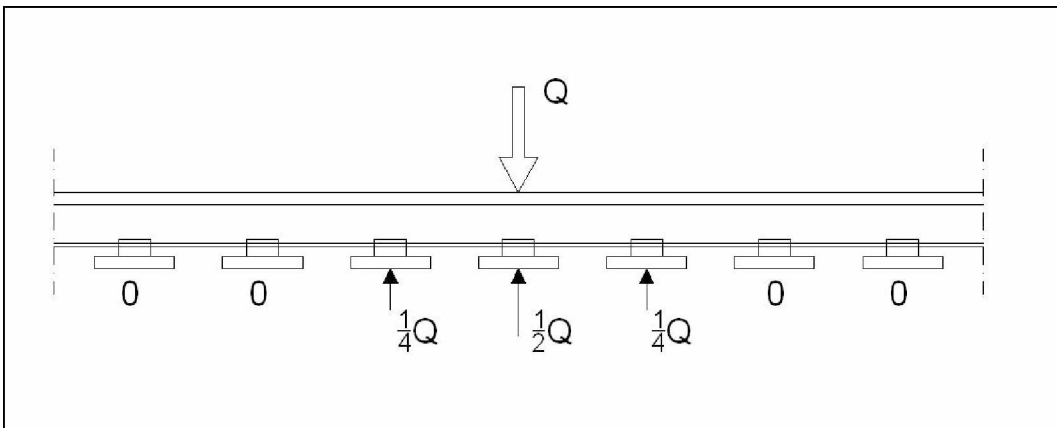
6.1.2 Liikenteen pystykuormat

Raideliikenteen pyöräkuormat ovat luonteeltaan pistemäisiä. Kiskoprofiilin aksiaali-jäykkyys on huomattavasti suurempi kuin taivutusjäykkyys, joka pystykuormien jakautumisen kannalta tarkoittaa sitä, että pyöräkuorma jakautuu huomattavasti suuremmalle alueelle. Esimerkiksi edellisessä kohdassa 6.1.1 esitelty pitkittäissuuntainen jarru- tai vetokuorma jakautuu jatkuvan kiskon välityksellä ja on merkityksellinen vielä sillan päiden ulkopuolella penkereillä asti. Pystysuuntainen kuorma sen sijaan jakautuu vain muutaman metrin matkalle ja on merkityksellinen vain kuormituskohdan viereisille kiinnityskohdille kun kyseessä on kiinnitys esimerkiksi tukikerroksetoman terässillan jäykkiin pelkkoihin.



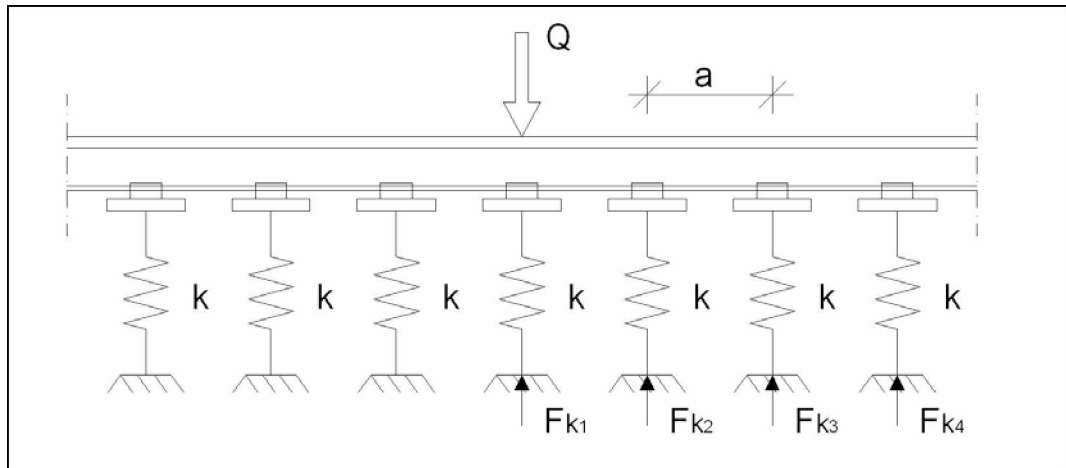
Kuva 6.3 a) Pystysuuntaisen pistevoiman jakautuminen alustaan b) vaakasuuntaisen pistevoiman jakautuminen alustaan. [43]

Tukikerroksettomissa rautatiesilloissa pystykuormien jakautuminen kiskoilta pelkoille tai suorakiinnityksen tapauksessa kiskonkiinnityksen aluslevyille tapahtuu samalla tavalla kuin tukikerroksellisen kannen tapauksessa. Tutkittaessa pyöräkuorman paikallisia vaikutuksia siltakanteen oletetaan standardin SFS-EN 1991-2 [51] mukaisesti kuorman jakautuvan kuvan 6.4 osoittamalla tavalla.



Kuva 6.4 Piste- tai pyöräkuorman pituussuuntainen jakautuminen kiskon välityksellä SFS-EN 1991-2 mukaan [51]

Kuvan 6.4 mukainen pistekuorman jakautuminen on melko tarkkaan voimassa kun kyseessä on vain vähän joustavat tukipisteet. Tällaisia ovat esimerkiksi puupelkat teräksisten pääkannattajien päällä. Kuvan 6.4 oletus on myös varmallalla puolella, jos tarkastellaan kiskonkiinnityslevyjen alapuolisilla joustomassalevyillä ja kiskonsuora-kiinnityksellä varustettua tukikerroksetonta päällysrakennetta. Pistekuorman jakautumiselle on mahdollista saada tarkempi arvio käyttämällä kuvan 6.5 mukaista rakennemallia, joka huomioi kiskon taivutusjäykkyyden sekä kiskon tuentapisteiden pystysuuntaisen jäykkyyden.



Kuva 6.5 Rakennemalli, jossa pyöräkuormalla kuormitettu kisko tuettuna jäykälle alustalle joustavin kiinnityksin.

Kuvan rakennemallin käyttäytyminen on lähes identtinen Winkler-alustalla (jatkuva kimmoisa alusta) lepävään palkin käyttäytymiseen verrattessa. Winkler-alusta sopii myös ERS-kiskonkiinnityksen rakenteen mallintamiseen.

Kiskonkiinnitysten josten jäykkyyden suhde kiskon jäykkyyteen on määräävä tekijä kuorman jakautumiselle. Mitä jäykemmät tuet, sitä lyhyemmälle matkalle voima kiskolta jakautuu. Kääntäen: pystysuunnassa löysempi kiskonkiinnitys mahdollistaa suuremman kiskon painuman pyöräkuorman vaikuttaessa ja siten voima jakautuu pituussuunnassa laajemmalle alueelle. Näin ollen myös kiskon taivutusmomenttirasitus kasvaa.

Taulukossa 6.2 on laskettu elementtimenetelmäohjelmalla (F-tool) pyöräkuorman jakauma kuvassa 6.5 esitetyille kiinnityskohtille, kun $a=0,4$ m ja kiskoprofiili UIC60. Muuttujana on käytetty joustolevyn pystysuuntaista jäykkyyttä k , vertailuna on esitetty siltapelkan jäykkyys kiskonkiinnityslevyn alla. Joustomassan ja kiinnityksen pystysuuntaisen jäykkyyden määrittämistä ja laskentaa on käsitelty tarkemmin kohdassa 7.1.1.

Taulukko 6.2 Esimerkkejä kuorman jakautumisesta kiskonkiinnityskohtien välillä, kiskona UIC60

Päällysrakenne	k [MN/m]	% x Q			
		F_{k1}	F_{k2}	F_{k3}	F_{k4}
Puupelkat	265	44,8	25,6	5,5	-
Suorakiinnitys:					
-Joustolevy h=12,5 mm	50	29,7	22,8	11,8	3,9
-Joustolevy h=25 mm	25	25,2	20,8	13,0	6,2

Kuormien laajemmasta pituussuuntaisesta jakautumisesta ei kuitenkaan saada suurta hyötyä esimerkiksi kokonaisen sekundääripituuskannattajien mitoituksessa, koska mitoituksessa käytettävät akselit esiintyvät aina ryhminä esimerkiksi [53] mukaisesti veturi 7 x 200 kN k/k 1,5 m. Tällöin on sekundääripituuskannattajan mitoituksen kannalta yhdenentekevää käsitelläkö kuormitus tasaisena kuormana tai pistemäisinä kuormina. Paikallisten vaikutusten tutkimisen kannalta pistekuorman laajemmalla jakautumisella voi olla edullista merkitystä.

6.2 Tukikerroksettoman siltakannen liikkeet ja niiden vaikutus

Siltakanteen syntyä elinkaarensa aikana muodonmuutoksia eri syistä. Siltakannen lämpötilan vaihdellessa se laajenee ja kutistuu. Epätasaisen lämpötilan vaikuttaessa rakenteessa voi syntyä myös kiertymiä. Pystysuuntaisesta kuormituksesta siltakannella syntyy kanteen taipumia sekä kiertymiä. Betonisiltojen tapauksessa tapahtuu betonissa myös ajasta riippuvia muodonmuutoksia kuten esimerkiksi kutistumista ja virumista. Nämä, betonikannelle pitkän ajan kuluessa tapahtuvat ilmiöt ovat kuitenkin vaikutuksiltaan siltakannen ja raiteen yhteistoimintaan merkityksettä lämpötilasta ja kuormista aiheutuvien muodonmuutosten rinnalla.

Rautatiesillalla syntyvät muodonmuutokset on huomioitava tarkemmin kuin muiden liikennemuotojen silloilla. Siltakannessa tapahtuva pituussuuntainen muodonmuutos aiheuttaa raiteen ja sillan yhteistoiminnasta johtuen jatkuvakiskoraiteisiin pakkovoimia, koska kiskot kulkevat jatkuvana sillan yli useimmiten ilman liikkeen mahdollistavaa kiskonliikuntalaitetta. Kannen liikkeet voivat aiheuttaa kiskoihin suuria jännityksiä. Lisäksi liiallinen muodonmuutos (esimerkiksi siltakannen päätykiertymä) aiheuttaa kiertymäkohdan ylittävälle pyörälle ylimääräisen sysäyksen. Ilmiöt korostuvat erityisesti tukikerroksettomilla rautatiesilloilla, koska siltakannen ja kiskon liikkeiden kytkentä on vahvempi kuin tukikerrokseksellisessä vaihtoehdossa. Tämän vuoksi siltakannen ja radan yhteistoiminta on tärkeä huomioida sillansuunnittelussa. Asia korostuu etenkin tukikerroksettomien rautatiesiltojen päädyissä sillan ja kiskojen vahvemman kytkennän vuoksi sekä tukikerroksettoman kannen vaihtuessa tukikerrokseksi ratapenkereeseen.

6.2.1 Lämpöliikkeet

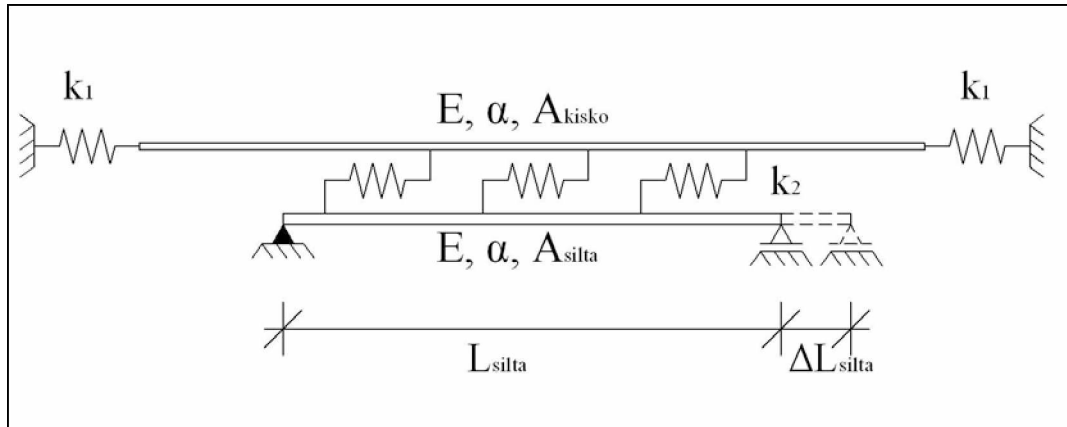
Rautatiesiltojen rakennusmateriaalit betoni ja teräs laajenevat ja kutistuvat lämpötilan muuttuessa. Pituuden lämpötilakerroin on teräkselle ja betonille noin $1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$, joka tarkoittaa 10 metrin pituiselle palkille 10°C lämpötilan muutoksella noin 1,2 mm pituuden muutosta. Teräs- ja betonisillan käyttäytymisessä ympäröivän lämpötilan vaihdellessa erona on rakenteen massiivisuudesta riippuvainen lämpötilan nousu ja jakautuminen rakenteessa. Raskas ja massiivinen betonikansi reagoi ympäröivän lämpötilan muutokseen hitaammin kuin kevyt arinarakenteinen teräskansi. Tästä johtuen teräsrakenteessa esiintyvät ylimmät ja alimmat lämpötilat ovat itseisarvoltaan suurempia kuin betonikannen vastaavat.

Kannen yläpinnalla olevan kiskon lämpötilanvaihtelut ovat nekin varsin suuret, koska kisko on terästä ja varsin hoikka poikkileikkaukseltaan. Kannen yläpinnassa kisko on alttiina suurille lämpötilanvaihteluille.

Mikäli lämpöliikkeet pääsevät tapahtumaan vapaasti, syntyy rakenteen lämpötilan muuttuessa ainoastaan pituuden muutos. Näin on usein vaakasuunnassa staattisesti määrättyissä rakenteissa. Vaakasuunnassa staattisesti määräämättömissä rakenteissa lämpötilanmuutoksesta johtuvat pituuden muutokset ovat joko osin tai kokonaan estyneet ja näin aiheuttavat rakenteeseen pakkovoimia.

Kohdassa 6.1.1 käsiteltiin kiskon pituussuuntaista kytkentää siltakanteen pitkittäisten jarru- ja vetokuormien välittymisen kannalta. Siltakannessa lämpölaajenemisen vuoksi vallitseva siirtymätila on erilainen kuin sillan yli jatkuvan kiskon siirtymätila. Kis-

kon ja siltakannen välisen kytkennän seurauksena siltakannen siirtymä aiheuttaa kiskolle pakotetun muodonmuutoksen, josta seuraa kiskoon aksiaalisia pakkovoimia. Toisaalta kytkentä voi aiheuttaa myös staattisesti määrättyyn siltarakenteeseen pakkovoiman, kun kisko pyrkii kytkennän kautta estämään sillan kannen "vapaata" lämpöliikettä. Usein kuitenkin on niin että siltakannen jäykkyys pituussuunnassa on paljon suurempi kuin kiskon vastaava jäykkyys eli $EA_{\text{silta}} \gg EA_{\text{kiskot}}$. Näin ollen kannen siirtymätila on määräävä, joten kannen muodonmuutokset ikään kuin vetävät kiskoa perässään.

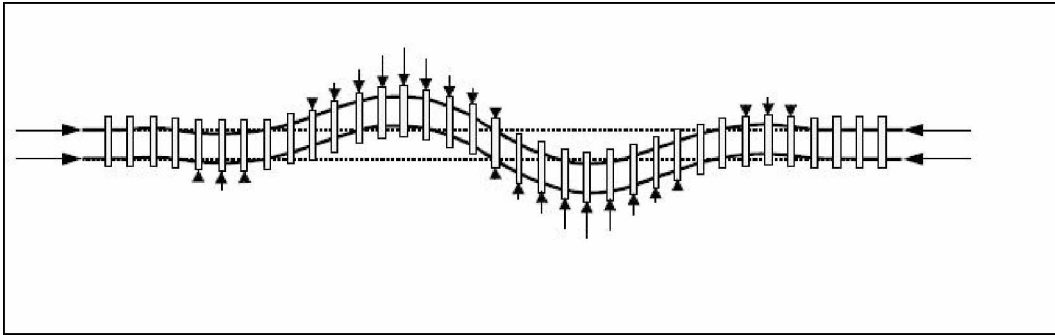


Kuva 6.6 Tukikerroksettoman sillan lämpölaajeneminen

Siltakannen lämpötilanmuutoksesta johtuvan kannen pituuden muutoksen suuruuteen vaikuttaa kannen lämpötilanmuutoksen lisäksi kannen pituus. Pidempi kansi laajenee enemmän ja näin ollen aiheuttaa kiskoille suuremman pakkosiirtymän liikkuvan laakerin kohdalla, kuin lyhyt kansi vastaavalla lämpötilanmuutoksella. Viitteen [49] mukaan: kiskoille sallitut muuttuvasta kuormasta aiheutuvat lisäjännitykset, jotka johtuvat sillan ja raiteen yhteistoiminnasta ovat $-72 \dots 92 \text{ N/mm}^2$, jossa negatiivinen arvo viittaa puristukseen. Edellä mainitut rajat ovat voimassa raiteelle, joissa on UIC60-kisko, jonka vetolujuus on vähintään 900 N/mm^2 ja jonka kaarevuussäde $r > 1500 \text{ m}$. [49; 51]

Tukikerroksettomilla silloilla, esimerkiksi suorakiinnityksen tai ERS-rakenteen ollessa kyseessä voidaan sallittua kaarresädettä pienentää, koska kiskojen sivuttaistuenta on tällöin parempi, kuin pölkkyihin tuetulla kiskolla. Toisaalta siltapaikat yleensä pyritään sijoittamaan radan suorille osuuksille, kaarteiden ulkopuolelle. [51]

Kiskoille ohjeissa [25; 51] sallitut jännitykset ovat kiskomateriaalin myötö- ja murtorajaan nähden kovin pienet. Selitys tähän on nurjahduksen sekä vetomurron aiheuttaman murtuma-aukon liiallisen kasvamisen välttäminen. Näistä arvoista poiketessa on kuitenkin syytä huomioida kiskonkiinnitys myös välittömästi siltakannen ulkopuolella, jossa kiskonkiinnitys muuttuu jälleen hyvin sivuttaistueta kiintoraideyypistä perinteiseksi ratarakenteeksi. Tällöin, vaikka raide kestäisi suuremman puristusjännityksen sillalla esimerkiksi voimakkaamman kytkennän ja sitä kautta paremman sivuttaistuennan ansiosta, voi nurjahdus tapahtua sillan ulkopuolella.



Kuva 6.7 Tyypillinen jatkuvakiskoraiteen nurjahdusmuoto [25]

Tukikerroksettomassa sillassa, varsinkin ERS-rakennetta käytettäessä kiskonkiinnityksen leikkausvastus ja siten kiskon kytkentä siltaan on tavanomaista rataa suurempi, jolloin sillan lämpöliikkeistä kiskoihin aiheutuvat jännitykset sekä kiskon suhteellinen siirtymä kanteen nähden voi helposti ylittää sallitun arvon. Tällöin joudutaan rajoittamaan sillan liikepituutta tai asettamaan sillan päähän tai molempiin päihin kiskonliikuntalaite, joka sallii kiskon vapaan liikkeen (esiteltä tarkemmin kohdassa 6.2.2). Materiaalivalmistajan ohjeissa ERS-kannen liikepituutta rajoitetaan 30 metriin terässilloilla ja 35 metriin betonisilloilla, jotta sallitut kiskonjännitykset sekä ERS-valun sallittu muodonmuutos ei ylitä. Liikepituudeltaan pidempien kansien tapauksessa ja ERS-rakennetta käytettäessä täytyy turvautua peräkkäisten kansien rakentamiseen ja/tai kiskoliikuntalaitteen käyttöön.

Levymäisen ERS-rakenteen tapauksessa voidaan sallittua liikepituutta kasvattaa myös kuvassa 5.12 esitetyllä erikoisrakenteella, jossa sillan ja kouruun liikkeet on erotettu toisistaan. Tämä on saatu aikaan kiinnittämällä asennusarina siltakanteen ja sallimalla levymäisen ERS-kouruelementin pituussuuntaiset liikkeet asennusarinaan ja siltaan nähden. Rakenteessa levyrakenteiset elementit 'kelluvat' siltakannen päällä.

Käytettäessä joustomassalevyin varustettua kiskon suorakiinnitystä sillan lämpöliikkeistä aiheutuvia kiskojännityksiä voidaan pienentää valitsemalla kiskonkiinnitysjouset joiden plastinen leikkausvastus (=läpivetovastus) on riittävän pieni. Tällöin puhutaan luistavasta kiskonkiinnityksestä, joka on jo nykyään yleisesti käytössä pidempien jänneväliden tukikerroksettomilla terässilloilla, joissa on puusiltapelkat kiskotuksen alustana.

Lämpöliikkeiden vaikutusten laskennallinen tarkastelu 1-aukkoiselle siltakannelle

Ratapenkereellä kulkevaa jatkuvakiskoraidetta voidaan pituussuuntaisten ilmiöiden tutkimisessa käsitellä äärettömän pitkänä palkkina, joka on tasavälein tuettu jousikiinnikkein alustaan. Positiivisen lämpötilanmuutoksen vaikuttaessa tähän palkkiin syntyy palkille tarve laajeta ja siten palkin päädyt liikkuvat pois päin palkin keskikohdasta. Tätä liikettä vastustaa alustan jousivoimat, joilla on plastinen yläraja eli kiskonkiinnityksen plastinen leikkausvastus. Jokainen kiskonkiinnitys voi siis kasvattaa kiskossa vallitsevaa voimaa korkeintaan plastisen leikkausvastuksen suuruudella. Näin ollen äärettömän pitkän kiskon keskivaiheilla voidaan pituudenmuutoksen olettaa olevan kokonaan estetty ja siten kiskossa tällä kohtaa vaikuttavan jännityksen muutoksen noudattavan seuraavaa yhteyttä:

$$\Delta\sigma = -E\alpha\Delta T \quad (6.1)$$

jossa

E	= kiskon teräksen kimmomoduli
α	= kiskon teräksen pituuden lämpötilakerroin
ΔT	= lämpötilanmuutos

Näin ollen saadaan teoreettisella tarkastelulla, että 50 Celsius-asteen positiivisella lämpötilanmuutoksella suoraan, äärettömän pitkään, jatkuvakiskoraiteen kiskoon muodostuu noin 120 MPa puristusjännitys. Tämä ei tietenkään käytännössä pidä täysin paikkaansa, alkukäyryden, lämpötilan vaihtelun kiskon pituudella ja kiskojen neutralointilämpötilan vuoksi. Esimerkiksi alkukäyryden vaikutuksesta kiskot voivat laajetessaan siirtyä hieman sivulle kasvattaen kaarresädettä. Lyhyemmällä matkalla tapahtuvaa puristusjännityksen liiallisesta kasvamisesta johtuvaa raiteen vaakasuuntaista nurjahdusta kutsutaan hellekäyräksi, jolloin raiteen siirtymän sivusuuntainen amplitudi voi olla jopa 100 cm ja aallon pituus 8–25 metriä. Tällainen siirtymä on jo selkeä vaara junaturvallisuudelle, hellekäyrät aiheuttavat junan putoamisia raiteilta vuosittain. [61]. Nämä tapahtuvat kuitenkin yleensä muualla kuin pääradoilla. Vaaran paikka on kuitenkin sillan pää, jossa raiteeseen syntyy lisäjännitystä sillan ja raiteen yhteistoiminnan johdosta ja jossa junan putoaminen kiskoilta on erityisen vaarallista.

Tutkittaessa laskennallisesti tukikerroksettoman siltakannen ja raiteen yhteisvastetta lämpötilanmuutoksen vaikutuksesta on valittu liitteessä 5 esitetyt kannet joiden pituus on 20 ja 30 metriä. Kiskonkiinnitys on ERS-kiskonkiinnitys kuormittamattomana, kourut ovat kiinnitetyt kiinteästi kanteen. Elementtimenetelmämallilla tutkitaan kuinka suuren jännityksen vallitseva lämpötilanmuutosyhdistelmä saa aikaan kiskoihin raiteen ja kannen yhteistoiminnan myötä.

Tuloksista voidaan havaita, että kannen ja kiskon eri lämpötilanmuutosyhdistelmistä (ks. liite 5) syntyvät jännitykset ovat suuruudeltaan 30 metrin kannella -158...158 MPa. Vastaavasti 20 metrin kannella jännitykset ovat -144...144 MPa. Nämä ääriarvot esiintyvät sillan liikkuvan laakerin päässä sillan lämpötilanmuutoksen itseisarvon ollessa 35 °C ja kiskojen lämpötilanmuutoksen itseisarvon ollessa 50 °C. Sillan ja raiteen yhteistoiminnasta kiskoihin syntyvä lisäjännitys – verrattaessa ympäröivän rataosan vastaavasta lämpötilanmuutoksesta johtuvaan kiskojen jännitystilaan – on 30 metrin kannella suurimmillaan ± 32 MPa ja 20 metrin kannella ± 21 MPa. Nämä siis eivät ylitä ohjeissa ja normeissa [25] ja [51] esitettyjä raja-arvoja.

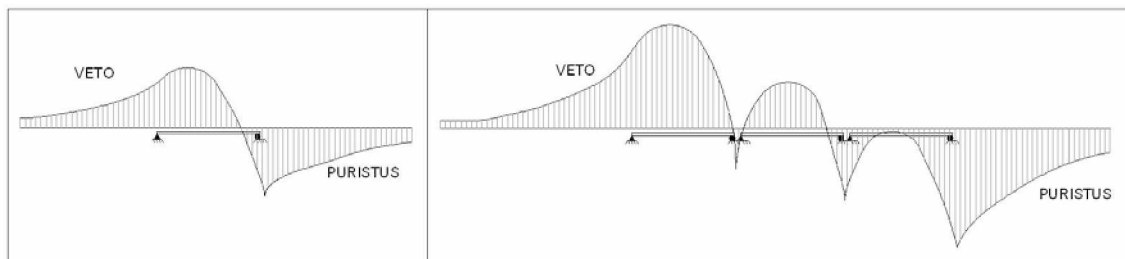
30 metrin siltakannella laskentamallista saadun tuloksen perusteella kiskon suhteellinen siirtymä siltakanteen nähden on 7,39 mm, joka ylittää hieman ERS-rakenteen ohjeissa [42] sallitun siirtymän rajan (7 mm). Tulos on melko hyvin linjassa ohjeen [42] kanssa ERS -rakenteelle yksiaukkoisena (ilman kiskoliikuntalaitetta) sallituista liikepituuksista, jotka ovat teräskannelle 30 m ja teräsbetonikannelle 35 m. 20 metrin kannella kiskon suhteellisessa siirtymässä siltakanteen nähden pysytään alle ohjeen raja-arvon.

Kiinteälle laakerille kannen ja kiskojen lämpötilanmuutoksesta ja yhteistoiminnasta mobilisoituva voima on ERS-kannella huomattavasti suurempi verrattuna standardin SFS-EN 1991-2 [51] laskentamenetelmällä laskettuun arvoon. 30 metriä pitkällä terässiltakannella FEM-analyysistä saatu lämpötilan muutoksesta kiinteälle laakerille johtuva pakkovoima on suurimmillaan noin 2-kertainen verrattuna standardissa [51] esitettyyn yksinkertaisella käsinlaskentamenetelmällä saatuun arvoon. 20 metrin mit-

taisella terässiltakannella laakerille mobilisoituva kuorma kasvaa vastaavasti yli 2-kertaiseksi (2,13).

Useampiaukkoisesta tukikerroksettomasta rautatiesillasta

Lämpötilan vaihteluista johtuviin siirtymiin ja kiskojännityksiin tukikerroksettomalla sillalla vaikuttaa ensisijaisesti sillan kansien liikepituus, tarkemmin samaan liikuntasaumaan laajeneva liikepituus. Sillan kokonaispituudella ei niinkään ole näiden kannalta merkitystä. Näin ollen on järkevää (mahdollisuuksien mukaan) suunnitella pidempi tukikerrokseton rautatiesilta useasta peräkkäin asetetusta lyhyemmästä (maksimissaan 30 m) 1-aukkoisesta kannesta. [42]



Kuva 6.8 Periaatepiirros lämpölaajenevan siltakannen kiskojännityksiin aiheuttamasta häiriöstä a) yhdestä jänteestä koostuvalla sillalla b) useamman peräkkäisen 1-aukkoisen jänteen tapauksessa. Jänneiden liikkuvat laakerit ovat kansien oikeassa päässä.

Kun yhden pitkän jänteen sijaan käytetään peräkkäin asetettuja lyhyempiä jäniteitä, voidaan ERS-kiskonkiinnitysjärjestelmällä varustettu pidempikin rautatiesilta toteuttaa ilman kiskoliikuntalaitteita. Siirtymät ja kiskon jännitykset eivät kasva liian suuriksi, koska edellinen kansi 'työntää' kiskoa seuraavan 'vetäessä' sitä, jolloin maksimi-jännitykset kiskossa välillä pienenevät kannen matkalla kuten periaatepiirroksessa 6.8 on esitetty. Näin ollen kiskon siirtymä tai jännitys ei kumuloidu viimeisen kannen liikkuvan laakerin puoleiseen päähän vaan jakautuu tasaisemmin useammalle kannelle ja sitä kautta näiden laakereihin. Ilmiön laskennallista mallintamista ja perusteita on esitetty tarkemmin lähdeviitteissä [25, s. 184] ja [26] niin tukikerroksettomille kuin tukikerroksettomille kansille.

6.2.2 Kiskonliikuntalaitteet ja niiden sijoittelu

Yleistä

Siltakannen liikkeet aiheuttavat kiskonkiinnityksen välityksellä kiskoihin siirtymiä. Koska nykyiset jatkuvakiskoraiteet kulkevat siltojen liikuntasaumojen ylitse jatkuvina (kuva 6.1) voi estetyt muodonmuutokset myötä syntyä kiskoihin sekä siltakanteen suuriakin aksiaalisuuntaisia voimia. Kiskonliikuntalaitteen tarkoitus on varmistaa siltakansien esteetön liikkuminen, kun kannen ylittävällä raiteella on jatkuvakiskoraide.

Suomen rautatiesillanrakentamiskulttuurissa on kiskonliikuntalaitetta perinteisesti pyritty välttämään sen kalliin hinnan sekä ylläpitokustannusten ja mahdollisten vika-herkkyyksien takia.

Taulukko 6.3 Kiskonliikuntalaitteen tarve eri kansityypeillä [42; 49]

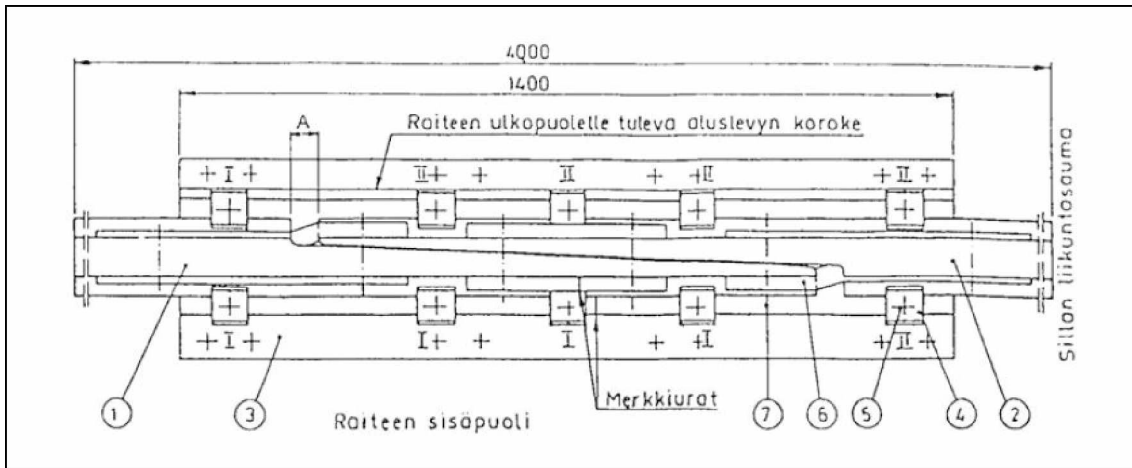
	Päällysrakenne	Samaan liikuntasaumaan laajenevien kansien yhteispituus [m]
Tukikerroksettomat rakenteet	ERS-rakenne	
	-betonisilta	≥ 35 (tavanomainen rakenne)
	-terässilta	≥ 30 (tavanomainen rakenne)
	Siltapelkat teräspalkeilla tai suorakiinnitys teräsrakenteeseen	≥ 50 (ei liukuvaa kiskonkiinnitystä) ≥ 100 (liukuva kiskonkiinnitys)
Sepelituki-kerros	Betonipölkkyt tai puupölkkyt	≥ 120

Taulukosta 6.3 voidaan helposti huomata tavanomaisen ERS-rakenteen ja siltakannen jäykemmän keskinäisen kytkennän haittapuoli. Käytettäessä ERS-rakennetta tukikerroksettomalla sillalla joudutaan kiskonliikuntalaitteen käyttöön jo hyvin tavanomaisilla kansien liikepituuksilla. Sen sijaan pidemmällä jänneväleillä voidaan silta toteuttaa tukikerroksettomana suorakiinnitystä hyväksikäyttäen vastaavasti kuin tähänkin asti, mutta korvaamalla pelkat teräsoilla ja joustomassarakenteilla. Tällöin lämpötilanvaihteluiden aiheuttamat kannen lämpöliikkeet erotetaan kiskoista käyttämällä liukuvaa kiskonkiinnitystä, jolloin sallittu liikepituus yhteen saumaan voi kasvaa 100 metriin.

