



VANHAN TERÄSBETONISILLAN ELINKAARI

Esimerkkinä Kristiinankaupungin silta

Tuukka Mikkola

Tomi Karjalainen

Opinnäytetyö
Syyskuu 2014
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Tampere University of Applied Sciences

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

TUUKKA MIKKOLA & TOMI KARJALAINEN:

Vanhan teräsbetonisillan elinkaari
Esimerkkinä Kristiinankaupungin silta

Opinnäytetyö 113 sivua, joista liitteitä 28 sivua
Syyskuu 2014

Opinnäytetyössä suoritettiin täydentävä kuntotutkimus ja kantavuustarkastelu noin 100 vuotta vanhalle teräsbetoniselle jatkuvalla palkkikehäsiltille, joka sijaitsi Kristiinankaupungissa. Silta purettiin toukokuussa 2014. Sillan kokonaispituus oli 37,6 metriä ja hyödyllinen leveys oli 10,6 metriä. Sillan päällä oli kapeat ajoradat sekä kapeat jalankulkuväylät. Sillassa oli neljä 8,5 metriä pitkää jänneväliä.

Työssä perehdyttiin myös teräsbetonisiltojen historiaan ja kehittymiseen. Työssä esitellään erityyppisten teräsbetonisiltojen, sillanrakennusorganisaatioiden sekä suunnittelu- ja menetelmien kehitys Suomessa 1800-luvun loppupuolelta nykyhetkeen. Kristiinankaupungin sillasta otettujen näytteiden ja tutkimustulosten lisäksi työssä esitellään yleensä teräsbetonisiltoihin kohdistuvat rasitus- ja vauriotyypit. Työssä käsitellään myös purkutöiden työturvallisuutta, käyttäen esimerkkinä Kristiinankaupungin siltaa.

Työn lähteinä käytettiin silta- ja rakennustekniikan alan kirjallisuutta, laboratoriotuloksia, standardeja, normeja sekä kirjallisuutta.

Vanhojen siltojen kuntoa tarkasteltaessa keskitytään varsinkin kloridien ja karbonatisoitumisen aiheuttamiin vaurioihin, muun muassa betonin rapautumiseen ja teräksen korroosioon. Kristiinankaupungin sillasta kuntotutkimuksessa arvioitiin sillan vaurioita ja materiaaliominaisuuksia sekä arvioitiin tulosten syitä. Sillan palkkien alapinnasta oli kuitenkin lohkeillut irti reilusti betonia. Sillasta otetut näytteet ja laboratoriotutkimukset antoivat materiaaliominaisuudet ja lähtökohdat laskennallista kantavuustarkastelua varten.

Kantavuustarkastelussa keskityttiin kanteen, pääkannattimien toimiviin kansilaatan palkkeihin sekä sekundääripalkkeihin. Kuormituskaavioiden ja -yhdistelyjen avulla tarkastettiin jokainen rakenneosia erikseen. Tarkastelu suoritettiin ajoneuvoasetuksen (AA2014) mukaisella kuormituskaaviolla. Tarkastelun yhteydessä suoritettiin vertailua ajoneuvoasetuksen mukaisen kuormituskaavion ja LM-kaavioiden välillä. Ajoneuvoasetuksen kuormituskaaviolla mitoitettavaksi kohdaksi muodostui sillan kansilaatan ulokkeen taivutuskestävyys. Taivutuskestävyyden käyttöaste oli 154 %.

Sillan käyttöikänsä pidentäminen korjaamalla ei olisi ollut kantavuustarkastelun ja korjaustöiden vaatavuuden ja laajuuden näkökulmasta järkevää.

Asiasanat: teräsbetonisilta, kuntotutkimus, kantavuustarkastelu

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Civil engineering
Structural engineering

TUUKKA MIKKOLA & TOMI KARJALAINEN:
The lifespan of a concrete bridge
Kristiinankaupunki bridge As an example

Bachelor's thesis 113 pages, appendices 28 pages
September 2014

This Bachelor's thesis objective was to determine the current condition and load carrying capacity of a 100 hundred year old reinforced concrete bridge in Kristiinankaupunki. Bridge was demolished in May 2014. The total length of bridge was 37.6 meter long and the effective width was 10 meters. Bridge had two narrow driving lanes and narrow pedestrian lanes. Bridge consisted of four 8,5 meter wide spans.

The goal of thesis was also to present the history and evolvement of reinforced concrete bridges. This thesis presents different types of reinforced concrete bridges, bridge building organizations and the development of design methods from the late 19th century to the present day in Finland. Thesis also presents the safety of demolition work, using the Kristiinankaupunki bridge as an example.

The used sources in thesis are observations at the bridge site, laboratory results, standards, norms and literature.

In the current condition inspections of bridges the main points are in inspecting corrosion, disintegration, chlorides and alkali-aggregate reaction. Inspections of Kristiinankaupunki bridge revealed that materials used in bridge were in relatively good condition, although it was clear that concrete had been cracked from under the beams. Samples took from bridge and researches made in laboratory gave the material properties used in calculating the load carrying capacity.

In the solving of the load carrying capacity the focus was on the bridge deck, the main supporting beams and the secondary beams. Load charts and load combinations were used to check every structure separately. The used load charts was AA2014-chart. The critical point was in the bridge deck, which didn't meet the demands of the present day.

Extensive and challenging repair works would have been needed to expand bridges lifespan and it wasn't economically viable due to the high costs.

Key words: reinforced concrete bridge, condition survey, load-carrying capacity survey

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	6
2	HISTORIA.....	8
2.1	Teräsbetonisiltojen historia.....	8
2.2	Sillanrakennusorganisaatioiden muutokset	11
2.3	Tiesiltojen laskennan kehittyminen	12
2.3.1	Mitoituskuormat	12
2.3.2	Varmuustasot.....	17
2.3.3	Materiaalien kehittyminen	17
2.4	Laskentamenetelmien kehitys.....	18
3	KRISTIINANKAUPUNGIN SILTA	20
4	TERÄSBETONI RAKENTEEN VAURIOTYYPIT	24
4.1	Terästen korroosio.....	24
4.2	Betonin rapautuminen	24
4.3	Kloridien vaikutus.....	26
4.4	Karbonatisoituminen	26
4.5	Vaurioiden ehkäisy siltarakenteissa	27
5	KUNTOTUTKIMUS	28
5.1	Kenttätutkimustoimenpiteet.....	29
5.1.1	Vaurioiden silmämääräinen tarkastelu.....	29
5.1.2	Betonipeitemittaukset	31
5.2	Laboratoriotutkimukset	32
5.2.1	Kloridipitoisuuden määrittäminen.....	32
5.2.2	Betoninäytteiden karbonatisoitumisen tarkastelu.....	33
5.2.3	Betonin pakkasrapautuma	33
5.2.4	Betoninäytteiden puristuslujuus	36
5.2.5	Raudotteiden murtolujuus	37
6	YHTEENVETO SILLAN KUNNOSTA	39
6.1	Betonin rapautuma	39
6.2	Betonin puristuslujuus.....	39
6.3	Raudotteiden vetolujuus.....	41
6.4	Teräskorroosio	41
7	KANTAVUUSTARKASTELU.....	43
7.1	Laskentamenetelmät.....	45
7.2	Kuormat.....	49
7.2.1	Pysyvät kuormat	49
7.2.2	Liikennekuormat.....	50

7.2.3	Muut muuttuvat kuormat	55
7.2.4	Kuormien yhdistely.....	57
7.3	Pääpalkin kantavuus.....	59
7.3.1	Taivutuskapasiteetti.....	59
7.3.2	Leikkauskapasiteetti.....	62
7.3.3	Yhteenveto	64
7.4	Kansilaatan kantavuus.....	65
7.5	Poikkipalkkien kantavuus.....	68
8	KANTAVUUSTARKASTELUN YHTEENVETO	69
9	BETONISILLAN PURKUTYÖ JA TYÖTURVALLISUUS	70
9.1	Vastuu.....	70
9.2	Työnantajan velvollisuus.....	71
9.3	Työntekijän velvollisuus	71
9.4	Purkutyön vaiheet	72
9.5	Purkujätteen käsittely	74
9.6	Haitallisilta aineilta suojautuminen.....	74
9.6.1	PAH-yhdisteet	75
10	YHTEENVETO	77
	LÄHTEET	79
	LIITTEET.....	81
	Liite 1. Näytteiden ottosuunnitelma	82
	Liite 2. Rakenneteräksien ominaisuudet.....	83
	Liite 3. PAH-analyysi	84
	Liite 4. PAH-pitoisuudet purkujätteessä.....	86
	Liite 5. Laskelmat.....	87
	Liite 6. STRAP-palkkimallin ominaisuudet	102
	Liite 7. Piirustukset.....	106
	Liite 8. Kuormituskaavioiden sijoittelu	107

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on muodostaa käsitystä vanhojen teräsbetonisiltojen kunnosta sekä niiden todellisesta kestävyydestä käyttäen esimerkkinä Kristiinankaupungin ratapihansiltaa. Opinnäytetyön alussa käsitellään teräsbetonisiltojen historiaa, organisaatiotasojen muutoksia sekä siltojen laskennan kehittymistä Suomessa. Työn kuntotutkimus rajattiin sillan kansirakenteeseen, sillä sillan muista rakenteista oli jo tehty riittävät selvitykset rakenteellisen kantavuuden arvioimiseksi.

Opinnäytetyöhön valittu silta on omaa tyyliään erikoislaatuinen, Suomen vanhimpia rautabetonisiltoja, joka valmistui Kristiinankaupungissa vuonna 1911. Se poikkeaa muista ratayhteyden edustajista käytettyjen materiaalien suhteen. Se on myös ainoa silta tällä ratayhteydellä, jossa maantie kulkee eritasoristeyksenä ratayhteyden päältä. Siksi sen purkamista ei haluta suorittaa ennen sillan dokumentointia. Lisäksi sillasta tehtävä tutkimus antaa tietoa silloisen aikakauden käytetyistä materiaaleista. Aikaisempaa tietoa vastaavanlaisista silloista on niukasti.

Työssä esitellään teräsbetonirakenteille tyypillisiä vaurioita ja sillalle tehdyn kuntotutkimuksen tarkoituksena oli selvittää vaurioiden olemassaolo rakenteessa. Sillan kunnan arvioimiseksi työssä määritetään betonille sekä teräksille niiden todellinen kapasiteetti.

Materiaalikapasiteettien sekä tarkemittausten perusteella luodaan FEM-pohjainen rakennemalli, jota apuna käyttäen arvioidaan sillan todellista kokonaiskuormituskapasiteettia. Työssä on esitelty myös ongelmajätteen käsittely työturvallisuuden näkökulmasta.

Opinnäytetyössä tutkitun sillan materiaalit olivat pääosin hyvässä kunnossa. Sillan raudoituksesta hakaraudoitus oli betonipeitteen puuttuessa ruostunut täysin ja pääraudoitus pintaruosteessa, mutta muutoin sillan teräkset olivat ruosteettomat. Lisäksi betonissa ei voitu havaita merkittävää rapautumaa. Kuitenkaan sillan liikenteelliset mitat eivät täytä nykypäivän vaatimuksia eikä rakenteellista kokonaiskantavuutta ole riittävästi. Sillan korjaaminen olisi vaikeata eikä sen korjaamisen tuomista hyödyistä voisi antaa riittäviä takuita.

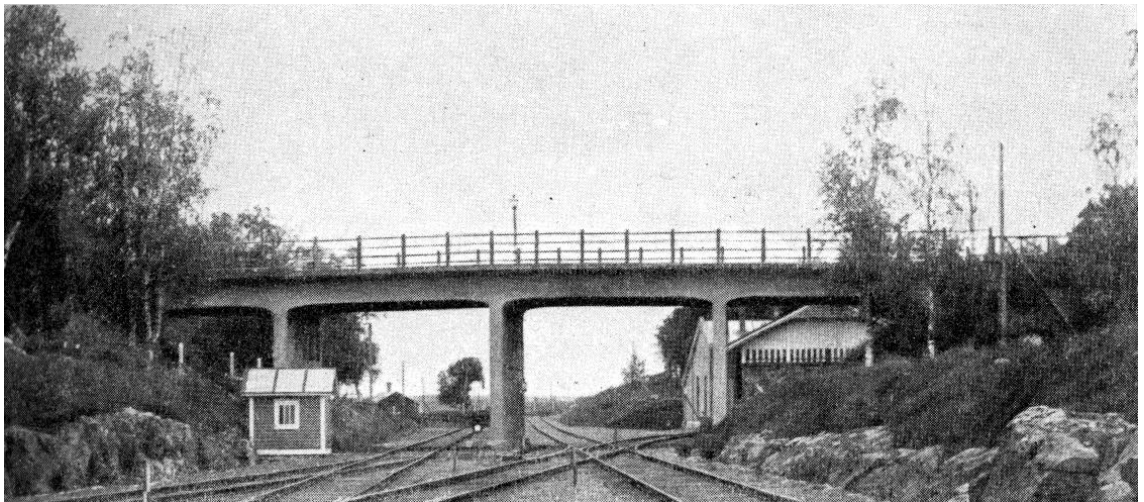
Tätä opinnäytetyötä ovat tehneet kaksi opiskelijaa sen sisältämän laajuuden vuoksi. Työ on toteutettu yhteistyössä Liikenneviraston, Etelä-Pohjanmaan ELY-keskuksen, Tampereen ammattikorkeakoulun sekä Suunnittelukide Oy:n kanssa. Työn tarkoitus oli tuottaa tietoa vanhan teräsbetonisillan rakenteissa käytetyistä materiaaleista sekä arvioida sillan kuntoa nykytilassaan.

Opinnäytetyön kirjoittajat haluavat osoittaa suuren kiitoksen Liikennevirastolle, Etelä-Pohjanmaan ELY-keskukselle. Suunnittelukide Oy:n henkilökunnalle, Tampereen ammattikorkeakoulun rakennustekniikan laboratorion henkilöstölle sekä opinnäytetyön ohjaajille. Saatu ohjaus sekä tilojen ja kaluston lainaaminen mahdollistivat työn suorittamisen.

2 HISTORIA

2.1 Teräsbetonisiltojen historia

Ensimmäiset teräsbetonisillat olivat, muutamaa maantiesiltaa lukuun ottamatta ratapihoja ylittäviä ylikulkusiltoja. Näistä ensimmäisenä valmistui ylikulkusilta rautatien yli Lahdessa 1909. Ensimmäinen teräsbetoninen maantiesilta valmistui vuonna 1911. Jo vuotta aikaisemmin Otto Weyerstall oli kertonut Rakennustaitolehdessä: ”Rautabetoniin liittyvä perusajatus yhdistää painoa kestävän keinotekoisen kiven, betonin, ja vetoa kestävän raudan edut ovat nyt yleensä tunnetut.” Vuonna 1911 valmistunut Kristiinankaupungin ylikulkusilta on teräsbetoninen jatkuva palkkikehäsilta. Samantyyllisiä siltoja rakennettiin 1910-luvulla myös kolme muuta. Ensimmäiset teräsbetoniset vesistö sillat rakennettiin myös samalla vuosikymmenellä.



KUVA 1. Kristiinankaupungin teräsbetoninen jatkuva palkkikehäsilta, valmistunut v.1911 (kuva n. vuodelta 1930).



KUVA 2. Tönnön museosilta vuodelta 1911 Orimattilassa. Suomen ensimmäinen teräs-betoninen kaarisilta sekä vanhin säilynyt teräsbetonisilta Suomessa.

Teräsbetoniset kaari- ja holvisillat kehittyivät suuresti 1920-luvulla. Myös teräsbetoniset ulokepalkkisillat alkoivat yleistyä samaan aikaan. 20-luvulla autojen yleistyttyä teitä ja siltoja oli levennettävä ja pintoja parannettava turvallisuuden takaamiseksi. 30-luvulla rakennettiin myös ensimmäiset risteyssillat.



KUVA 3. Teräsbetoninen ulokepalkkisilta Ylivieskassa, valmistunut vuonna 1912.

30-luvulla rakennettiin myös jäykkäkantaisia kaarisiltoja, joissa voitiin hyödyntää vaakasuoran ajoradan ja sen pääkannattajien rakenteellista yhteistoimintaa. Jäykistetty ajorata otti suurimman osan taivutusmomentista ja kannattajat ottivat pääsääntöisesti vain puristusjännityksiä, jolloin ne voitiin suunnitella paljon kevyemmiksi kuin aiemmin.

Vaikka vinojalkaisten laattakehäsiltojen vilkkain rakennusaika osui 1960–70-luvulle, ensimmäinen valmistui jo vuonna -38. Siltatyyppejä oli kaarisillan ja suorakulmaisen kehäsillan jonkinasteinen välimuoto.

Betoni ohitti puun suosion siltojen rakennusmateriaalina 1920-luvulla ja -30-luvulla betoni olikin selvästi käytetyin materiaali. Toisen maailmansodan jälkeinen teräspula ajoi luomaan uusia ratkaisuja ja vuonna 1949 valmistui ensimmäinen jännitetty betonisilta. Kuitenkin vasta vuonna -58 julkaistiin normit ja teknilliset ohjeet esijännitetyille betonirakenteille.

TAULUKKO 1. Siltojen ikäjakauma päärakennusmateriaalin mukaan

Siltojen lukumäärä 1.1.2010

Valmistumis- vuosi	Varsinaiset sillat					Putkisillat		Sillat yhteensä
	Teräs- betoni	Jännitetty betoni	Teräs	Kivi	Puu	Teräs	Muu	
Ei tietoa	0	0	1	1	0	0	0	2
< 1900	3	0	6	28	2	1	0	40
1900-1904	1	0	1	22	1	0	0	25
1905-1909	2	0	2	25	1	0	0	30
1910-1914	2	0	4	10	0	0	0	16
1915-1919	2	0	0	10	0	0	0	12
1920-1924	11	0	3	4	1	0	0	19
1925-1929	47	5	8	9	1	0	0	70
1930-1934	144	7	32	24	5	0	0	212
1935-1939	249	7	37	35	4	0	0	332
1940-1944	17	0	4	2	0	0	0	23
1945-1949	52	2	19	6	0	0	0	79
1950-1954	358	2	24	2	4	2	0	392
1955-1959	816	7	55	0	7	4	0	889
1960-1964	870	16	44	0	20	165	0	1 115
1965-1969	859	50	68	2	59	312	0	1 350
1970-1974	895	39	68	3	146	311	1	1 463
1975-1979	895	112	70	0	136	390	6	1 609
1980-1984	705	129	92	2	86	290	4	1 308
1985-1989	632	132	76	0	35	291	0	1 166
1990-1994	863	227	119	0	43	398	0	1 650
1995-1999	585	161	62	1	33	271	0	1 113
2000-2004	343	127	37	1	29	287	1	825
2005-2009	289	152	38	0	27	379	0	885
Yhteensä, kpl	8 640	1 175	870	187	640	3 101	12	14 625

Palkkisilloilla jäätin verraten lyhyisiin jännemittoihin ja tarvittiin uusia ratkaisuja mahdollistamaan pidemmät jännemitat myös teräsbetonisilloissa. 1950-luvulla alettiin kehittää ja myös rakennettiin ensimmäiset teräsbetoniset kotelopalkkisillat tähän tarkoi-

tukseen. Kotelopalkkien vääntö- sekä taivutusjäykkyys ovat huomattavasti suurempia kuin tavallisilla laattapalkeilla. Ensimmäinen elementtisilta rakennettiin 1956, elementtirakentaminen vilkastui kuitenkin vasta seuraavalla vuosikymmenellä.



KUVA 4. Kiiminkijoen teräsbetoninen kotelopalkkisilta, rakennettu vuonna 1954.

1970-luvulla yleistyi liittopalkkirakenne, joka on taloudellinen ratkaisu pitkien jänteiden silloissa. Liittorakenteessa betonikansi toimi osana teräksisiä pääkannattimia.

2.2 Sillanrakennusorganisaatioiden muutokset

Tie- ja vesikululaitos otti vastuun Suomessa silta-asioista vuonna 1840. Siltaosasto perustettiin vuonna 1924 ja siitä eteenpäin silta-asioilla on ollut oma osasto, vaikka sen nimi onkin vuosien saatossa muuttunut moneen kertaan.

Siltojen suunnittelussa tapahtui 1960-luvulla merkittävä toimintamallin muutos. Tähän asti siltojen suunnittelu ja rakentaminen oli tehty, muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta, tie- ja vesirakennushallituksessa (TVH). 60-luvulla siirryttiin käyttämään enenevässä määrin ulkopuolisia konsultteja ja urakoitsijoita. TVH:n yhdeksi tärkeimmistä tehtävistä muodostui 1970-luvulta lähtien siltasuunnitelmien tarkastaminen. Sillanrakennusorganisaatio sai tällöin hyvin paljon nykyistä muistuttavan muotonsa.

Vesitiet siirrettiin merenkululaitoksen alaisuuteen vuonna 1990 ja tie – ja vesikululaitos muutti nimekseen Tielaitos. Seuraava muutos tapahtui vuonna 2001, kun sillanra-

kennusosasto muutti Tiehallinnon alaisuuteen organisaatiomuutoksien johdosta. Vuonna 2010 Ratahallintokeskus, Merenkululaitos ja Tiehallinto yhdistyivät Liikennevirastoksi, joka vastaa nykyään muun muassa silloista yleisillä teillä.

2.3 Tiesiltojen laskennan kehittyminen

2.3.1 Mitoituskuormat

Varsinaisia sillansuunnitteluohjeita ei ollut ennen vuotta 1891, jolloin Tie- ja vesirakennusten ylihallitus laati kiertokirjeen määrittelemään maantiesiltojen minimimitoitukskuormat. Tätä ennen siltojen kantavuus vaihteli suuresti ja suurimpien siltojen suunnitteluperusteet määriteltiin aina siltakohtaisesti. Vuoden 1891 kiertokirjeen numero 295 mukaan minimimitoitukskuorma oli tasan jakaantunut kuorma $250\text{--}400\text{ kg/m}^2$ tai kaksiakselinen ajoneuvo, jonka akselipaino on $1500\text{--}2500\text{ kg}$, akseliväli 3 m ja pyörien keskiöväli $1,4\text{ m}$. Tuulikuormana käytettiin 250 kg/m^2 kuormittamattomalle sillalle ja 150 kg/m^2 kuormitetulle. Sillan sijainti kylätiellä tai vähä- tai runsasliikenteisellä maanteillä sekä etäisyys teollisuuslaitoksista ja asutuskeskuksista määrittivät käytettiinkö alavai yläarvoja. Kaupungeissa sijaitseviin siltoihin määriteltiin vieläkin erikseen mitoituskuormat tapauskohtaisesti käyttäen perusteena muita vastaavia siltoja.

Autojen yleistyminen Suomessa alkoi 1920-luvun alussa ja seuraava ohje otti kantaa autojen merkitykseen vuonna 1921. ”Teknilliset ohjeet teiden tekemisestä ja kunnossapidosta maalla” oli valtioneuvoston laatima ja siinä maantiet jaettiin kahteen eri luokkaan. Siinä I luokan maanteille mitoituskuormaksi määriteltiin 400 kg/m^2 tasan jakaantuneelle kuormalle ja 9 tonnin kuorma-auto. II luokan maanteillä kuorma-auton painoksi asetettiin 6 tonnia. Ennen tätä rakennetut sillat oli pääsääntöisesti suunniteltu vain kestämään ihmisten ja hevosten aiheuttamat rasitukset.