ERS-rakenteen yhteydessä on mahdollista käyttää kuvassa 5.12 esitettyä erikoisrakennetta, jossa levymäiset ERS-elementit ovat luistituettuna asennusarinnan varaan. Tällä menetelmällä voidaan ERS-kannen sallittua liikepituutta ilman kiskonliikuntalaitetta kasvattaa.

Jos sillanrakentamisessa päädytään kiskonliikuntalaitteen käyttämiseen, on se luonnollisesti järkevintä asettaa mahdollisimman lähelle sillan liikuntasaumaa, jossa kannen liike pääsee tapahtumaan. Kiskonliikuntalaitte sijoitetaan sillan päähän joko kokonaan kannelle tai kokonaan kannen ulkopuolelle, penkereelle. Suomen ohjeissa [49] on suositeltu kiskonliikuntalaitteen sijoittamista kannelle. [44; 49]

Kiskonliikuntalaitteen on kuitenkin oltava sijainniltaan riittävän etäällä kannen päästä, jotta kannen ja penkereen jäykkyyserosta sekä kannen päätykiertymistä ei aiheudu sen toiminnalle haittaa. Kiskonliikuntalaitteen tyyppin määrää se, asennetaanko se siltakannelle vai sen ulkopuolelle. Toisin sanoen kiskonkiinnitystyyppi määrää millainen kiskonliikuntalaitte asennetaan. Siltakannen ulkopuolelle asennettaessa käytetään perinteistä pölkkyihin kiinnitettyä kiskonliikuntalaitetta. Kannelle asennettaessa käytetään kannen kiskonkiinnitystyyppin mukaista kiskonliikuntalaitetta, esimerkiksi kiintoraiteelle sopivaa kiskonliikuntalaitetta.



Kuva 6.9 Kiskonliikuntalaitteen periaatekuva [49]

Kiskonliikuntalaitteen kohdalla kaksi päistään kieliksi (kuvassa 6.9 positiot (1) ja (2)) viistettyä kiskoa limittyvät toisiinsa puristuslaattojen välissä (4). Siltakannen laajetessa ja kutistuessa ja kiskonliikuntalaitteen toisen kielen (1) ollessa kiinteästi kiinni siltakannessa pääsee toinen kieli liikkumaan vapaasti kiinteään nähden ja näin ollen kiskonliikuntalaitteen aukko A joko kasvaa tai kutistuu. Puristuslaatat (4) puristavat viistettyjä kiskoja toisiinsa ja sidekisko (6) ohjaa kiskojen liikettä samalle akselille, jotta sivuttaista siirtymää ja pykälää ei synny. Kiskonliikuntalaitte sallii tyypistä riippuen kielille $\pm 50 \dots \pm 100$ mm pituussuuntaisen suhteellisen liikkeen [49]. Jatkuvakiskoraiteen ja kiskonliikuntalaitteen etuna verrattuna lyhytkiskoraiteen käyttämiseen on yhteen saumaan aikaansaattava suuri muodonmuutos, joka voidaan kielten ansiosta ylittää tasaisesti suurillakin nopeuksilla verrattuna lyhytkiskoraiteeseen, jossa rullaava pyörä iskeytyy jokaiseen kiskosaumaan.

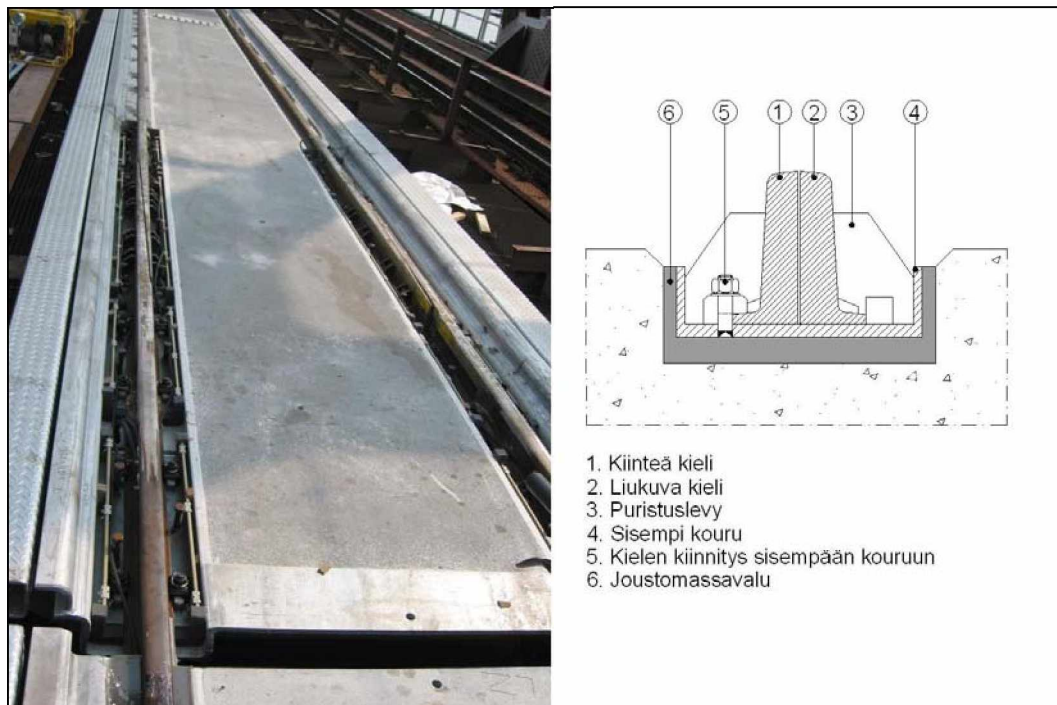
Joustomassarakenteet ja kiskonliikuntalaitteet

Kiintoraiderakenteille, kuten esimerkiksi suorakiinnitys- ja ERS-rakenne, on kehitetty omanlaisensa kiskonliikuntalaitteet. Näillä joustaviin kiskotusjärjestelmiin soveltuville kiskonliikuntalaitteilla voidaan varmistaa radan pystysuuntaisen jäykkyyden jatkuvuus myös kannella olevan kiskonliikuntalaitteen ylitse. Kiskonliikuntalaitteen toiminnan perusperiaate on näissä kuitenkin sama kuin edellisessä kohdassa esitetystä.

Suorakiinnityksellä varustettuun tukikerroksettomaan siltakanteen soveltuva kiskonliikuntalaitte muistuttaa hyvin paljon tavanomaista kiskonkiinnitystä. Erona on ainoastaan kiskonkiinnityslevyjen osalta hieman poikkeava, leveämpi rakenne, jossa on huomioitu kiskon liikemahdollisuus sekä puristuslaatat kiinnityksineen. Pystysuuntainen jousto ja vaimennus kiskonliikuntalaitteeseen aikaansaadaan vastaavasti kuin suorakiinnityksellä yleisestikin eli kiskonkiinnityslevyjen pohjiin kiinnitetyillä jousto-levyillä.

ERS-rakenteeseen kanteen soveltuva kiskonliikuntalaitte on kahdesta edellä esitetystä enemmän poikkeava. Kiskonliikuntalaitte on tässä tapauksessa kuvan 6.9 mukainen, jossa kiskonliikuntalaitteen kielet on asennettu teräskouruun. Teräsrakenteinen sisäkouru on edelleen kiinnitetty joustomassavalulla ulompaan kouruun kuvan 6.10 mukaisesti. Sisemmän teräskourun ei tarvitse olla koko kiskonliikuntalaitteen mittainen, vaan riittävä tuenta voidaan saavuttaa, vaikka sisempi kouru olisi jaettu useampaan lyhyeen osaan (kuva 6.10 a)). Kiskonliikuntalaitetta varten on rakenteeseen (betoni-

kansi tai ERS-elementti) tehtävä leveämpi ura, jotta sisempi kouru, jossa kiskojen kielet limittyvät saadaan ympäröityä joustomassavalulla. Näin varmistetaan yhtenevä jousto-ominaisuus kiskonliikuntalaitteen yli.



Kuva 6.10 a) ERS-kiskonliikuntalaite ja kourun levennys Moerdijk-sillan välituella, kuvassa myös ERS-elementtien liikuntasäily (edessä) b) Periaatepoik-kileikkaus edelliseen.

ERS-kiskonliikuntalaitteen sijoittaminen kannelle, joka laajenee kohti maatuokea, materiaalivalmistajan ohjeen mukaan [44]:

- Kiskonliikuntalaite (pieni)
 - Suurin suhteellinen siirtymä: 100 mm ($= \pm 50$ mm)
 - Kiskoliikuntalaitteen keskikohta minimissään 1,5 m sillan päästä
- Kiskonliikuntalaite (iso)
 - Suurin suhteellinen siirtymä: 220 mm ($= \pm 110$ mm)
 - Kiskoliikuntalaitteen keskikohta minimissään 3,0 m sillan päästä

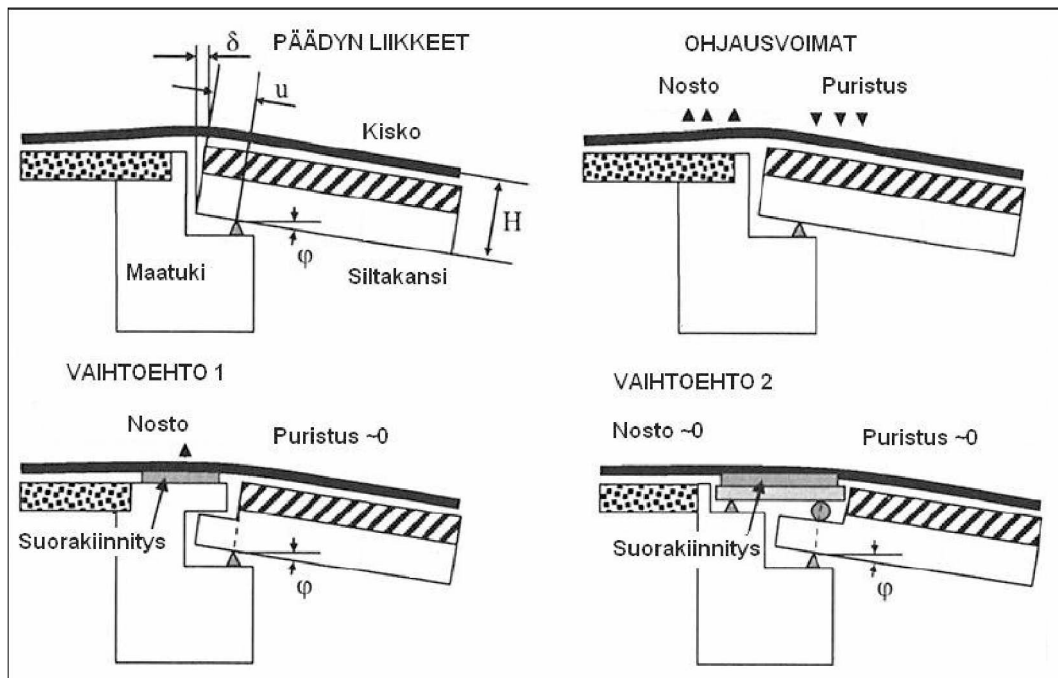
Useampiaukkoisilla kansilla, jos kiskonliikuntalaitteen tarve syntyy välituella, on kiskonliikuntalaitteen käyttö suunniteltava tarkoin ja tapauskohtaisesti. Välituella, jossa on sillan liikuntasäily, täytyy pakkovoimien välttämiseksi katkaista myös kiinteästi kanteen asennettu ERS-koururakenne – esimerkiksi levyrakenteisen ERS-elementin tapauksessa (ks. kohta 5.2.2). Kiskonliikuntalaite tulisi asettaa tässä tapauksessa siten, että kiskonliikuntalaitteen keskikohta osuu kannen liikealueelle. Tällöin peräkäisten kansien tapauksessa kiinteä kieli on seuraavan kannen kiinteän laakerin päällä ja liukuva kieli vastaavasti edellisen kannen liukuvan laakerin päällä. Tällaisessa kohdassa täytyy erityistä huomioita kiinnittää lisäksi kannen päätyjen kiertymiin kuormitettaessa, jotta kiskonliikuntalaitteen toiminta ei häiriinny päätyjen liikkeistä. Asennusarinnan päällä olevan kelluvan ERS-elementin tapauksessa ERS-elementin katkaisua ei kannen liikuntasäily kohdalla välttämättä tarvita, jos siltakansi pääsee liikkumaan esteettä ERS-elementin alla.

6.2.3 Muodonmuutokset kuormituksesta

Laakereiden sijainti ei tavallisesti siltakansilla ole aivan ideaalisesti kansipalkin tai laatan päässä vaan tyypillisesti palkki hieman jatkuu ulokkeena tuentakohdasta yli. Siltapalkin kuormitus aukossa aiheuttaa palkille päätykiertymän ja kannen yläreunan siirtymän (kuvassa 6.11 φ ja δ). Jatkuvakiskoraiteen tapauksessa kiskot kulkevat kuitenkin jatkuvana rakenneosana tämän kohdan yli, jolloin kiertyvän pään liikkeistä syntyy vipuvarsi-ilmiön myötä pakotettu muodonmuutos kiskoille. Pakotetusta muodonmuutoksesta syntyy kiskoille sekä vetoa että taivutusta.

Kansipalkin korkeus ja kiskojen kiinnitys kanteen sekä kannen ulkopuolella, maatuen päällä ratkaisevat kuinka suurilla voimilla kiskoihin syntyy. Käyttämällä esimerkiksi luitavaa kiskonkiinnitystä maatuen puolella voidaan kiskojännityksiä pienentää. Tukikerroksettoman kannen tapauksessa kannen rakennekorkeus on usein pienempi kuin tukikerroksellisella, jolloin päätykiertymästä syntyvä siirtymä kiskojen korkeudella on pienempi. Tämä johtuu siitä, että kiskojen etäisyys kannen taivutusneutraaliakselista on pienempi.

Erityisesti ERS-kiskonkiinnityksellä toteutetuissa kansissa kannen päätykiertymistä syntyvät pakkovoimat aiheuttavat kannen ja kiskojen vahvan kytkennän johdosta kiskoisiin muodonmuutoksia ja siirtymiä. Viitteessä [42] sekä standardissa UIC-776-3 on esitetty sillan päädyn kiertymän ja siirtymän sallitut raja-arvot seuraavasti: $\varphi \leq 0,005$ rad ja $\delta \leq 3$ mm. Mikäli edellä esitetyt raja-arvot ylittyvät, on ERS-rakenteella varustetun kannen yhteydessä käytettävä kuvassa 6.11 esitettyjä ratkaisuvaihtoehtoja 1 tai 2.



Kuva 6.11 Kannen päädyn kiertymät maatuella kuormituksesta. Vaihtoehdot 1 ja 2 pakkovoimien vähentämiseksi suorakiinnityksessä käytettävän liukuvan kiskonkiinnityksen avulla.[42] (muokattu)

Kuvan 6.11 vaihtoehdossa 1 siltakannella on ERS-kiskonkiinnitys ja maatuen päällä joustomassalevyt ja kiskojen suorakiinnitys maatukeen. Suorakiinnityksessä kiskonkiinnityslevyjen alle käytettävän joustomassan tai -levyn on tässä tapauksessa oltava pystysuuntaiselta jäykkyydeltään ERS-rakennetta vastaava. Lisäksi tässä tapauksessa on rajoitettava suorakiinnityksessä käytettävien kiinnikkeiden läpivetovastusta, jotta kiskoon vedosta syntyvä aksiaalinen muodonmuutos jakautuu riittävän pitkälle matkalle.

Kuvan 6.11 vaihtoehdossa 2 siltakannella on ERS-kiskonkiinnitys ja kannen ja maatuen välissä on 'siltoituslaatta', jolla tasoitetaan kannen päädyn yläreunan ja maatuen siirtymäeroa. Kiskot on myös tässä tapauksessa kiinnitetty siltoituslaattaan suorakiinnityksellä ja joustomassalevyillä.

Sillan päädyn kiertymien sekä sillan liikuntasauaman puoleisen päädyn vaakaliikkeiden myötä kiskoihin syntyviä pakkovoimia on mahdollista hillitä välttämällä kiskon liian jäykkää kiinnittämistä sillan ulkopuolella. Käytettäessä esimerkiksi luistavaa kiskonkiinnitystä on mahdollista tasata sillan liikkeistä kiskon pakotetuista muodonmuutoksista syntyvää häiriötä pidemmälle matkalle ja näin vähentää kiskossa vallitsevia jännityksiä.

6.3 Suojakiskojärjestely

6.3.1 Suojakiskojen tarve

Suojakiskojen tarkoitus rautatiesillalla on estää raiteilta suistunutta veturia ja vaunua putoamasta sillalta sekä suojata siltarakenteita näiden törmäykseltä. Suojakiskon pitäisi ohjata onnettomuustilanteessa suistunutta pyörää siten, että se ei aiheuta suurta ja vaikeasti korjattavaa vahinkoa sillalle. Ratateknisten ohjeiden osassa 8: Sillat [49] on esitetty vaatimuksia suojakiskojen käytölle erilaisilla siltakansityypeillä (taulukko 6.4).

Taulukko 6.4 Suojakiskojen käyttö tukikerroksettomissa rautatiesilloissa.[49] (muokattu)

Sillan ja radan rakenne		Sillan pituus	
		L < 30	L ≥ 30
Sillan rakenne on sellainen, että raiteilta suistuminen aiheuttaa erityistä vaaraa junalle ja/tai vahinkoa sillalle.		K	K
Tukikerrokseton	Terässilta	E	K
	Betonikantinen silta ratapölkyin	E	K
	Ratapölkkytön betonikantinen silta (vanhat, reunapalkilliset, ERS-saneeratut kannet reunan kantavuus huomioituna)	E	K
Sillalla on kiskoliikuntalaite		-	K
Sillalla tai 75 m sen jommallakummalla puolella esiintyy raiteen kaarresäde R < 300 m		K	K

Uudenaikaisten tukikerroksettomien siltojen tapauksessa päädytään käyttämään turvallisuussyistä taulukon 6.4 ensimmäistä riviä. Tämä korostuu varsinkin haluttaessa

täysi hyöty tukikerroksettomuudesta, esimerkiksi betonikansien pienentyneiden poikkileikkausmittojen ja reunapalkittomuuden myötä uudisrakentamisessa. Saneerattaessa vanhaa betonikantta tukikerroksettomaksi kohdan 5.1.5 mukaisella menetelmällä suistuneelle junalle jää usein tilaa kulkea kannella erityistä vaaraa aiheuttamatta, jolloin alle 30 metrin pituisilla silloilla voidaan suojakiskosta luopua. Tällöin on kuitenkin suunnittelun keinoin varmistuttava siitä, että siltakansi kestää suistuneen pyörän aiheuttaman rasituksen reunapalkin vieressä.

Tukikerroksettomia terässilloja saneerattaessa turvallisinta on käyttää taulukon ylintä riviä. Tiukempi suojakiskovaatimus johtuu terässilloissa yleisesti käytetystä kansipalkistosta (=avoin arinarakenne), josta seuraa herkkyys kuorman poikittaiselle sijainnille. Suojakiskolla voidaan siten varmistaa, että suistumistilanteessa junan pyörä kulkee turvallisesti vain sellaisten rakenteiden päällä, jotka on suunniteltu kestämaan onnettomuuskuorman.

6.3.2 Suojakiskojen suunnittelu tukikerroksettomalle sillalle

Perinteisessä tukikerroksettomassa terässiltakannessa suojakiskot ovat kiinnitetyt ajokiskojen sisäpuolelle siltapelkkoihin. Näin ollen suistuneen pyörän on mahdollista kulkea pelkkojen päällä. Kansissa, joissa puiset siltapelkat korvataan teräsprofiileilla ja joustomassarakenteella (ks. kohta 5.1.3), voi olla mahdollista ohjata pudonnut pyörä edelleen kulkemaan terässiltapelkkojen päällä. Tämä tosin edellyttää, että terässiltapelkat ovat riittävän tiheästi, jotta pyörä ei pääse putoamaan näiden väliin. Profiilin k/k tulee olla tällöin 400 mm, sama kuin puupelkoillakin. Uudenaikaisella tukikerroksettomalla ja siltapelkattomalla kannella suojakiskot täytyy suunnitella täysin eri lähtökohdista.

Ajonopeuden kasvaessa suistuneen pyörän törmäysenergia radan päällysrakenteseen kasvaa. Näin ollen ei voida enää olettaa, että suurilla ajonopeuksilla suistunut pyörä kulkisi kannella pomppien teräs- tai puupelkkojen päällä. Kun ajonopeus sillalla on suurempi kuin 160 km/h, on suistuneen pyörän kulku varmistettava muilla keinoin kuin hajanaisesti (k/k 400 mm) sijoitetuilla teräs- tai puupelkoilla. Suositeltava suojakiskotyyppi suuremmille nopeuksille kuin 160 km/h on teräksinen kulku-ura ajokiskon molemmille puolille. Kulku-urassa suistunut pyörä ohjataan suojakiskon avulla kulkemaan tasaista alustaa myöten.

Kiskot pituus- tai sekundääripituuskannattajien päällä

Luvussa 5 esiteltiin erilaisia siltapelkattomia kiskonkiinnitysrakenteita, jotka perustuvat joko vaimennettuun suorakiinnitykseen pituuskannattajan ylälaippaan tai tähän tehtyyn ERS-koururakenteeseen. Tällaisia rakenteita suunniteltaessa suojakiskotus sekä suistuneen pyörän ohjaaminen kannella on ratkaistava tapauskohtaisesti.

Ratateknisten ohjeiden [49] mukaan suojakiskojen sijainti tukikerroksettomalla sillalla määritetään siten, että ajokiskon ja sisäpuolisen suojakiskon sisäreunojen välinen etäisyys on 200...225 mm. Tämän lisäksi suojakiskon yläpinnan tulee olla kulkukiskon yläpinnan tasossa tai enintään 40 mm sen alapuolella. Ohjeessa myös mainitaan, että tarvittaessa voidaan asentaa lisäsuojakiskot ajokiskojen ulkopuolelle.

Jos junan suistumista ei voida muilla rakenteilla estää, on tämänkaltaisissa (kiskot pituuskannattajien päällä) tukikerroksettomissa silloissa turvallisuussyistä käytettävä ajokiskon sisä- ja ulkopuolista suojakiskoa sillan pituudesta riippumatta. Tällainen rakennejärjestely vaatii varsin runsaasti tilaa ajokiskon ympärille. Tämän takia esi-

merkiksi sekundääripituuskannattajan ylälaippa on tehtävä erittäin paljon ylileveäksi [1]. Vaihtoehtoisesti suojakiskoille voidaan rakentaa omat kannatinrakenteensa sekundääripituuskannattajien viereen, tämä ei kuitenkaan suistuneen pyörän ohjaus huomioiden ole järin taloudellista.

I-profiilisen sekundääripituuskannattajan poikkileikkausgeometrian johdosta ylileveästä ylälaipasta ei rakenteellisessa mielessä voida tietyn leveyden ylittyessä saada enää rakenteellista hyötyä, koska ylälaipan hyödyntämistä rajoittaa ns. tehollinen leveys. Jos koko ylileveän ylälaipan leveys halutaan hyödyntää, täytyy kannattajaan asettaa 2 uumaa, eli toteuttaa sekundääripituuskannattaja kotelopalkkina, jossa ylälaippa on leveämpi kuin alalaippa. Rakenne muistuttaa siten HQ-palkkia, joka on asennettu ylösalaisin (kuva 5.13 a)).

Kuten kohdissa 5.1 ja 5.2.2 mainittiin, Suomen silloissa tyypillisen pituuskannatinetäisyyden ja siitä johtuvan ajokiskon tähän nähden epäkeskeisen sijoittumisen vuoksi suorakiinnitys tai ERS-rakenteen toteuttaminen suoraan vanhan pituus- tai sekundääripituuskannattajan päälle on harvoin mahdollista. Sekundääripituuskannattajien melko yleisen vaurioituneisuuden lisäksi tämä antaa syyn harkita koko sekundääripalkiston uusimista saneerauksen yhteydessä. Sekundääripituuskannattajien uusiminen helpottaa saneerauskohteissa suojakiskojarjestelyjä siten, että uudet kannattajat on mahdollista suunnitella suojakiskotus ja suistuneiden pyörien ohjaus huomioiden.

Jotta sisä- ja ulkopuoliset suojakiskot saadaan asennettua asianmukaisen etäisyyden päähän ajokiskosta, pitää asennusaluksena toimivan ylälaipan olla vähintään 450 mm leveä. Tämä vaatimus sovellettuna sekundääripituuskannattajien ylälaippoihin johtaa helposti muodoltaan varsin epäkäytännöllisiin rakenteisiin.

ERS-rakenne-elementti

Jos kiskojen asentaminen vaimennetulla suorakiinnityksellä pituus- ja sekundääripituuskannattajien ylälaippaan johtaa epäkäytännöllisiin ja kalliisiin suojakiskoratkaisuihin, voi taloudellisemmaksi kansirakennevaihtoehdoksi osoittautua levymäinen ERS-rakenne-elementti. Tällöin voidaan hyödyntää vanhat kunnossa olevat pituus- ja sekundääripituuskannattajat näiden ylälaipan leveydestä tai keskinäisestä etäisyydestä riippumatta.

Suojakiskojarjestelyt voidaan suunnitella elementtiin tehtävillä lisäkouruilla tai nostoilla ja tasaisilla kulkujohteilla, joita pitkin suistunut pyörä voi kulkea vaurioittamatta siltakannen rakenteita. Suojakiskonostot ja lisäkourut voivat olla muodoltaan esimerkiksi kuvan 5.10 mukaisia.

6.4 Kantavuus ja käyttöikä

Raideliikenteeseen ja erityisesti raide-infrastruktuuriin tehtävät investoinnit ovat hyvin suuria ja ne tehdään yleensä pitkälle aikavälille. Tällaisten investointien tekemisessä ongelmallista on tulevaisuuden tarpeiden ja liikennemuodon kehittymisen riittävän tarkka ennustaminen.

Rautatiesiltojen uudisrakentamisessa kansien käyttöikätaavoite on 100 vuotta. Tällaisella aikajänteellä on hyvin vaikea ennustaa kuinka lujaa, millaisilla akseleilla ja kuin-

ka vilkkaasti tiettyä rataosaa ja sen sillastoja liikennöidään. Samasta syystä nykyisiä – aikanaan sen ajan tarpeita vastaaviksi rakennettuja – rautatiesilloja joudutaan tutki- maan tarkastus ja kantavuuslaskelmin liikennöivän kaluston akselipainojen ja nope- uksien kasvaessa.

6.4.1 Sillan päällysrakenteiden käyttöikään vaikuttavia tekijöitä

Siltakansi voi olla hyvin kevyt verrattuna sen päällä liikennöivään junakalustoon. Var- sinkin tukikerroksettomien terässiltojen tapauksessa sillan omapaino ei usein muo- dosta suurta osaa kuormasta. Tästä seuraa se, että suurimmat jännitysvaihtelut ra- kenteeseen syntyvät liikennekuormasta. Erityisesti rakenteille, joita omapaino ei kuormita. Tällaisia ovat esimerkiksi sekundääripituuskannattajat, jotka eivät itses- sään ole kovin raskaita ja siten rakenteen vallitseva kuorma on muuttuva junakuorma.

Suurista jännitysvaihteluista rakenteissa seuraa materiaalin väsymistä. Väsyminen onkin yleensä kansipalkiston (sekundääripituus- ja poikkikannattajat) suurin yksittäi- nen käyttöikä lyhentävä tekijä. Sen sijaan jännemitoiltaan suurempien pääkannatta- jien väsyminen ei ole lainkaan niin yleistä. Suurissa ristikkosilloissa pääkannattajaris- tikot voivat olla jopa väsymiskestävydeltään lähes uuden veroisia.

Dynaamiset ilmiöt kuten tärinä ja liikkuvasta kuormasta johtuva sysäys aiheuttavat oman vaikutuksensa rakenteiden kestävyteen. Palkilla liikkuvan kuorman aiheutta- mat dynaamiset ilmiöt (=sysäys) tunnetaan melko hyvin. Niistä tiedetään muun mu- assa, että ne kasvavat liikennöintinopeuden kasvaessa. Täten säilytettäessä vanhoja pääkannattajia ja uusittaessa kansipalkistoa modernin tukikerroksettoman sillan mu- kaiseksi, on ennen nopeusrajoituksen nostosuunnitelmia suoritettava vanhalle pää- kannattajarakenteelle kantavuustarkastelu suuremmalla ajonopeudella.

Liikenteestä johtuvan tärinän vaikutuksia vanhaan rakenteeseen ei täysin tunneta. Niitatu rakenteen, esimerkiksi levypalkki- tai ristikkosillan tiedetään vaimentavan värähtelyä hieman paremmin, kuin valssatun, joten on oletettavissa, että vaimennus tapahtuu niittiliitoksissa, joissa myös useimmat tärinästä ja väsymisestä aiheutuvat vauriot näkyvät halkeamina niitinreikien ympäristössä tai niittien katkeamisina ra- kennetta tarkemmin tutkittaessa. Tärinällä tiedetään lisäksi olevan negatiivinen vai- kutus vanhojen, korkealujuus-jaloteräs rullalaakereiden kestävyteen sillan tukialu- eella. Liikennöivästä kalustosta johtuva tärinää voidaan helposti vaimentaa luvuissa 4 ja 5 esitetyillä joustomassarakenteilla.

Rakennusmateriaalien turmeltuminen vanhoilla tukikerroksettomilla terässilloilla on hyvin yleinen ongelma. Puupelkkojen turmeltumisherkkydestä: lahosta ja halkeilusta johtuvia ongelmia käsiteltiin luvussa 3. Teräsosia puolestaan vaivaavat korroosioon liittyvät ongelmat. Korroosiota kiihdyttää kosteus ja epäpuhtaus rakenteissa. Tämän vuoksi suunnittelussa tulisi kiinnittää huomiota rakennedetaljeihin ja siten välttää li- kaa ja vettä keräävien taskujen muodostumista. Teräspintojen turmeltumista voidaan hidastaa huolellisella puhtaanapidolla. Vedenpoistosta huolehtiminen on tärkeässä asemassa, jotta vesi ei pääse seisomaan lammikoissa rakenteiden päällä pitkiä aikoja.

6.4.2 Käyttöiän jatkaminen

Vanhoista rautatiesilloista on monesti käyttöiän jatkamisen kannalta edellisten luku- jen perusteella hyödynnettävissä ainakin pääkannattajat tai ristikot, joihin tukeutuen voidaan moderneilla saneerausmenetelmillä joustavia kiskonkiinnitysjärjestelmiä hy- väksikäyttäen tehdä uudet raiderakenteet kannattimiseen. Saneeraamisen suunnitte-

lun voidaan yleisesti sanoa helpottuvan sitä enemmän mitä vähemmän vanhaa rakennetta jätetään käyttöön saneerattavassa kannessa. Esimerkiksi, jos vanhasta siltarakenteesta säilytetään ainoastaan ristikot ja alusrakenteet, on luvuissa 4 ja 5 esitetystä kiskotusjärjestelmästä suurin osa hyödynnettävissä, koska tällöin sillan saneeraaminen on käytännössä sekundääripalkiston uudisrakentamista ja rajoittavien reunaehto- jen määrä on vähäinen.