Autojen lisääntyessä ja niiden massojen suurentuessa myös vaatimukset kasvoivat. Vuoden 1933 normiehdotukseen teräsrakenteista sisällytettiin ohjeet myös silloista. Ohjeet perustuivat vuonna 1921 ilmestyneeseen ohjeeseen. Mitoituskuormaksi I luokan teillä muutettiin joko kaksi 9 tonnin kuorma-autoa tai 400 kg/m^2 tasan jakaantuneelle kuormalle ja 9 tonnin kuorma-auto. Käytettäessä kahta 9 tonnin kuorma-autoa mitoittavana tekijänä autot sijoitettiin joko vierekkäin epäedullisimpaan asentoon tai samansuuntaisesti peräkkäin. Ohjeissa annettiin myös kevennyksiä silloille, joissa jännemitta

ylittää 40 m. Tällaisissa tapauksissa kuormana käytettiin $480 - 2L \text{ kg/m}^2$, jossa L = jännemitta metreinä, kuitenkin kuorman oli minimissään oltava 300 kg/m^2 . Kaupunkien katusilloille saatiin omat suunnittelukuormat. Ne tuli suunnitella kahdelle 12 tonnin ajoneuville ja 20 tonnin konejyrälle tai 12 tonnin ajoneuville, 15 tonnin konejyrälle ja 500 kg/m^2 tasan jakautuneelle kuormalle.

Ohje esitti myös oman kuormakaavion 16 tonnin painoiselle raitiovaunulle. Nyt esitelty sysäysluku ϕ otti huomioon kuorman dynaamisuuden osuuden. Terässilloilla sysäysluku vaihteli välillä 1,1 – 1,4 ja se riippui sillan jännemitasta.

Betonimääräyksissä vuodelta 1936 betonisilloille määriteltiin oma sysäysluvun suuruus, joka oli samaa suuruusluokkaa kuin terässilloilla. Betonisilloilla sysäysluvun suuruuteen vaikuttivat sillan jännemitta sekä täytemaan paksuus kannella. Ainoastaan silloilla, joihin tuli raitiotie huomiottiin jarrukuorma. Tässä tapauksessa jarrukuormana käytettiin 1/7-osaa kaikkien sillalla olevin ajoneuvojen akselipainoista. Tuulenpaineeksi määriteltiin yleisissä tapauksissa 125 kg/m^2 , harkinnan mukaan suositeltiin käytettäväksi tuulisilla paikoilla 175 kg/m^2 .

TAULUKKO 2. Betonisiltojen sysäysluku 1930-luvun määräysten mukaan

Jännemitta	Sysäysluku	Jännemitta	Sysäysluku
5	1,4	110	1,24
10	1,39	120	1,22
20	1,37	130	1,21
30	1,36	140	1,19
40	1,34	150	1,18
50	1,33	160	1,16
60	1,31	170	1,15
70	1,30	180	1,13
80	1,28	190	1,12
90	1,27	200	1,10
100	1,25		

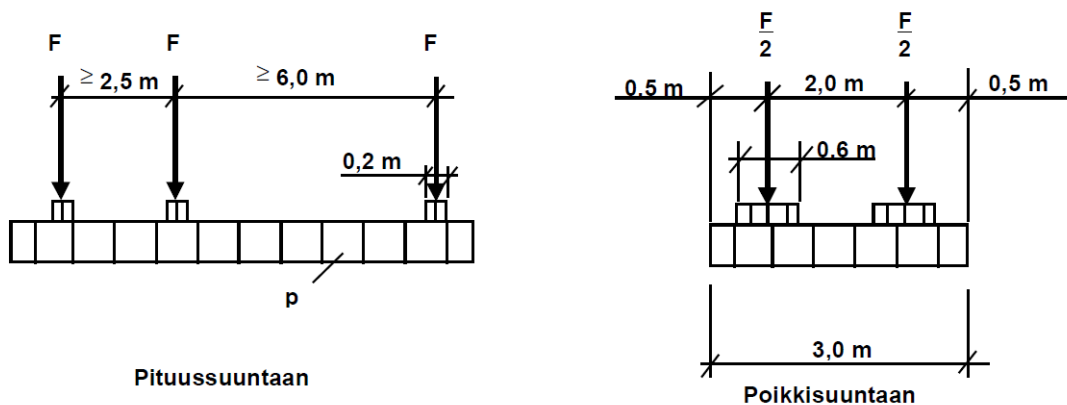
1940-luvulla siirryttiin I-luokan maanteillä käyttämään 9 tonnin sijasta 12 tonnin ajoneuvoja, joita käytettiin jo kaupunkien katusilloilla. Vuonna 1950 esiteltiin mitoitus-

kuormakaavio, jossa käytettiin tasaista nauhparikuormaa ja akselipainoa. Nauhparikuorman suuruudeksi määriteltiin 0,9–1,8 t/m 3 metrin levyisellä ajokaistalla ja akselikuorman suuruudeksi 12 tonnia.

Vuonna -53 määriteltiin erikseen päätteiden silloille nauhparikuorma ja akselipaino. Akselipainona käytettiin 14 tonnia ja nauhparikuormana 2,4–1,2 t/m. Näitä arvoja oli tarpeen korottaa tai vähentää tilannekohtaisesti. Kuormituspituuden kasvaessa 10 metristä 30 metriin nauhparikuormaa voitiin vähentää täydestä puoleen. Tapauksissa, joissa sillalla oli yli kaksi ajokaistaa, voitiin kaikki muut kuin kaksi suurinta ajokaistakuormaa vähentää puoleen. Rakennusinsinööriyhdistyksen julkaisussa A26 Rakenteiden kuormitusmääräykset vuodelta 1955 edellä mainitut kuormakaaviot esiteltiin ja niille annettiin tunnukset A I ja A II.

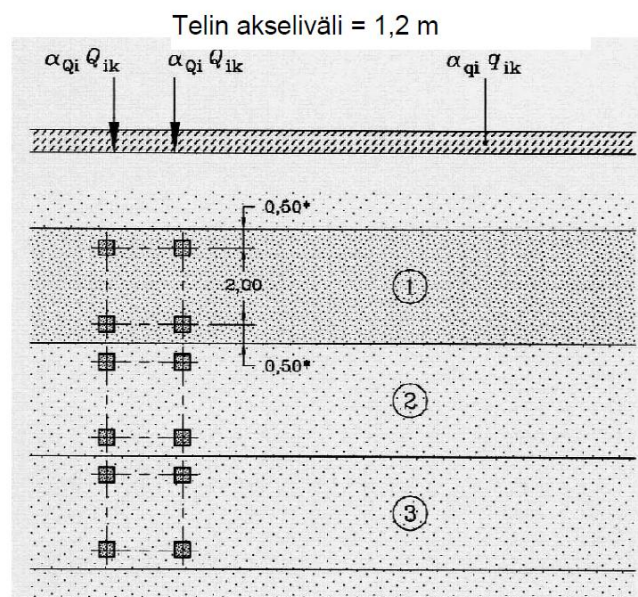
A I täydennykseksi esiteltiin tarkistuskuormana käytettäväksi 134 tonnin teliajoneuvo, jota vielä kasvatettiin sysäyslisällä. Vuoden 1969 Rakenteiden kuormitusnormeissa RIL 59 määriteltiin uusi luokka AK I, jossa tehdään nauhparikuorman vähennys puoleen kuormituspituuden kasvaessa 15 metristä 75 metriin. Tarkistuskuormana käytetty raskas erikoiskuorma EK I laskettiin 120 tonniin ja teliajoneuvon teliväliksi asetettiin 8 - 15 metriä. Tarkistuskuormana EK II voitiin vähäliikenteisimmillä teillä käyttää 80 tonnin teliajoneuvoa.

Vuonna 1971 käyttöön otettu ja vuonna 1975 Kuormitusmääräyksissä RIL 59 nimellä Lk I-nimellä julkaistu yhteispohjoismaalainen mitoituskuorma PKM 71 määritteli uudet kuormituskaaviot. Nämä käsittivät kaksi kolme metriä leveää kuormituskaistaa, kolme 21 tonnin akselikuormaa ja 0,9 t/m tasaista kuormaa yhtä kuormituskaistaa kohden.



KUVA 5. Lk 1-kuormituskaavio, $F = 210 \text{ kN}$, $p = 9 \text{ kN/m}$ (v.1975).

Nykyään käytössä on yhteis-eurooppalaiset kuormituskaaviot, joiden kuorma-arvot on määritelty kansallisten kertoimien avulla. Suomessa nämä otettiin käyttöön vuonna 2010. Kuormituskaavioiden tunnukset ovat LM1, LM2 ja LM3. Kuormakaavio LM1 koostuu kuormakaistoille sijoitettavista tasaisesti jakautuneista kuormista sekä kahden akselikuorman muodostamista telikuormista. Käytössä on kolme kuormituskaistaa. LM2 koostuu kuormakaistoille sijoitettavasta akselikuormasta ja LM3 kuormakaistalle sijoitettavasta tasaisesti jakautuneesta kuormasta. LM1, LM2 ja LM3 kuormituskaavioiden tarkempi esittely luvussa 7.2.



Selite

- (1) Kuormakaista nro 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- (2) Kuormakaista nro 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) Kuormakaista nro 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (*) Kun $w_l = 3,00 \text{ m}$

KUVA 6. LM 1-kuormituskaavio

TAULUKKO 3. Tiesiltojen suunnittelukuormien kehitys maanteillä

Vuosiluku	Tunnus	Mitoituskuorma
1891		250–400 kg/m ² tai kaksiakseliselle ajoneuvolle, jonka akselipaino on 1500–2500 kg.
1921	I luokka	400 kg/m ² tasan jakaantuneelle kuormalle ja 9 tonnin kuorma-auto
	II luokka	400 kg/m ² tasan jakaantuneelle kuormalle ja 6 tonnin kuorma-auto
1933	I luokka	Kaksi 9 tonnin kuorma-autoa tai 400 kg/m ² tasan jakaantuneelle kuormalle ja 9 tonnin kuorma-auto
1940-luku	I luokka	Kaksi 12 tonnin kuorma-autoa tai 400 kg/m ² tasan jakaantuneelle kuormalle ja 12 tonnin kuorma-auto
1950-luku	A I	Nauhparikuormana 2,4–1,2 t/m ja akselipainona 14 tonnia
	A II	Nauhparikuorma 1,8–0,9 t/m ja 12 tonnin akselipaino.
1969	AK I + EK 1	Nauhparikuormana 2,4–1,2 t/m ja akselipainona 14 tonnia + 134 tonnin teliajoneuvo
1975	Lk 1 (Raskaille erikoiskuormille Ek 1)	Kolme 21 tonnin akselikuormaa ja 0,9 t/m tasaista kuormaa
2010	LM 1	Kaista 1: 60 tonnin akselikuorma ja 0,9 t/m tasaista kuormaa Kaista 2: 40 tonnin akselikuorma ja 0,25 t/m tasaista kuormaa Kaista 3: 20 tonnin akselikuorma ja 0,25 t/m tasaista kuormaa

2.3.2 Varmuustasot

Murtumista vastaan siltarakenteiden mitoituksessa käytettiin 2-4-kertaista kokonaisvarmuutta aina 1970-luvulle asti. Tiesilloissa käytettiin sallittuihin jännityksiin perustuvaa mitoitus tapaa vuoteen 1982 saakka, jolloin siirryttiin käyttämään pelkästään rajatilamitoitusta. Rajatilamitoituksessa käytetään ns. osavarmuusmenetelmää, jossa materiaalien ominaisarvoja pienennetään ja vastaavasti kuormien ominaisarvoja kasvatetaan. Käyttönotetut osavarmuuskertoimet olivat pysyville kuormille 1,2 ja tavanomaisille liikennekuormakaavioille 1,8 (vrt. nykyään eurokoodeissa osavarmuuskertoimet ovat 1,15 pysyville kuormille ja 1,35 liikennekuormille). Materiaalien osavarmuusluvut riippuvat materiaalin rakenneluokasta, teräksellä se vaihteli 1,1–1,15:een ja betonilla 1,35–1,5:een. Koekuormitusten avulla saatiin selville, että todellinen varmuus oli laskennallista varmuutta suurempi yksinkertaisten laskentamallien takia.