Kuten aikaisemmissa luvuissa on käynyt ilmi, pääkannattajat ja alusrakenteet ovat vanhoissa rautatiesilloissa usein varsin kelvollisia hyödynnettäviä sillan käyttöön jatkamisen kannalta. Vaurioituneen sekundääripalkiston saneeraaminen joustomassoja käyttäen mahdollistaa palkeille suuremman rakennekorkeuden aikaisempaan nähden ja siten näiden kestävyys väsytyksrasitusta vastaan paranee, vaikka akselipainot nousisivat. Vanhojen pääkannattajien mitoituksessa on usein ollut materiaalissa reilusti varmuutta ja siten näiden käyttöikä voidaan jatkaa vähintään yhtä pitkälle kuin saneerattavan kannen sekundääripalkiston.

Joissain tapauksissa rautatiesillan käyttöön voidaan sanoa loppuneen meluisuuden tai ulkonäön kannalta, vaikka käyttöikä teknisessä mielessä olisi vielä jäljellä. Esimerkiksi kaupunkien sisääntuloväylien varrella tai laajenneen asutuksen keskellä olevat vanhat tukikerroksettomat terässillat. Tällaisista silloista voidaan joustavia kiskotusjärjestelmiä käyttäen saneerata hyvinkin hiljaisia sekä esteettisesti korkealuokkaisia rakenteita. Sillan ulkonäköä on mahdollista muuttaa varsin paljon vaikka pääkannattajat säilytettäisiinkin. Esimerkiksi pelkat poistamalla, kaidejärjestelyin ja pintakäsittelyn, valaistuksen sekä maa- ja välitukien uusimisella voidaan saada vanhoista silloista ympäristöön hyvin sopivia ratkaisuja.

6.5 Tukikerroksettoman siltakannen dynamiikkaa

6.5.1 Dynaamiset kuormat tukikerroksettomalla sillalla

Siltakannella vaikuttavat kuormat voidaan karkeasti jakaa dynaamisiin ja staattisiin kuormiin. Tärkein ero dynaamisella kuormalla verrattuna staattiseen kuormaan on dynaamisen kuorman suuruuden ja suunnan riippuvaisuus ajasta.

Dynaamisten kuormien synty

Dynaamisia kuormia siltarakenteille ovat pääasiassa liikenteestä aiheutuvat kuormat, tuuli- ja törmäyskuormat. Määräävässä asemassa tyypillisillä rautatiesiltarakenteilla ovat junaliikenteestä aiheutuvat dynaamiset kuormat.

Raideliikenteestä johtuvat dynaamiset kuormat syntyvät liikuvan kaluston ja radan vuorovaikutuksesta. Ne voidaan jakaa jaksollisiin, stokastisiin (sattumanvaraisiin) sekä impulssi- eli iskukuormiin. Dynaamisten kuormien suuruuteen radalla ja sillalla sekä niiden aiheuttamaan dynaamiseen vasteeseen vaikuttavat muun muassa:

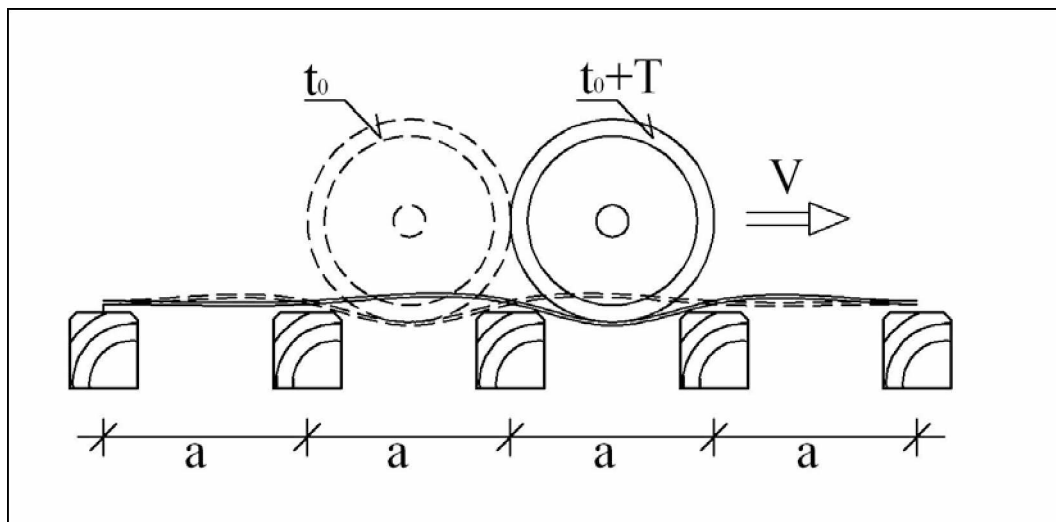
- liikennöivän kaluston pyörien kunto
- liikennöivän kaluston akseliväli
- liikennöivän kaluston nopeus, massa ja jousto-ominaisuudet
- kiskon kontaktipinnan epäideaalisuudet
- raiteen ja kannen keskinäinen kiinnitys dynaamisine ominaisuuksineen

- rakenteen massa, jäykkyys ja vaimennus ja näistä seuraavat ominaistuujuudet ja ominaismuodot
- Penkereen ja sillan liitoskohdan painumasta ylittävälle kalustolle syntyvä heräte, joka saa kaluston jousitetut massat värähtelyliikkeeseen.

Taulukko 6.5 Paikallisesti vaikuttavien iskevien kuormien suuruusluokkia koottuna eri tutkimusprojektien mittaustuloksista [25]

Impulssin syy	Dynaaminen pyöryvoiman lisä (%)	HUOM!
Kiskon epätasaisuus	30	22,5t / akseli, kiskon pinnan keskihajonta 1-2 mm
Lovipyörät	130	22,5t / akseli, nopeus 30 km/h, $h_{\text{lovi}} = 1 \text{ mm}$; $l_{\text{lovi}} \leq 60 \text{ mm}$
Raot ja hitsaus-epätasaisuudet	100-300	Nopeus 30 - 120 km/h

Taulukossa 6.5 esitetyt impulssikuormat ovat mitattuja joko suoraan pyörästä tai kiskon jalasta ja niiden kesto on vain muutamia millisekunteja. Niiden ei siten voida ajatella vaikuttavan silta- ja rakenteeseen koko suuruudellaan, koska välissä olevat siltapalkit tai ratapölkkyt sekä itse kisko toimivat massoina ja jousina, joiden toiminnan myötä voimahuiput tasaantuvat kantaville rakenteille. Kuten myöhemmin kohdassa 6.5.3 impulssikuormia käsitellessä esitellään.



Kuva 6.12 Junan pyörän paikka radalla ajan hetkillä t_0 ja $t_0 + T$.

Jaksollista dynaamista kuormitusta syntyy liikkuvasta kuormasta tasaisin välein tuetulla kiskolla jäykkyyden vaihtelun seurauksena. Kuormittava pyörä on vuoroin pelkkojen välissä (kisko taipuu) ja pelkan päällä, joka on pelkkojen väliseen alueeseen verrattuna jäykempi alusta. Ilmiö esiintyy sitä voimakkaampana mitä suurempi jäykkysero on kuorman sijaitessa joko pelkan päällä tai pelkkojen välisellä alueella. Vaikka painumaero on vain joitakin kymmenesosamillimetrejä, syntyy tästä harmoninen kuormitus, jonka taajuus voidaan arvioida kuvan 6.12 merkintöjen ja kaavan 6.2 perusteella. [27]

$$f_s = \frac{1}{T} = \frac{V}{a} \quad [\text{Hz}] \quad (6.2)$$

Vastaavaa harmonista kuormitusta syntyy myös säännöllisesti toistuvien akseleiden osuessa vuorollaan kiskon epäideaalisuuksiin. Tällöin kaavan 6.2 termi a korvataan liikennöivän kaluston akselivälillä. Lisäksi tämä jäykkien tukipisteiden välinen dynaaminen aallonmuodostus saa aikaan tukipisteiden välisen värähtelymuodon, joka vaikuttaa pyörän kontaktivoimaan jolloin kiskoon alkaa muodostua aaltomaista kulmaa eli korrugaatiota. Jäykkien tukipisteiden välinen värähtelymuoto aiheuttaa osaltaan myös raidemelua.

Junan tullessa ja lähtiessä siltakannelta syntyy kanteen dynaaminen vaikutus. Tämä dynaaminen sysäys johtuu äkillisesti siltakannelle ilmestyneestä ja poistuneesta kuormasta, joka toimii tälle herätteenä. Voidaan ajatella niin, että kuorman vaikuttaessa äkillisesti siltakansi taipuu enemmän (ohi staattisen tasapainoaseman) kuin vastaavan suuruisella staattisella kuormalla. Tämän jälkeen kansi pyrkii siirtymään takaisin kohti tasapainoasemaa. Siltarakenne jää siten värähtelemään ominaistaajuudellaan junan kuljettua sen yli. Värähtely vaimenee koko rakenteen sisäisen vaimennuksen myötä. Liikkuvan kuorman dynaaminen sysäys suurenee ajonopeuden kasvaessa ja pienenee jännevälillä kasvaessa, mikäli rakenteen ominaistaajuus pidetään vakiona. Yksinkertaisimmillaan yksiaukkoisella palkilla liikkuvan yksittäisen pistekuorman dynaamisen vaikutuksen kerroin (*dynamic load factor*) palkin jänteen keskellä voidaan saada kaavasta 6.3, jossa on summattu pakkovärähtelyn ja vapaan värähtelyn vaikutukset [28]:

$$DLF = \frac{(v_c)_{\max}}{(\delta_c)_{\max}} \cong \frac{1 + ((\pi \cdot V)/(L \cdot \omega))}{1 - ((\pi \cdot V)/(L \cdot \omega))^2} \quad (6.3)$$

jossa DLF = liikkuvan kuorman dynaamisen vaikutuksen kerroin
 $(v_c)_{\max}$ = palkille liikkuvasta kuormasta aiheutuva maksimivaste
 $(\delta_c)_{\max}$ = palkille staattisesta kuormasta aiheutuva maksimivaste
 L = yksiaukkoisen palkin pituus

Esimerkiksi 30 metrin yksiaukkoiselle vapaasti tuetulle sillan pääkannattajalle, jonka ominaistaajuus on 4 Hz: ajonopeudella $V=40$ m/s, $DLF=1,2$ ja ajonopeudella $V=60$ m/s, $DLF=1,33$. Huomattava on varsinkin sillan ominaistaajuuden ollessa matala, sillan kriittinen nopeus, joka ilmenee DLF:n huomattavana kasvuna, kun kaavan nimittäjä lähenee arvoa 0. Kriittinen nopeus on kuitenkin yleisesti hyvin suuri edellä esitetyn esimerkin arvoilla $V_{\text{crit}} = 240$ m/s, joka ei ole junaliikenteen kannalta oleellisella alueella.

Palkilla liikkuvan kuorman teoriaa ja dynaamista vaikutusta on esitelty laajemmin esimerkiksi kirjassa *Vibration of Structures - Applications in civil engineering* [28].

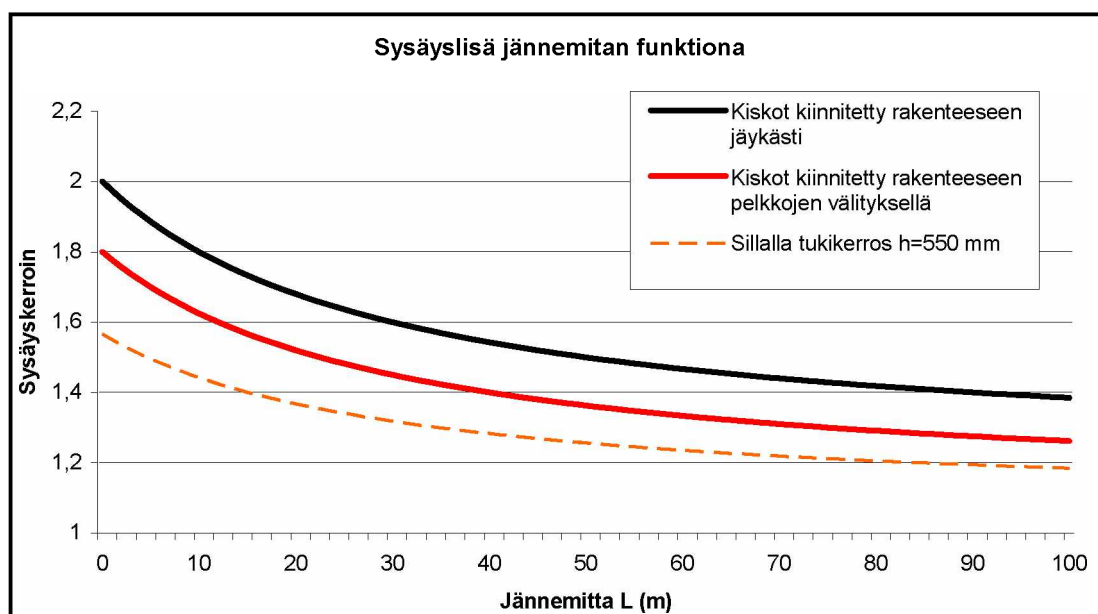
Dynaamisten kuormien käsittely normeissa ja ohjeissa

Dynaamisten ilmiöiden monimutkaisen luonteen vuoksi tavanomaisten rautatiesiltojen mitoituksessa käytetään menetelmää, jossa staattisia akselikuormia kasvatetaan dynaamisella suurennuskertoimella (EN1991-2), joka vanhoissa Rakenteiden kuormitusohjeissa [53] tunnetaan nimellä sysäyslisä. Näihin kertoiimiin on sisällytetty kaikis-

ta edellä esitetystä siltarakenteen dynaamiseen toimintaan vaikuttavat ilmiöt. Ker-
toimet ovat varmalla puolella ja niiden käyttöä säätelevät asetetut reunaehdot. Esi-
merkiksi Eurokoodissa on esitetty vuokaavio erillisen dynaamisen analyysin tarpeen
selvittämiseksi [51, kuva 6.9].

Rakenteiden kuormitusohjeen [53] mukaan sysäyslisää rajoittamattomalla ajonopeu-
della laskettaessa kiskon kiinnitystapa rakenteeseen huomioidaan kolmella eri vaih-
toehdolla:

- 1) Kiskot kiinnitetty rakenteeseen jäykästi
- 2) Kiskot kiinnitetty rakenteeseen ratapölkkyjen välityksellä ilman tukikerrosta
- 3) Ratapölkkyjen alla tukikerros



Kuva 6.13 Junakuormien sysäyslisät RIL-144-1990: Rakenteiden kuormitusohjei-
den [53] mukaan piirretyt käyrät eri tapauksille jännemitan funktiona.

Kussakin tapauksessa sysäyslisän suuruuteen vaikuttaa tarkasteltavan osan määrää-
vä jännemitta. Tukikerroksellisilla silloilla laskennassa huomioidaan myös tukikerrok-
sen paksuus. Perinteisen tukikerroksettoman sillan tapauksessa käytetään kohtaa 2).
Rakenteiden kuormitusohjeessa ei ole erikseen esitetty sysäyslisän laskentaa siinä
tapauksessa, että kiskot ovat kiinnitettyt iskuja vaimentavia joustomassarakenteita
hyväksikäyttäen.

Voisi kuitenkin olettaa, että jos kiskojen jäykän kiinnityksen rakenteeseen ja pelkko-
jen varaan tehdyn kiinnityksen välillä on sysäyskerroimessa noin 10 % ero hieman
joustavan pelkkakiinnityksen eduksi, niin kiinnityksen joustoa ja vaimennusta lisää-
mällä sysäyskerroin pienenesi ainakin hieman. Verrattaessa sepelitukikerroksellista
kantta siltapelkoin varustettuun kanteen on ero jälleen noin 10 % tällä kertaa sepe-
litukikerroksellisen eduksi.

Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa dynaamisen suurennuskertoimen laskenta
tehdään SFS-EN 1991-2 [51, 6.4.5] esittämällä tavalla. Dynaamisen suurennuskerto-
imen suuruuteen vaikuttavat raiteen kunnossapidon laatu, joka on huolellisesti tai ta-

vanomaisesti kunnossapidetty. Suomen kansallisessa liitteessä on sovittu, että rata oletetaan huolellisesti kunnossapidetyksi. Lisäksi dynaamisen suurennuskertoimen arvoon vaikuttaa tarkastettava rakenneosia ja sen pituus. Määräävät pituudet siltatyypeittäin ja rakenneosittain esitellään SFS-EN 1991-2 taulukossa 6.2. Dynaamista suurennuskerrointa voidaan pienentää, mikäli sillalla olevan tukikerroksen paksuus on yli yhden metrin. Myöskään eurokoodissa ei ole erikseen käsitelty tapausta, jossa kiskonkiinnitys olisi tehty joustomassarakenteiden avulla.

Sysäyslisän ja dynaamisen suurennuskertoimien määrittämisestä eri normeissa voidaan todeta, että suurin vaikutus sysäyslisän pienenemiseen on rakenteen kasvaneella hitaudella. Rakenteen hitaus puolestaan kasvaa rakenteen jännemitan ja massan kasvaessa, joten tukikerroksen massalla on sysäyslisän pienenemiseen määräävä vaikutus, kun vertaillaan tukikerroksettoman ja tukikerroksellisen siltakannen sysäyslisää.

6.5.2 Tukikerroksettomuuden vaikutus siltakanteen

Dynaamiset kuormat toimivat rakenteille herätteinä, jotka saattavat siltakannen herätteen ja siltakannen ominaisuuksien mukaiseen värähtelyliikkeeseen. Siltarakenteiden dynaamisen käyttäytymisen kannalta sepelitukikerroksen hyviä ominaisuuksia ovat sen iskunvaimennuskyky sekä massa, joka rajoittaa dynaamisten kuormien aiheuttamaa kiihtyvyyttä. Käyttämällä joustomassarakenteita tukikerroksettomalla sillalla saavutetaan näistä vain iskunvaimennuskyky ilman siltakannelle tulevaa lisämassaa. Vanhalla puupelkkakantisella tukikerroksettomalla sillalla ei ole massaa eikä iskunvaimennuskykyä nimeksikään.

Sepelin painon puuttuessa kannelta voidaan rakenteet toteuttaa kevyempinä. Ruotsalaisen tutkimuksen mukaan [29] esimerkkikohteena olevan yksiaukkoisen, jännemitaltaan 42 metrisen liittopalkkirakenteisen sillan teräsmäärää pääkannattajissa voitiin tukikerroksettomuuden myötä vähentää 15 % staattisessa mitoituksessa verrattuna vastaavaan tukikerrokselliseen. Tukikerroksettomalle sillalle mitoittavaksi suureeksi tuli pääkannattajien väsyminen. Liikennekuormasta johtuvat jännitysvaihtelut rakenteessa pysyvät samansuuruisina sillan omasta painosta riippumatta.

Rakenteen dynaamiseen vasteeseen tukikerroksettomuudella ja massan vähenemisellä on negatiivinen vaikutus. Rakenteiden dynaamisesta liikeyhtälöstä (kaava 6.4) voidaan helposti havaita, että rakenteessa värähtelevän massan vähetessä sen kiihtyvyydet kasvavat.

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F(t) \quad (6.4)$$

Siltakannen kiihtyvyyden tarkastelu on merkityksellinen, koska liian suuri kiihtyvyyden arvo voi vaikuttaa heikentävästi tukikerroksen stabiiliuteen sekä pyörän ja kiskon välisen kontaktin heikkenemiseen. Sallitut kiihtyvyydet rautatiesiltakansille ovat SFS-EN-1991-2 liitteen F mukaisesti:

- Tukikerroksellinen silta 3,5 m/s²
- Tukikerrokseton silta 5 m/s²

Edellä mainitussa ruotsalaistutkimuksessa [29] esimerkkisiltakohdetta tarkasteltiin staattisten kuormitusten lisäksi suurnopeusliikenteestä aiheutuvien dynaamisten vaikutusten kannalta. Tukikerroksettomana suunnitellun siltavaihtoehdon maksimi-

kiihtyvyys kasvoi noin 2-kertaiseksi verrattuna tukikerrokselliseen siltaan. Värähtelyn amplitudi kasvoi 20 % samoin kuin sillan päätykiertymät. Vaikka kyseisessä tutkimuksessa tarkasteltiin liittopalkkisiltaa, voidaan tulokset yleistää melko hyvin kevyt-rakenteisen terässillan uudisrakentamiseen.

Toisin sanoen kiihtyvyyssrajat täyttävän, tukikerroksettoman ja suurnopeusjunaliikenteelle soveltuvan liittopalkkisillan toteuttamiseksi on rakenteisiin lisättävä massaa ja jäykkyyttä rakenteen dynaamisen vasteen hillitsemiseksi. Tällä tavoin tutkimuksen [29] esimerkkitapauksessa hävitään tukikerroksettomuudella saatu hyöty rakenteiden keventämisessä, joka onnistui staattisen rakenneanalyysin yhteydessä.

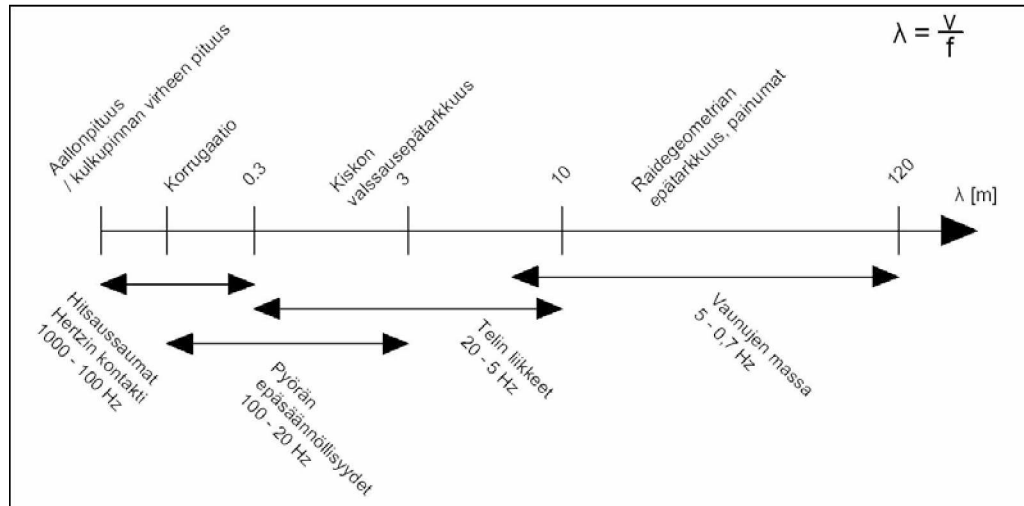
Saneerattavien terässiltojen kannalta lähtötilanne on toinen, koska näille ei nykyisten rakenteiden puitteissa voida rakentaa tukikerrosta staattisen mitoituksen eikä kansi-rakenteen avoimuuden vuoksi. Toisaalta saneerattavat terässillat ovat pääkannattajiensa puolesta pääosin hyvässä kunnossa ja saneerauksen kohteena on vain kannen sekundääripalkisto ja kiskonkiinnitykseen liittyvät rakenteet. Saneeraus rajoittuu siten pääkannattajien pienien korjaustöiden lisäksi pelkkojen ja sekundääripalkiston korvaamiseen suorakiinnitys tai ERS-rakenteella. Kun siltapelkkojen poistamisesta seuraava pystysuunnassa vapautunut tila hyödynnetään uuden sekundääripituuskannattajan tai ERS-elementin rakennekorkeuteen, saadaan aikaan jäykempi ja dynaamisista rasitusta paremmin sietävä rakenne. Täten voidaan todeta ERS-saneerauksesta olevan hyötyä sekundääripalkiston väsytysmitoituksenkin kannalta.

Ennen nopeuden nostoa on kuitenkin syytä tarkastaa vanhan siltarakenteen pääkannattajien dynaaminen käyttäytyminen nopeiden junien vaikutuksen alla. Tähän analyysiin voidaan käyttää todellisia junamalleja, jotka ylittävät sillan sovituille tavoite-nopeuksilla. Dynamiikka -optiolla varustettujen elementtimenetelmä -ohjelmistojen on todettu oikein käytettynä olevan varsin tehokkaita työkaluja ylittävästä junasta siltarakenteisiin heräävien värähtelyjen ja dynaamisten vaikutusten analysointiin. [29]

6.5.3 Joustomassarakenteen dynaaminen käyttäytyminen

Värähtelyn siirtyvyys alustaan harmonisessa pakkovärähtelyssä

Harmonista pakkovärähtelyä ratarakenteeseen synnyttävät erilaiset epäsäännönmukaisuudet radassa, joihin pyörät osuvat vuorollaan. Pyörien vioista ja epäsäännöllisestä muodosta syntyvä harmoninen kuormitus syntyy puolestaan pyörän pyöriessä sekä epäkeskeisyydestä, että siitä johtuvasta yläpuolisen jousitetun massan liikkeistä. Lisäksi harmonista pakkovärähtelyä aiheuttavat vaunujen jousitetun massan sekä telien hitaat liikkeet.



Kuva 6.14 Rataan syntyviä harmonisia herätteitä sekä vastaavia kulkupinnan epätasaisuuksia [25] (muokattu)

Joustava kiskonkiinnitys ja sen päällä oleva kisko tai joustomassa yhdessä yläpuolisten rakenteiden kanssa muodostavat jousi-massa-vaimennin systeemin (kuva 6.15). Ollessaan jäykällä alustalla voidaan tällainen rakenne yksinkertaistaa yhden vapausasteen värähtelijäksi, jonka ominaistajuus voidaan kirjoittaa seuraavasti:

$$\omega_d = \sqrt{1 - \zeta^2} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \approx \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (6.5)$$

jossa ζ = viskoosi vaimennussuhde (tyypillisesti $\ll 1$)
 k = Värähtelijän jäykkyys
 m = Värähtelevä massa

Viskoosi vaimennussuhde saadaan puolestaan:

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{k \cdot m}} \quad (6.6)$$

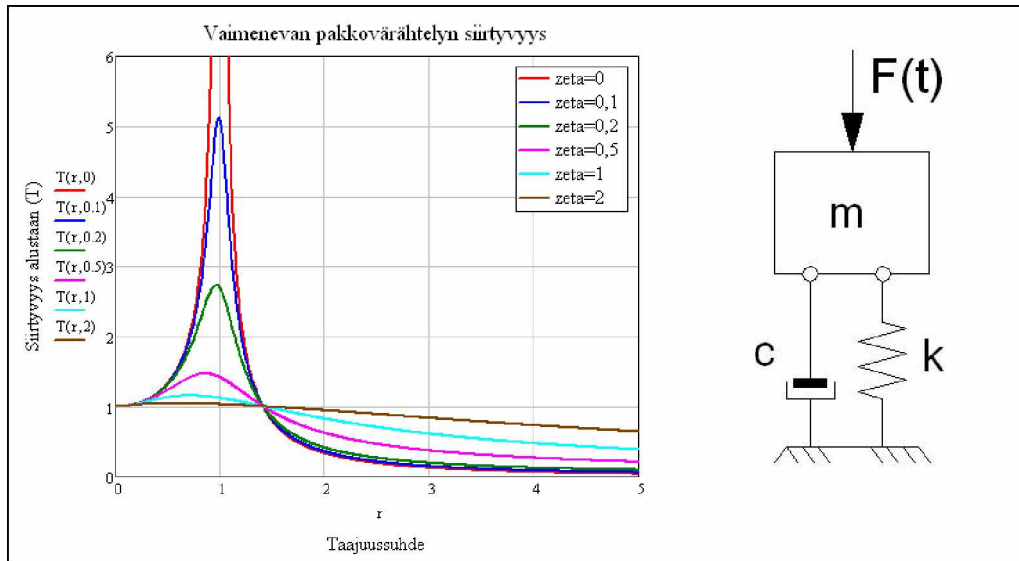
Siirtyvyys harmoniselle värähtelylle voidaan kirjoittaa:

$$T(r, \zeta) = \sqrt{\frac{1 + (2 \cdot \zeta \cdot r)^2}{(1 - r^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot r)^2}} \quad (6.7)$$

joka on itse asiassa sama kuin värähtelijän taajuusvastefunktio ja jossa

$$r = \frac{\Omega}{\omega_d} \quad (6.8)$$

jossa Ω = vaikuttavan kuormituksen taajuus



Kuva 6.15 Vaimennetun pakkovärähtelyn siirtyvyys alustaan taajuussuhteen funktiona eri vaimennussuhteen (ζ) arvoilla.

Harmonisen värähtelijän taajuusvastefunktiossa 6.7 ovat muuttujina taajuussuhde r ja viskoosi vaimennussuhde ζ . Näillä kahdella muuttujalla voidaan määrittää rakenteen vaimennuskyky harmoniselle pakkovärähtelylle. Rakenteen vaimennus määrittää erityisesti sen kuinka suuri on rakenteen pysyvien värähtelyjen suuruus kullekin herätteelle.

Kuvan 6.15 kuvaajasta voidaan huomata pysyvän värähtelyn siirtyvyyden alustaan pienenevän ($T < 1$) taajuussuhteen kasvaessa kaikilla vaimennussuhteen arvoilla kun $r > \sqrt{2}$. Tämä tarkoittaa sitä, että harmonisen herätteen taajuuden suhteen ominaistaajuuteen ollessa tätä raja-arvoa suurempi, ollaan tärinää eristävällä alueella. Käyrät menevät ristiin kohdassa $r = \sqrt{2}$, joten vaimennuksen lisääminen tällä alueella suurentaa alustaan siirtyvää voimaa.

Kaavasta 6.5 seuraa, että rakenteen massan kasvaessa ja jäykkyyden pienetessä pienenee myös rakenteen ominaistaajuus. Kun rakenteen ominaistaajuus pienenee kaavassa 6.8 esitetty taajuussuhde kasvaa, jos kuormitustaajuuden oletetaan pysyvän ennallaan. Rakenteen massaa kasvattamalla ja ominaistaajuutta pienentämällä värähtelyn siirtyvyyspiikki siirtyy siten matalammille taajuuksille eli kuvaajassa 6.15 vasemmalle ja vaimennus on käyttöalueella suurempi.

Käytännössä joustomassoilla toteutetun tukikerroksettoman päällysrakenteen alimman ominaistaajuuden pienentäminen on hankalaa. Värähtelevän osan massaa lisäämällä omapaino kasvaa liiaksi, toisaalta jousialustaa löysentämällä ongelmaksi muodostuvat liian suuret muodonmuutokset esimerkiksi staattisilla kuormilla.

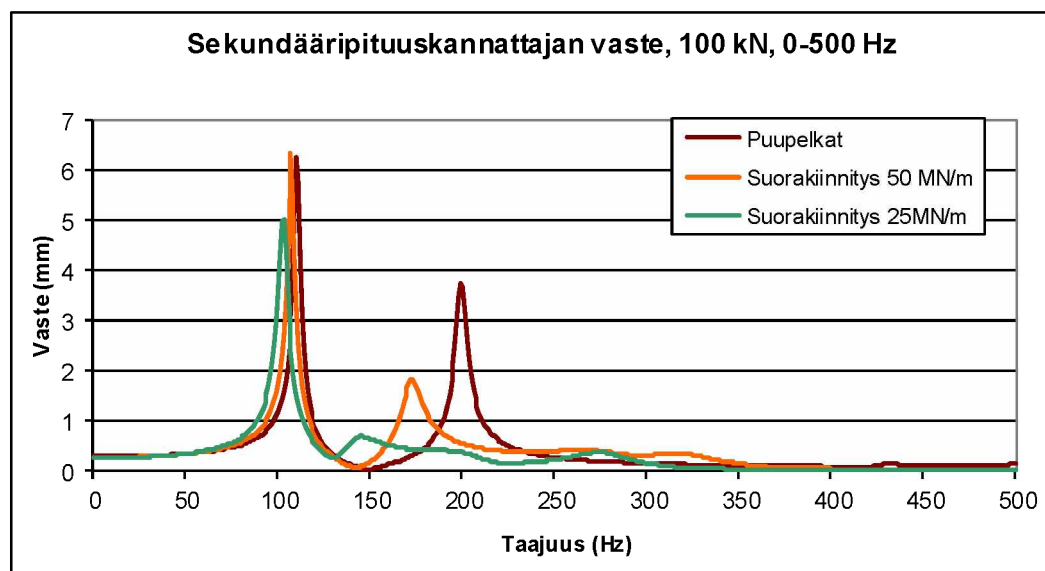
Joustomassoilla toteutetun tukikerroksettoman päällysrakenteen ominaistaajuus on harmonisen värähtelyn vaimentamisen kannalta tärkeä tieto. Voidaan yleistää, että dynaamiset voimat, joiden taajuus on alempi kuin päällysrakenteen ominaistaajuus, kulkeutuvat suoraan rakenteen läpi vaimentumatta siinä. Aivan kuten tapahtuu staattisten kuormien tapauksessa.