2.3.3 Materiaalien kehittyminen

1800-luvun lopussa ja vielä 1900-luvun alussa Suomessa ei ollut normistoa betonin materiaalilujuuksille. Tie- ja vesirakennusten ylihallituksen kiertokirje nro 295 vuodelta 1891 antoi teräkselle sallitut jännitykset. Betonin sallittu puristusjännitys epäkeskisessä kuormituksessa otettiin käyttöön saksalaisista betoninormeista ja sen arvona käytettiin 40 kg/cm^2 . Ensimmäiset koko maata koskevat materiaalinormit betonille esiteltiin vuonna 1923. Niissä maantiesilloille ja rautatiesilloille annettiin eri materiaalilujuuksien arvot. Maantiesilloissa oli betonin sallittu puristusjännitys, $\sigma_b = 30 + 0,2L \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ ja teräksen sallittu vetojännitys, $\sigma_e = 900 + 2L \leq 1000 \text{ kg/cm}^2$, kaavoissa $L =$ jännemitta metreinä. Sallitut jännitykset olivat pieniä ja tämän takia myös sillat jäivät vaatimattomiin jännemittoihin.

1920-luvulla betonin lujuusluokkia ei vielä tunnettu. Sementin vähimmäismääräksi määrättiin 270 kg/m^3 takaamaan riittävä lujuus. Vuonna -36 sallittiin jännityksen nostaminen, mikäli kuutiolujuus todettiin kokeellisesti. Vuoden 1946 määräyksissä esiteltiin ensimmäistä kertaa betoniluokat (A, B, C), nostettiin minimisementtimäärä arvoon 300 kg/m^3 ja annettiin määräyksiä vesitiiviyyden, pakkasenkestävyyden ja sitoutumisajan hallitsemiseksi käytettävistä lisäaineista. Määräykset antoivat myös ohjeet harjaterästen käytöstä.

Suomessa ennen 1950-lukua käytettiin pääsääntöisesti vain sileitä teräksiä. Vuoden 1954 normeissa harjateräkselle annettiin ensimmäiset materiaaliominaisuudet. Harjaterästen etuna sileisiin teräsiin oli betonin ja terästen välinen parempi tartunta. Sileäpin-
 taisia teräksiä ankkuroitaessa jouduttiin käyttämään koukkuja tartunnan varmistamiseksi. Harjateräs syrjäytti sileän teräksen käytetyimpänä teräksenä 50- ja 60-luvun aikana.

TAULUKKO 4. Teräsbetonirakenteissa sallittujen jännitysten kehittyminen muutettuna yksikköön N/mm². Arvojen käyttö edellytti, että erinäiset ehdot täytyivät.

Vuosi	1929	1936	1946	1954	1965-82
Betoni K20					
Suorakaidepalkit	4	6,7	8	7,5	7,7
Laattapalkit	4	5,7	7	6,4	6,1
Betoni K40					
Suorakaidepalkit			12	11,5	12,9
Laattapalkit			10	9,8	10,3
Teräs					
Harjateräs V 40 (A 40 H)				220	230
Sileä teräs St 37 (A 22)	100	120	140	140	140

2.4 Laskentamenetelmien kehitys

Jalmar Castrén kirjotti vuonna 1915 Teknilliseen Aikakausilehteen: ”rautabetoniset useampijänteiset kehäsillat tavallisesti lasketaan likimääräisen tavan mukaan pitämällä palkkia vapaana jatkuvana palkkina ja pilareja ainoastaan tukipaineen aksiaalisesti rasittamina ... syynä tällaiseen menettelyyn on arvatenkin se, ettei ole ollut käytettävissä tarpeeksi yksinkertaista ja lyhyttä tapaa tällaisten useampikertaisten staattisesti epämääräisten rakenteiden laskemiseen”. Castrén oli julkaissut jo kaksi vuotta aikaisemmin suunnitteluoppaan teräsbetonisille laattapalkkisilloille.

Teräsbetonisilloissa kansilaatta laskettiin yhteen suuntaan kantavana laattana. Aukko- ja tukimomentit laskettiin jatkuvan palkin teoriolla ja negatiivinen aukkomomentti huomiointiin laittamalla kolmasosa kentän alapinnan teräsmäärästä laatan yläpintaan. Lasken-

nan yksinkertaistus johti ylirajoitukseen. Vuodesta 1936 eteenpäin laatta jo laskettiin ns. ristiin kantavana laattana ja kiinnitysmomentinkin vaikutus oli huomioitu.

Toisen maailmansodan jälkeen lujuuslaskenta kehittyi huomasti. Matriisilaskenta mahdollisti arinarakenteet. 1950-luvulla kehäsiltojen laskentaan voimamenetelmän rinnalle saatiin siirtymämenetelmä. Samaan aikaan alkoivat kehittyä ensimmäiset kehien laskentaohjelmat. Laskutikun kehittäminen aloitettiin jo 1600-luvulla ja se olikin tärkein apuväline laskennassa aina 1960-luvulle asti, jolloin alkoivat yleistymään laskimet. Kehittyneet välineet ja uudet menetelmät mahdollistivat aikaisempaa vaativammat laskennat. 60-luvun lopussa apuna oli myös tietokoneella käytettävät kehä- ja arinaohjelmat. FEM- eli elementtimenetelmään pohjautuvat ohjelmat alkoivat tulla käyttöön seuraavalla vuosikymmenellä.

Historian osuuden kirjallisuuslähteinä on käytetty seuraavia teoksia /1./ Siltojemme historia, /2./ Maantiesiltakannan kehitys Suomessa sekä /3./ Betonirakentaminen Suomessa.

3 KRISTIINANKAUPUNGIN SILTA

Opinnäytetyön esimerkkikohteena on Kristiinankaupungissa sijaitseva V-370 ratapihan ylikulkusilta joka valmistui vuonna 1911. Esitietona sillasta on käytetty Mobilian tekemää selvitystä Kristiinankaupungin ratapihan ylikulkusillan museoarvosta. Silta on osa Seinäjoki-Kristiinankaupunki välistä Kaskisten Suupohjan ratayhteyttä jota rakennettiin vuosina 1909-1913. Sillan kokonaispituus on 37,6 metriä ja hyötyleveys 10 metriä ja sillan päällä on kapeat ajoradat sekä kapeat jalankulkuväylät. Silta on rakenteeltaan neliaukkoinen jatkuva palkkikehäsilta ja siinä on neljä 8,5 metrin jänneväliä. Kansi on laakeroitu päistään maatumien varaan. Sillassa on neljä aukkoa joista kaksi keskimmäistä olivat varattuna kiskotukselle. Sillan rakentamisesta on vastannut Tie- ja vesirakennusten ylihallitus. /4./ (Selvitys Kristiinankaupungin ratapihasillan...)

Sillan rakenteessa on kuusi kannatinpalkkia ja niiden keskilinjojen väli on 160 senttimetriä. Kannatinpalkkeihin nähden poikittain kulkee 170 senttimetrin välein poikkipalkkeja, jotka jatkuvat ulokkeena kannattaen sillan kevyenliikenteen väyliä. /4./ (Selvitys Kristiinankaupungin ratapihasillan...)



KUVA 7: Ratapihasilta kuvattuna alhaalta

Kaskisten Suupohjan ratayhteydelle rakennetuista silloista Kristiinankaupungin silta on esitetty ainoana tiesiltana taitorakenteiden luokassa ”F. Tienylikäytävät ja –alikäytävät”. Sillan rakenne on tällä ratayhteydellä muutenkin poikkeuksellinen. Se rakennettiin rau-

tabetonista eritasoristeyksenä, jossa muu liikenne ylittää rataliikenteen. Muut sillat tällä ratayhteydellä ovat rakennusmateriaaliltaan joko puuta, kiveä tai terästä. /4./ (Selvitys Kristiinankaupungin ratapihasillan...)

Mobilian selvityksen mukaan Kristiinankaupungin ratapihasillan käyttötarkoitus muuttui alkuperäisestä, kun sen alta kulkenut kiskotus purettiin 80-luvun alkupuolella. Nykyisessä kaavoituksessa siltaa ei ole merkitty suojeltavaksi kohteeksi, sillä se ei muodosta selkeää asema-aluekokonaisuutta muiden rakennettujen asemarakenteiden kanssa. Sillan omistus on siirtynyt VR:ltä Kristiinankaupungille ja edelleen Tiehallinnolle. Mobilia selvitti vuonna 2009 tiehallinnon toimesta ratapihasillan museoarvon. selvityksessä arvioitiin sillan tieto-, tieliikennehistoriallista- sekä säilyneisyysarvoa. Selvityksen perusteella Tiehallinto totesi ettei silta täytä niitä edellytyksiä, joilla se voitaisiin ottaa museokohdekoelmaan mukaan ja näin ollen korjata ja säilyttää. /4./ (Selvitys Kristiinankaupungin ratapihasillan...)

Selvityksessä esitetystä sillan raportointihistoriasta käy ilmi, kuinka sillan kunto on jo aikaisessa vaiheessa alkanut heikentymään. Ensimmäinen tarkastusraportti sillasta on vuodelta 1933, jolloin on raportoitu betonin rikkoutuneen palkkien pohjista ja rautojen tulleen näkyviin. Ajotien sekä jalkakäytävän kunto todettiin huonoksi ja sitä ehdotettiin kunnostettavaksi. Samalla sillan maalauksen todettiin myös kuluneen, irtaantuneen sekä likaantuneen. Vastaavia havaintoja tehtiin seuraavissa tarkastuksissa vuosina 1949, tosin aikaisemmasta korostuneemmin. Maalinpinnan väri oli muuttunut vuoden 1949 raporttiin keltaiseksi ja alkuperäistä maalia löytyi vain hyvin nokeentuneena muutamista kohdista laatta-palkkirakenteiden alapinnasta. Hyväkuntoisiksi rakenteiksi todettiin sillasta vain maatuet, perustukset sekä pilarit. Sillasta ei raportointihistoriaan perustuen ole vuoden 1911 jälkeen kunnostettu muuta kuin asfalttipäällyste sekä kaideputket on maalautettu. Päällysteiden uusimisen yhteydessä on oletettavasti uusittu myös sillan vedeneristys vaikkei siitä ole raportointihistoriassa mainintaa. /4./ (Selvitys Kristiinankaupungin ratapihasillan...)

Tiehallinto teetti vuonna 2011 erikoistarkastuksen Kiratek Oy:llä sillan sen hetkisen kunnan tarkkaa selvitystä varten. Raportissa todettiin sillan korjaamisen olevan taloudellisesti kannattamatonta. Raportissa todettiin pääkannatinpalkkien alimpien pääterästen sekä hakaterästen olevan pahasti vauriotuneet ja vaurioiden vaikuttavan myös sillan kantavuuteen. Tässä opinnäytetyössä huomattiin pääterästen olevan kuitenkin vielä täysin ruosteettomat pintaruostetta lukuunottamatta. Tehtävät korjaukset olisivat työmaateknisesti haastavia ja kustannukseltaan hyvinkin korkeat. Vedeneristyksen todettiin pettäneen ja rakenteisiin päässeen kertymään tien suolauksesta laajasti suolavettä, joka on liuennut betoniin klorideiksi. Erikoistarkastusraportissa todetaan kloridien ylittävän kansilaatassa sekä palkistoissa kriittisen kloridipitoisuuden arvon. Tämä altistaa rakenteiden teräkset korroosiolle. /5./ (Erikoistarkastus, Kiratek Oy)

Silta määrättiin purettavaksi ja tilalle rakennettaisiin uusi, vastaavanlainen silta. Ajo-kaistat sekä kevyenliikenteen väylät päivitetäisiin vastaamaan nykypäivän vaatimustasoa. Liikenneviraston ja Tampereen ammattikorkeakoulun aloitteesta sillasta päätettiin tehdä opinnäytetyö, jossa otetaan kantaa sillan todelliseen kantavuuteen sekä tutkittaisiin rakenteiden vauriot. Tämän lisäksi tarpeena oli selvittää sillassa käytettyjä materiaaleja sekä niiden ominaisuuksia, sillä aiempaa tietämystä vanhojen siltojen materiaaleista on vain vähän saatavilla. Silta on myös erikoislaatuinen kohde taitorakenteiden historiassa, jonka vuoksi sillasta saatava informaatio haluttiin taltioida.