Kuvasta 6.15 voidaan huomata kohdassa $r \approx 1$ (eli kuormitustaajuus on likimain sama kuin värähtelijän ominaistaajuus) mille tahansa värähtelijälle tyypillinen resonanssi-
piikki, jonka kohdalla vaimennuksen sijaan joustomassarakenne vahvistaa värähtelyä. Se, kuinka paljon vahvistusta tässä tapahtuu, on rakenteen vaimennuskyvystä riippu-
vainen. Yleisimmin tutkimuksessa aiemmin esitetyillä joustomassarakenteilla vai-
mennus ei ole järin suuri. Täten suunnittelun lähtökohtana niin näillä kuin muillakin
rakenteilla yleensä tulee olla resonanssin välttäminen. ERS – kiskonkiinnitykselle tyy-
pillinen ominaistaajuus on kuormittamattomana 175 Hz ja kuormitettuna 40 Hz. Vai-
mennussuhde on 0,05...0,07 (riippuu mm. kuormitustaajuudesta) [38]. Kuvan 6.15 ja
edellä esitettyjen lukujen perusteella voidaan siis todeta, että harmoniselle värähte-
lylle, ERS-rakenteen tärinää eristävä alue on kuormitustaajuuden ylittäessä 60 Hz.

Esimerkki: Paimiojoen ratasilta

Kuten aiemmin on kohdassa 5.1.4 esitetty, Paimiojoen ratasilta on saneerattu pelkat-
tomaksi käyttäen kiskojen joustomassalevyillä varustettua suorakiinnitystä sekun-
däripituuskannattajien ylälaippoihin. Tutkitaan elementtimenetelmäohjelmistolla
(ANSYS) sekundäripituuskannattajan vastetta, kun 3-aukkoista sekundäripituus-
kannattajaa kuormitetaan keskimmäisen aukon keskikohdalta kiskon päältä harmoni-
sella kuormalla.

Voiman amplitudi on 100 kN, taajuuspyyhkäisy 0...500 Hz. Kiskon suorakiinnitys on
mallinnettu jousin ($k=25$ MN/m ja $k=50$ MN/m), joilla on vaimennuskykyä ($c=$
4 kNs/m); pelkat jousin ($k_{dyn} = 265$ MN/m), joilla ei ole vaimennuskykyä. Teräsraken-
teen viskoosiksi vaimennussuhteeksi on valittu $\zeta=1,5$ %. Sekundäripituuskannatta-
jan staattinen siirtymä kyseiselle kuormalle on 0,28 mm.



Kuva 6.16 3-aukkoisen sekundäripituuskannattajan keskiaukon keskipisteen dynaaminen vaste erilaisilla kiskonkiinnitysmenetelmillä, kuormitustaajuuksilla 0-500 Hz.

Kuvasta 6.16 voidaan huomata yhdennäköisyys kuvaajan 6.15 kanssa, jossa tutkittiin 1-vapausasteen värähtelyä jäykällä alustalla. Mallinnetulla rakenteella on tutkitulla taajuusalueella useita ominaistaajuuksia, joista selvimmin resonanssi-
piikkienä erotuvat 2 ensimmäistä muotoa. Kuvaajasta nähdään myös resonanssi-
piikkien siirtymi-

nen matalammalle taajuusalueelle kiskon ja sekundääripituuskannattajan välisen jousen jäykkyyden pienentyessä.

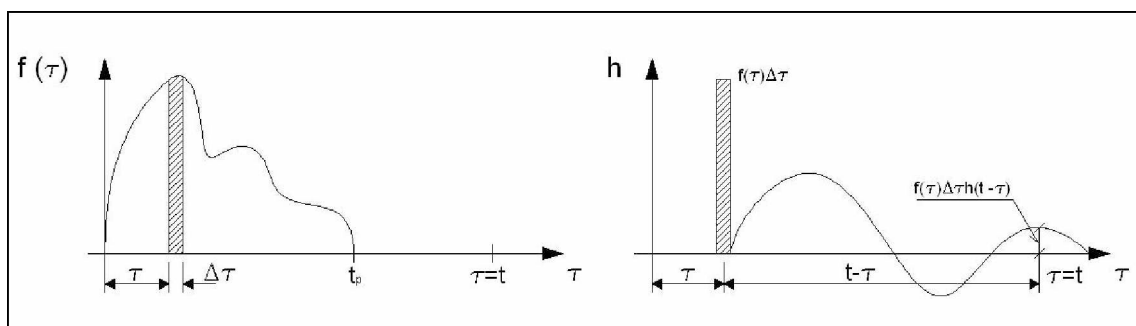
Toinen huomionarvoinen seikka on resonanssipeikkien madaltuminen. Kun suorakiinnityksen alla käytetään löysempää joustomassalevyä, pienenee sekundääripituuskannattajan vaste resonanssissa. Vaikutus on huomattavissa varsinkin ensimmäistä ominaistajuutta seuraavissa ominaistajuuksissa.

Vaimennetun värähtelijän vaste impulssikuormista

Rautatien impulssikuormat eroavat edellä esitetyistä harmonisista kuormista siten, että ne ovat hyvin lyhytkestoisia ja epäsäännöllisiä. Raja on kuitenkin hyvin häilyvä sillä esimerkiksi peräkkäiset samaan kohtaan osuvat impulssikuormat voivat muodostaa harmonisen kuormituksen. Esimerkiksi tapaus, jossa peräkkäiset tasavälein olevat akselit osuvat kiskon muotovirheeseen.

Impulssimaisen herätteen vaikuttaessa systeemi ei herää pysyviin värähtelyihin, vaan jää impulssin jälkeen värähtelemään ominaistajuudellaan. Värähtelyt vaimenevat lopulta pois systeemin vaimennuksesta riippuvan ajan kuluessa, koska vaimennus hävittää mekaanista energiaa joka syklillä lopulta pysäyttäen värähtelijän.

Impulssimaisen kuorman vasteen amplitudi ja sitä kautta alustaan välittyvä voima riippuu muun muassa systeemin ominaistajuudesta, impulssin kestosta ja voimakkuudesta sekä värähtelevän massan suuruudesta. Koska standardimuotoista impulssia ei ole määritelty, täytyy asiaa tarkastella tässä yhteydessä suurpiirteisesti vaimennetun yhden vapausasteen värähtelijän ykkösimpulssivastefunktion 6.11 kautta. Tämä kuvaa värähtelijän käyttäytymistä infinidesimaalisen ajanhetken kestävästä impulssin vaikutuksen alaisena. Mikä tahansa impulssi voidaan jakaa tällaisiin, kestoajaltaan äärettömän pieniin osiin (kuva 6.17 a)) ja näitä summaamalla (kaava 6.10 eli integraali yli impulssin kestoajan) voidaan saada aikaan muodoltaan mielivaltaisen impulssimaisen herätteen vaste. [30]



Kuva 6.17 a) Mielivaltaisen impulssiheräte, jonka kesto on t_p ja joka on jaettu saraksi lyhyitä impulsseja b) Yhden infinidesimaalisen ajanhetken kestävästä impulssin vaste. [30] (muokattu)

$$F(t) = F_0 \cdot f(\tau) \quad (6.9)$$

$$x(t) = F_0 \int_0^{t_p} f(\tau) \cdot h(t - \tau) d\tau \quad (6.10)$$

$$h(t - \tau) = \frac{1}{m \cdot \omega_d} \cdot e^{-\zeta \cdot \omega(t - \tau)} \cdot \sin(\omega_d(t - \tau)) \quad (6.11)$$

Impulssimaisen kuorman vasteelle vaimennetussa värähtelijässä on ominaista vasteen nouseminen aluksi maksimiarvoonsa. Värähtelijän ominaisuuksista sekä impulssin muodosta riippuen vasteen maksimiarvo voi olla joko pienempi, suurempi tai yhtä suuri verrattuna staattiseen vasteeseen samalla kuormalla. Vasteen amplitudin maksimi määrittää sen kuinka paljon voimaa siirtyy impulssikuormituksesta alustaan. Yhteys maksimisiirtymän (=värähtelyn amplitudin maksimi) ja alustaan välittyvän voiman välillä on jousen toimintaa kuvaava yhtälö 6.12.

$$F = -k \cdot x \quad (6.12)$$

Värähtelijä voi impulssikuorman tapauksessa saavuttaa vasteen maksimin joko impulssin aikana tai sen jälkeen. Tämän määrittää impulssin kestoajan t_p suhde systeemin ominaisheilahdusaikaan T_0 . Värähtelijän ominaisheilahdusaika voidaan määrittää kaavasta 6.13. [30; 31]

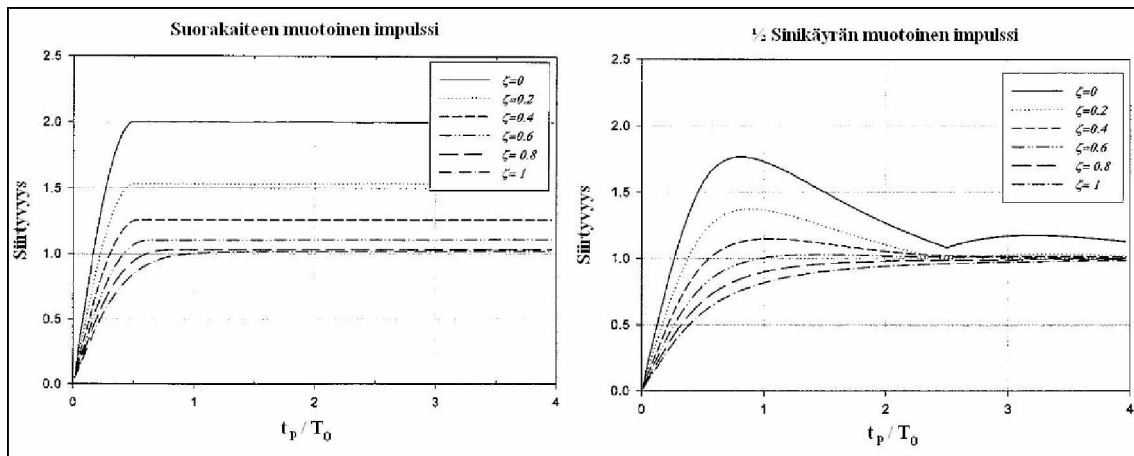
$$T_0 = \frac{1}{f_n} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \quad (6.13)$$

Esimerkiksi impulssikuormituksen ollessa suorakaiteen muotoinen askelkuorma, suhteen t_p/T_0 raja-arvo on vaimentamattomalle värähtelijälle 0,5 [31]. Toisin sanoen, jos impulssi kestää alle puolet ominaisheilahdusajasta saavuttaa systeemi amplitudinsa vasta pulssin päätyttyä. Vastaavasti suorakaideimpulssin ollessa pitkäkestoisempi kuin puolet ominaisheilahdusajasta saavutetaan amplitudi jo impulssin aikana. Amplitudin suuruuteen tällä ilmiöllä on se vaikutus, että impulssin keston ja ominaisheilahdusajan suhteen alittaessa impulssimuodosta riippuvan raja-arvon, on amplitudi pienempi kuin pitkällä impulssilla.

Lyhyellä impulssilla ($t_p/T_0 < 0,25$) ei impulssimuodolla ole vasteen amplitudiin sanottavaa merkitystä, koska kuormituksen nousu ja lasku ovat hyvin jyrkkiä [31] (ks. kuva 6.18). Vastaavasti, jos kuormitus on verrattain pitkäkestoinen ja hitaasti kehittyvä lähestytään vasteessa kvasistaattista tilannetta. Rautatiekuormissa tyypillinen lyhyt impulssi voidaan siten käsitellä suorakaiteen muotoisena ja mallintaa matemaattisesti esimerkiksi Dirac'in deltafunktion avulla lyhyeksi, suorakaiteenmuotoiseksi askelfunktioksi. Tällä tavoin laskenta ykkösimpulssivastefunktion (6.10) ja (6.11) avulla helpottuu. [31]. Kuvaajissa 6.18 a) ja b) voidaan huomata pienellä suhteella t_p / T_0 käyrien samanlainen kulku erimuotoisista impulsseista huolimatta.

Ilmiö voidaan ymmärtää myös niin, että lyhyt impulssi ei ehdi ennen poistumistaan kiihdyttää värähtelevää massaa suureen nopeuteen ja toisaalta impulssin loputtua jousi alkaa hidastaa massan liikettä, jolloin suurin mahdollinen amplitudi jää saavuttamatta. Toisin kuin pitkäkestoisella impulssilla - esimerkiksi askelkuorma, joka ei poistu - maksimiamplitudi saavutetaan. Lisäksi kuormituksen nousunopeudella (*engl.*

rise time) on vaikutuksensa. Äärettömän nopeasti kasvavan askelkuorman vahvistuskerroin lähenee arvoa 2 ja vastaavasti äärettömän hitaasti kasvavan kuorman vahvistuskerroin lähenee arvoa 1, joka vastaa staattista tilannetta. [30; 31]



Kuva 6.18 Impulssimaisen kuorman siirtävyys kiinteään alustaan suhteen t_p / T_0 funktiona, eri vaimennussuhteen ζ arvoilla. a) Suorakaiteen muotoiselle askelkuormalle b) Puolikäärän muotoiselle impulssille [31] (muokattu)

Edellä esitetystä voidaan todeta, että systeemin vaste impulssikuormille riippuu jälleen systeemin hitaudesta. Systeemin värähtelevää massaa kasvattamalla tai joustoa lisäämällä saavutetaan värähtelijälle matalampi ominaistajuus, jolla on suurempi ominaisheilahdusaika, ja joka on sitä kautta tunteettomampi lyhytkestoisille impulssikuormille.

Värähtelijän vaimennus poistaa mekaanista energiaa systeemistä suoraan verrannollisena massan nopeuteen, millä on värähtelyn amplitudia pienentävä vaikutus. Vaimennuksen vaikutus ensimmäisessä kuormitusjaksossa esiintyvään maksimiamplitudiin ei kuitenkaan ole impulssimaisen kuormien tapauksessa niin merkittävä kuin harmoniselle herätteelle sekä impulssimaisen kuorman jäännösvärähtelylle. Tämä ilmenee myös kuvaajista 6.18. [31]

Tukikerroksettomien siltojen rakentamisessa käytettävien joustomassojen vaimennussuhde on hyvin pieni. Tästä seuraa, että suorakaiteen muotoisen impulssikuormituksen tapauksessa vasteen maksimi, suhteen t_p / T_0 kasvaessa, kasvaa hyvin lähelle arvoa 2. Tämä voidaan selvimmän huomata kuvasta 6.18 a), jossa pienimmän vaimennuksen käyrät kulkevat ylimpinä. Vaimennettujen kiskotusjärjestelmien viskoosi vaimennussuhde ζ on yleensä luokkaa 0,1, joten kuvaajissa 6.18 tämän käyrän kulku osuisi noin kahden ylimmän käyrän puoliväliin.

Tehokkain keino vähentää impulssikuormien siirtävyttä alustaan on näissä rakenteissa kasvattaa systeemin ominaisheilahdusaikaa. Esimerkiksi EBS-järjestelmään tai joustolevyjen päällä kelluvaan betonilaattaan perustuva tukikerroksettoman kannen päällysrakenne omaa suuremman ominaisheilahdusajan kuin esimerkiksi pelkällä suorakiinnityksellä oleva kisko. Suurella ominaisheilahdusajalla eli pienellä suhteella t_p / T_0 päästään kuvan 6.18.a) ja b) käyrissä hyvin lähelle alkupäätä, jolloin siirtävyys on alle 1 eli ollaan eristävällä alueella. Tämä on tehokkaampaa kuin vaimennuksen kasvattaminen.

7 Siltarakenne osana rataa

Rautatiesiltaa ei voida radan kokonaistarkastelussa käsitellä radasta erillisenä rakenteena, vaan sen liittyminen ympäröivään rataan on huomioitava sekä raidegeometrian että radan ominaisuuksien kannalta niin uudisrakentamisessa kuin radan parantamistöiden yhteydessä. Rautatiesilta (varsinkin tukikerrokseton) on kuitenkin ympäröivään rataan nähden hyvin poikkeava rakenne ja siten monessa mielessä epäjatkuvuuskohta radalla.

7.1 Joustomassan määrittäminen

Jäykkyyden määrittämisestä tulee helposti suuntaa-antava ja aina enemmän tai vähemmän kompromissi, koska joustomassojen ja -levyjen jäykkyydet ovat riippuvaisia esimerkiksi kuormitustasajuudesta ja lämpötilasta. Toisaalta sepelitukikerros käyttäytyy myös vastaavalla tavalla. Sepelitukikerroksen käyttäytyminen poikkeaa jouston osalta dynaamisesta staattiseen ja sulasta jäätyneeseen.

7.1.1 Massan jäykkyysominaisuudet

Joustomassavalun, -levyn tai ERS-rakenteen pystysuuntainen jäykkyys on ratkaisevassa asemassa saneerattavan terässillan ajettavuuden parantamisessa. Jotta sillan ajettavuus voidaan saada tukikerroksellista siltaa vastaavalle tasolle, sellaiseksi kuin tukikerroksellisen sillan yli jatkuvalla sepelipatjalla, täytyy kiinnittää huomiota joustomassarakenteen jäykkyyteen. Materiaalivalmistajat antavat teknisissä esitteissä tuotteillaan tarkasti standardien mukaan mitatut kimmo-ominaisuudet, joiden perusteella tarvittavaa joustomassarakennetta voidaan mitoittaa.

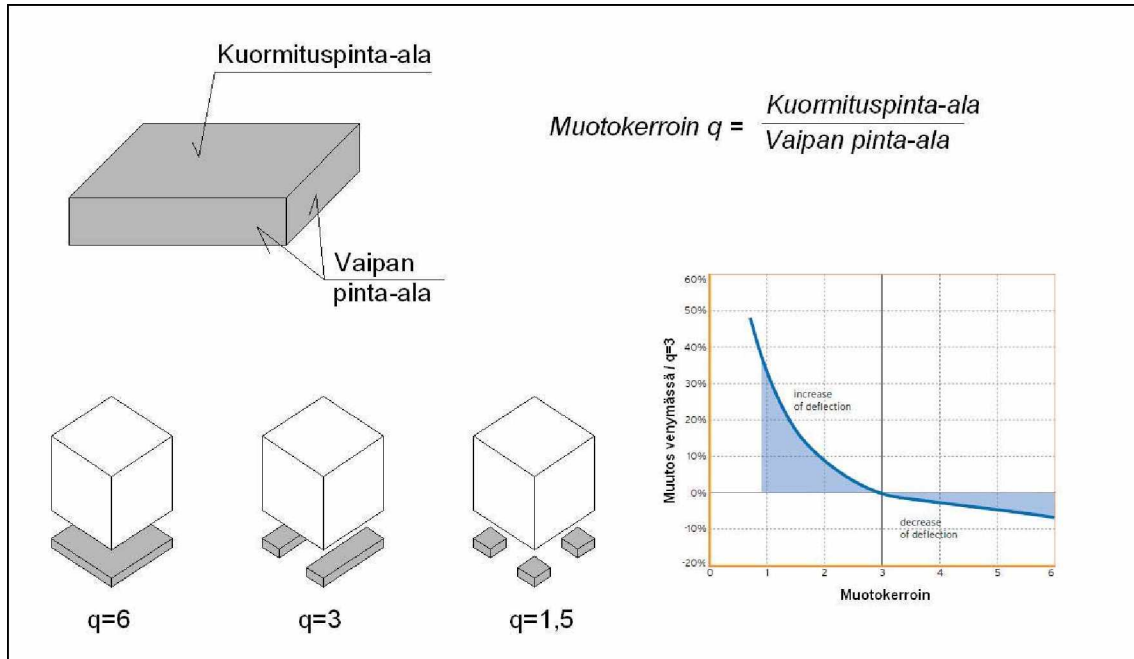
Joustomassat ja joustomassalevyt

Joustomassojen ja -levyjen staattiseen kuormitus-muodonmuutosyhteyteen vaikuttaa materiaalin kimmomodulin lisäksi kuormitettavan kappaleen muoto. Tämä on tyypillistä kumimaisille materiaaleille, joiden muodonmuutokset ovat suuria ja Poissonin vakio ν on noin 0,5, joka tarkoittaa lähes olematonta tilavuuden muutosta kuormitettaessa. Tällöin materiaalin puristuessa kasaan yhden akselin suuntaisesti, pyrkii kuormitettava kappale laajenemaan muihin suuntiin kaavoissa 4.4 – 4.6 esitetyn Hooken lain mukaisesti. Mikäli laajeneminen estyy, on seurauksena jännitystila puristus-suuntaa vastaan kohtisuorassa suunnassa, joka osaltaan pyrkii vastustamaan muodonmuutosta – toisin sanoen osaltaan jäykistää joustorakennetta. Pistemäinen yhden akselin suuntaisesti kuormitettu joustolevy pystyy laajenemaan sivuille vapaammin kuin laajemmalta alalta kuormitettu joustava alusta. Tämän voi havaita esimerkiksi kuvasta 7.1 (kuvaaja), jossa muotokertoimella $q=1,5$ on rakenteeseen vakiokuormalla syntyvä venymä noin 20 % suurempi verrattuna rakenteeseen, jossa $q=3$.

Materiaalivalmistajat ovat julkaisseet kuvan 4.5 mukaisia jännitys-kokoonpuristuma -käyrästäjä eri muotokertoimen omaaville joustomateriaalikappaleille. Toisaalta melko tarkasti voidaan arvioida pistemäisen tuennan tapauksessa (muotokerroin pieni) jäykkyyttä yksinkertaisesti Hooken laista seuraavalla kaavalla:

$$k = \frac{E \cdot A}{t} \quad (7.1)$$

jossa
 k = Joustomassalevyn joustokerroin
 E = Joustomateriaalin kimmomoduli
 A = Kuormituspinta-ala
 t = Joustomassalevyn paksuus



Kuva 7.1 Muotokerroin sekä sen vaikutus joustomassan puristumaan verrattaessa muotokertoimen arvoon 3 [36]

Jos joustavia kerroksia on useampia päällekkäin, voidaan koko rakenteen joustokerroin laskea kuten sarjaan kytkettyjen jousien tapauksessa.

$$\frac{1}{k_{tot}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \quad (7.2)$$

Usein tilanne on kuitenkin se, että selvittäään vain yhdellä joustolevyllä, joten edellä esitettyä kaavaa ei tarvita. Toisaalta, mikäli käytetään nykyistä pelkka-joustomassarakenteeseen perustuvaa saneerausmenetelmää, ei kokonaisjäykkyyden virhe ole järin suuri vaikka siltapelkan joustokerroin jätettäisiinkin pois eli sitä käsiteltäisiin jäykkänä kappaleena.

ERS-rakenne

ERS-rakenteen jäykkyys perustuu kiskon alle, kouruun valetun massan ja kuormia jakavan kiskon yhteistoimintaan. Kisko voidaan ajatella siten jatkuvalla Winkler-jousialustalla olevaksi palkiksi. Koska kiskon alle valetun massan ja pitkittäisen joustomassakaistan vapausasteet ovat käytännössä vaakasuunnassa rajoitetut, voidaan ERS-rakenteen jatkuvan jousialustan jäykkyyttä arvioida seuraavassa esitetyllä taval-

la. Oletuksena on ”äärettömän” pitkä kisko ja kourujen hyvin suuri jäykkyys verrattuna joustomassan jäykkyyteen.

Jatkuvan jousialustan jäykkyyden suuruusluokka on laskettavissa yhtälöryhmästä 4.4–4.6 asettamalla vaakasuuntaiset pituudenmuutokset nolliksi eli $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. Jos lisäksi oletetaan materiaalin käyttäytyminen käyttöalueella lineaarisesti kimmoisaksi, saadaan johdettua seuraava kaava:

$$k = \frac{1}{\frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} - 1} \cdot \frac{E \cdot A}{t} \quad (7.3)$$

jossa ν = Materiaalin Poissonin vakio eli suppeumakerroin
 A = Kuormituspinta-ala pituusmetriä kohden
 t = Joustomassan paksuus kiskon alla

Joustavan alustan jäykkyyden määrittäminen ei tällä tavalla ole täysin tarkka, koska käytännössä kiskonsuuntainen pituudenmuutos ei joustomassassa ole kaikkialla 0, jolloin laskentakaava 7.3 antaa liian jäykän tuloksen. Toisaalta menetelmä ei huomioi kiskon sivuilla olevan joustomassan leikkausjäykkyyden vaikutusta pystysuuntaiseen jäykkyyteen. Tämä puolestaan siirtää kaavalla saatua tulosta löysempään suuntaan, verrattuna todellisuuteen. Tarkin tulos erilaisille tuentatapauksille saadaan 3DFEM-analyysillä, jossa voidaan tarkasti määrittellä tuennan reunaehdot sekä kiskon ja massan yhteistoiminta. Materiaalivalmistajilta on myös saatavissa tavanomaiseen suunniteluun riittäviä taulukoita ja kuvaajia kuormitus-siirtymä-yhteyksistä erilaisille rakenneratkaisuille.

7.1.2 Radan pystysuuntainen jäykkyys

Rautatiesillan pystysuuntainen jäykkyys on ympäröivään rataan verrattuna hyvin suuri. Jotta kaluston kulku olisi tasaista, olisi pystysuuntaisen jäykkyyden sillalla oltava yhtä suuri kuin ympäröivällä radalla. Tarkalleen ottaen tämä ei toteudu edes nykyään tyypillisellä sillalla, jossa tukikerros jatkuu sillan yli. Sillan ulkopuolella, ratapenkereellä tukikerroksen lisäksi radan pystysuuntaiseen jäykkyyteen vaikuttaa tukikerroksen alla olevan perusmaan jäykkyys, joka kuorman alla painuu enemmän alaspäin, kuin siltarakenteet.

Joustomassan tarvittavan jäykkyyden määrittäminen radan alustaluvun perusteella voidaan tehdä seuraavalla yksinkertaisella kaavalla 7.4. Tällä tavoin on määritelty joustomassan jäykkyys esimerkiksi Vanajaveden ratasillan saneerauksen yhteydessä, jossa silta- ja kisko-alle tehtiin joustomassavälit. [17]

$$k = C \cdot A \quad (7.4)$$

jossa k = päällysrakenteen joustokerroin
 C = taulukon 7.1 mukainen alustaluku ympäröivällä radalla.
 A = kuormitettu pinta-ala (=ratapölkyn pohjan ala penkereellä)

Taulukko 7.1 Alustalukuja erilaisille ratojen päällysrakenteille [17]

Päällysrakenne	Alustaluku C (N/mm ³)
Vaatus uudelle radalle	0,12
Normaali rata	0,10
Huono rata	0,05
Soraratat	0,02

Kaavan 7.4 antama pystysuuntainen joustokerroin k on yhdelle pölkylle radalla. Sillan pelkkajaon poiketessa ympäröivän radan pölkkyjaosta on tämän vaikutus syytä huomioida joustokertoimia vertailtaessa. Betonipölkkyjen jako radalla on noin 600 mm ja siltapelkkojen tai suorakiinnitysten jako sillalla on noin 400 mm. ERS-rakenteeseen vertailtaessa jäykkyysovertailu on syytä tehdä vertaamalla kiskon pystysiirtymää ominaispyöräkuormalla.

7.2 Siirtymärakenteiden periaatteet

Suomen rataverkon teräsrakenteisten tukikerroksettömien rautatiesiltojen päihin ei useimmissa tapauksissa ole rakentamisvaiheessa tehty minkäänlaisia siirtymärakenteita. Ajonopeuksien oltua pitkään sangen maltillisia, ei suurempia ongelmia ole aiemmin esiintynyt. Kuitenkin ajonopeuksien kasvaessa siltojen päiden siirtymärakenteiden puute on alkanut muodostua ongelmaksi joko ratageometrian (painumat sillan päissä) liiallisen muuttumisen tai siitä aiheutuvien nopeusrajoitusten takia. Eri maiden ratahallinnoille tehdyssä kyselyssä on tullut ilmi, että siltojen siirtymäalueiden kunnossapito vaatii huomattavasti enemmän ylläpitotyötä, kuin ratarakenteet muulla linjalla siltapaikkojen ulkopuolella. [26]

7.2.1 Siirtymärakenteen tarve

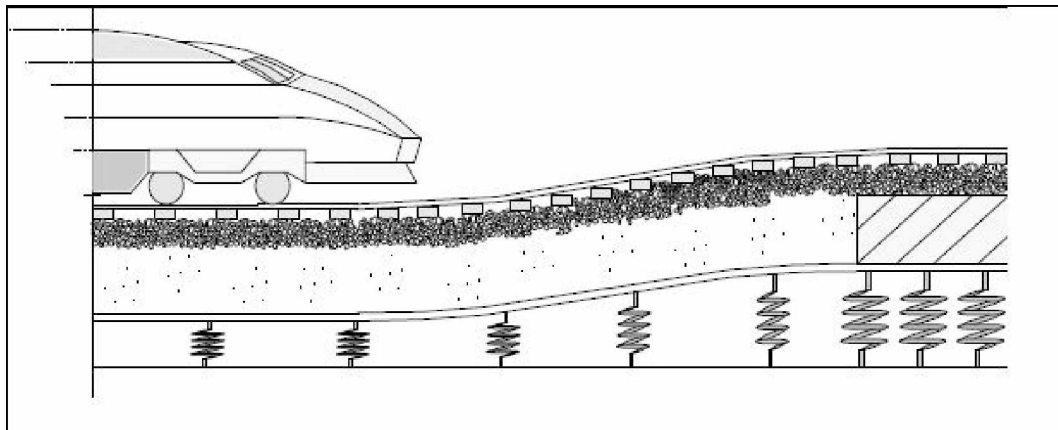
Siirtymärakenteella on yleisesti tarkoitettu tasata painumaeroa penkereen ja sillan välillä. Painumaeroja sillan ja penkereen välille syntyy alustojen erilaisten jousto-ominaisuuksien vuoksi. Nämä voidaan jakaa seuraavalla tavalla:

- 1) Kimmoisan muodonmuutoksen erotus penkereen ja siltarakenteen välillä, joka johtuu alustojen jäykkyyserosta. Eli epäjatkuvuus alustan jäykkyydessä.
- 2) Pitkäaikaisen muodonmuutosten erotus penkereen ja siltarakenteen välillä, joka johtuu materiaalien pitkäaikaisominaisuuksista. Esimerkiksi penkereen virumisen tai maapohjan konsolidaatiopainuman johdosta. Eli epäjatkuvuus radan korkeusasemassa.

Lähteessä [25, s. 163] viitataan tutkimukseen, jossa on käynyt ilmi, että siltaa ylittävän junan kokemaan sysäykseen sillan päässä vaikuttaa enemmän vallitseva korkeusero kuin ero eri alustojen jäykkyydessä. Toisaalta pitkäaikaisen palautumattoman painuman syntymekanismien alku juontaa juurensa jäykkyyden epäjatkuvuudesta eli kimmoisasta painumasta. [25]

Sillan ulkopuolisella rataosuudella junan kuormittaessa ratapengerä tukikerroksen välityksellä painuu kimmoisa ratapenger kasaan. Kun ratapenger sillan päässä päättyy ja juna siirtyy sillan maatuon päälle, on hyppäyksellinen ero radan pystysuuntai-

sessä jäykkyydessä hyvin suuri. Maatuki ei juuri painu junakuorman alla, koska se on suurten kuormien vuoksi perustettu painumattomaksi. Tämä korostuu etenkin tukikerroksittomilla terässilloilla, jotka ovat pystysuunnassa hyvin jäykkiä eikä siirtymärakenteita ole erikseen toteutettu sillan päihin.



Kuva 7.2 Jäykkyysero siirryttäessä penkereeltä maatuen päälle [25]

Sillan päädyn jäykkyysepäjatkuvuuskohdan vuoksi maatuen ulkopuolelle syntyy ratapenkkaan palautumaton painuma. Painuman kehittymisnopeuteen vaikuttaa liikennöivän kaluston massa ja nopeus yhdessä junan telien dynaamisten ominaisuuksien kanssa. Vaurion kehittyminen voidaan selittää seuraavalla mekanismilla. Raiteen pystysuuntaisesta jäykkyyserosta penkan ja sillan maatuen välillä syntyy liikennöivän kaluston ajaessa yli dynaaminen sysäys [32], joka saa aikaan pienen painuman. Tähän painumaan osuessaan seuraava ylittävä kuorma aiheuttaa jälleen dynaamisen kuorman, joka puolestaan kasvattaa painumaa [25]. Muutaman millimetrin alkupainuman jälkeen painuma alkaa kasvaa eksponentiaalisesti, koska kiskot saattavat tässä tapauksessa toimia siltana painumakohdan yli raiteen ollessa kuormittamattomana. Kuorman tullessa painuman kohdalle pölkkyt iskeytyvät voimakkaasti tukikerrosta vasten tiivistäen sitä. [26]

Kiskojen kelluminen löyhästi tukikerroksen päällä on ongelma myös raiteen stabiiliiteetin kannalta. Sillasta kiskoihin aiheutuvat lisäjännitykset esimerkiksi lämpötilanmuutoksen johdosta voivat aiheuttaa kiskojen nurjahtamisen vaakasuuntaisen tuen puuttuessa sillan päädyssä. [26]

Ongelmatilannetta voidaan korjata sekä kimmoisan että palautumattoman painuman osalta toteuttamalla sillan päätyihin asianmukaiset siirtymärakenteet. Siirtymärakenteiden on oltava riittävän pitkiä, jotta penkereen ja sillan väliset jäykkyyserot ja niistä aiheutuvat erisuuruiset painumat tasaantuvat 'rauhallisesti' rautatieliikenteen ajaessa yli. Toisin sanoen epätasaisesta painumasta johtuva pituuskaltevuuden muutos on tasattava riittävän pitkälle matkalle. Siirtymärakenteiden vaadittavaan pituuteen vaikuttaa siten voimakkaasti liikennöivän kaluston nopeus sekä siirtymärakenteen yli tapahtuva alustan jäykkyyden muutos.

Kiskojen kannalta tilannetta voidaan myös helpottaa ulottamalla suojakiskot sillan ulkopuolelle, kuten määräyksetkin vaativat. Tällöin päällysrakenteen pystyjäykkyys sillan päässä kasvaa, kun rajakohdan yli kulkee useampi kisko jatkuvana. On mahdollista lisätä pölkkyihin vielä yksi suojakiskopari ajokiskojen ulkopuolelle, jolloin pääl-

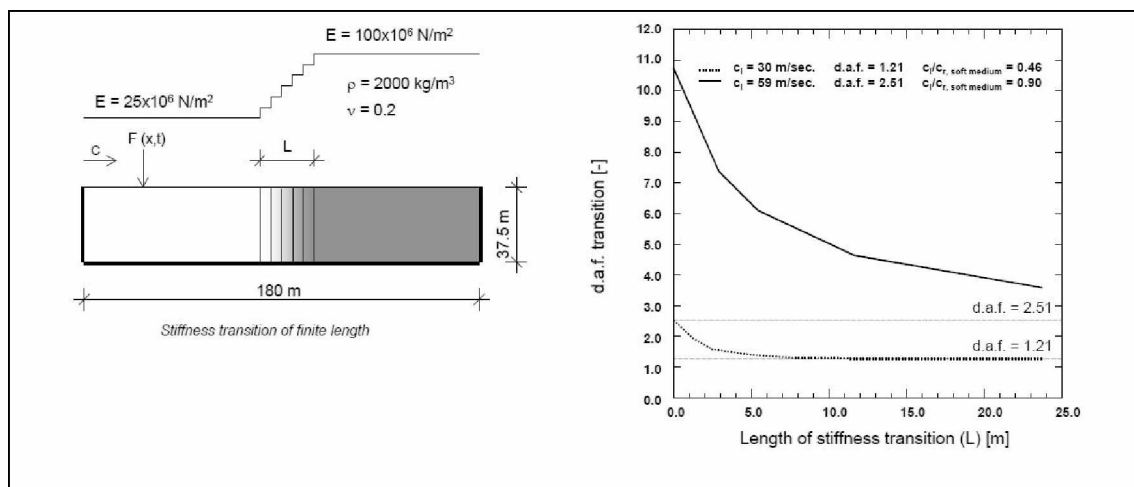
lysrakenteen yläosan jäykkyys kasvaa entisestään ja jakaa kuormia entistä tasaisemmin alustaan. Lisäkiskoista on hyötyä myös raiteen poikkisuuntaisen stabiliteetin parantamisessa sillan päässä, koska raiteen poikittainen jäykkyys kasvaa, eikä näin ollen koko raide nurjahda sivusuunnassa niin helposti.

7.2.2 Nykyisiin siirtymärakenteisiin liittyviä ongelmia

Vanhojen teräsiltojen päädyt

Suomen tukikerroksettomien teräsiltojen päihin ei ole rakentamisvaiheessa toteutettu siirtymärakenteita, vaan sillan päädyn hieman ratapengertä syvempi massanvaihto on toiminut siirtymärakenteena sillalle tultaessa ja siltä poistuttaessa. Ajonopeuksien kasvaessa jäykkyuserosta aiheutunut sysäys on kasvanut ja alkanut tiivistää maata sillan päässä. Ilmiö tunnetaan radan kunnossapidossa 'sepelin katoamisena', vaikka todellisuudessa sepeli ei katoa vaan pengeri tiivistyy. Pohjamaa painuu ja tukikerros jauhautuu dynaamisen syklisen kuorman vaikutuksesta. Ilmiöstä aiheutuu tarve lisätä jatkuvasti sepeliä pölkkyjen alle sillan päässä raiteen painumien oikaisemiseksi. [26]

Hollantilaisessa tutkimuksessa on tutkittu siirtymärakenteiden dynaamista käyttäytymistä eri ajonopeuksilla [25; 32]. Kuvassa 7.3 b) on esitetty kahdella eri nopeudella sysäyskerrointa (*d.a.f.*- *dynamic amplification factor*) junan ajaessa siirtymärakenteen yli siirtymärakenteen pituuden funktiona tietyllä alustan jäykkyuserolla.



Kuva 7.3 (a) Jäykkyusero penkereen ja maatuon välillä mallinnettuna vasemmalla pengeri, oikealla silta (b) sysäyskerroin ajonopeuksilla 30 m/s ja 59 m/s eri siirtymärakenteiden pituuksilla (L) [25]

Kuvasta 7.3 b) voidaan havaita, että siirtymärakenteen pidentäminen pienentää sysäyskerrointa. Sysäyskerroimen pienenemisellä on hidastava vaikutus sillan päädyn painuman kehittymiselle. Kuvasta 7.3.b) havaitaan myös, että suuremmilla nopeuksilla täytyy siirtymärakenteiden olla huomattavasti pidempiä kuin pienillä nopeuksilla, jotta sysäystä saadaan pienennettyä. Tutkimustulosten perusteella sysäystä ei kuitenkaan voida kokonaan poistaa siirtymärakennetta kasvattamalla, vaan esimerkiksi nopeudella 30 m/s sysäyslisiä ei pienene arvosta 1,21 tutkimuksessa käytetyillä jäykkyyksillä tietyn rajapituuden jälkeen. Tässä tapauksessa, kun siirtymärakenne on noin 10 metriä pitkä. [25]

Kokemuksen perusteella vanhojen tukikerroksettomien terässiltojen päädyt ovat kesänneet aikojen saatossa varsin hyvin ilman erillisiä siirtymärakenteita. Tutkimustulos antaa tälle havainnolle selityksen. Ajonopeuksien oltua pitkään varsin matalia on sillan päätyjen lyhyt massanvaihto toiminut riittävänä siirtymärakenteena. Päädyn massanvaihto on hieman ympäröivän radan pohjamaata paremmin tiivistetty tai parempaa maa-ainesta on suurempi kerros. Vasta ajonopeuden noustessa rataosalla siirtymärakenne on jäänyt liian lyhyeksi; jäykkyysero penkereen ja sillan välillä siis on pysynyt samana, samoin kuin massanvaihto-siirtymärakenteen pituus. Ajonopeuden kasvattua ylittävä liikenne kulkee jäykkyyseron yli vain nopeammin.

Jotta vanhan tukikerroksettoman terässillan sallittua ajonopeutta voidaan saneeraus-työn myötä nostaa, täytyy sillan päätyjen siirtymärakenteet myös uusia ajonopeutta vastaavaan kuntoon. Tämä tarkoittaa sillan päiden aukikaivamista ja siirtymärakenteiden rakentamista. Siirtymärakenteet voidaan toteuttaa monella eri tapaa, kuten esimerkiksi: paalu- ja siirtymälaattojen, pelkkien siirtymälaattojen, tukikerroksen liimaamisen (*ballast bonding, -gluing*), ratapenkereen syväpilaristabiloinnin, nauhapys-työjituksen, kevennysten tai erilaisten geolujitteiden avulla tai muiden menetelmien avulla.

Siirtymälaatat

Vanhoja terässiltoja uudemmissa betonirakenteisissa rautatiesilloissa sekä osassa, siirtymärakenteiden osalta saneeratuissa terässilloissa on sillan maatuen ulkopuolel-le välikerrokseen asetettu noin 5 metriä pitkiä ja 1 metrin leveitä betonisia siirtymä-laattoja. Siirtymälaatat tukeutuvat osin sillan maatukeen tai kannen päätypalkkiin tehtyyn konsoliin ja osin alapuoliseen täyttökerrokseen (esitetty esimerkiksi kuvassa 7.4). Tällaisella rakenteella saadaan sillan ja sillan ulkopuolisen ratapenkereen jäyk-kyyseroa tasattua noin 5 metrin matkalla.

Siirtymälaattoihin perustuva siirtymärakenne soveltuu varsin hyvin tukikerroksellisil-le silloille, joilla sepelitukikerros jatkuu sillan yli. Näissä tapauksissa muutos alustan jäykkyydessä usein kyetään tasaamaan siirtymälaatan matkalla riittävästi. Sen sijaan tukikerroksettomalla rautatiesillalla ainoastaan siirtymälaatoilla toteutettu siirtymä-rakenne on jäykkyyden tasaamisen kannalta riittämätön. Siirtymälaatan pituutta ei voi myöskään kasvattaa merkittävästi nykyisestä, koska tällöin kuormanjakamiskyvyn varmistamiseksi olisi kasvatettava myös laatan jäykkyyttä, joka johtaa hyvin paksuun laattaan.

Usean erillisen, kiskoja alle sijoitettujen, pianonkosketinmaisten siirtymälaattojen ongelmakohtana on niiden epätasainen painuma varsinkin pitkällä aikavälillä. Kuorma ei näin ollen jakaudu laatoille tasaisesti. Laattoihin perustuvaa siirtymärakennetta tulisi näin ollen jäykistää poikkisuunnassa joko teräsosilla tai poikkitaivasteilla teräs-betonielementeillä. Poikkisuunnan teräsjäykisteillä varustetuista siirtymälaatoista (on hitaampi asentaa kuin tavalliset siirtymälaatat) on laadittu normaalipiirustus, jota ei ole vielä käytetty sillan päissä [1].

7.2.3 Siirtymärakenteet ja joustavat kiskonkiinnitysjärjestelmät

Kun uusi rautatiesilta rakennetaan tai vanha saneerataan joustomassarakenteita käyttäen, voidaan alustan jäykkyyden äkillistä muutosta sillalle tultaessa ja siltä läh-dettäessä pehmentää joustomassalevyjen jäykkyyttä muuttamalla. Tavoitteena on ta-sata jäykkyyseroja eli pyrkiä siihen, että kiskon painuma pyörän alla on mahdollisim-man tasainen eikä muutu nopeasti – alustan jäykkyyttä kompensoidaan siis vähem-

män jäykällä joustavalla rakenteella. Tämä voidaan saada aikaan esimerkiksi asettamalla siirtymäalueelle, sillan päähän – esimerkiksi massiivisen maatuen päälle – kiskonkiinnityslevyjen alle pehmeämpiä joustolevyjä, jotka antavat enemmän myöten kuorman alla. Näin saadaan alustan jäykkyys määritettyä tarkasti muuttumaan halutulla tavalla.

Merkityksellistä pyörän tasaisen kulun kannalta ei ole ainoastaan se, kuinka paljon joustolevy tai muu joustomassarakenne kiskon alla painuu kasaan junanpyörän ollessa päällä, vaan rakennetta on tarkasteltava pystysiirtymän kannalta kokonaisuutena. Tilannetta voidaan ajatella sarjaan kytkettyinä jousina, jolloin jousiyhdistelmän kokonaisjäykkyys ja sen muutosnopeus ratkaisee kulun tasaisuuden.

Malmö-Tunnel

Sillanrakennuksen ulkopuolella kiintoraiteita käytetään esimerkiksi tunneleissa. Eräs näistä on noin 6 km mittainen Malmö-Tunnel Ruotsissa. Kiskotusjärjestelmänä tunnelissa on Edilon-Sedran toimittama EBS-järjestelmä sekä suuaukoilla EDF-kiskon suorakiinnitysjärjestelmä.

Siirtyminen tukikerrokselliselta raiteelta kallioon louhitun tunnelin pohjalle on sellaisenaan radan jäykkyyden kannalta suuri hyppäys. Vastaavan muutoksen alustassa voidaan ajatella tapahtuvan kun juna siirtyy tukikerrokselliselta radalta vanhalle tukikerroksettomalle rautatiesillalle. Malmö-Tunnelissa tätä jäykkyyseroa on kompensoitu vaihtamalla kiskotusjärjestelmän jäykkyyttä tunneliin mentäessä pohjoispäästä vyöhykkeittäin seuraavalla tavalla:

- 1) Ennen tunnelia, geotekstiilein ja -verkoin vahvistettu ja hyvin tiivistetty pohjamaa ratapenkereen alla. Noin 10 metriä tunnelin suuaukolta ulospäin.
- 2) Edilon EDF-suorakiinnitys, jotta kyetään säätämään raiteen korkeutta ulkopuolisen penkereen korkeuden mukaan. Ensimmäiset 40 m tunnelissa.
- 3) Edilon EBS-MS, 30 kN / mm. Seuraavat 40 metriä tunnelissa.
- 4) Edilon EBS-LS, 15 kN / mm. Tunnelin keskialue.

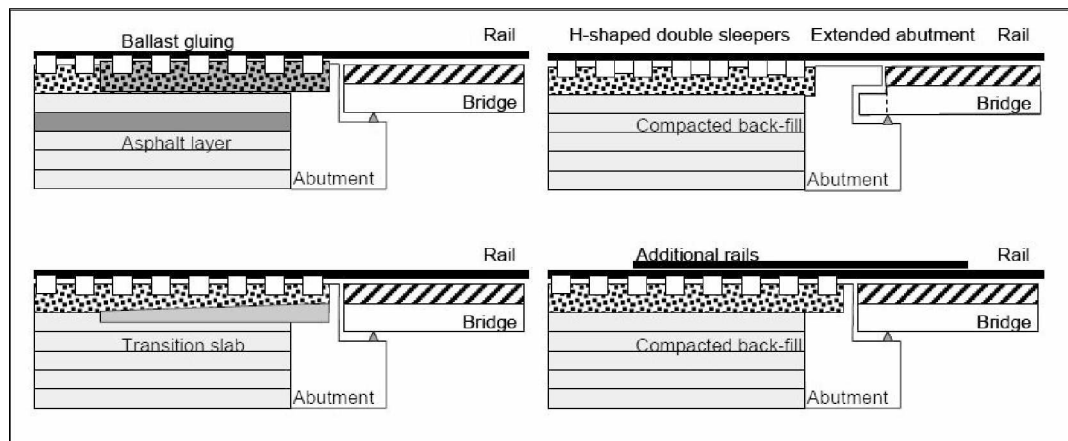
Siirtymärakenne ratapenkereeltä tunnelin kiintoraiteelle on siten noin 90 metriä pitkä. Siirtymärakenteessa on kasvatettu tunnelin ulkopuolisen tulopenkereen jäykkyyttä huolellisella tiivistyksellä ja geotekstiileillä ja toisaalta vähennetty tunnelissa kulkevan radan pystyjäykkyyttä käyttämällä joustolevyjä betoniblokkien alla. Matalammalla joustolevyn jäykkyydellä tunnelissa on saavutettu hyvä tärinäneristys. Vyöhykkeen 2 tarkoitus on tasata mahdollinen korkeusero korkeussuunnassa ± 20 mm säädettävien kiskonkiinnityslevyjen avulla riittävän pitkälle matkalle. Kolmas vyöhyke vastaavasti tasaa pystyjäykkyyden muutosta.

Tällaisen siirtymärakenteen perusperiaate on sovellettavissa joustomassarakenteita käyttäen saneerattujen tai rakennettujen tukikerroksettomien rautatiesiltojen siirtymärakenteeksi. Tukikerroksettoman rautatiesillan ulkopuolella voidaan tehdä penkereen jäykkyyden kasvattamista vastaavasti kuin tunnelin tapauksessa. Samoin voidaan käyttää hyödyksi mahdollisuutta kompensoida alustan jäykkyyttä muuttamalla joustomassalevyjen jäykkyyttä tarpeen mukaan. Varsinkin pidemmällä ja suorakiinnityksellä varustetuilla siltakansilla tällainen menetelmä, jossa joustolevyjen jäykkyyttä muutetaan vaiheittain, vaikuttaisi toimivalta.

Tukikerroksettomien siltojen yhteydessä käytettyjä siirtymärakenteita

Sillan päiden ja siirtymärakenteiden suunnitteluun ja toteutukseen täytyy tukikerroksettoman siltakannen yhteydessä kiinnittää erityistä huomiota. Syy tähän on se, että kiskojen korkeusasema siltakannella on tarkoin määrätty eikä sitä voi helposti muuttaa. Tukikerroksellisella sillalla radan korkeusviivaa voidaan sitä vastoin säätää raihteentukemiskoneen avulla raidegeometrian virheiden korjaamiseksi. Näin ollen tukikerroksellinen rautatiesiltakansi sietää tukikerroksetonta siltakantta paremmin sillan taustan painumisen myötä syntyvää korkeuseroa.

Jotta siirtymärakenteeseen ei käytössä syntyisi pysyvää painumaa, joka aiheuttaa painumaeron sillan ja penkereen välillä, on erityisen tärkeää suorittaa sillan pään massanvaihdon (=taustatäyttö) tiivistys riittävän huolellisesti. Tämä saadaan aikaan tekemällä täyttö riittävän ohuina kerroksina huolellisesti tiivistäen. Siirtymärakennetta voidaan huolellisen tiivistämisen lisäksi parantaa toissijaisin keinoin, joita on esitetty kuvassa 7.4.



Kuva 7.4 ERS-kiskonkiinnityksellä varustetun kannen kanssa käytettyjä tyypillisiä siirtymärakenteita. [42]

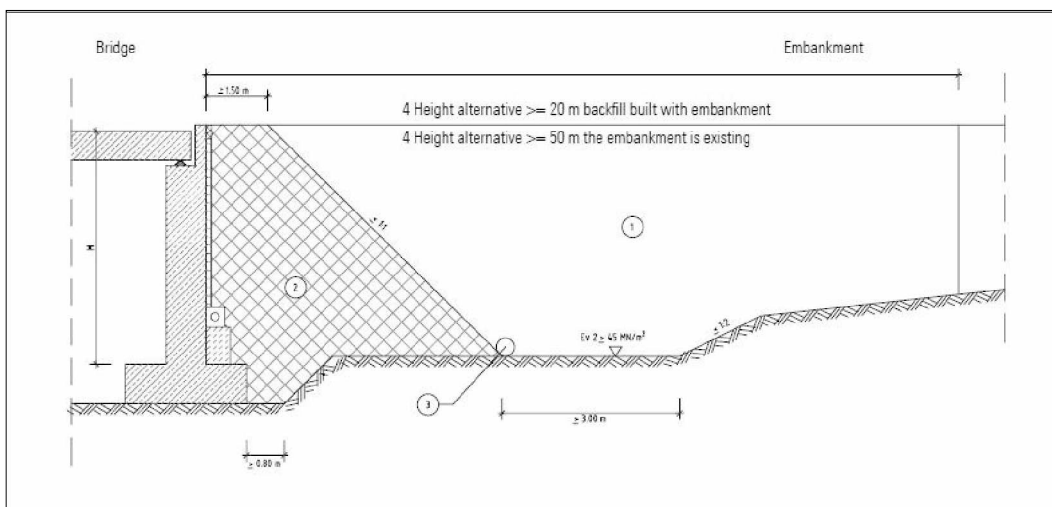
Toissijaisina keinoina siirtymärakenteeseen syntyvää painumaa vastaan voidaan käyttää kuormaa jakavia sekä ratapenkereen ja tukikerroksen stabiilisuutta parantavia menetelmiä.

Kuvassa 7.4 esitettynä:

- Tukikerroksen liimaus: Tukikerros lujitetaan valamalla siihen 2-komponenttinen polyuretaani-elastomeeri, joka muodostaa tukikerroksen rakeiden kanssa 3-ulotteisen verkkomaisen rakenteen [45]. Lisäksi asfalttikerroksen valaminen välikerrokseen jakamaan kuormia.
- H-muotoiset tuplaratapolkyt tiheällä, jaolla jakavat kuormaa laajemmalle alueelle ja parantavat radan vaakasuuntaista stabiiliteettia
- Normaali siirtymälaatta siirtää osan kuormista maatuolle (yleisin Suomessa). Voidaan jouston parantamiseksi asentaa joustomassalevy siirtymälaatan päälle. (Kuortaneentien aks.)
- Lisäkiskot siirtymäalueen yli lisäävät radan pystysuuntaista jäykkyyttä ja voivat toimia lisäksi suojakiskoina.

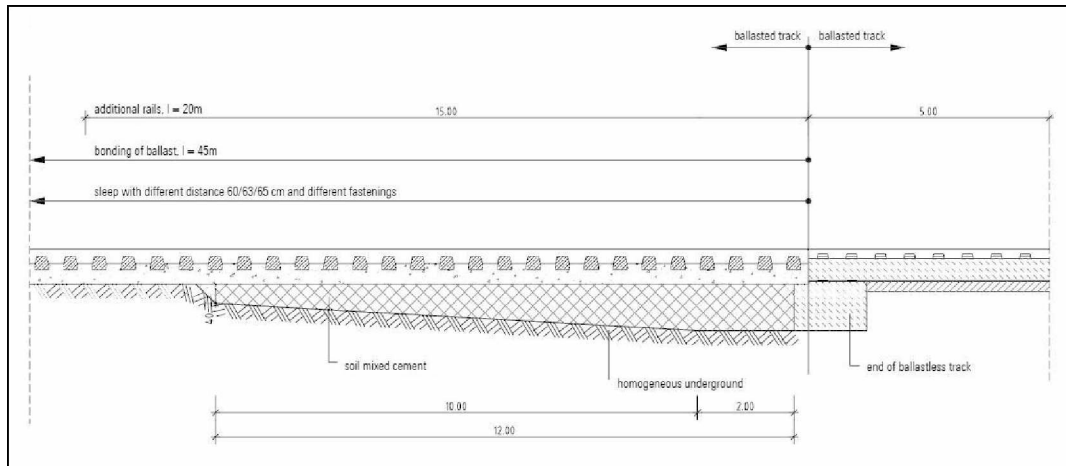
Muita menetelmiä:

- e) Parannetut siirtymärakenneratkaisut: Siirtymälaatat, joiden jäykkyyttä on kasvatettu poikkisuunnassa kuorman tasaisen jakautumisen parantamiseksi: Toisiinsa sidotut siirtymälaatat, puolen raiteen levyiset siirtymälaatat. [1]
- f) Muita tapoja: Pengerlevennykset sillan päissä, teräksiset vaakapontit, teräsponttiseinät ankkuroitu toisiinsa penkereen läpi, siirtymälaatan yläpinnan joustomassalevy, lujiteverkot, jotka ulottuvat siirtymälaatan ulkopuolelle. [1; 3; 58]
- g) Porrastetut poikittaiset paalulaattaelementit sillan päissä: Jäykkyys kasvaa asteittain lähestyttäessä siltaa paalulaattaelementin päällä olevan maanaineskerroksen ohentuessa. Vaatii muuttuvat paalupituudet. [1; 3]



Kuva 7.5 Tukikerroksettoman sillan sementillä lujitettuun keilaan perustuva siirtymärakenne. [33]

Kuvan 7.5 siirtymärakenteessa on sillan ja maan pystysuuntaisten painumien yhtenäistämiseksi lujitettu taustatäyttöä massastabiloimalla välittömästi maatuen takana. Keilamainen taustatäytön lujitus on tehty sekoittamalla täyttömateriaaliin sementtiä 3...5 %. Keilan kaltevuus on enintään 1:1. Lujitetun täytön ulkopuolella on normaalisti tiivistetty taustatäyttö, jonka pituus on määritelty uudisrakentamiskohteissa, kun ratapenger ja taustatäyttö rakennetaan samalla kertaa: $4 \cdot \text{täytön korkeus}$; kuitenkin minimissään 20 m. Vastaavalla tavalla on korjausrakentamiskohteissa ja olemassa olevalla penkereellä määritelty: $4 \cdot \text{täytön korkeus}$; kuitenkin minimissään 50 m. Kuvassa 7.5 kuivatus on järjestetty sillan etumuurin osalta salaojittamalla keilan ja etumuurin väli, sekä keilan alapää pohjamaan yläpinnan tasolta. [33]



Kuva 7.6 Siirtymärakenne kiintoraiteen vaihtuessa tukikerrokselliseen raiteeseen [33]

Koska tukikerrokseton silta on käytännössä kiintoraiderakenne, on mahdollista jatkaa siltakannella olevaa kiintoraidetyyppiä sillan pään yli ja toteuttaa siirtymärakenne kiintoraiteesta sepelitukikerrokselliseen ratarakenteeseen etäämmällä sillasta (kuva 7.6). Etuna tässä on ainakin se, että sillan liikkeistä penkereeseen aiheutuvat voimat, eivät vaikuta samassa kohtaa kuin liikennekuormasta ja alustan jäykkyyden muutoksesta syntyvät kuormitukset.

Kiintoraide siltapaikan ulkopuolella on pystysuuntaiselta jäykkyydeltään löysempi kuin tukikerroksettomalla sillalla, koska se on maanvaraisesti perustettu rakenne. Toisaalta se on jäykempi kuin sepelitukikerroksellinen rata, joten pystysuuntaisen jäykkyyden ollessa näiden välillä tällainen rakenne voi toimia siirtymärakenteena tukikerroksettoman sillan ja sepelitukikerroksellisen radan välillä. Siltapaikan ollessa pehmeiköllä voidaan siirtymärakenteen kiintoraide myös paaluttaa, jolloin se toimii paalulaatan tavoin 'sillan jatkeena'. Tässä tapauksessa siirtyminen ratapenkereelle ja tukikerrokselliseen rataan voidaan tehdä kun päästään kantavammille ja sitä kautta taloudellisemmille pohjaolosuhteille.

Siltapaikan heikkojen pohjaolosuhteiden vuoksi esimerkiksi Paimiojoen ratasillassa on siltaa jatkettu pehmeikön yli paalulaatalla, jonka päällä on normaali sepelitukikerros [59]. Paalulaatta toimii myös pitkänä siirtymärakenteena etäämmälle sillasta, jonka päässä tapahtuu muutos normaaliin ratapenkereeseen siirtymälaattojen avulla. Näin on erotettu sillan maatuen vaikutukset sen tulopenkereeseen sekä radan jäykkyyden muutoksen vaikutukset fyysisesti tapahtumaan eri paikoissa.

Verrattaessa edellä esiteltyjä, muualla Euroopassa käytettyjä tukikerroksettomien siltajärjestelmien siirtymärakennetekniikoita suomalaisiin vastaaviin, voidaan selvästi havaita ainakin se ero, että esitetyt rakenteet ovat ainakin huomattavasti pidempiä. Lisäksi Euroopan siirtymärakenteissa käytetään useampia toisiaan tukevia tekniikoita laadun parantamiseksi. Siirtymärakenteiden ulottaminen kauas sillasta ja sitä kautta ajettavuuden parantaminen siltapaikalla on nopean junaliikenteen sujuvuuden kannalta ehdoton edellytys, kun silta saadaan ylittää ilman erillistä nopeusrajoitusta. Erittäin suurilla nopeuksilla ajavien luotijunien vaatimaa siirtymärakenteen pituutta voi arvioida kuvaajasta 7.3. Euroopassa käytetyt tukikerroksettomien siltajärjestelmien sekä kiintoraiteiden siirtymärakenteet, joita edellä kuvissa on esitelty, on mitä ilmeisimmin suunniteltu tätä silmällä pitäen.

7.2.4 Siirtymärakenne työmaatekniikan ja kunnossapidon kannalta

Työmaatekniikka ja siltakannen siirtomenetelmä

Kun rautatiesilta rakennetaan siirtomenetelmällä, ei siirtymärakennetta voida riittävässä laajuudessa toteuttaa kannen siirtokatkon aikana. Useimmiten siirtokaivanto on vain muutamia metrejä siltaa pidempi, joten siirtymärakenne rajoittuu ainoastaan normaalin siirtymälaatan käyttöön. Kun sillan päässä on pehmeikköä, on tällöin ollut pakko rakentaa sillan päihin paalulaatat, jotka on tehty liikennekatkojen aikana.

Kohdassa 5.3.4 ja liitteessä 2 on esitetty, että tukikerroksettoman rautatiesillan siirtämisessä paikalleen merkittävimmät aikataululliset hyödyt saavutetaan, kun siirtymärakenteet rakennetaan erillisten liikennekatkojen aikana. Katkot voivat olla, joko ennen tai jälkeen sillan siirtämisen. Kun siirtymärakenteiden tekemiseen varataan oma liikennekatkonsa, voidaan ne toteuttaa riittävän huolellisesti ja riittävässä laajuudessa. Kun siirtymärakenteita rakennetaan liikennekatkojen aikana, on järkevää käyttää menetelmiä, joissa ei jouduta tekemään syviä kaivantoja. Toisin sanoen suunnitella ja tehdä siirtymärakenteet mahdollisimman ylös.

Mahdollista on myös käyttää ja kehittää raideliikennettä häiritsemättömiä tai mahdollisimman vähäistä häiriötä aiheuttavia siirtymärakenteiden rakennusmenetelmiä. Tällainen on esimerkiksi olemassa olevan tulopenkereen vaakaponttaus, jossa teräspontteja lyödään vaakatasossa penkereen läpi, jolloin teräsponttilevystä muodostuu teräksinen siirtymälaatta, jonka jäykkyyttä voidaan kasvattaa pontteihin lisätyistä injektointiputkista tehtävällä sementti-injektoinnilla. Menetelmää voidaan soveltaa tulopenkereeseen joko ennen kannen siirtoa tai siirron jälkeen. Etuna on siirtymälaatan toteuttaminen penkereeseen ilman aukikaivua. [58]

Tulopenkereen levennyksellä sillan pään siirtymärakenteen yhteydessä on todettu olevan edullinen vaikutus siirtymärakenteen pitkäaikaisen muodonmuutoksen hallinnassa. Tämä on yksinkertainen ja edullinen toimenpide, mikäli perusmaa on riittävän kantavaa. Leveämpi pengeri on pystysuunnassa hieman jäykempi verrattuna kapeaan ratapenkereeseen. Penkereen levennys tehdään noin 10 metrin matkalle sillan päästä, jonka jälkeen ratapenger vaihtuu normaalilevyyseksi. Siltapaikan salliessa pengerveennykseen voidaan vielä yhdistää etuluiskan loivennus, jolloin tulopenkereen stabiliteetti ja pitkäaikaiskestävyys paranee entisestään. Vaihtoehtoisesti voidaan tehdä sillan etumuurin / puskupalkin levennys yhdessä pengervevityksen kanssa. Tulevaa tulopengertä voidaan leventää jo ennen varsinaisen sillan rakentamista ja näin ollen ikään kuin esivalmistaa siirtymärakenteita siltapaikalle ennen siltaa, aiheuttaen mahdollisimman vähän häiriötä olemassa olevalle radalle. [1; 3]

Kunnossapito

Radan kunnossapitotoimien kannalta sepelitukikerroksellisen radan ja tukikerroksettoman sillan kiintoraiteen välinen rajapinta on haastava rakenne. Sepeliraide vaatii suhteellisen paljon kunnossapitotoimia, jotta se pysyy liikennöitävässä kunnossa. Sepeliraiteen kunnossapitotoimia ovat muun muassa raiteen tukeminen, tukikerroksen tiivistys ja muotoilu sekä sepelin puhdistus. Näitä toimenpiteitä varten on kehitetty erilaisia koneita, joilla raidegeometriaan syntyneitä virheitä voidaan oikaista ja raiteen korkeusasemaa hienosäätää.