4 TERÄSBETONI RAKENTEEN VAURIOTYYPIT

4.1 Terästen korroosio

Raudan luonteeseen kuuluu sen ruostuminen ikääntymisen ja ympäristötekijöiden takia. Ruostuessaan rauta pyrkii muuttumaan yhdisteiksi, joina se luonnossa esiintyy. Ruostuminen on sähkökemiallinen tapahtuma, jonka vuoksi ruostumiseen vaikuttaa kemian lisäksi myös materiaalien sähkövaraukset.

Teräsbetonirakenteessa betonin on tarkoitus suojata teräksiä korroosiolta. Betonin korkean emäksisyyden avulla terästen pinnalle muodostuu ohut oksidikalvo, joka estää sähkökemiallisen korroosion. Jos tämä suojaava kalvo katoaa betonin karbonatisoitumisen myötä, ovat raudoitteet alttiina korroosiolle. /6./ (Betonitekniikan oppikirja, 97-98)

Raudan ruostumisen tuotteena syntyy korroosiotuotteita, joiden tilavuus on noin nelinkertainen raudan tilavuuteen verrattuna. Tämä aiheuttaa teräsbetonirakenteeseen sisäistä painetta, joka ilmenee betonipinnan halkeiluna ja lohkeiluna, sekä heikentää teräksen tartuntaa betoniin. Betonirakenteen halkeilu johtaa karbonatisoitumisen piikkimäiseen etenemiseen halkeamaa pitkin, mikä voi pahimmillaan aiheuttaa pistemäisen ruostumisen teräkseen halkeaman kohdalla. /6./ (Betonitekniikan oppikirja, 97-98)

Korroosion suurimmat myötävaikuttajat ovat ilman suhteellinen kosteus sekä lämpötila. Korroosionopeus on raudoitteissa suurimmillaan ilman suhteellisen kosteuden ollessa n. 95%, jonka lisäksi lämpötilan noustessa 20°C voi korroosionopeus kasvaa noin 10-kertaiseksi. Myös kloridien esiintyminen rakenteissa voi aiheuttaa korroosiota raudoitteissa. /6./ (Betonitekniikan oppikirja, 100-101)

4.2 Betonin rapautuminen

Betonirakenteiden rapautumista on kolmea tyyppiä. Suomen olosuhteissa betonin rapautuminen on yleensä pakkasrapautumista, mutta myös ettringiittireaktiota voi esiintyä mikäli betonirakennetta on voimakkaasti lämmitetty valmistusvaiheessa. Ettringiittireaktiota tavattiin Suomessa 80-luvulla valmistuksen aikaisen lämmityksen takia, mutta

ongelman ilmettyä rakenteiden lämmityksestä valmistusvaiheessa luovuttiin. Alkaliki-
viainesreaktio on Suomessa harvinainen johtuen betonirakenteissa käytettävistä syväki-
vilajeista, jotka ovat yleensä kemiallisesti hyvin kestäviä. /7./ (Betonijulkisivun kunto-
tutkimus 2013, 29-36)

Pakkasrapautuminen on mahdollista kun betonirakenne pääsee kastumaan ja jäätymään
ollessaan vielä märkä. Pakkasrapautumisessa betonin huokosverkostossa oleva vesi laa-
jenee jäätyessään ja aiheuttaa paineen, joka rikkoo betonia. Betonin pakkasenkestävyy-
teen vaikuttavat mahdollinen lisähuokoistus, betonin tiiviys, rasitusolosuhteet sekä rasi-
tuksen toistuvuus.

Pakkasrapautuminen ilmenee betonin säröilyinä. Alkuvaiheessa betonin pakkasrapautu-
mista ei voi havaita silmämääräisesti. Säröt heikentävät betonin lujuutta ja raudoituksen
tartuntaa sekä edesauttavat rapautumista. Myös betonin karbonatisoituminen voi edetä
rakenteessa pistemäisesti syvemmälle syntyneiden halkeamien avulla.
/7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 29-36)

Harvinaisempi ettringiittireaktio on seurausta betonirakenteen lämpökäsittelystä valmis-
tuksen aikana, jonka takia rakenteeseen syntyy ettringiittimineraaleja. Mineraalit kitey-
tyvät ilmahuokosten seinämille, joka johtaa huokostilavuuden pienemiseen. Huokostila-
vuuden pieneneminen rakenteessa johtaa pakkaskestävyyden heikkenemiseen. Reaktio
vaatii syntyäkseen runsasta kosteusrasitusta. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013,
29-36)

Rakenteet pyritään nykypäivänä rakentamaan siten, etteivät ne rapaudu kostean betonin
jäättyessä. Etenkin suojahuokoistus on yleistynyt rakentamisessa. Veden jäättyessä se
laajenee suojahuokosiin eikä näin pääse syntymään betonia rapauttavaa rakenteen si-
säistä painetta. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 29-36)

4.3 Kloridien vaikutus

Betonirakenteessa riittävän suuri kloridipitoisuus voi käynnistää raudotteiden korroosion vaikka betoni ei olisikaan raudotteiden ympäriltä karbonatisoitunut. Klorideja voi tunkeutua ulkoisesti rakenteisiin mm. teiden suolauksesta tai meriveden kautta. Sisäisesti klorideja rakenteisiin pääsee vain valmistuksessa käytetyistä klorideista. Ulkopuoliset kloridi-ionit tunkeutuvat rakenteisiin pitkällä aikavälillä.

Kloridien tunkeutumisenopeuteen vaikuttaa ensisijaisesti betonin tiiveys, mutta myös käytetyllä sementillä on vaikutusta kloridien tunkeutumisenopeuteen. Esimerkiksi masuunisementtibetoniin kloridit tunkeuvat huomattavasti hitaammin kuin portlandsementtibetoniin. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 25-28)

Raudoituksen korroosiota kloridi-ionit voivat aiheuttaa kun kriittinen kloridipitoisuus raudotteita ympäröivässä betonissa ylittyy. Kriittinen kloridipitoisuus vaihtelee jonkin verran ja on noin 0,03...0,07 p-% betonin painosta vesiliukoisena mitattuna. Esimerkiksi portlandinsementtibetonilla on suuremman emäksisyyden johdosta korkeampi kriittisen kloridipitoisuuden raja kuin masuunisementtibetonilla. Lisäksi kriittisen pitoisuuden suuruuteen vaikuttaa sementin kyky sitoa klorideja itseensä. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 25-28)

Kun betoni karbonatisoituu sen varastoimat kloridit vapautuvat, joka voi johtaa raudoituksen nopeaankin ruostumiseen. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 25-28)

4.4 Karbonatisoituminen

Karbonatisoituminen on kemiallinen reaktio, jossa betoni menettää emäksisyytensä. Reaktio alkaa pinnalta ja etenee rakenteessa suhteellisen tasaisena rintamana. Rintama etenemisnopeus on hidastuva ja siihen vaikuttaa betonin tiiveys, kosteusrasituksen määrä sekä sideaineen kalkkipitoisuus.

Ilman hiilidioksidi tunkeutuu betonin tyhjiin ilmahuokosiin ja neutraloi betonia. Niinpä karbonatisoituminen on voimakkaampaa kuivassa betonissa kuin märässä, sillä märässä

betonissa suojahuokokset ovat täyttyneet vedellä. Karbonatisoituminen vaatii kuitenkin tietyn määrän kosteutta ja reaktio etenee nopeimmin ilman suhteellisen kosteuden ollessa 50...60%.

Karbonatisoituminen ei itsessään heikennä betonirakennetta, vaan jopa lujittaa betonia aavistuksen verran. Kuitenkin emäksisyyden hävitessä on rakenteessa raudotteiden korroosio mahdollista. /7./ (Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, 22-23)

Karbonatisoitumisen arvioimiseen on yleisesti käytössä kaava

$$X = k * T^{0,5}, \text{ missä}$$

k= karbonatisoitumiskerroin

T = aika

X= on saatu tulos millimetreissä.

Kertoimen hajonta on suuri johtuen erilaisten betonien ilmanläpäisevyydestä. (Betontechniikan oppikirja, 98)

4.5 Vaurioiden ehkäisy siltarakenteissa

Betonisten siltarakenteiden suojaamiseen voidaan käyttää mm.

-Impregnointiaineita, jotka muodostavat vettä hylkivän pinnan ja estävät kloridien tunkeutumista

-tiivistysaineita, jotka täyttävät huokokset ja muodostavat ohuen kalvon

-erilaisia pinnoitteita, esim epoksi, polyuretaani- sekä akryylipinnoitteita.

Tapaan, jolla betoni pinnoitetaan, vaikuttaa olennaisesti siltaan kohdistuvat rasitukset. Rasituksista on silloissa yleensä aina läsä suolaus. Muita rasituksia on mm. merivesi sekä kostea ilmasto.

5 KUNTOTUTKIMUS

V-370 ratapihasillasta kuntotutkimuksen alue rajattiin tähän opinnäytetyöhön koskemaan betonisillan kansirakenteisiin. Sillan kuormituskestävyyttä arvioidaan lähinnä kansirakenteiden ominaisuuksien pohjalta ja pilareista oli riittävästi tietoa niiden toimivuuden arvioimiseksi. Betonin laatua mitataan veto- sekä puristuskokeilla, joilla selvitetään betonin lujuus sekä mahdollinen pakkasrapautuma rakenteissa. Betonisillan kantavuuden arvoimiseksi tavoitteena on myös selvittää rakenteissa käytetyn betonin kunto ja lujuus sekä terästen lujuus ja raudoituksen kunto.

Terästen laadun määrittämistä varten otettiin sillasta purkutoimien yhteydessä riittävä määrä teräksiä talteen. Näitä teräksiä kuormitettiin laboratoriossa ja niistä määritettiin vetokokeilla murtolujuus. Betonin ominaisuuksien määrittämiseksi porattiin sillasta koekappaleita joita kuormitettiin laboratoriossa lujuuden sekä pakkasrapautuman arvioimiseksi. Pakkasrapautuman tarkempi tutkiminen vaatisi ohuthietutkimuksia, joita ei kuitenkaan tämän työn yhteydessä suoritettu.

Liitteessä 1. on havainnollistettu näytteiden suunnitellut paikat. Näytteitä otettiin tässä tutkimuksessa yhteensä 14 kappaletta. Kuusi näytettä edustaa sillan pakkasrapautuman määrittämiseen tarvittavia vetonäytteitä ja kahdeksan puristusnäytettä. Näytteet jaoteltiin reunapalkkien sekä kansilaatan välillä tasaisesti.

TAULUKKO 5. Näytteet

Näyte/rakennusosa	Pituus(mm)	Halkaisija(mm)	Veto	Puristus	Kloridi
PRI 11kl-20/kannatinpalkki	-	-			x
PRI 21kl-0/kannatinpalkki	-	-			x
PRI 32-0/kannatinpalkki	-	-			x
PRI 32-20/kannatinpalkki	-	-			x
Ka 01-kl/kaidetolppa	-	-			x
Ka 11-kl/kaidetolppa	-	-			x
PRI 01-80/kannatinpalkki	111,0	75,5		x	
PRI 11-80/kannatinpalkki	83,0	75,5		x	
PRI 32-80/kannatinpalkki	102,0	75,5		x	
PRI 21-50/kannatinpalkki	105,3	50,0	x		
PRI31-50/kannatinpalkki	96,4	50,0	x		
J 01-50/jalkakäytävä	97,5	50,0	x		
K 03-50/jalkakäytävä	102,0	50,0	x		
K 02-50/kansilaatta	124,1	50,0	x		
Kuutio100mm/s-palkki	100,1	100,3		x	

Näytteiden määrä jäi suunniteltua huomattavasti pienemmäksi työmaan aikataulujen muutosten vuoksi, ja kuntoa arvioitaessa tukeuduttiin myös aiemmin tehtyihin erikoistarkastukseen (Kiratek Oy) ja betonipuristuluuden määrittämiseen (A-Insinöörit). Näytteitä otettiin vain sillan kansirakenteista, sillä pilarirakenteista oli jo aikaisempaa tietoa eikä niiden toimintaan oteta kuntotutkimus osuudessa kantaa.