Tukikerroksettomalla sillalla raiteen korkeusviiva on hyvin tarkkaan määrätty ja varsin heikosti säädettävissä. Näin ollen tukikerroksettomalla sillalla ei voida varautua

200 mm tukikerroksen korotukseen, mikä puolestaan on tyypillistä tukikerroksellisilla silloilla. Koska kiskot ovat kiinnitetyt siltakanteen, niitä ei ole mahdollista nostaa. Tästä johtuen sillan päissä, tulopenkereillä, on alue, jolla raiteen nostaminen ja tukikerrokselle tehtävät koneelliset toimet ovat rajoitettuja kiskojen ja kiskonkiinnitysten vaurioitumisriskin vuoksi. Tämän vuoksi raidegeometrian korjaaminen tulopenkereellä on käsityövaltaista, mikäli painumia ilmenee. Sillan päädyssä tapahtuvan raiteen tukemisen toleranssien on oltava hyvin tiukat, koska pienikin korkeusero lähellä siltaa synnyttää jo liian suuren pituuskaltevuuden muutoksen. Lisäksi sepeli täytyy saada riittävän tiiviiksi pölkkyjen alle.

Pidemmillä kiintoraiderakenteilla, kuten esimerkiksi pitkällä tukikerroksettomilla rautatiesilloilla voidaan tulopenkereen painuman ja raiteen tukemisesta johtuvan korkeusaseman epätarkkuuden vaikutuksia tasata käyttämällä sillan alku- ja loppupäässä korkeussäädettävää suorakiinnitystä. Näin on menetelty esimerkiksi aiemmin kohdassa 7.2.3 esitellyn Malmö-Tunnelin suuaukolla sepelitukikerroksen vaihtuessa kiintoraiteeksi. Tällainen kiskonkiinnitys mahdollistaa korkeusaseman säätämisen vielä asennuksen jälkeen ja siten korkeuseron tasaamisen pidemmälle matkalle. Järjestelmän korkeussäätövara on ± 20 mm [46].

ERS-rakenteella varustetuilla siltakansilla on järjestelmätoimittajan (Edilon) mukaan syytä järjestää kiskonkiinnitys suorakiinnityksellä noin 6 m sillan alku- ja loppupäästä. Näin menetellään, jotta tukemiskoneella päästään riittävän lähelle siltaa vaurioittamatta ERS-kiskonkiinnityksen joustomassavalua. Lyhyillä (< 15 m) ERS-kantisilla silloilla tällainen menettely ei kuitenkaan ole järkevä, joten tulopenkereen ja siirtymärakenteen pitkäaikaiskestävyyteen on näissä erityisesti panostettava –tarvittaessa to-
tutuista menetelmistä poikkeavin toimin. [2]

Suomen ensimmäisellä ERS-rakenteeseen perustuvalla betonisillalla, Kuortaneentien alikulkusillalla, ei ole käytetty edellisessä kohdassa esitettyä 6 metrin suorakiinnitysosuutta sillan päissä. Tämän takia sillan lähelle ei saa mennä raiteentukemiskoneella, vaan sillan pään läheisyydessä raiteen tukeminen on tehtävä käsin. Tämä ei kunnossapitäjän mukaan ole kuitenkaan aiheuttanut suurta kunnossapito-ongelmaa. [3]

8 Johtopäätökset ja suositukset jatkotutkimuksista

8.1 Johtopäätökset

Tämä tutkimus on toiminut päänavauksena tukikerroksettomien siltojen laajemmalle tarkastelulle Suomen rautatiesiltojen rakentamisessa. Koska tutkimus on tehty tarkoituksella varsin laaja-alaisesti, voidaan johtopäätöksiä tutkimustuloksista vetää yhteen yleisellä tasolla koskien tukikerroksettomien rautatiesiltojen tulevaisuudennäkymiä suomalaisessa rautatiesiltojen rakentamiskulttuurissa.

Ikääntyvän rataverkon ja rautatiesillaston myötä rautatieinfrastruktuurihankkeet tulevat todennäköisesti keskittymään entistä enemmän korjausrakentamiseen. Rautatiesillat ovat rakenteiltaan hyvin yksilöllisiä. Tämä korostuu etenkin korjausrakentamisessa, jossa jokainen siltakansi on rakenteeltaan omanlaisensa ja jokaisessa korjauskohteessa vaurioituminen on yksilöllistä. Tämä asettaa haasteen myös tutkimukselle siten, että valmiita yleispäteviä ratkaisuja tukikerroksettoman sillan saneeraamiseen ei voida antaa, vaan tilanne on aina arvioitava tapauskohtaisesti. Tämän vuoksi työssä on käsitelty rakenteellisia asioita lähinnä peruseriaatteiden ja tyyppilisten esimerkkien kautta.

Rautatiesiltojen uudisrakentamisen sektorilla modernien tukikerroksettomien siltakansien toteuttaminen on rajoittavien reunaehtojen vähenemisen myötä yksinkertaisempaa kuin korjauskohteisiin. Uudisrakentamisessa siltakansi voidaan suunnitella alusta pitäen kiskotusjärjestelmän erityispiirteiden vaatimalla tavalla ja sitä kautta ratkaista esimerkiksi pulmalliseksi tutkimuksessa havaittu suojakiskojarjestely junaturvallisuuden sekä taloudellisuuden kannalta tyydyttävällä tavalla.

Työssä on esimerkein esitelty Euroopassa ja muualla jo käytössä olevia rakennejärjestelmiä sovellettuna suomalaiseen rautatiesillanrakennustapaan, mutta erilaisia toteutustapoja on mahdollista kehittää myös kohteen tarpeiden mukaan. Modernit kiskotusjärjestelmät tarjoavat mahdollisuuden kehittää ja toteuttaa rakenteellisesti hyvin monipuolisia siltakansiratkaisuja, koska sillan ajettavuus saadaan tukikerroksesta siltaa vastaavaksi ilman tukikerrosta ja näin ollen tukikerroksen asettamia reunaehtoja poistuu. Lukuisten etujensa – niin taloudellisten kuin teknisten – vuoksi, modernit tukikerroksettomat rautatiesiltakannet voisivat erikoisten poikkeustilanteiden sijaan yleistyä laajemminkin käytössä. Suurimmat hyödyt tällaisista kansista saadaan kaupunkien keskustojen ja taajamien rautatiesilloissa: madaltuneen melutason ja rakennekorkeuden sekä elinkaaren aikana madaltuneiden huolto- ja ylläpito-kustannusten myötä. Erityisesti kevyen raideliikenteen tapauksessa käytännön hyödyt ovat suuret.

Normeissa ja ohjeissa tukikerroksettomien rautatiesiltojen erityispiirteiden käsitteleminen on hyvin niukkaa ja käsittelee pääasiassa vanhanaikaista puupelkkoihin perustuvaa tukikerroksetonta kansirakennetta. Tämä johtaa modernien tukikerroksettomien siltakansien suunnittelussa tilanteeseen, jossa kelvollisten rakenteiden aikaansaamiseksi vaaditaan paljon työtä, koska rakenteet on erikseen osoitettava toimiviksi. Modernien tukikerroksettomien siltakansien yhteydessä käytettävistä materiaaleista sekä niiden käyttäytymisestä on hyvin vähän valmistajasta riippumatonta tie-

toa ja ohjeistusta. Eräs edellytys tässä työssä esiteltyjen rakenteiden yleistymiseen on, että suunnittelun tueksi saataisiin aikaan suunnitteluohje joustomassarakenteisille tukikerroksettomille kansille.

Rautatiesiltaa kuormittavan liikennekuorman dynaamisesta luonteesta johtuvaa ja sillan rakenteiden rasituksia kasvattavaa, kuorman lisää kuvataan suunnitteluohjeissa ja normeissa sysäyslisällä [53] tai dynaamisen suurenuskertoimen [51] avulla. Tämän kvasistaattisen menetelmän rajoitteena ovat: yksinkertaistavuus sekä käytön rajoitteet. Näin ollen sysäyskertoimet sopivat peruskohteiden mitoittamiseen ja antavat karkean arvion rakenteen dynaamisesta toiminnasta.

Suuremmilla ajonopeuksilla sekä haluttaessa tarkemmin selvittää päällyys- ja siltarakenteen dynaamista käyttäytymistä tarkemmin, täytyy näille suorittaa dynaaminen analyysi. Näin voidaan saada moderneista joustomassoihin perustuvista kiskonkiinnitysmenetelmistä vielä suurempi hyöty esimerkiksi liittyvien rakenteiden rasitusten pienenemisen myötä sekä myös laskennallisesti osoittaen.

Kun sillalla uusitaan koko sekundääripalkisto, voidaan pelkoilta vapautunut tila hyödyntää sekundääripalkiston kapasiteetin kasvattamiseen. Näin ollen saadaan hyötyä uusitun sekundääripalkiston väsymiskestävyyden sekä kantavuuden parantamiseen myös staattisilla menetelmillä tarkasteltaessa. Havainto on tärkeä, varsinkin korjauskohteissa, joissa rakenteen vahventaminen muilla keinoin on hyvin epätaloudellista.

Materiaalivalmistajien antamien tietojen mukaan joustomassojen vaimennus vastaa tukikerroksen vaimennusta. Myös tässä tutkimuksessa tehdyt yksinkertaiset dynaamiset tarkastelut tukevat tätä väitettä. Koko siltarakenteen dynamiikan kannalta tilanne ei kuitenkaan ole näin yksioikoinen.

Diplomityöehdotuksessa esitetty kysymys ”Voitaisiinko sysäyskerrointa pienentää joustomassarakenteita käyttäen?” ei tämän tutkimuksen puitteissa saada selkeää vastausta, koska koko sysäyskerroin-ajattelu on hyvin monista eri tekijöistä johdettu yksinkertaistus. Viitteitä sysäyslisän pienenemiseen kuitenkin on esimerkiksi kirjallisuusviitteen [53] perusteella, jossa sysäyskerroin pienenee vaihdettaessa kiskon jäykästä kiinnityksestä rakenteeseen pelkkojen avulla tehtävään kiinnitykseen, jossa joustavuus kasvaa hiukan. Se, kuinka paljon sysäyslisää voitaisiin pienentää verrattuna siltapelkoin varustettuun kanteen, on eri asia. Valistuneella arvauksella ja tämän tutkimuksen myötä kehittyneellä asian ymmärryksellä kysymys on kuitenkin vain muutamista prosenteista, koska sepelitukikerroksen myötä sysäyskerroin pienenee noin 10 % verrattuna siltapelkkakanteen. Tämä on siis sysäyskertoimen pienenemisen todennäköinen yläraja siirryttäessä puupelkkakannesta joustomassarakenteilla saneerattuun kanteen.

Tukikerrosta vastaava vaimennus voidaan joustomassarakenteilla hyvinkin saavuttaa harmonisissa ja iskevissä kuormissa. Tämä ei kuitenkaan riitä sysäyskertoimen pienentämiseen tukikerroksellista siltaa vastaavaksi, koska tukikerroksellista siltaa vastaavissa sysäyskertoimissa on huomioitu tukikerroksen suuri massa, joka aikaansaa sillan hitauden ja siten rakenteen kyvyn rajoittaa vastetta.

Kun vanha rautatiesilta saneerataan joustomassarakenteilla, sen ajettavuus paranee. Kiskonkiinnityksen kasvaneen jouston myötä kulku tasoittuu, koska kisko painuu pyöräkuorman alla pidemmältä matkalta. Parantuneen ajettavuuden myötä vanhan sillan nopeusrajoitusta voidaan nostaa, mikäli säilytetyt rakenteet sen sallivat. Yksityiskohdaisia ohjeita sallitun nopeuden nostamiseen ei voida antaa, koska saneerattavat koh-

teet ovat aina yksilöllisiä ja säilytettävien rakenteiden kunnon vaikutuksen huomiointi sillan rakenteiden mitoituskestävyyteen on epäselvä ja hyvin hankala ongelma.

Siltarakenteille aiheutuvan dynaamisen sysäyksen tiedetään kasvavan nopeuden kasvaessa. Tätä ei vanha rakenteiden kuormitusohje [53] ota lainkaan huomioon sysäyskertoimen määrittelyssä vaan kertoimet ovat ”rajoittamattomalla nopeudella”. Standardissa SFS-EN 1991-2 [51] on esitelty vuokaavio-menetelmä, jonka perusteella voidaan arvioida erillisen analyysin tarvetta rakenteelle syntyvän dynaamisen kuorman suuruuden määrittämiseksi.

Standardissa [51] esitettyä menetelmää voidaan ainakin siinä tapauksessa soveltaa korjauskohteessa, jos päällyspalkisto sillasta uusitaan ja mitoitetaan kyseisen standardin mukaisesti, esimerkiksi vanhat ristikot säilyttäen. Säilytettävien rakenteiden dynaamiset ominaisuudet voidaan tässä tapauksessa tarkastaa riittävillä varmuuksilla huomioituna standardin menetelmillä. Tällöin nopeudennosto on mahdollinen aina 200 km/h asti. Tätä suuremmat nopeudet siltarakenteilla vaativat aina erillisen dynaamisen analyysin. [51]. Vaimennetut kiskotusjärjestelmät itsessään kestävät suuriakin nopeuksia aina 300 km/h asti. Niitä on käytetty Euroopassa ja muualla maailmassa suurinopeuksisten luotijunaratojen silta- ja muissa kiintoraiderakenteissa.

Rautatiesillan siirtymärakenteet ja sillan päiden liittyminen penkereeseen ovat tukikerroksettoman sillan ajettavuuden parantamisen kannalta tärkeässä asemassa. Jäykkyyseroa suurempi ongelma on syntyvä painumaero tulopenkereen ja sillan välillä. Vallitsevaa jäykkyyseroa on yksinkertaista kompensoida massojen jäykkyyttä muuttamalla. Sillan päätyyn syntyvän siirtymäeron hallitseminen on monimutkaisempaa tukikerroksettoman sillan kiintoraiteen ja ympäröivän radan ratapenkereen rajapinnassa. Huolellinen sillan päädyn rakenteiden toteuttaminen ja sitä kautta painuman ennaltaehkäisy ovat avainasemassa pitkäaikaiskestävyyden parantamisessa.

Sillan ajettavuutta ei voida parantaa moderneilla joustomassarakenteisiin perustuvilla menetelmillä, mikäli siirtymärakenteiden laatu jää vaillinaiseksi. Nykyisellään siirtymärakenteet ovat nousseiden nopeuksien kannalta liian lyhyitä. Tutkimuksessa esitellyistä - muualla maailmassa käytetyistä - tukikerroksettomien rautatiesiltojen siirtymärakenteista voidaan havaita Suomessa käytettyihin nykyisiin siirtymärakenteisiin verrattuna niiden suurempi pituus, jolloin alustan jäykkyys- ja siirtymäero tasaantuvat pidemmällä matkalla. Tämän lisäksi siirtymärakenteissa on käytetty useita toisiaan tukevia menetelmiä pitkäaikaiskestävyyden parantamiseksi.

Eräs keino vähentää tukikerroksettoman sillan päässä ilmenevää problematiikkaa voisi olla raiteen jatkaminen kiintoraiteena tai paalulaattana sillan ulkopuolelle ja toteuttaa siirtymärakenne etäämmälle sillasta. Näin menetellen kaikki sillan ja maan yhteistoiminnasta sekä sillan kiintoraiteen ja ympäröivän radan yhteistoiminnasta johtuvat ilmiöt eivät tapahdu samassa kohtaa sillan päässä.

Rakentaminen koetaan perinteisesti hyvin konservatiivisena teollisuudenalana, jossa perinteisten menetelmien arvostus ja muutosvastarinta ovat läsnä hyvin vahvoina ja liian suuret muutokset käytettyihin menetelmiin aiheuttavat lähes aina epäilyjä. Siten on oletettavissa, että kehityskulku tukikerroksettomien rautatiesiltojen yleistymisessä Suomen rataverkolla tapahtuu samanlaisen siirtymäprosessin kautta kuin Hollannissa. Hollannissa kehityskulku tukikerroksettomissa silloissa on edennyt puupelkoista suorakiinnitykseen ja siitä myöhemmin ERS-rakenteeseen. Näin ollen ei ole tehty liian suurta harppausta heti, vaan rakentamisessa on ensin päästy eroon ongelmalli-

sista puuosista säilyttäen kuitenkin diskreetti kiskonkiinnitys ja myöhemmin on siirrytty jatkuvaan kiskonkiinnitykseen.

Tutkimuksen yhteydessä tehdyn alustavan ja suuntaa-antavan taloudellisuusvertailun mukaan suorakiinnitys tulee olemaan nykyhinnoilla edullisin vaihtoehto tukikerrosettoman sillan toteuttamiseen. Terässiltojen osalta tämä on tarkastelussa pelkkoihin perustuvaa kiinnitystä edullisempi. Teräsbetonisillan tapauksessa suorakiinnityksellä varustettu kansi ei kustannusvertailussa sepelitukikerrokselliselle pärjää ja onkin lähes samalla viivalla ERS-rakenteen kanssa. Suorakiinnityksen menestys kustannusvertailussa terässillan tapauksessa johtuu helposta huollettavuudesta sekä mahdollisuudesta vaihtaa kisko muuta rakennetta rikkomatta. ERS-rakenteen tappioksi vertailussa koitui kiskonvaihdosta johtuva rakenteen uusiminen ja siitä johtuvat kustannukset, vaikka kiskojenvaihtosykli kulumisen vähentymisen myötä tällä rakenteella piteneekin.

Teknisestä näkökulmasta ERS-kiskonkiinnityksen yleistymistä saattaa myös jarruttaa rakenteen erityispiirteiden aiheuttamat muutokset sillan ja radan yhteisvasteeseen pitkittäisten kuormien ja muodonmuutosten osalta. Perinteisellä liikuntasuomoin varustetulla sillalla ERS-rakenteelle yhteen saumaan ilman kiskonliikuntalaitetta sallittu liikepituus tulee hyvin äkkiä vastaan muilta osin potentiaalisissa sovelluskohteissa. Joskin sallittua liikepituutta voidaan pidentää erikoisrakenteita käyttäen. Rautatiesiltojen uudisrakentamisessa ERS-rakenteella on paremmat menestymismahdollisuudet teknisten seikkojen pohjalta, koska tällöin kiskonkiinnityksen erityispiirteet muun siltarakenteen kannalta voidaan paremmin huomioida suunnittelussa alusta pitäen. Toisaalta suorakiinnityksen menestyksen puolesta puhuu sen edullinen hinta verrattuna ERS-rakenteeseen, jonka hinta on ilmeisesti kilpailun vähäisyyden vuoksi vielä suhteellisen korkea. (varsinkin ensimmäisissä kohteissa hinta oli korkea, koska hankintaa ei kilpailutettu). [1]

Eri vaihtoehtojen taloudellisuusvertailua vaikeutti liikennekatkon hinnoittelun hankaluus. Liikennekatkon aiheuttamaa haittaa raideliikenteelle ei ole erikseen hinnoiteltu. Selvää kuitenkin on, että tulevaisuudessa, mikäli raideliikenteen kehitys Suomessa tapahtuu vastaavalla tavalla kuin muualla maailmassa, ovat radalle saatavat liikennekatkot entistä lyhyempiä ja niitä on saatavilla entistä harvemmin. Tämä kannustaa kehittämään työmenetelmiä sekä huoltovapaita rakenteita.

8.2 Jatkotutkimustarve

Koska aiheen tutkimus on Suomessa jäänyt suhteellisen vähälle, on työn puitteissa noussut esiin jatkotutkimustarpeita seuraavista aiheista:

Kokeellinen tutkimus joustomassoilla saneeratun terässillan dynaamisesta käyttäytymisestä. Tutkimuksessa voitaisiin tutkia joustomassoilla toteutetun kiskonkiinnityksen ja vaimennuksen vaikutusta koko siltarakenteen dynaamiseen käyttäytymiseen todellisessa kohteessa. Menetelmänä voitaisiin käyttää sillan instrumentointia tärinämittarein ja kiihtyvyyssanturein ja mittauksia tehdä sekä ennen ja jälkeen saneerauksen todellisen junaliikenteen ajaessa ylitse. Tällä tavalla voidaan arvioida myös lämpötilan vaikutusta värähtelyn sekä iskujen siirtyvyyteen rakenteille.

Tällaisella tutkimuksella yhdistettynä dynaamiseen FEM-analyysiin voitaisiin aikaansaada myös tarkempaa tietoa erilaisten rakenteiden dynaamisesta käyttäytymisestä;

esimerkiksi siltarakenteen vaimennuksesta. Tuloksia voitaisiin hyödyntää tutkimuksessa sysäyslisän määrittämiseksi joustomassarakenteilla saneeratuille tai uusille joustomassarakenteilla varustetuille kansille.

Myös raidemelun muutosta voidaan mitata siltapaikalla ennen ja jälkeen saneerauksen. Vanajaveden sillan saneerauksen yhteydessä mitattiin ainoastaan pelkkojen alle asennetun joustomassan painumaa junakuorman alla. Sekä aistinvaraisesti havainnoitiin raidemelun pienentyneen. Näistä tuloksista ei jatkokehityksen kannalta ole juurikaan hyötyä, koska sama kvasistaattinen raiteen painuminen joustomassan puristuessa voitaisiin suorittaa laboratorioissa.[17]

Siirtymärakenteet ja niiden kehittäminen. Siirtymärakenteet ovat ongelmallinen rajapinta infra-, geo- ja sillansuunnittelijan vastuualueiden välissä. Usein siirtymärakenteet jäävät liian vähälle huomiolle sillansuunnittelussa. Junaliikenteen nopeuden kasvassa siirtymärakenteiden toteuttamiseen sillan päissä täytyy kiinnittää entistä enemmän huomiota. Tämä koskee niin tukikerroksettomien kuin tukikerrokseellisten rautatiesiltojen siirtymärakenteita. Siirtymärakenteiden osalta tulisi tutkia riittävä pituus eri raidetyyppien (kiintoraide / sepeliraide) liittyessä rautatiesiltarakenteeseen. Aihetta tulisi lähestyä myös pitkäaikaiskestävyyden kannalta, miten saataisiin aikaan mahdollisimman elinkaaritehokas siirtymärakenne.

Siirtymärakenteita koskien jatkotutkimuksessa on syytä huomioida elinkaaritehokkuuden lisäksi myös työmaatekniikan sekä korjausrakentamisen kehittäminen. Esimerkiksi siirtomenetelmällä rakennettaessa siirtymärakenteiden tekemiseen ei ole kannan siirron liikennekatkon rajallisuudesta johtuen liiemmin aikaa.

Tukikerroksettomien tyypisiltojen kehittäminen. Tukikerroksettomat tyypisillat olisivat vakiojännemittaisia - suhteellisen lyhyitä - terässilloja, joissa kiskot olisivat kiinnitetyt esimerkiksi ERS-kiskonkiinnityksellä tai sitten suorakiinnityksellä. Siltakannen etuna olisi elementtirakentamiselle tyypillinen monistettavuus ja korkea esivalmistusaste. Tällaisia siltakansielementtejä voisi olla useata eri jännemittaa ja siltapaikan maa- ja välituet sovitettaisiin näiden mukaan. Siltakansielementin vaihtaminen käyttöään päättyessä olisi suhteellisen yksinkertaista; vanha kansi korvattaisiin samanlaisella uudella. Vanhat teräksiset tyypikannet voitaisiin saneerata tehdasoloissa ja käyttää uudelleen sopivassa kohteessa.

Tukikerroksettomien siltojen käyttäytyminen suurnopeusjunaliikenteen radalla. Tutkimuksessa hyödynnettäisiin FEM-simulaatioita, jossa mallinnettaisiin suurnopeusjunia (massat, jousitukset ja telit huomioituna) ja näitä ajettaisiin simulaatiossa siltarakenteen yli eri nopeuksilla. Tutkimuksessa voitaisiin selvittää siltakannen vastetta eri päällysrakenteilla. Mahdollisesti voitaisiin myös mallintaa saneeratun sillan käyttäytymistä sekä siirtymärakenteiden toimintaa tällaisella kuormituksella.

Riittävästä simulaatio-tulosdatasta eri jännemitoilla sekä rakenteilla olisi mahdollista – mahdollisten kenttämittausten tukemana - vetää johtopäätöksiä sysäyskertoimen suuruudesta tukikerroksettomilla joustomassarakentein toteutetuilla silloilla. Kattavasta simulaatiolla aikaansaadusta tilastollisesta aineistosta voitaisiin esimerkiksi sovittaa sysäyskerroin jännemitan funktioksi eri rakenneosille.

Suomen rautatiesiltarakenteisiin soveltuvan ERS-rakenne-elementin optimointi. Hollannissa vaimennettuihin kiskonkiinnityksiin erikoistunut materiaalitoimittaja Edilon-Sedra on yhdessä Heerema-teräsyhtiön kanssa kehittänyt - tässäkin työssä esitelty -

levyrakenteisiin elementteihin perustuvan Silent Bridge® -konseptin. Suomen olosuhteisiin kehitettävän elementtirakenteen kehityslähtökohdat olisivat hieman toiset:

- 1) Elementin kiinnitys vanhoihin siltarakenteisiin k/k 1800...2000 mm kannattajiin raideleveyden ollessa 1524 mm ja kuormien poikittainen siirtäminen.
- 2) Meluntorjunta ei olisi kaikissa saneeraustapauksissa välttämätön, joten levy-paksuuksia voitaisiin ohentaa Silent Bridge ® -konseptiin mukaisiin elementtiratkaisuihin verrattuna. Esimerkiksi asumattomalla seudulla olevan teräsilan saneerauksessa.
- 3) Elementti, joka kiinnitettäisiin suoraan esimerkiksi säilytettäviin ristikoihin tai levypalkkipääkannattajiin tehtäviin konsoleihin ilman poikki- ja sekundääripituuskannattajia.

Rakenteen kehittäminen ja kaupallinen hyödyntäminen on mahdollista, koska patenttia tai mallisuoja ei tämänlaiselle rakenteelle ole [4]. Erilaisia variaatioita rakenteista voidaan toteuttaa lähes rajattomasti, koska erilaisia kannattajia ja ERS-kouruja voidaan yhdistellä hyvin monella tavalla.

Lähteet

Henkilöhaastattelut

- [1] Esko Matela. RI, haastattelut 7/2010-8/2011
- [2] Kyriaki Chatziskoulidi, System Development Manager, Edilon)(Sedra 04/2011-06/2011 Sähköpostihaastattelu
- [3] Jorma Pesonen. RI haastattelut 7/2010-8/2011
- [4] Edilon)(Sedra-delegaation vierailu Suomessa 11/2010: Mats Frantzich (Sales Engineer) Gerrien van der Houwen (Manager Research and development), Michel Vlak (Sales Manager). Pasila 19.11.2010, haastattelu.
- [5] Janne Wuorenjuuri. DI, Siltaryhmän päällikkö, VR Track Oy, puhelin- ja sähköpostihaastattelu 9.9.2011

Kirjallisuuslähteet

- [6] Rautatiesiltojen hallintaraportti 2009. VR-rata, rautatiesuunnittelu.
- [7] Siltojemme historia. Helsinki, 2004, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 525 s.
- [8] Wuorenjuuri J. 2010, Miksi silta on riskisilta?. Rata-2010 Seminaari, Jyväskylä 26.-27.1.2010, Seminaariesitys.
- [9] Elfgren L., Enochsson, O., Puurula, A., Nilimaa, J., Töyrä, B.; Preliminary Assessment of Finnish Railway Bridges. Luulaja 2009, Luleå Railway Research Centre, JVTC, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology. Saatavilla: www.rhk.fi
- [10] Outinen, H., Salmi, T.; Lujuusopin perusteet Tampere 2004, Pressus Oy. 464 s.
- [11] Lahti, O., Junan pyörävikojen havainnointi raiteeseen asennetulla mittalaitteella. Helsinki 2008 Ratahallintokeskuksen julkaisuja A12/2008. 90 s. + 2 liit.
- [12] Rata 2000 -ratatekniikka seminaari 9.-10.2.2000, Luentomoniste, Vilho Roos, Oy VR-Rata Ab
- [13] Hanski, M., Raidemelun vaimentaminen kiskoon kiinnitettävien vaimennuselementein. Diplomityö. Espoo 2004. Teknillinen Korkeakoulu, Sähkö- ja tietoliikennetekniikan osasto 40 s.
- [14] Thompson D., Railway Noise and Vibration: Mechanisms, Modelling and Means Of Control. Oxford 2009, Elsevier Ltd. 518 s.
- [15] Roos, V., Matela, E. 1997. Rautatiesillan rakentaminen siirtomenetelmällä. Rakennustekniikka 1997, 2, s. 30-31

- [16] Oy VR-Rata Ab, Rautatiesuunnittelu, Siltaryhmä: Siltojen huolto- ja korjausopas SILTA - HULKO: Siltojen korjaussuunnittelussa sovellettavat siltojen huoltokorjauksen laatuvaatimukset, Ratahallintokeskus.
- [17] Hämäläinen, R., 1998. Vanajaveden ratasilta – uusi askel. Rautatietekniikka 1998, 4, s. 20-21
- [18] Quinn A., Hayward M.; Full-Scale Aerodynamic Measurements Underneath A High Speed Train, BBAA VI International Colloquium on: Bluff Bodies Aerodynamics & Applications, Milano, Italy, 2008. Department of Civil Engineering, University of Birmingham, UK.
Saatavilla: <http://www.railway.bham.ac.uk/documents/QuinnHayward.pdf>.
- [19] Tuominen M., Rautatieinfrastruktuurin elinkaarikustannukset. Helsinki 2004, Ratahallintokeskuksen julkaisuja A3/2004. 130 s. + liitt.
- [20] Salmi T., Virtanen, S.; Materiaalien mekaniikka 1. painos. Tampere 2008, Pressus Oy. 413 s.
- [21] Kehäradan kiintoraideselvitys, Ratahallintokeskus, Rataverkko-osasto. Helsinki 2008. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A17/2008. 88s. 2 liitettä.
- [22] de Man, A.P., Pin-pin resonance as reference in determining ballasted railway track vibration behaviour, Delft, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Railway Engineering group. WWW-dokumentti, saatavilla: <http://heron.tudelft.nl/45-1/5.pdf>
- [23] Hämäläinen, R., 2000. Ratapölkkyjen asennus silloille Icosit-joustopölkkyillä. Siikaneews 2000, 7, s. 14-15
- [24] Siltaeurokoodien koulutus - Betonirakenteet ja geosuunnittelu 2.-3.12.2009 TKK, koulutusmateriaali, RIL r.y.
- [25] Esveld, C., Modern Railway Track, second edition, Delft 2001, Zaltbommel: MRT-Productions. 654 s.
- [26] Kerokoski O., Rautatiesillan ja maan yhteistoiminta, kirjallisuustutkimus. Tampere 2005. Tampereen Teknillinen Yliopisto, Maa- ja pohjarakenteiden laitos. 109 s. Saatavilla: <http://www.tut.fi/units/rak/mpr/julkaisut/Tutkimus-Rautatiesilta.pdf>. Viitattu 17.6.2011
- [27] Rail Vehicle Dynamics, E. Andersson, Mats Berg, Sebastian Stichel, Tukholma 2005, Railway Group KTH
- [28] Smith, J.W., Vibration of Structures – Applications in civil engineering design, Lontoo 1988, Chapman and Hall Ltd.
- [29] MSc. Thesis. Guillaume Gillet; Simply supported composite railway bridge: a comparison of ballasted and ballastless track alternatives; Case of the Banafjäl Bridge, KTH, Tukholma, Ruotsi 2010

[30] Salmi, T., Rakenteiden dynamiikka, Luentomoniste. Tampere 2003. Tampereen Teknillinen Yliopisto / Koneosasto / Teknillinen Mekaniikka ja Optimointi 2003.