5.1 Kenttätutkimustoimenpiteet

5.1.1 Vaurioiden silmämääräinen tarkastelu

Sillan kaiteet muodostuvat betonisista kaidepylväistä sekä teräsputkista välijohteina ovat hyvinkin huonokuntoisia eivätkä täytä nykypäivän turvallisuusvaatimuksia. Väli-

johteet ovat ruosteessa ja katkeavat pienestä osumasta. Betonisten pylväiden betoni lohkeilee irti ja raudoitteet ovat näkyvillä useassa pylväessä.



KUVA 10: Huonokuntoinen kaide

Sillan kansirakenteessa on havaittavissa betonin lohkeilua monessa kohdassa. Lisäksi teräksistä on esillä etenkin primääripalkkien alapinnassa hakateräkset sekä paikoin myös pääteräkset. Ilman suojaavaa betonipeitettä olevat teräkset ovat päässeet ruostumaan. Lisäksi kansirakenteen maatuilla olevat teräslevyt ovat näkyviltä osiltaan hyvin ruostuneita. Sillan päällysteet ovat hyvässä kunnossa.



KUVA 11: Maatuen ruostuneet teräslevyt

5.1.2 Betonipeitemittaukset

Peitepaksuusmittauksia käytetään betonirakenteissa kun halutaan määrittää raudoitteiden syvyys rakenteen pinnasta. Peitepaksuuden määrittämisessä käytetään siihen soveltuvaa peitepaksuusmittaria. Peitepaksuusmittauksissa pyritään edustavalla ja riittävällä otannalla saamaan kattava kuva raudoitteiden sijainnista betonirakenteessa.

Peitepaksuusmittauksia suoritetaan jokaisesta tietyntyyppisestä rakenteesta sekä kyseisen rakenteen eri pinnoilta. Raudoitteiden sijainnilla on olennainen merkitys niin rakenteen toimintaan kuin sen kestävyteen siihen kohdistuvia rasituksia vastaan. Korjaussuunnitelmaa laadittaessa on betonipeitteen paksuudella olennainen merkitys. Korjauskohteessa peitepaksuus vaikuttaa osaltaan kohteeseen soveltuvien työmenetelmien valinnassa, kustannuksien arvioinnissa sekä aikataulujen hallinnassa.

Alla olevassa taulukossa on esitetty sillan rakenteista mitatut peitepaksuudet. Mittaustulokset riittävät osoittamaan raudoitteista yleisesti niiden sijainnin rakenteessa.

TAULUKKO 6. Peitepaksuusmittaukset

alue	Primääripalkit, sivusta 24mm lattateräs				
Syvyys/mm	17-21	22-26	27-33	34-49	50+
Määrä/kpl	3	9	35	70	8

alue	Primääripalkit, alapinta palkista, pääteräs 40mm					
Syvyys/mm	8-12	13-16	17-21	22-26	27-33	34+
Määrä/kpl	5	3	40	30	15	1

Alue	Kaidetolppa 12mm					
Syvyys/mm	8-12	13-16	17-21	22-26	27-33	34+
Määrä/kpl	3	15	25	32	40	4

Siltarakenteissa nykypäivänä voidaan pitää minimipeitepaksuutena kaikissa olosuhteissa 40-45millimetriä. Mittaustuloksista käy ilmi, etteivät teräkset sijaitse rakenteissa läheläkään nykypäivän sijaintivaatimuksia. Mobilian raportissa arvioidaan, että sillan rakentamishetkellä ei välttämättä ole ollut riittävää tietotaitoa jotta jo suunnitteluvaiheessa

oltaisiin voitu asettaa teräksille riittävä peitepaksuus. Kuitenkin primääripalkkien sivupinnassa lähimmätkään raudoitteet eivät sijaitse vielä karbonatisoituneen betonin alueella.

5.2 Laboratoriotutkimukset

5.2.1 Kloridipitoisuuden määrittäminen

Kokeen tarkoitus on määrittää betonirakenteista kloridipitoisuus ja tulos ilmoitetaan painoprosentteina näytteen määrästä. Titrausta varten porattiin Kristiinankaupungin sillasta jauhenäytteitä kahdesta syvyydestä, pinnasta ja noin 20 millimetristä. Sillan rakenteista otetut betonijauhenäytteet titrattiin Tampereen ammattikorkeakoulun laboratoriossa standardin SFS 14629 mukaisesti. Alla taulukossa 6. on esitetty tulokset titratuista näytteistä ja näytteiden sijainti rakenteessa on esitetty liitteessä 1.

TAULUKKO 7. Kloridipitoisuudet näytteissä

Näytteen tunnus	Paino(g)	Ammoniumsyanaatti(ml)	Kloridipitoisuus(p-%)
PRI 11kl-20	4,621	4,95	0,01
PRI 21kl-0	4,517	4,85	0,02
PRI 32-0	4,766	4,75	0,02
PRI 32-20	4,740	4,60	0,03
Ka 01-kl	4,619	4,00	0,08
Ka 11-kl	4,605	3,05	0,15

Kloridipitoisuuksia mitattiin primääripalkkien sivupinnoilta (PRI-alkuiset näytteet). Kansirakenteesta otetuista näytteistä yhdessä pitoisuus ylittää 0.03-0.07 paino-% alueelle, jota voidaan pitää korroosiolle altistavana pitoisuutena. Kaksi Ka-näytettä ovat sillan kaiteiden betonipylväistä, joissa esiintyy selkeästi haitallinen määrä klorideja.

Ammoniumsyanaatti toimii titrauksessa näytteen neutraloimisessa. Näytteessä oleva indikaattori aiheuttaa näytteen värjäytymisen syanaatin neutraloidessa näytettä. Syöte-tystä ammoniumnitraatin määrästä lasketaan näytteen kloridipitoisuus painoprosentteina.

5.2.2 Betoninäytteiden karbonatisoitumisen tarkastelu

Taulukossa 7. on esitetty eri näytteiden karbonatisoituminen. Näytteiden sijainti on esitetty liitteessä /1/. Koekappaleet värjättiin fenoliftaleiiniliuoksella jonka jälkeen kappaleista voitiin mitata karbonatisoitumisen eteneminen. Fenoliftaleiini värjää emäksisen betonin ja karbonatisoitunut betoni ei värjäydy. Värjäytyneen alueesta voidaan arvioida karbonatisoitumisrintaman syvyyttä betonissa. Mittatyökaluna käytettiin Mauser-työntömittaa. Tuloksena on karbonatisoitumisen syvyys säälle altistuneesta betonipinnasta keskiarvona.

TAULUKKO 8. Karbonatisoituminen

Näyte	Syvyys (mm ulkopinnasta, keskiarvo)
PRI 01-80	5
PRI 11-80	5
PRI 32-80	15
PRI 21-50	5
PRI31-50	5

5.2.3 Betonin pakkasrapautuma

Betonisillasta otetuista poralieriönäytteistä viisi koeistettiin vetokojeessa. Näytteet otettiin primääripalkkien sivupinnoilta. Näytteiden päät sahattiin tasaiseksi ja kuivumisen jälkeen lieriöihin liimattiin vetopäät kaksikomponenttiliimalla kiinni. Näytelieriöiden mitattu halkaisija on kaikissa 50mm. Taulukossa on esitetty saadut vetolujuudet ja murtokohdaksi on mitattu katkeamisinnan keskiarvo säälle alttiista pinnasta. Näytteistä voidaan kuvien perusteella huomata suuria kivirakeita betonilaadussa sekä yhdessä näytteessä murron tapahtuneen raudoitetta myötäillen.

TAULUKKO 9. Koekappaleiden vetokokeet

Tunnus	Vetomurtolujuus (Mpa)	Murtokohta (mm,keskiarvo)	Murtotapa
J 01-50	1,2	50	Isoa kivipintaa pitkin
K 03-50	0,9	65	Isoa kivipintaa pitkin
PRI 21-50	0,6	80	Normaali leikkaantuminen
PRI 31-50	1,1	50	Isoa kivipintaa pitkin
K 02-50	1,0	50	Leikkaus teräksen pintaa pitkin



KUVA 12: Näyte J 01-50



KUVA 13: Näyte K 03-50



KUVA 14: Näyte PRI 21-50



KUVA 15: Näyte K02-50



KUVA 15: Näyte PRI 31-50

5.2.4 Betoninäytteiden puristuslujuus

Betonin puristuslujuutta mitattiin koeistamalla betoninäytteitä puristuskojeessa. Kohteesta otettiin yhteensä kolme 75mm halkaisijan lieriönäytettä sekä yksi kuutionmallinen näyte. Lieriöiden pituudet vaihtelevat poraussyvyyksien sekä näytteiden sahauksen vuoksi. Ennen puristuskojeeseen laittoa näytteiden puristuspinnat sahattiin tasaiseksi mahdollisten epätasaisuuksien poistamiseksi puristuspinnoilta. Betoninäytteitä puristettiin kunnes koekappaleet murtuivat.

Puristuskokeissa määritettiin betonille tässä kohteessa puristuslujuus, josta laskennallisesti saadaan vertailulujuus käytettäväksi mitoitukseen. Puristuslujuuksien määrittäminen suoritettiin laboratoriossa standardin SFS 12390-3 mukaisesti. Taulukosta 10. ilmenee koekappaleiden puristuslujuudet.

TAULUKKO 10. Koekappaleiden puristuslujuudet

Näyte	Pituus/ halkaisija(mm)	Murtolujuus (MN/m ²)	Kerroin	150x300mm lieriölujuus (MN/m ²)
PRI 01-80 lieriö	111/75,5	27,6	$\frac{1,1}{0,85}$	35,7
PRI 11-80 lieriö	83/75,6	43,5	$\frac{1,1}{0,85}$	56,3
PRI 32-80 lieriö	102/75,6	31,3	$\frac{1,1}{0,85}$	40,5
Kuutio	100x100x100	34,4	$\frac{1}{0,85}$	40,5

Saaduista puristuslujuuksista määritetään koekappaleille vertailulujuus RakMK B4 kohdan 6.3.3 ”Betonin puristuslujuus rakennekokein” mukaisesti. Saadut lujuudet muunnettiin vastaamaan 150x300mm lieriön lujuutta. Lieriöiden puristuslujuusarvot kerrottiin kertoimella 1,1 ja jaettiin kertoimella 0,85. Kuutiolujuus jaettiin kertoimella 0,85. Vertailulujuus betonille saadaan pienemmän tuloksen antavasta kaavasta

Tuloksien hajontaan voi vaikuttaa mm. rakennetta valaessa tiivistämisen onnistuminen. Liiallinen tiivistäminen voi johtaa suurien kivirakeiden tiivistymiseen alapuolelle rakennetta. Tällöin yläpuoli rakenteesta on pienirakeisempaa kuin alapuoli. Myös esim. suuri kivi tai teräksen sijainti näytteessä voi aiheuttaa tuloksissa mittapoikkeamaa. Betoni on paikalla valettua ja tiivistyksen onnistumisella on suuri vaikutus betonin tiiveyden tasaisuuteen. Betonin rakeisuudella ja tiivistyksen onnistumisella on merkitystä betonin puristuslujuudelle.

5.2.5 Raudoitteiden murtolujuus

Terästen kestävyyttä mitattiin vetokojeella johon raudat kiinnitettiin päistään. Mittaustuloksena saatiin kyseiselle teräkselle sen murtolujuus, jonka perusteella arvioitiin terästen lujuusominaisuuksia.



KUVA 16: Teräksen vetokoe

Koekappaleet katkaistiin terästen suoralta alueelta, jonka jälkeen kappale asetettiin kojeeseen ja kiinnitettiin päistään. Kojeen avulla tankoja rasitettiin tasaisesti kasvavalla voimalla murtoon asti. Taulukossa 11. on esitetty koekappaleiden murtokokeen tulokset. Murtokuorma on ilmoitettu kilonewtoneina.

TAULUKKO 11. Terästen murtokestävyys

Teräs/sijainti	Murtokuorma (kN)	Pinta-ala(mm ²)	Murtolujuus (N/mm ²)
Ø 25,5mm/pääteräs	175	510,4	342,8
Ø 12,8mm/kansiteräs	51	128,6	396,5
Ø 12,8mm/kansiteräs	52	128,6	404,3
25*3,5mm/hakateräs	31	87,5	348,6
Ø 25,5mm/pääteräs	174	510,4	342,8
Ø 12,8mm/kansiteräs	50,5	128,6	392,6
25*3,5mm/hakateräs	30,5	87,5	354,3
25*3,5mm/hakateräs	28	87,5	320,0

Pääteräksien ja hakateräksien murtolujuus(ka.) on noin 340 N/mm² ja kansilaatan teräksellä noin 400 N/mm². 16mm-40mm halkaisijaltaan olevilla tangoilla voidaan käyttää siis myötölujuutta 225 N/mm² ja pienemmän kokoluokkien teräksillä 235N/mm². Nykypäivän teräkset ovat myötölujuudeltaan 500 N/mm² joten rautojen heikkoudella on selvä vaikutus sillan kantavuuteen. Tarkempi analyysi vaatisi terästen koeistuksessa myös venymän sekä myötölujuuden mittaamista.

6 YHTEENVETO SILLAN KUNNOSTA

6.1 Betonin rapautuma

Betonirakenteen rapautumaa ja sen määrää arvioitaessa on otettava huomioon rakenteen ikä, laatu ja olosuhteet. Betonin vetolujuuteen vaikuttaa mm. sen tiivistymisen onnistuminen rakentamisen aikana, betonin ainesosien suhde sekä mahdollinen suojahuokoistus.

Mittaustulosten perusteella sillan rakenteissa ei ole laajamittaisesti pakkasrapautumaa. Koska betonin vetolujuuteen vaikuttaa myös betonin puristuslujuus, joten vetolujuus on suhteessa betonin puristuslujuuteen normaali. Betoni on valettu paikan päällä ja on n. 100 vuotta vanhaa, joten betoni ei vastaa täysin nykyaikaisia laatuvaatimuksia.

Betonin pakkasrapautumaa arvioitaessa on yleisesti käytössä alla oleva taulukko. Taulukossa on esitetty vetolujuudelle todennäköinen rapautumistilanne. Näytteiden alhaisin vetolujuus oli 0,6 MPa, mutta vain yhden näytteen ollessa lähellä 0-0,5 MPa raja-arvoa ei pakkasrapautumaa voida todeta olevan merkittävästi.

TAULUKKO 12. Betonin pakkasrapautuma, Taulukko 6.1 By 42

Vetolujuus	Todennäköinen rapautumistilanne
0-0,5 MPa	Näytteessä on pitkälle edennyttä rapautumaa
0,5-1,0 MPa	Näytteessä on jonkinasteista rapautumaa
1,5 – yli MPa	Näytteessä ei todennäköisesti ole merkittävää rapautumaa

6.2 Betonin puristuslujuus

Betonin lopulliseksi vertailulujuudeksi saadaan RakMK B4 luvun 3.6 mukaisesti pienempi seuraavista arvoista,

$$K_k = f_{cm} - f_n$$

$$K_k = f_{cmin} + 4$$

, missä K_k = vertailulujuus

f_{cm} = koetulosten keskiarvo

f_n = betoninäytteiden määrästä riippuvainen vakio(MN/m²) taulukosta 6.1

f_{cmin} = pienin koetulos

$$K_k = f_{cm} - f_n = 43,3\text{MN/m}^2 - 6\text{MN/m}^2 = 37,3\text{MN/m}^2$$

$$K_k = f_{cmin} + 4 = \frac{35,7\text{MN}}{\text{m}^2} + \frac{4\text{MN}}{\text{m}^2} = 39,7\text{MN/m}^2$$

TAULUKKO 13. RAKMK B4 taulukko 6.1

TAULUKKO 6.1

Tekijän f_n riippuvuus koekappaleiden lukumäärästä.

n	f_n [MN/m ²]
10...14	4
7...9	5
3...6	6

Laskutoimituksissa on otettu huomioon koekappaleiden vähäisyys laskujen yhteydessä. Kolme näytettä on betoninormien mukainen vähimmäismäärä, jolla betonin puristuslujuutta voidaan määrittää halutusta kohteesta. A-Insinöörit on tehnyt vuonna 2012 selvityksen ratapihansillan betonirakenteiden puristuslujuudesta. A-Insinöörien tutkimuksissa mitattiin kuutta koekappaletta ja tässä opinnäytetyössä esitetyt tulokset ovat A-Insinöörien raportin kanssa yhtenevät. A-Insinöörien tekemässä raportissa kuutiolujudeksi on saatu 42 MN/m² mikä vastaa likimain tässä työssä esitettyä 37 MN/m² lie-riöpuristuslujuuksia.

6.3 Raudoitteiden vetolujuus

Keskimääräiseksi terästen murtolujuudeksi saavutettiin noin 340 N/mm² suurella tankoteräksellä sekä lattateräksellä. Pienemmän tankon keskimääräiseksi murtolujuudeksi saatiin noin 400 N/mm². Liitteen 2 mukaisesti teräksen S235 murtolujuus on teräksen nimellispaksuuden ollessa 3-100mm välillä 360-510 N/mm². S275 teräksen murtolujuudeksi määritellään samaisessa liitteessä 410-560 N/mm². Saadut mittaustulokset ovat pääosin S235 teräksen murtolujuuden alueella, joten laskenta tehdään käyttämällä S235 teräksen myötölujuutta.

6.4 Teräskorroosio

Sillan purun yhteydessä raudoitteiden todettiin olevan lähes ruosteettomia. Ainoan poikkeuksen tälle tekivät kannatinpalkkien hakateräkset, jotka ovat vähäisen betonipeitteen vuoksi joutuneet säälle alttiiksi. Lisäksi muutama pääteräs palkkien alapinnassa on hakaterästen tavoin päässyt pinnastaan ruostumaan. Hakaterästen ruostuminen ja puuttuva betonipeite aiheuttaa niiden puutteellisen toimivuuden rakenteessa, eikä niille voida siksikin laskennassa antaa minkäänlaista toiminnallista arvoa.



KUVA 17: Purettua sillan kansirakennetta, pilarilinja

Rakenteissa tutkittiin myös esiintyvien kloridien määrä, mutta klorideja esiintyi merkittävästi vain sillan kaiteissa. Syy rakenteessa esiintyville klorideille johtunee tien suolauksesta. Lisäksi palkkirakenteissa ja kansilaatassa oli kohonnut kloridipitoisuus. Tästä huolimatta ovat sillan rakenteellisesti merkittävät teräkset lähes ruosteettomia.



KUVA 18: Ruosteeton teräs mastiksimassan poiston jälkeen

Koska betoni ei ole karbonatisoitunut tavanomaista kaavaa noudattaen, on jokin asia vaikuttanut betonin ilmanläpäisevyyteen. Sillan alla ennen kulkeneen höyryveturien vaikutuksesta on mahdollista että betonin ilmahuokokset ovat täyttyneet esim. noella tai muilla epäpuhtauksilla. Ilmahuokoisten mahdollinen täyttyminen epäpuhtauksista estäisi ilman vaikutuksesta tapahtuvaa karbonatisoitumista. Ilmahuokosten sisältämä vesi voisi aiheuttaa vastaavan ilmiön.



KUVA 19: Teräsiä vetokokeen jälkeen

Betonin karbonatisoituminen on edennyt merkityksellisen hitaasti betonin kansirakenteen alapuolisessa osassa, mikä on osaltaan edesauttanut raudoitteiden säilymistä betonin pienenä pienuudesta huolimatta. Teräksen korroosiolle edellyttäviä tekijöitä ovat betonin karbonatisoituminen, sopivalle kosteudelle altistuminen sekä lämpötila. Sillan palkkien rakenteissa ei betoni ole karbonatisoitunut normaalisti raudoitteiden ympäriltä joten olosuhteita teräksen korroosiolle ei ole ollut.

7 KANTAVUUSTARKASTELU

Tässä luvussa määritettiin sillan laskennallinen kantavuus. Tarkastettiin murtorajatilassa sillan pääkannattimina toimivien palkkien taivutus ja leikkaus, kansilaatan taivutus ja leikkaus sekä sekundääripalkkien taivutus ja leikkaus. Tarkastelu tehtiin /9./ ajoneuvoasetuksen (AA2014-kuormakaaviot) mukaiselle kuormakaavioille. Tehtiin myös vertailua uuden ja vanhan sillan kantavuuksien välillä, joten tehtiin tarkastelu myös eurokoodien mukaisille LM-kuormakaavioille.

Kantavuustarkastelu tehtiin julkaisun /10./ Siltojen kantavuuden laskentaohje (TIEL2170005-92) mukaan. Rakenneanalyysi tehtiin ohjeen /11./ Eurokoodin soveltamisohje - Betonirakenteiden suunnittelu NCCI 2 (5.11.2010) Liikenneviraston ohjeita 24/2010 kohdan 5 (5.3, 5.4, 5.11) mukaan. Rakennemalli tehtiin STRAP-FEM-ohjelmalla. Malliin syötettiin kuormat ohjeen /12./ Eurokoodin sovellusohje - Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCC1, Liikenneviraston ohjeita 23/2010 mukaan sekä /9./ mukaiset kuormat. Kuormitusyhdistelyt muodostettiin ohjeiden /10./ ja /11./ mukaan. Voimasuureet ratkaistiin STRAP-ohjelmalla. Kapasiteetit ratkaistiin saatujen voimasuureiden avulla ohjeen /12./ kohdan 6. ja 7. mukaan. Leikkaustarkastelussa hyödynnettiin normia /8./ RakMK B4 Betoninormit.

Materiaaliominaisuudet arvioitiin sillasta otettujen näytteiden avulla. Näytteet tutkittiin laboratoriossa. Alapuolella olevassa taulukossa esitellään sekä betonin että teräksen laskennalliset materiaaliominaisuudet.

TAULUKKO 14. Materiaaliominaisuudet

BETONIN OMINAISUUDET

$f_{ck} =$	37 N/mm ²	lieriölujuuden ominaisarvo 28vrk ikäisenä
$f_{cd} =$	23,30 N/mm ²	puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05} =$	2,33 N/mm ²	vetolujuuden ominaisarvo 5% fraktiili
$f_{ctd} =$	1,73 N/mm ²	vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctm} =$	3,33 N/mm ²	betonin keskimääräinen vetolujuus
$E_{cm} =$	34 545 N/mm ²	betonin keskimääräinen kimmokerroin
$\phi_v =$	1,70	betonin virumaluku
$E_{c,eff} =$	12 794 N/mm ²	betonin tehollinen kimmokerroin
$\gamma_c =$	1,35	betonin materiaaliosavarmuusluku

TERÄKSEN OMINAISUUDET

$f_{yk} =$	235,00 N/mm ²	myötölujuuden ominaisarvo
$f_{yd} =$	213,64 N/mm ²	myötölujuuden mitoitusarvo
$E_s =$	200 000 N/mm ²	teräksen kimmokerroin
$\gamma_s =$	1,1	teräksen materiaaliosavarmuusluku

7.1 Laskentamenetelmät

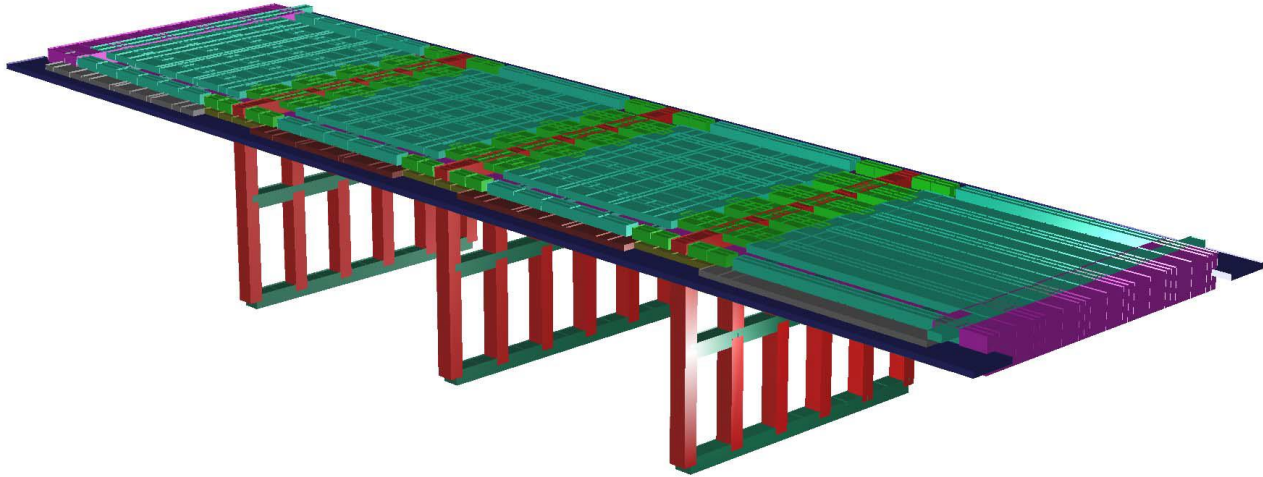
Sillasta tehtiin rakennemalli kuvaamaan rakenteiden toimintaa ohjeen /11./ mukaan STRAP-FEM-ohjelmalla. Laskettaessa pääkannattimille voimasuureita käytetään pääkannattimilla halkeilemattoman rakenteen vääntöjäykkyyden arvoja. Muilla rakenteilla käytetään tässä tapauksessa jäykkyytenä 50 % halkeilemattoman rakenteen jäykkyydestä. Laatan voimasuureita ratkaistaessa oletetaan laatta halkeamattomaksi ja pääkannattimille käytetään jäykkyytenä 50 % halkeilemattoman rakenteen jäykkyydestä. Välituilla pilarit mallinnettiin jäykästi kiinni kanteen ja päätytuilla palkkien oletetaan olevan niveltuettuja.