[31] Ledezma-Ramirez, D.F., Ferguson, N.S. & Brennan M.J.; Transient Vibration of single degree of freedom systems, Tutkimusraportti. Southampton 2005. University of Southampton / Institute of Sound and Vibration Research 2005.
Saataavilla: <http://www.isvr.soton.ac.uk/STAFF/Pubs/Pubpdfs/Pub7815.pdf>

[32] Suiker A.S.J., Esveld C., Stiffness transition subjected to an instantaneous moving load passage, Proceedings of the Sixth International Heavy Haul Railway Conference, Capetown, South Africa.

[33] SSF Ingenieure AG Consulting Engineers: Slab track systems on different sub-structures.
Saataavilla:
http://www.ssf-ing.de/index.php?id=64&no_cache=1&file=124&uid=229&L=2
Viitattu: 16.06.2011

Materiaalivalmistajien tuote-esitteet ja ohjeet

[34] Edilon Corkelast VA60, Edilon)(Sedra bv, Haarlem, Alankomaat / Deltahansa Oy, Suomi. Julkaistu 5.3.2009. Data Cork Va-60 (GB) 070518 rev 5. 8 s. Tuote-esite.

[35] Trackelast – Basepalte Pad (BPP), Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat. Tuote-esite.

[36] Sylodyn® NE Product datasheet, Getzner Werkstoffe GmbH 01-2008, Tuote-esite.

[37] Frans Klösters: Ballastless track in the Netherlands; Historical Overview of the developments and practical experiences with ballastless track in the Netherlands. ProRail presentation at Edilon)(Sedra b.v. Haarlem for VR-Track delegation 6.7.2007

[38] Edilon Corkelast – Upotettu kiskojärjestelmä HR 60E1-MS, Edilon)(Sedra bv / Deltahansa Oy Julkaistu: 11.11.2008. DATA ERS HR 60E1-MS (GB) 080429 rev 01 4 s. Tuote-esite

[39] Edilon Corkelast – Embedded Block System (EBS), Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat. Tuote-esite.

[40] Trackelast - Floating Slab Track (FST): Mats, Strips and Bearings, Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat. Tuote-esite.

[41] Vossloh fastening systems: Rail fastening systems for ribbed plates, System KS. SystemKS_GB.pdf, tuote-esite, WWW-dokumentti.
Saataavilla: <http://www.vossloh-fastening-systems.com/> . Viitattu 22.3.2011

[42] Edilon Corkelast® Embedded rail system –Guideline for Bridge Design, Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat 2008. DATA ERS Bridge design (GB) 080317 rev 00. 10 s.

[43] Rhodes D., Coats B, Resistance to rail creep – what do rail fastenings really have to do? Pandrol Ltd

[44] Edilon Corkelast – Embedded Rail System – Embedded Expansion Joints and Devices, Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat. Julkaistu: 25.3.2008. Data ERS Expansion Joints (GB) 080316 rev 00.

[45] Thompson D., Woodward P.; Track Stiffness Management Using the XiTRACK GeoComposite, Journal of The Permanent Way Institution Volume 122 Part 3, September 2004. Saatavissa: <http://www.xitrack.com/paper3.pdf>

[46] Edilon Direct Fastening Systems (EDF), Edilon)(Sedra bv , Haarlem, Alankomaat. Tuote-esite.

Ohjeet ja normit

[47] TRAFI/14473/03.04.02.00/2010. Rautatiemääräys: Määräys radan rakenteesta ja kunnossapidosta, Liikenteen turvallisuusvirasto TraFi. Saatavilla: <http://www.finlex.fi/data/normit/35207-TRAFI14473.pdf>. Viitattu 17.6.2011

[48] Ratatekniset ohjeet osa 19: Jatkuvakiskoraiteet ja -vaihteet. Ratahallintokeskuksen julkaisu. Saatavilla: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_19_jatkuvakiskoraiteet_vaihteet.pdf. Viitattu 17.6.2011

[49] Ratatekniset ohjeet osa 8: Sillat. Ratahallintokeskuksen julkaisu. Saatavilla: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_8_sillat.pdf. Viitattu 17.6.2011

[50] Ratatekniset ohjeet osa 11: Radan päällysrakenne. Ratahallintokeskuksen julkaisu. Saatavilla: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_11_radan_paallysrakenne.pdf. Viitattu 17.6.2011

[51] Standardi SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2 Siltojen liikennekuormat

[52] Liikenneviraston ohjeita 23/2010 Eurokoodin sovellusohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 (5.11.2010)

[53] RIL 144-1990 Rakenteiden kuormitusohjeet, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. , Helsinki 1983, lisäpainos 1990

Muut

[54] Moerdijk Bridge Photo report. Valokuvaraportti Moerdijkn ratasillan saneeraustyöstä, Edilon-Sedra

[55] Tampereen henkilöratapihan asemajärjestelyjen rakennussuunnitelma, A-Insinöörit Suunnittelu Oy, Silta- ja taitorakenteiden yksikkö.

[56] Risto Ollila, Esko Matela, Raimo Hämäläinen: Oy VR-Rata Ab:n ja Edilon)(Sedran edustajien välinen neuvottelu Hollannissa v. 2006. Muistiinpanot, kysymykset ja vastaukset

[57] Kuortaneentien alikulkusillan Suunnitelmapiirustukset, Ramboll Finland Oy

[58] Matela, E., Pesonen, J., Vaakasuorien teräsponttien käyttö rautatiesiltojen ja pengerlaattojen siirtymärakenteissa sekä pelkkänä pengerlaattana. Aloite / kehitysehdotus Oy VR-Rata Ab 31.8.2002, rautatiesuunnittelu, siltaryhmä.

[59] Paimiojoen ratasillan suunnitelmapiirustukset, A-Insinöörit Suunnittelu Oy, Silta- ja taitorakenteiden yksikkö.

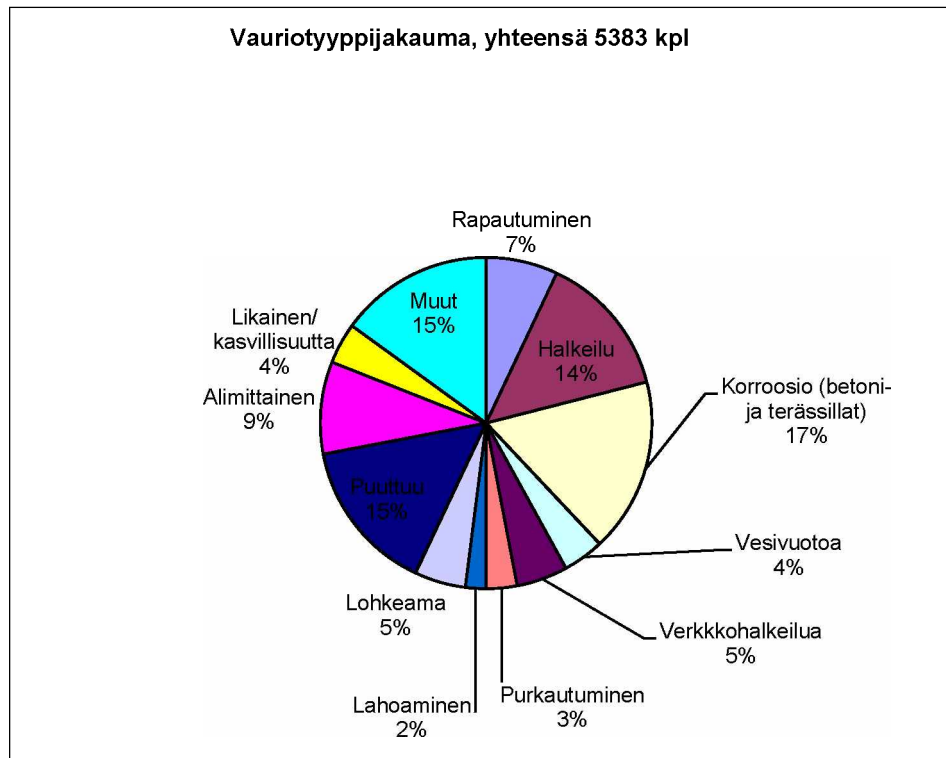
[60] Kruunukylänjoen ratasilta: Siltapelkkojen uusiminen, kustannusarvio, Matela Esko / Oy VR-Rata Ab 2009, rautatiesuunnittelu, siltaryhmä.

[61] Tilastot tutkituista raideliikenteen onnettomuuksista, Onnettomuustutkintakeskuksen Internetsivu, saatavissa:
<http://www.onnettomuustutkinta.fi/Etusivu/Tutkintaselostukset/Raideliikenne>, viitattu 2.8.2011

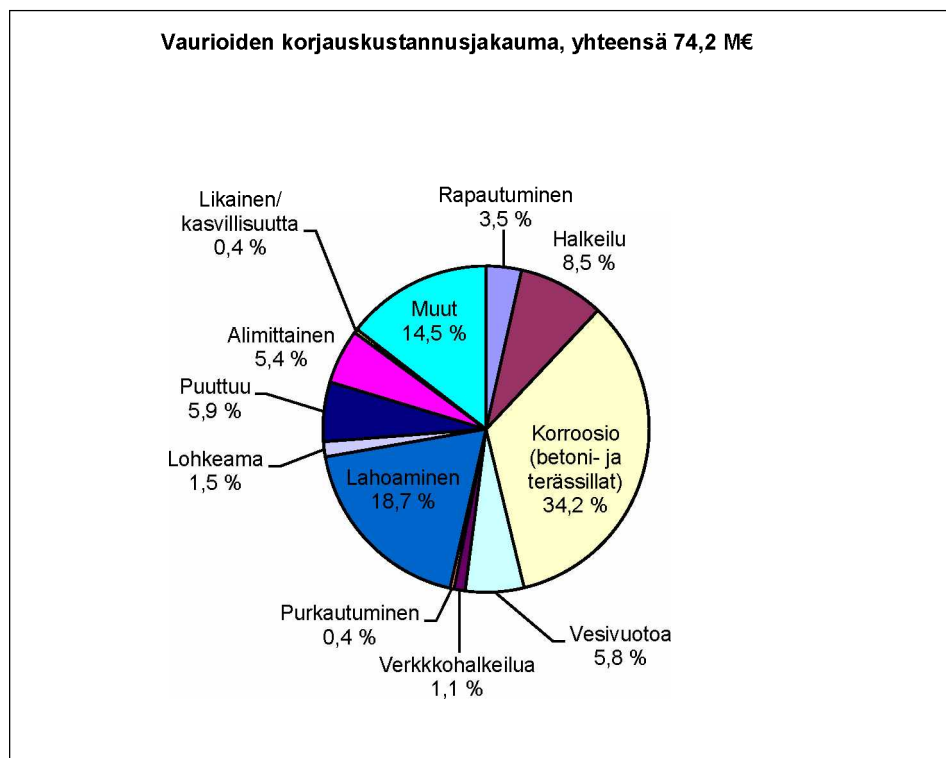
[62] RO-laskentapohja, Infranet. 2010

Kuvalähteet niiltä osin, kun eivät liity edellä esitettyihin lähteisiin

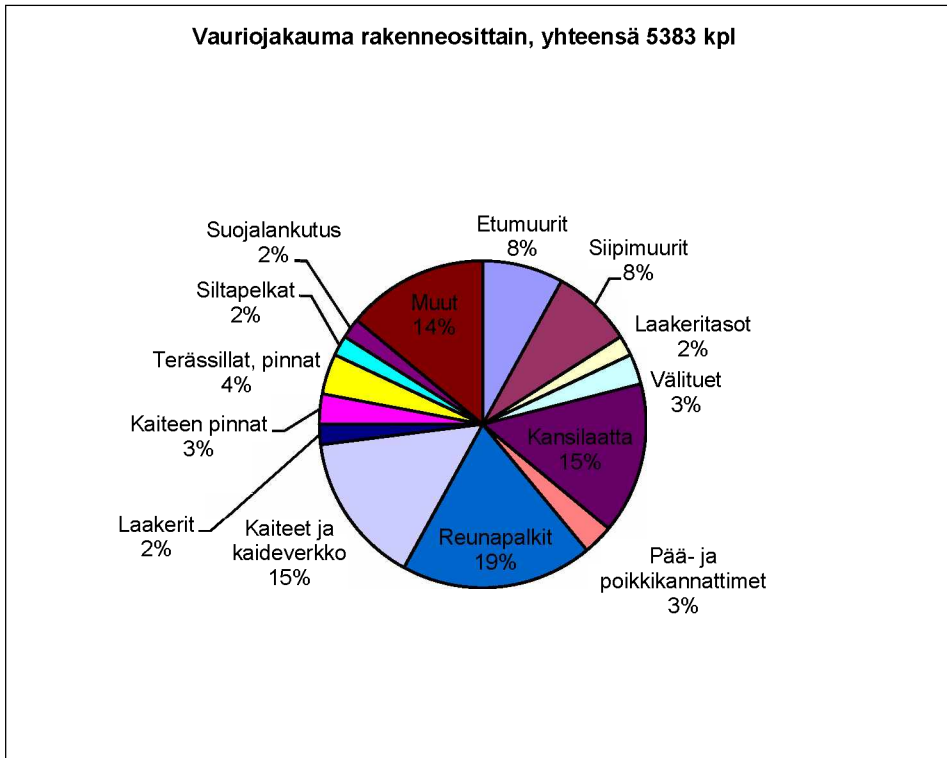
Kuva 3.3	Janne Wuorenjuuri / VR Track Oy
Kuva 4.4	Paul Macioce, Roush Industries, Inc. (artikkelissa: Viscoelastic Damping 101)
Kuva 4.7	Getzner Werkstoffe GmbH
Kuva 5.3	Mauri Kuvaja / A-Insinöörit Suunnittelu Oy
Kuva 5.5	Edilon-Sedra
Kuva 5.9	Edilon-Sedra
Kuva 5.12	Edilon-Sedra
Kuva 5.14	Edilon-Sedra
Kuva 5.15	Edilon-Sedra
Kuva 6.10	a) Edilon-Sedra



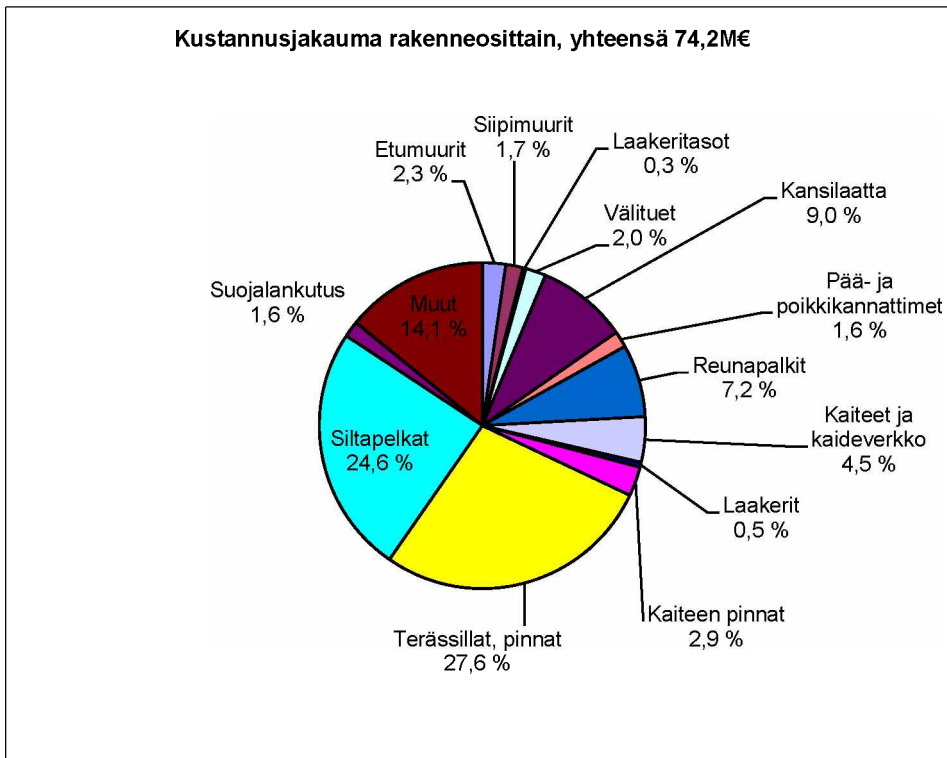
Kuva 1 2003-2009 kirjatut ja korjaamatta olevat vauriot vauriotyypeittäin [6, s.30]



Kuva 2 Vauriotyyppien korjauskustannusjakauma [6, s.30]



Kuva 3 2003-2009 kirjatut ja korjaamatta olevat vauriot rakenneosittain. [6, s.31]



Kuva 4 Rakenneosien korjauskustannusjakauma [6, s.31]

TYÖVAIHEAIKATAULU YKSIRAITEINEN SÄHKÖISTETTY VILKASLIIKENTEINEN RAIDE
3-Aukkoinen betonikantainen ulokelaattasilta siirtomenetelmällä

VALMISTELEVEAT TYÖT	1. Työmaatie siitakohteelle 10 pv				
	Ma 28.02.2011-Pe 11.03.2011				
	2. Kaapelien ja putkien esiinkaivu yms. 5 pv				
	Ma 14.03.2011-Pe 18.03.2013				
	3. Työpenkereiden teko raiteiden molemmille puolille 10 pv				
	Ma 14.03.2011-Pe 25.03.2013				
	4. Erotusjakson asentaminen 3 pv				
	Pe 25.03.2011-Su 27.03.2011				
	5. Välitukien putkipaalutukset, siirtoradan, - Yksittäinen liikennekatko (4h) uuden sillan telineen ja siirtymärakenteiden paalutukset 20 pv				
	Ma 28.03.2011-Pe 29.04.2011				
	6. Sillan siirtoradan paalutukset				
	To 28.04.2011 (liikennekatko 4 h) Pe 29.04.2011 (liikennekatko 4 h)				
7. Sillan tukipilarien raudoitus 3 pv					
Ma 02.05.2011-Ke 04.05.2011					
8. Sillan tukipilarien betonointi 3 pv					
Ke 04.05.2011-Pe 06.05.2011					
9. Uuden sillan telineen ja muoŕin teko 15 pv					
Ma 02.05.2011- Pe 21.05.2011					
10. Uuden sillan raudoitus 10 pv					
Ma 16.05.2011- Pe 28.05.2011					
11. Uuden sillan betonointi 1 pv					
Ma 30.5.2011					
12. Uuden sillan varustelu siirtoa varten 25 pv					
Ma 06.06.2011-Pe 01.07.2011					
SILLAN SIIRTOKATKO	13. uuden sillan siirto paikoilleen	<u>Tukikerroksellinen</u>	<u>Tukikerrokseton</u>		
	1. Kiskoŕen katkaisu sillan kohdalta junaliikenteen raissa	Pe 01.07.2011	Pe 01.07.2012		
	2. Raidevaraus -Siirtokatkon pituus	La 02.07. klo 10.00 - Su 03.07.2011 klo 00.30	La 02.07.2011 klo 10.00-16.00		
		YHT. 13 h	YHT. 7 h		
	3. Kiskoŕen ja pölkkyŕen poisto	La 02.07.2011 klo 10.00 - 11.30	1h 30 min	La 02.07.2011 klo 10.00 - 11.00	1 h
	4. Silta- ja siirtokaivantoŕen rakentaminen	La 02.07.2011 klo 10.15 - 12.45	2 h 30 min	La 02.07.2011 klo 10.15 - 11.45	1h 30 min
	5. Siirtoratoŕen rakentaminen	La 02.07.2011 klo 11.30 - 16.00	4 h 30 min	La 02.07.2011 klo 10.30 - 13.30	3 h
6. Sillan siirto	La 02.07.2011 klo 16.00 - 18.00	2 h	La 02.07.2011 klo 13.30 - 15.30	2 h	
7. Ratatyöt ja liikenteelle otto	La 02.07.2011 klo 18.00- 23.00	5 h	La 02.07.2011 klo 15.30 - 17.00	1 h 30 min	
LOPPUTYÖT	14. Siirtymärakenteiden rakentaminen*				
	La 09.07.2011 klo 10.00-16.00 (6 h)	-Lyhyt liikennekatko			
	15. Rataan liittyvät viimeistelyt				
Su 10.07.2011 - Pe 16.07.2011	-Raiteen tuenta sillan päissä -Kiskoŕen jatkuvaksi hitsaus -Erotusjakson poisto				
La 16.07.2011					
16. Alittavan tien rakentaminen sekä sillan kaiteiden yms. asentaminen					
Ma 04.07.2011 - Pe 30.09.2011					

* Voidaan toteuttaa tukikerroksellisen sillan kohdan 13.7. "Ratatyöt ja liikenteelle otto" yhteydessä, jolloin sillan siirtokatkoa on varauduttava pidentämään noin tunnilla.

TYÖVAIHEAIKATAULU YKSIRAITTEINEN SÄHKÖISTETTY VILKASLIIKENTEINEN RAIDE

3-Aukkoinen betonikantainen silta siirtomenetelmällä

Siirtokatkon aikataulu

	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-00	00-01	01-02
TUKIKERROKSELLINEN (13 h)																
Kiskojen ja pölkkyjen poisto (1,5 h)																
Silta- ja siirtoratakaivojen kaivu (Kv -1,75m) (2,5 h)																
Siirtoratojen rakentaminen+tunkkauskalusto (4,5 h)																
Sillan siirto (2h)																
Ratatyöt ja liikenteelle otto (5 h)																
TUKIKERROKSETON (6 h)																
Kiskojen ja pölkkyjen poisto (1 h)																
Silta- ja siirtoratakaivojen kaivu (Kv -1,2m) (1,5 h)																
Siirtoratojen rakentaminen+tunkkauskalusto (3 h)																
Sillan siirto (2h)																
Ratatyöt ja liikenteelle otto (1,5 h)																

*Siirtymälaattojen asennus sillan päihin tehdään erillisen katkon aikana

Kustannusvertailua erilaisten päällysrakennevaihtoehtojen välillä

Esimerkkisilta L=30 m

Vilkasliikenteinen rataosuus 15-20Mbrt / vuosi

Kustannusvertailu on tehty yksinkertaistaen, siten, että vertaillaan päällysrakenteiden rakentamis-, huolto- ja uusimiskustannuksia 50 vuoden aikajänteellä. Vertailussa on huomioitu ainoastaan päällysrakenteeseen välittömästi liittyvät kassavirrat. Siten vertailussa ei ole huomioitu sellaisia huolto- ja muita kustannuksia, jotka liittyvät molempiin vertailtaviin kansityyppeihin. Esimerkiksi terässillan kohdalla sillan kannattajien pintakäsittelyn uusimista ei huomioida, koska se ei varsinaisesti ole päällysrakenteeseen liittyvä huoltotoimi. Täten tämän vertailun puitteissa ei voida suoraan verrata esimerkiksi tukikerroksettoman terässillan taloudellisuutta tukikerroksettoimaan betonisiltaan.

Kustannuksissa on vaihtelua, esimerkiksi toisessa taulukossa kiskoille ilmoitettu hinta 103 €/rm ja toisessa 120 €/rm. Tällaiset erot johtuvat siitä, että tietoja on kerätty eri toteutuneista kohteista ja lähteistä ja tällöin ne pitävät sisällään hieman eri asioita. Esimerkiksi asennus ja työmaan materiaalien siirtämiskustannuksia on jyvitetty joihinkin hintoihin, kun toisissa ne on laitettu esimerkiksi kohtaan 'työt'. Toisaalta osa hinnoista perustuu toteutuneisiin kohteisiin ja osa on teoreettisempaa tietoa erilaisista kustannuslaskentapohjista. Vertailtaessa toteutuneiden kohteiden kustannuksia saatavilta osin teoreettisten kustannuslaskentapohjien tietoihin niiltä osin, missä päällekkäisyyttä ilmenee, voidaan todeta kustannusarviointiin käytettävien hinnastojen pitävän melko hyvin paikkansa.

Taulukko 1 Päällysrakenteen eri osien elinkaaria

	Elinkaari	yks.
Sepeli R1/R2	350	Mbrt
Kisko 60 E1	450	Mbrt
Kisko 54 E1	300	Mbrt
Betonipölkky	40	vuotta
Puupölkky	20	vuotta

Oletukset:

ERS-rakenteet:

- ERS-rakenteen käyttöikä on 30 vuotta, jolloin kiskon käyttöikä on lopussa ja kisko täytyy vaihtaa. ERS-rakenteen yhteydessä on kiskon kuluminen oletettu vähäisemmäksi, kuin perinteisillä vaihtoehdoilla.
- ERS-rakenteen huoltokustannukset noin 20–30 % vastaavasta tukikerrokseksen raiteen huoltokustannuksista. [25]

Suorakiinnityksellä varustettu kansi:

- Huoltokustannukset vastaavat kuin ERS-kannella eli noin 20–30 % vastaavasta tukikerrokseksen raiteen huoltokustannuksista.
- Käyttöikäksi suorakiinnityksen osille oletetaan 40 vuotta. Kisko menee myös vaihtoon uusittaessa kiskonaluslevyt.
- Korjattaessa tällaista kantta täytyy betonipinta valmistella vastaavasti kuin uutta rakennettaessa. Vanhat liimatut / valetut joustomassat täytyy poistaa

sekä puhdistaa ja primer-käsitellä pinta. Hinta oletetaan kutakuinkin samaksi uudis- ja korjauskohteessa.

Teräsilta:

- Puurakenteisen siltapelkan käyttöikä siltakannella 20 vuotta
- 2 pelkkaa joudutaan vaihtamaan huonon kuntonsa takia 10 vuoden kohdalla (=3 %). 4 pelkkaa vaihdetaan takia 15 vuoden kohdalla (=noin 5,3 % pelkoista).
- Sillan päällysrakenne vaihdetaan siten 20 ja 40 vuoden kuluttua sillan valmistumisesta
- Työmaa- ja yleiskustannukset ovat 30 % koko hinnasta, kun saneerataan koko kansi. Pölkkyjen hajavaihdossa vastaavat ovat 60 % työn lyhytkestoisuuden yms. vuoksi.
- Teräsilian päällysrakenteen hintatiedot on laskettu Kruunukylänjoen sillan korjaustyön kustannusarviosta rakenneosittain. Hinnat on korotettu indeksiluvulla 115 (2007=100) [60]
- Pelkkojen hajavaihdon kustannus on laskettu RO -laskentapohjan hintatiedoista.
- ERS-rakenne on levymäinen ERS-elementti

Betonisilta:

- Raide täytyy tukea ensimmäisen kerran 7 vuoden kuluttua valmistumisesta, tämän jälkeen tihenevällä tahdilla: 12, 16, 18 vuoden kohdalla, jotta raidegeometria saadaan pysymään.
- Tukikerroksen elinkaari on 20 vuotta, joten koko päällysrakenne vaihdetaan 20 ja 40 vuoden kuluttua valmistumisesta
- Betonisillan ERS-rakenne on toteutettu kannen valussa oleviin betoniuriin (vastaava kuin Kuortaneentien AKS)

Kustannukset uudisrakentamisessa päällysrakennetyypeittäin

Kustannukset ovat vuoden 2010 mukaan, korjattu tarvittavilla kustannusindeksiluvuilla:

Taulukko 2 Sepelitukikerrokseen perustuva päällysrakenne sillalla [3]

Päällysrakenne: Tukikerroksellinen UUSI	
Kiskot	120 € / rm
Ratapölkkyt	120 € / rm
Raidesepeli	50 € / rm
Ratatyöt	10 € / rm
YHT.	<u>300 € / rm</u>
x1,3	390 € / rm

Taulukko 3 Perinteinen tukikerrokseton kansi; kiskot siltapelkkojen päällä

Päällysrakenne: Tukikerrokseton UUSI	
Ratapölkyt 3,0 m	47,74 € / rm
Ratapölkyt 4,2 m	47,3 € / rm
Sekundääripituuskann.	828 € / rm
Koukkupultti	85 € / rm
Vaakapultti	16 € / rm
Vaeltamisenestoteräs	31,5 € / rm
Asennustyö	37,83 € / rm
Kisko	103 € / rm
YHT.	1196,37 € / rm
x1,3	1555,28 € / rm

Kustannukset korjausrakentamisessa:

Taulukko 4 Päällysrakenteen vaihtaminen kokonaisuudessaan sisältää vanhan poistamisen ja uuden kaikkein tarpeeseen. Tukeminen tarkoittaa löyhtyneen tai painuneen tukikerroksen eheyttämistä ja raidegeometrian korjaamista.

Sepelitukikerroksellinen päällysrakenne	
Päällysrakenteen vaihto	
-Kapea silta	593 € / rm
Sepelitukikerroksen koneellinen tukeminen sillalla	1500 € / kerta

Taulukko 5 Kiskojen suorakiinnityksellä varustetun kannen korjausrakentamisen kustannukset

Suorakiinnityksen korjaaminen	
Joustopöytä	308 € / rm
Vanhan poisto	200 € / rm
Kiskonkiinnityslevyt +asennustyö	80 € / rm
Kisko	103 € / rm
YHT.	691 € / rm
x1,3	898,30 € / rm

Taulukko 6 Tukikerroksettoman päällysrakenteen uusiminen laskettu Kruunukylänjoen ratasillan kustannusarvion mukaan.

Tukikerroksettoman kannen uusiminen:	
Siltapelkat 3,0 m	450 € / rm
Siltapelkat 4,2 m	400 € / rm
Koukkupultti	85 € / rm
Vaakapultti	16 € / rm
Vaeltamisenestoteräs	31,5 € / rm
YHT.	1129,88 € / rm
x1,3	1468,84 € / rm

Taulukko 7 Yksittäisen siltapelkan vaihtokustannus sillalla [62]

Siltapelkan hajavaihto:	
-8 h työraossa	579,84 € / kpl
-liikenneaossa	656,64 € / kpl

Taulukko 8 ERS-rakenteen toteuttamiseen liittyvät kustannukset

ERS-rakenteeseen liittyvät kustannukset:	
Materiaalit	550 € / rm
ERS-rakenne	
Työt +normaali betonikansi	240 € / rm
ERS-uusiminen	
Työt+vanhan poisto	200 € / rm
Teräsrakenteet	3 € / kg
-Menekki	500 kg / rm
ERS huoltokustannus	3 € / rm /vuosi

Taulukko 9 Suorakiinnityksellä varustettuun kanteen liittyvät kustannukset

Suorakiinnityksellä toteutettuun rakenteeseen liittyvät kustannukset:		
Joustopinnoitus	308	€ / rm
Vanhan poistaminen, tai pinnan uusiminen	200	€ / rm
Kiskonaluslevyt +asennustyö	80	€ / rm
Betonipinnan valmistelu uudiskohteessa + normaali kansi	240	€ / rm
Terässiltapelkat	350	€ / rm

Taulukko 10 Sillan päiden ja siirtymärakenteiden uusiminen korjaustöiden yhteydessä

Siirtymärakenteet päällysrakenteen uusimisen yhteydessä	
Tukikerroksen nosto ja tuenta sillan päissä	100 € / rm
-Menekki	40 m /silta
YHT.	4000 €
x1,3	5200 €

Kustannuslaskenta:**Nykyarvomenetelmä:**

Laskenta suoritetaan nykyarvomenetelmällä, jossa päällysrakenteen tulevat tuotot ja kustannukset diskontataan nykypäivään 50 vuoden aikajänteeltä. Näin rakenteelle voidaan määritellä nykyarvo.

Laskennassa on oletettu seuraavat suuret:

Inflaatio: 2 %

Korkokanta: 7 %

Reaalinen korkokanta (laskentakorko): 4,90 %

Aikajänne: 50 vuotta

On oletettu myös, että päällysrakenteilla ei laskenta-ajan päätteeksi ole jäännösarvoa, eikä toisaalta negatiivista jäännösarvoa (esim. hävittämiskuluja yms.).

Jos päällysrakenteen korjaus- ja uusimistyöstä aiheutuvalle liikennehäiriölle tai -katkolle ei lasketa mitään arvoa eli ”liikennehaitan kustannus = 0 €”.

Saadaan:

TERÄSSILTA	Puupelkka €	Suorakiinnitys €	ERS-rakenne €
Päällysrakenteen investointikustannus	-46658	-65169	-97809
Σ Nettotuottojen nykyarvot	-28523	-5803	-8238
Nettonykyarvo	-75181	-70972	-106047

BETONISILTA	Sepeli €	Suorakiinnitys €	ERS-rakenne €
Päällysrakenteen investointikustannus	-11700	-28509	-27717
Σ Nettotuottojen nykyarvot	-16873	-5803	-8238
Nettonykyarvo	-28573	-34312	-35955

50 vuoden aikajänteellä laskettuna ERS-rakenteen nettonykyarvo on:

- Terässillan tapauksessa 41 % matalampi (eli kustannus suurempi) kuin vertailun kohteena oleva perinteinen puupelkkoihin perustuva tukikerrokseton siltakansi. Osaltaan tähän vaikuttaa voimakkaasti ERS-rakenteiseen terässillan levymäisten ERS-kouruelementtien myötä sitoutuva suhteellisen suuri investointikustannus. (kilpailutettuna ERS-rakenteen investointikustannus laskisi jonkin verran)

- Teräsbetonisillan tapauksessa ERS rakennetta käytettäessä ero muodostuu perinteiseen tukikerrokselliseen rakenteeseen 11,8 %. Näin ollen ero on huomattavasti pienempi, kuin teräsrakenteisen rautatiesillan tapauksessa. Sepelitukikerrokseen liittyvät huoltotoimet aiheuttavat elinkaaren aikana suuren kustannuksen alkuinvestointiin verrattuna.

50 vuoden aikajänteellä laskettuna "Suorakiinnitys" -kannen nettonykyarvo on:

- Terässillan tapauksessa vertailtaessa "suorakiinnitys + terässiltapelkat" -kantta perinteiseen puupelkkoihin perustuvaan kanteen kutakuinkin sama. Ero on noin 5 % Suorakiinnityksellä varustetun kannen hyväksi.
- Teräsbetonisillan tapauksessa 20 % matalampi kuin vertailun kohteena oleva sepelitukikerroksellinen silta.

Liikennekatkon kustannusvaikutus:

Liikennekatkon aiheuttamia kustannuksia ei ole yleisesti määritelty. Tämän tutkimuksen puitteissa kustannuksen määrittely kaikki taloudelliset seikat huomioiden olisi liian työlästä sekä ohi varsinaisen aiheen. Lasketaan siis kuinka paljon liikennekatkon kustannuksen tulisi olla, jotta uudella tavalla toteutettu päällysrakenne tulisi edullisemmaksi kuin vanhalla tavalla tehty.

Jotta tukikerrokseton ERS-rakenne (nykyisellä kilpailuttamattomalla hintatasolla) tulisi 50 vuoden aikajänteellä edullisemmaksi, täytyisi saneeraustyöstä johtuvan liikennehaitan kustannuksen olla:

- Terässillan tapauksessa: 100 000 € / liikennekatko
- Teräsbetonisillan tapauksessa 25 000 € / liikennekatko

Jotta tukikerrokseton suorakiinnitys-rakenne tulisi 50 vuoden aikajänteellä edullisemmaksi, täytyisi saneeraustyöstä aiheutuvan liikennehaitan olla:

- Terässillan tapauksessa: 0 € / liikennekatko
- Teräsbetonisillan tapauksessa: 45 000 € / liikennekatko

Oletetaan, että liikennekatkon hinta on sama kaikille vaihtoehdoille ja kustannusero täten muodostuu ainoastaan saneeraussykliin erimittaisuudesta.

Korkokanta ym. lähtöarvot pysyvät samoina.

Huolto- ja ylläpitotoimien (raiteen tukeminen, pelkkojen hajavaihto) ei ole laskettu aiheuttavan haittaa liikenteelle tässä vertailussa. (Tehdään junien välissä)

Annuiteettimenetelmä:

Tutkitaan eri päällysrakenteista aiheutuvia vuosittaisia kustannuksia annuiteettimenetelmällä. Annuiteettimenetelmässä rakenteen investointikustannukset jaetaan tasaa kunkin rakennetyypin elinkaarelle ja tähän lisätään vuosittaiset kustannukset.

Laskennan helpottamiseksi jaetaan tukikerroksen huollosta aiheutuvat kustannukset tasaeriksi tarkasteluvuosille (=päällysrakenteen elinkaari). Samoin menetellään puupelkkakannen tapauksessa. Vuosittainen huoltokustannus on laskettu diskonttaamalla huoltokustannukset elinkaaren ajalta nykyhetkeen, jonka jälkeen on määritetty ekvivalentti vuosikustannuksen tasaerä, jolla on diskontattuna likimain sama vaikutus.

Eri rakenteiden elinkaaret on määritelty rakennetyypeittäin liitteen alussa. Laskennassa otetaan huomioon jäännösarvot ERS-elementeille, terässiltapeloille ja koururakenteille, koska näitä voidaan hyödyntää saneerauksen yhteydessä valamalla kouruihin uusi ERS-rakenne. Jäännösarvon oletetaan rakenteen kohdalla vähenevän lineaarisesti alkuinvestoinnista nolnaan 60 vuoden aikana, joten 30 vuoden kohdalla jäännösarvo on 50 % hankintakustannuksesta.

Laskennassa on oletettu seuraavat suuret:

Inflaatio: 2 %

Korkokanta: 7 %

Reaalinen korkokanta (laskentakorko): 4,90 %

TERÄSSILTA	Puupelkka	ERS-rakenne	Suorakiinnitys Teräsrakenteeseen
Päällysrakenteen investointikustannus	-46658	-97809	-65169
Jäännösarvo	0	5354	2610
Saneeraus*	-18918	-6591	-4148
Elinkaari (vuotta)	20	30	40
Annuiteetti a) (€ / vuosi)	-3888	-6037	-4669
Annuiteetti b) (€ / vuosi)	-4900	-6461	-4777
a) %	100 %	155 %	120 %
b) %	100 %	132 %	97 %

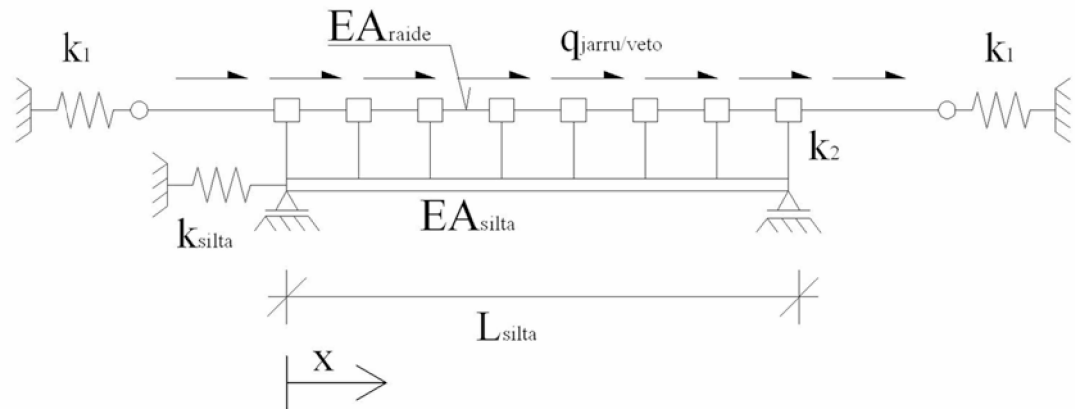
BETONISILTA	Sepeli /Betonipölkky	ERS-rakenne	Suorakiinnitys Betonikanteen
Päällysrakenteen investointikustannus	-11700	-27717	-28509
Jäännösarvo	0	0	0
Saneeraus*	-8828	-6591	-4148
Elinkaari (vuotta)	20	30	40
Annuiteetti a) (€ / vuosi)	-1231	-1873	-2093
Annuiteetti b) (€ / vuosi)	-1934	-2297	-2384
a) %	100 %	152 %	170 %
b) %	100 %	119 %	123 %

*Käyttöajan jälkeinen korjausmeno käsitellään negatiivisena jäännösarvona

a) Annuiteetti laskettu huomioimatta *korjaustarvetta, esimerkiksi tapaus, jossa korjausta ei tehdä.

b) Annuiteettiin huomioitu myös korjauskulut negatiivisena jäännösarvona.

Kiskojen ja ERS-kannen yhteisvaste pitkittäisille voimille



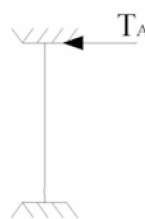
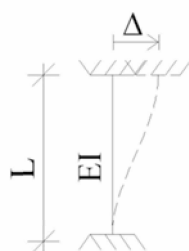
FEM mallin periaatekuva: raide on kytketty siltaan palkkielementeillä, joiden jäykkyys määritellään erikseen. Raiteen ja kytkentäpalkin liitos on asetettu kiertymättömäksi. Liikkeet vaaka sekä pystysuunnassa ovat sallitut. Sillan pituussuuntaista jäykkyyttä mallinnetaan jousella $k_{silta}=487$ MN/m [24]*. Kun sillan pituussuuntainen jäykkyys on tämä, on sillan siirtymä täysillä vaakakuormilla noin. 3 mm, jos jätetään huomiotta kiskojen välityksellä siirtyvä voima. Jousen voidaan todeta olevan sopivan jäykkä.

*) Jousen jäykkyydeksi on valittu sama kuin viitteessä [24], jotta voidaan verrata tuloksia kyseisessä julkaisussa esitetyn tukikerroksellisen sillan kiskojen ja kannen yhteisvasteen laskentaan.

Jousella k_1 kuvataan penkereen mallintamista epälineaarisesti. (esitellään myöhemmin)

ERS rakenne:

- Sillan ja kiskonvälisen pitkittäisen jousen määrittäminen. ERS-rakenteella on erilaiset pitkittäissuuntaiset jousivakiot kuormitettuna ja kuormittamattomana.



$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$k_2 = 13 \text{ kN/m/siirtymä mm}$$

$$k_2 = 19 \text{ kN/m/siirtymä mm}$$

(kuormitettuna)

$$EA_{silta} \gg EA_{raide}$$

$$T_A = \frac{12EI}{L^3} \Delta \rightarrow \frac{T_A}{\Delta} = 12 \frac{EI}{L^3} = k_2$$

$$I = \frac{k_2 L^3}{12E} \quad \text{jousen } k_2 \text{ jäykkyyttä vastaavan kytkentäpalkin neliömomentti}$$

Lasketaan kuinka paljon täytyy kytkentäpalkkien taivutusjäykkyyden olla sillan pituusmetriä kohden. Linkkiväli olkoon 1m.

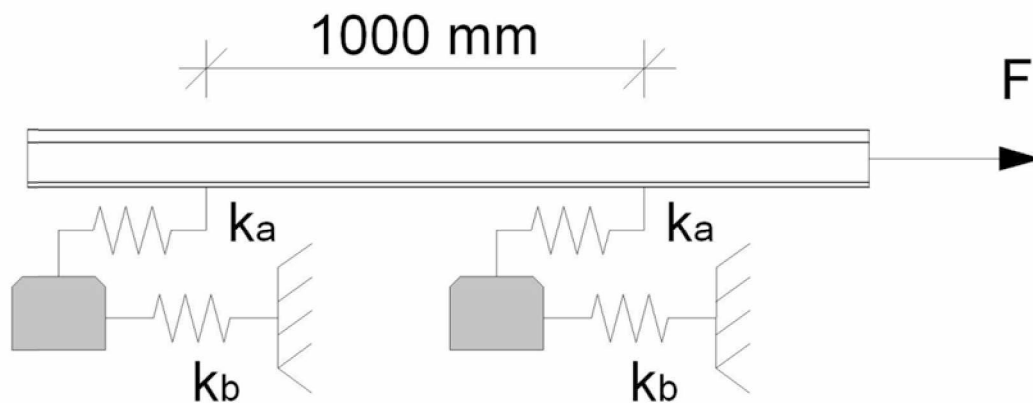
$$I_{\text{kuormittamaton}} = \frac{13 \cdot 10^6 \text{ N/m} \cdot 1\text{m}^3}{12 \cdot 210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2} = 5,519 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{kuormitettu}} = 7,54 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Näillä palkeilla kytketään kiskot kiinni siltakanteen, kun tutkitaan ERS-kiskonkiinnityksellä varustetun kannen pitkittäisten voimien siirtymistä.

Penkereen mallintaminen sillan ulkopuolella:

Puoliavaruudellinen jousi on toteutettu mallintamalla ratapenkereen toimintaa 100 metriä sillan molemmista päistä standardin SFS-1991-2 ohjeiden mukaisesti. Kiskon kiinnitys on mallinnettu kuvan osoittamalla tavalla, jolloin 0,6 metrin välein toistuvan kiinnityksen jäykkyys muunnetaan mallissa 1 m välein olevien jousien jäykkyydeksi.



Jousien jäykkyys on määritetty seuraavassa:

Jousten käyttäytyminen on bilineaarista; kimmoisan osuuden jälkeen tulee plastinen osuus:

Ratapenkereen ja pölkyn välisen jousen plastinen leikkausvastus: 20...40 kN / m - 2 mm siirtymällä; riippuen raiteen kuormituksesta [24]. k_{b1} vastaa kuormitettua raidetta (jäykempi jousi), k_{b2} vastaa kuormittamatonta raidetta. Jäykkyydet ovat valmiiksi raidemetriä kohden, joten muunnosta ei tarvita.

Saadaan jousen jäykkyydeksi:

$$k_{b1} = 40\,000 / 0,002 = 20\text{MN} / \text{m}$$

kunnes siirtymä on 2 mm

$$k_{b2} = 20\,000 / 0,002 = 10\text{MN} / \text{m}$$

kunnes siirtymä on 2 mm

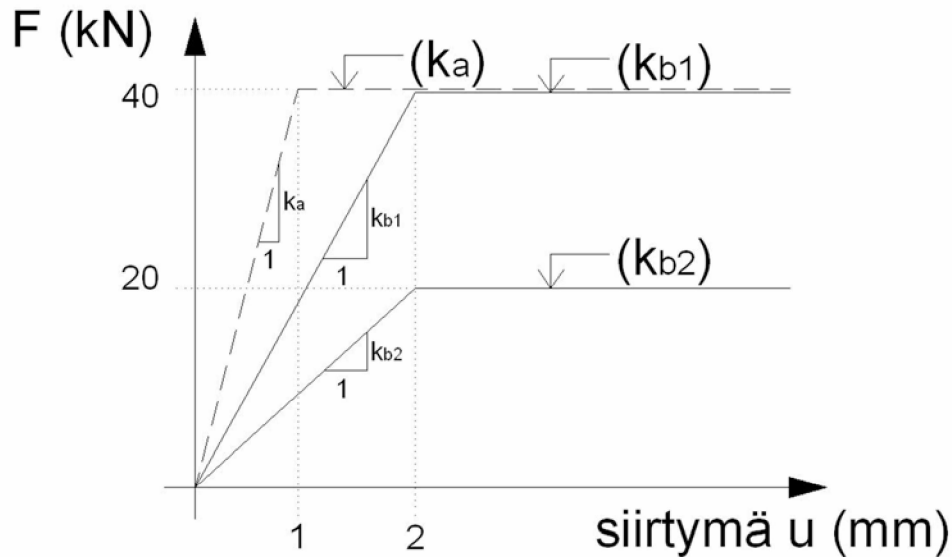
Jousen k_a jäykkyys määritetään kiskonkiinnitystavasta riippuvalla pölkyn ja kiskon välistä siirtymää vastustavan jousen avulla, jonka suurin voima voi olla 12 kN liitos (läpivetovastus). Kiskot on kiinnitetty ratapölkkyihin 60 cm välein, kiinnityksiä on 2 kappaletta / pölkky. FEM-mallissa kiskon ja penkereen väliset epälineaariset jouset

on asetettu 1 metrin välein. Muunnetaan siis jäykkyys vastaamaan 1 m välein mallinnettujen jousien jäykkyyttä.

Suurin voima kehittyy 1 mm siirtymällä, jonka jälkeen plastinen vaihe. Yksittäiselle jouselle ($k/k=1$ m) k_a saadaan siten seuraava jäykkyys:

$$k_a = (12 \text{ kN} / \text{liitos} / 0.001 \text{ m}) * (\text{pölkky} / 0,6 \text{ m}) * 2 \text{ liitosta} / \text{pölkky} * 1 \text{ m}$$

$$k_a = (12 \text{ kN} / 0.001 \text{ m}) * (1/0,6 \text{ m}) * 2 \text{ m} = 40 \text{ MN/m}$$



Yksittäisten osajousien k_a , k_{b1} ja k_{b2} käyttäytyminen kuormitettaessa pituussuuntaisella voimalla F :

$k_a \equiv$ kiskonkiinnityksen vastuksesta $k/k=1$ m jousen jäykkyys

$k_{b1} \equiv$ kuormitetun tukikerroksen vastuksesta $k/k=1$ m jousen jäykkyys

$k_{b2} \equiv$ kuormittamattoman tukikerroksen vastuksesta $k/k=1$ m jousen jäykkyys

Yhdistelemällä jousia sarjaan, saadaan:

- Kuormitetulle raiteelle: $k_{\text{kuormitettu}} = 13,3 \text{ MN} / \text{m}$
- Kuormittamattomalla raiteelle: $k_{\text{kuormittamaton}} = 8 \text{ MN} / \text{m}$

Vastaavasti rajasiirtymät ovat:

- Kuormitetulle raiteelle 3 mm
- Kuormittamattomalle raiteelle: 2,5 mm

Tutkitaan 30 metrin ja 20 metrin pituisia yksiaukkoista kantta, jolla jatkuvakiskoraide eikä kiskonliikuntalaitetta. Vaakakuormia sijoitetaan radalle sillan päälle sekä sen ulkopuolelle määräävän vaikutuksen aikaansaamiseksi:

Kuormat: (SFS EN-1991-2 mukaan)

Veto-/kiihdytyskuorma: $q_{\text{lak}} = 33 \text{ kN} / \text{m} * \alpha = 48,18 \text{ kN} / \text{m} < 1000\alpha * \text{kN}$

Jarrutuskuorma: $q_{\text{bk}} = 20 \text{ kN} / \text{m} * \alpha = 29,2 \text{ kN} / \text{m} < 6000\alpha * \text{kN}$

$\alpha = 1,46$

Vastaavasti maksimipituudet kuormille ovat:

$$1460 \text{ kN} / 48,18 \text{ kN} / \text{m} = 30,3 \text{ m}$$

$$8760 \text{ kN} / 29,2 \text{ kN} / \text{m} = 300 \text{ m}$$

Siten vetokuorman maksimipituus on ~30,3 metriä

Vastaavasti jarrukuorman maksimipituus on 300 metriä

Resultantti sillan..	-vetokuormalle	1445 kN, kun silta 30 m 963 kN, kun silta 20 m
	-jarrukuormalle	876 kN, kun silta 30 m 584 kN, kun silta 20 m

Yksinkertaistetun laskentamenettelyn [52] mukaan sillan ja raiteen yhteistoiminnan vuoksi voidaan kuormien olettaa jakautuvan sillan ja raiteen kesken siten, että tukikerros ja jatkuvakiskoraide vähentävät rakenteelle siirtyviä kuormia 50 %, kuitenkin enintään 600 kN.

Tämän mukaisesti siirtyy kiinteälle laakerille vetokuormaa:

$$30 \text{ m silta: } 1445 \text{ kN} - 600 \text{ kN} = 845 \text{ kN}$$

$$20 \text{ m silta: } 963 \text{ kN} * 0,5 = 481 \text{ kN}$$

Jarrukuormaa siirtyy vastaavasti:

$$30 \text{ m silta: } 876 \text{ kN} * 0,5 = 438 \text{ kN}$$

$$20 \text{ m silta: } 584 \text{ kN} * 0,5 = 292 \text{ kN}$$

Analyysin tulokset:

30 metrinen silta ERS-kiskonkiinnityksellä.

Kuormitus- tapaus	x_a	x_b	L_{ab} (m)	F_{silta} (kN)	F_{mob} (kN)	σ_{kisko} (Mpa)	F_{mob}/F_{silta}	$F_{mob}/F_{silta.max}$	Dx (mm)	DT (mm)
VK	0	30	30	<u>845</u>	714,7	24,8	0,85	0,85	1,47	1,46
JK	-100	30	130	438	587,5	18,4	<u>1,34</u>	0,70	1,21	1,24
JK	-100	130	230	438	714,4	7,5	<u>1,63</u>	0,85	1,47	1,23
JK	0	130	130	438	576,6	17,2	<u>1,32</u>	0,68	1,18	1,13

20 metrinen silta ERS-kiskonkiinnityksellä.

Kuormitus- tapaus	x_a	x_b	L_{ab} (m)	F_{silta} (kN)	F_{mob} (kN)	σ_{kisko} (Mpa)	F_{mob}/F_{silta}	$F_{mob}/F_{silta.max}$	Dx (mm)	DT (mm)
VK	-5	25	30	<u>481</u>	549,8	21,8	<u>1,14</u>	<u>1,14</u>	1,13	1,55
JK	-100	20	120	292	398,5	15,4	<u>1,36</u>	0,83	0,82	1,48
JK	-100	130	230	292	529	3,8	<u>1,81</u>	<u>1,10</u>	1,09	1,30
JK	0	130	130	292	397	15,4	<u>1,36</u>	0,83	0,90	1,20

VK = vetokuorma

JK = jarrukuorma

x_a ja x_b = Vaakuormituksen alku- ja loppupisteet

L_{ab} = Kuormituksen kokopituus

F_{silta} = Edellä normin mukaan laskettu sillan rakenteille siirtyvä kuormitus

$F_{silta.max}$ = max (F_{silta}), sillan kiinteän laakerin mitoittava kuormitus.

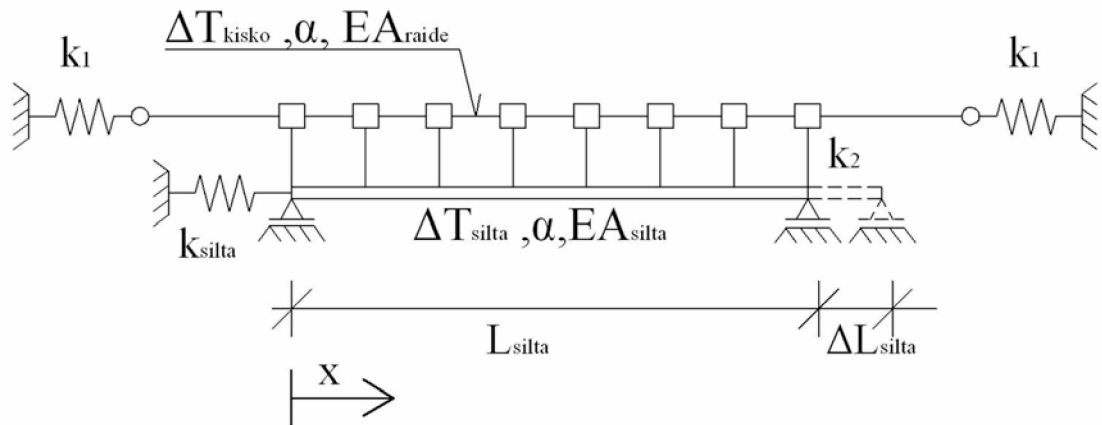
F_{mob} = Analyysistä saatu sillan kiinteälle laakerille siirtyvä kuormitus

σ_{kisko} = Kiskojännityksen maksimi

Dx = Sillan suurin siirtymä

DT = Kiskon suurin siirtymä siltaan nähden

Kiskojen ja ERS-kannen yhteisvaste lämpötilakuormitukselle



1-Aukkoisen kannen analyysi

Käytetään kuvan mukaista rakennemallia, joka on samanlainen kuin edellisessä liitteessä esitetty. Jäykkyyksien ja parametrien määräytyminen on esitetty liitteessä 4. Tässä laskennassa jarru- ja vetokuormat on poistettu ja tilalle on vaihdettu lämpötilan muutokset rakenneosille.

Sillan ulkopuolella käytetään penkereen ja kiskonkiinnityksen leikkaus- ja plastisena leikkausvastuksena kuormittamatonta rataa.

Standardin SFS EN-1991-1-2 [51] mukaan lämpötilanmuutokset rakenneosille määräytyvät seuraavasti:

$$|\Delta T_{kisko}| \leq 50^\circ C$$

$$|\Delta T_{silta}| \leq 35^\circ C$$

$$|\Delta T_{silta} - \Delta T_{kisko}| \leq 20^\circ C$$

Standardi SFS-EN-1991-1-2 [51] antaa sillan kiinteisiin laakereihin lämpötilan vaihtelusta aiheutuvan kuorman laskemiseksi kaavan. Kaavasta saadaan kiinteälle laakerille vaakakuorma yhtä raidetta kohti, kun jatkuvakiskoraide ulottuu molempien sillan päiden yli.

$$F_{Tk} = \pm 0,6 \cdot k \cdot L_T$$

jossa k on raiteen pituussuuntainen plastinen leikkausvastus [kN/m]
 L_T on kannen laajenemispituus

Saatu kuorma F_{Tk} on voimassa ainoastaan siltakannella, jossa tavanomainen kiskonkiinnitys. Tämä, koska ERS-rakenteella ei ole käyttörajatilanmukaista plastista leikkausvastusta, vaan plastisen tilan vallitessa ERS-rakenne vaurioituu.

Jos käytetään ERS-rakenteen mukaista plastista leikkausvastusta, saadaan:

$$F_{Tk,ERS} = 0,6 * 7,0 \text{ mm} * 13 \text{ kN}/(\text{mm} * \text{rm}) * 30 \text{ rm} = \underline{1683 \text{ kN}}$$

joka on voimakkaasti yliarvioitu, koska tällä kuormalla ERS-rakenne on jo murtotilassa = kauttaaltaan 7 mm siirtymätila.

Tällainen laskentatapa ja tulos eivät ole järkeviä alusrakenteiden mitoituksen kannalta.

Tavanomaiselle tukikerrokselliselle sillalle saadaan vastaavasti

$$F_{Tk} = 0,6 * 20 \text{ kN} / \text{rm} * 30 \text{ rm} = \underline{360 \text{ kN}} \quad 30 \text{ m sillalle}$$

$$F_{Tk} = 0,6 * 20 \text{ kN} / \text{rm} * 20 \text{ rm} = \underline{240 \text{ kN}} \quad 20 \text{ m sillalle}$$

Täydellisessä analyysissä käytetään ERS-rakenteelle kimmoista rakennemallia, joka on määritelty edellisessä liitteessä, jolloin kiskoista välittyvät voimat riippuvat kiskon ja siltakannen välisestä siirtymäerosta.

Vuorollaan ratkaistaan edellä esitetystä mallista tapauksia, joissa vaihdellaan rakenteosien lämpötiloja

Kiskojännitysten vertailu siltapaikan ulkopuolella

Tehdään tulosten järkevyyden ja mallin toiminnan varmistamiseksi ja vertailtavuuden kannalta toinen elementtimenetelmämalli, jossa on mallinnettu siltapaikan ulkopuolella olevaa raidetta. Eli malli on sama, mutta silta on jätetty pois. Rataa on siten mallinnettu 100+30+100=230 metriä.

Numeerisesta mallista saadaan kiskon lämpötilanmuutoksen ollessa 50 °C vallitsevaksi lämpötilanmuutoksesta johtuvaksi kiskojännitykseksi tällä mallilla 118,45 MPa.

Äärettömän pitkälle kiskolle laskettu teoreettisesti analyttisellä menetelmällä kiskonjännitykseksi vastaavalla lämpötilanmuutoksella on 120,75 MPa.

Voidaan todeta, että mallinnettu kisko on riittävän pitkä kuvaamaan riittävällä tarkkuudella "ääretöntä" raidetta sillan molemmin puolin. Kiskojännityksen ero numeerisella menetelmällä mallinnetun, äärellisen raiteen ja äärettömän raiteen välillä on 1,90 %.

Analyysin tulokset:

30 metrinen silta ERS-kiskonkiinnityksellä:

Lämpötilan muutos ΔT (°C)		$\sigma_{0,kisko}$ (Mpa)	F_{Tk} (kN)	F_{mob} (kN)	σ_{kisko1} (Mpa)	σ_{kisko2} (Mpa)	$\Delta\sigma_{kisko}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{kisko}$ %	F_{mob}/F_{Tk}	Dx (mm)	DT (mm)
Kisko	Silta										
50	30	-126,0	360	613	-154,0		-28,0	22,2 %	1,70	1,26	6,80
50	35	-126,0	360	711,8	-158,0		-32,0	25,4 %	1,98	1,46	7,39
20	0	-50,4	360	43	-54,2		-3,8	7,6 %	0,12	0,09	0,37
0	20	0,0	360	409	-18,7	14,9	-18,7	-	1,14	0,84	4,24
-50	-30	126,0	360	613	154,0		28,0	22,2 %	1,70	1,26	6,35
-50	-35	126,0	360	712,9	158,5		32,5	25,8 %	1,98	1,46	7,39
-20	0	50,4	360	414	50,4		0,0	0,0 %	1,15	0,85	0,00
0	-20	0,0	360	414	19,1	-14,7	19,1	-	1,15	0,85	4,26
15	35	-37,8	360	712	-70,2		-32,4	85,8 %	1,98	1,46	7,39
-15	-35	37,8	360	712	70,2		32,4	85,8 %	1,98	1,46	7,39

20 metrinen silta ERS-kiskonkiinnityksellä:

Lämpötilan muutos ΔT (°C)		$\sigma_{0,kisko}$ (Mpa)	F_{Tk} (kN)	F_{mob} (kN)	σ_{kisko1} (Mpa)	σ_{kisko2} (Mpa)	$\Delta\sigma_{kisko}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{kisko}$ %	F_{mob}/F_{Tk}	Dx (mm)	DT (mm)
Kisko	Silta										
50	30	-126,0	240	395,3	-141,6		-15,6	12,4 %	1,65	0,81	4,68
50	35	-126,0	240	460,4	-144,1		-18,1	14,3 %	1,92	0,95	5,46
20	0	-50,4	240	0,3	-50,3		0,1	-0,1 %	0,00	0,00	0,00
0	20	0,0	240	263,5	-10,4	9,9	-10,4	-	1,10	0,54	3,14
-50	-30	126,0	240	394,5	141,4		15,4	12,3 %	1,64	0,81	4,68
-50	-35	126,0	240	460,4	144,1		18,1	14,3 %	1,92	0,95	5,45
-20	0	50,4	240	0	50,4		0,0	0,0 %	0,00	0,00	0,00
0	-20	0,0	240	292,1	-12,0	12,0	-12,0	-	1,22	0,60	2,88
15	35	-37,8	240	510,9	-58,8		-21,0	55,5 %	2,13	1,05	5,05
-15	-35	37,8	240	510,9	58,8		21,0	55,5 %	2,13	1,05	5,05

 $\sigma_{0,kisko}$ = Kiskon vertailujännitys siltapaikan ulkopuolella ko. lämpötilalla ks. kaava 6.1 F_{Tk} = Standardin SFS-EN 1991-2 mukaisesti laskettu lämpötilanvaihtelusta kiinteälle laakerille aiheutuva kuorma F_{mob} = Analyysin tuloksista kiinteälle laakerille mobilisoitunut kuorma $\sigma_{kisko,1}$ = Itseisarvoltaan suurin kiskojäännitys analyysin tuloksista $\sigma_{kisko,2}$ = Suurin kiskojäännitys analyysin tuloksista, jos erimerkinen kuin $\sigma_{kisko,1}$ $\Delta\sigma_{kisko,2}$ = Kiskon jännityksen muutos vrt. $\sigma_{0,kisko}$

Dx = Sillan suurin siirtymä

DT = Kiskon suurin siirtymä siltaan nähden

Materiaalivalmistajia sekä järjestelmätoimittajia

Edilon)(Sedra, Hollanti:

Joustavat kiskotusjärjestelmät, ERS-ratkaisut, ERS-rakenne-elementtijärjestelmät, joustolevyt ja -massat, konsultointi ja kiskotusratkaisujen suunnittelu.
Maahantuoja ja edustaja Suomessa: Bombardier Transportation Finland Oy

Getzner Werkstoffe GmbH, Saksa:

Joustavat kiskotusjärjestelmät, joustolevyt, ERS-ratkaisut, pohjaimet betoniratapölkkyihin, konsultointi, mittaukset ja suunnittelu. Ratkaisut tärinäneristykseen.
Maahantuoja ja edustaja Suomessa: Christian Berner Oy

Sika Group, Saksa:

Valettavat joustomassat
Maahantuoja ja edustaja Suomessa: Oy Sika Finland Ab

Balfour Beatty, Iso-Britannia:

Rautatie- ja infrastruktuurikonsultointi, Balfour Beatty-ERS-järjestelmät. Polyuretaanilujitteet tukikerroksen sitomiseen.