Rakenteista tehtiin seuraavat mallit ohjeen /11./ mukaan STRAP-ohjelmaan:

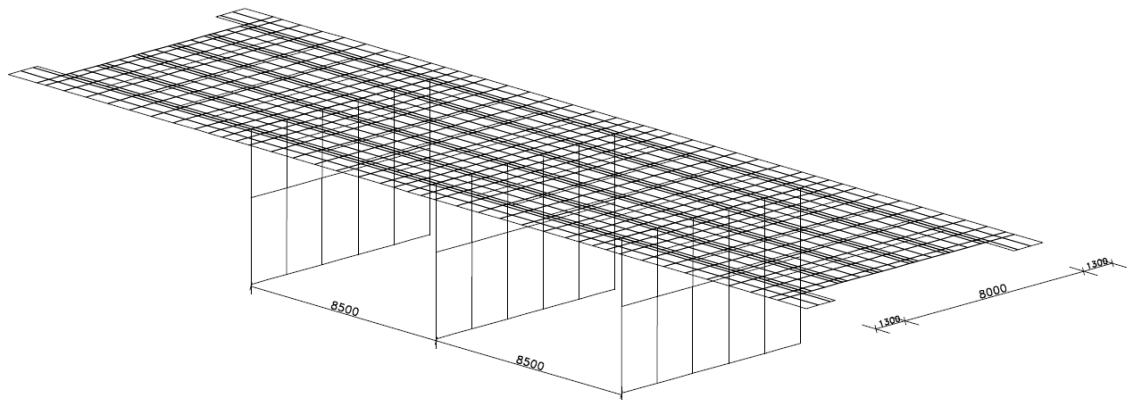
TAULUKKO 15. STRAP-mallit

Nro	Mallin nimi	Suhteelliset jäykkyydet	Voimasuureet
1	Palkkimalli (taivutus)	<ul style="list-style-type: none"> - T-poikkileikkaukset $EI=1$, $GI_v=0,3EI$ - Laatat, poikkipalkit, sekundääripalkit: Poikkisuunta $EI=1/2$, $GI_v=0,21EI$ Pituussuunta $EI=0$, $GI_v=0$ 	Palkkien taivutusmomentit M
2	Palkkimalli (leikkaus)	<ul style="list-style-type: none"> - Suorakaidepoikkileikkaukset $EI=1$, $GI_v=0,42EI$ - Laatat, poikkipalkit, sekundääripalkit: Poikkisuunta $EI=1/2$, $GI_v=0,21EI$ Pituussuunta $EI=0$, $GI_v=0$ 	Palkkien leikkausvoimat V
3	Laattamalli	<ul style="list-style-type: none"> - Suorakaidepoikkileikkaukset $EI=1$, $GI_v=0,21E$ - Laatat $EI=1$, $GI_v=0,42EI$ 	Kansilaatan taivutusmomentit M ja leikkausvoimat V
4	Sekundääripalkkimalli	<ul style="list-style-type: none"> - Suorakaidepoikkileikkaukset $EI=1$, $GI_v=0,21EI$ - Laatat: Poikkisuunta $EI=0$ $GI_v=0$ Pituussuunta $EI=1/2$, $GI_v=0,21EI$ 	Sekundääripalkkien ja tukien poikkipalkkien taivutusmomentit M ja leikkausvoimat V

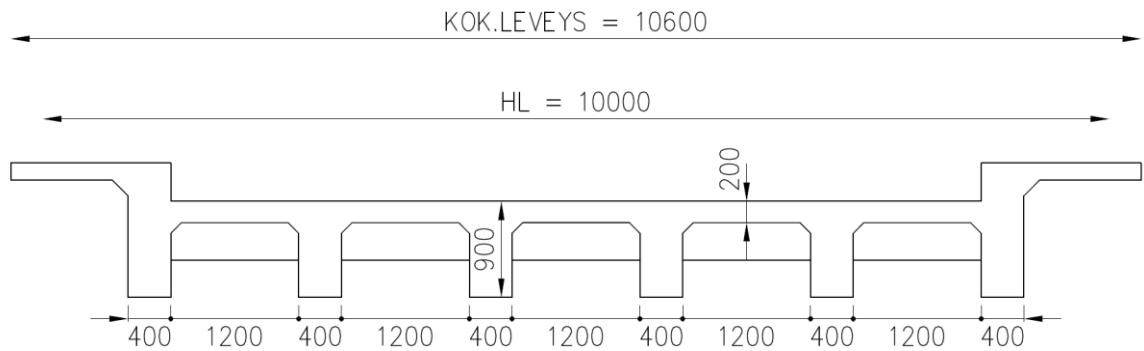
Rakenneanalyysia varten ratkaistiin suorakulmiopoikkileikkauksisen palkin vääntöjäykkyys lähteen /13./ mukaan.



KUVA 20. STRAP-renderöity malli, palkkimalli



KUVA 21. STRAP-rakennemalli, palkkimalli



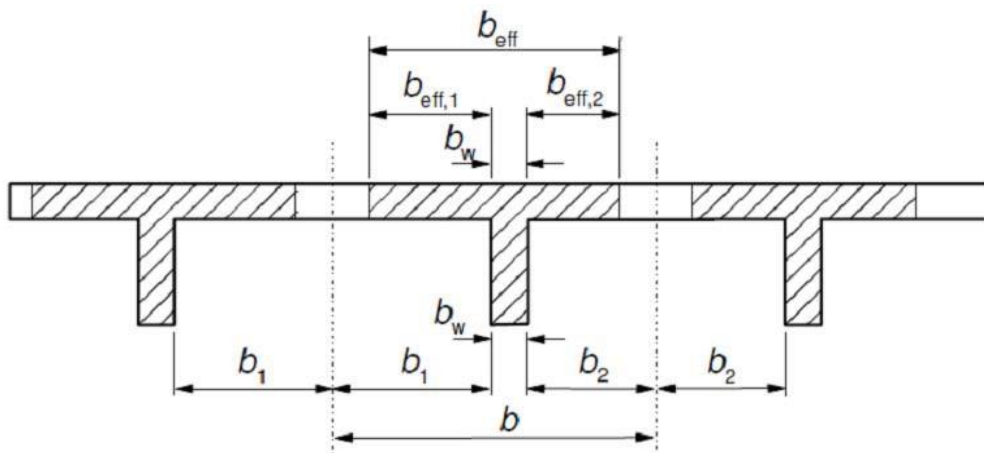
KUVA 22. Sillan kannen poikkileikkaus (ulokkeiden mitta palkin kyljestä 1100 mm)

Mallintamista ja kantavuustarkastelua varten ratkaistiin poikkileikkausten toimivat leveydet ohjeen /11./ kohdan 5.3. mukaan. T-poikkileikkaus kuvaa rakenteen todellista toimintaa paremmin.

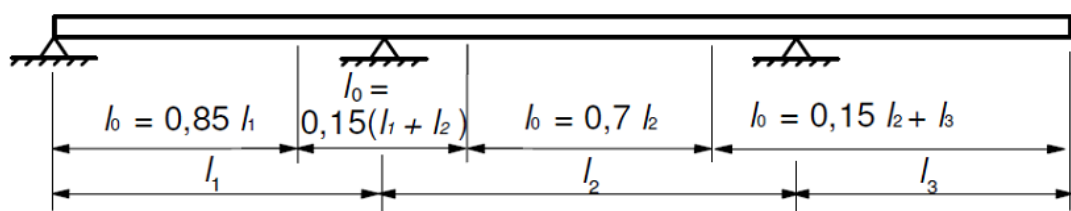
Jännemitat: 4x8,5 m. Reunaulokkeita ei huomioida.

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \leq b_i$$



KUVA 23. T-poikkileikkauksen päämittojen tunnuksiset



KUVA 24. Momenttien nollakohtien väli

Reuna-aukoissa:

$$l_{0r} = 0.85L$$

Väliaukoissa:

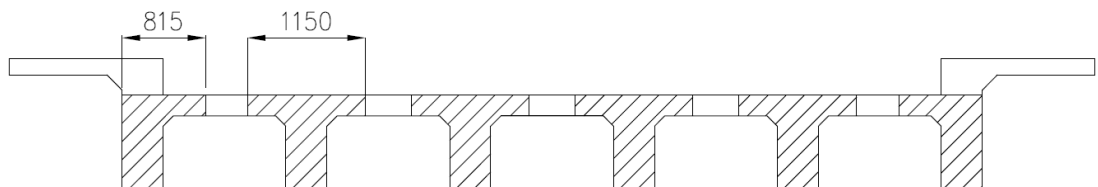
$$l_{0v} = 0.70L$$

Välituilla:

$$l_{0t} = 0.15(L + L)$$

TAULUKKO 16. Laatan toiminnalliset leveydet

	b_w (m)	$b_{eff,1}$ (m)	$b_{eff,2}$ (m)	b_{eff} (m)
Keskipalkit				
Reuna-aukot	0,4	0,6	0,6	1,6 (=koko leveys)
Väli-aukot	0,7	0,6	0,6	1,6 (=koko leveys)
Välituet	0,4	0,375	0,375	1,15
Reunimmaisiet palkit				
Reuna-aukot	0,4	0,8	0	1,2
Väli-aukoissa	0,4	0,755	0	1,16
Välituet	0,4	0,415	0	0,82



KUVA 25. Toimiva leveys välituilla

7.2 Kuormat

Kuormat määriteltiin ohjeen /10./ kohtien 2. ja 3. ja ohjeen /12./ kohtien A, B, D mukaan.

7.2.1 Pysyvät kuormat

Palkkien, ulokkeiden, kannen ja kaiteiden mitat sekä päällystekerrosten paksuudet mitattiin paikan päällä.

TAULUKKO 17. Pysyvät kuormat

	Paksuus [mm]	Paino [kN/m ²]
Kansi	200	5
Palkki + kansi	900	22,5
Uloke	160	4
Ajorata (sora + asfaltti)	300 + 50	7,5
Kevyen liikenteen väylä (asfaltti)	40	0,96
Metrikuormat		
	Dimensiot [m]	[kN/m]
Sekundääripalkki	0,2 x 0,35	1,75
Poikkipalkki tuilla 1 ja 5	0,7 x 1,2	21
Poikkipalkki tuilla 2,3 ja 4	0,9 x 0,3	6,75
Kaidepylväät	0,2 x 0,2 x 1,3	0,75
Johteet		0,12

7.2.2 Liikennekuormat

Käytettyjen kuormakaavioiden sijoittelu esitellään liitteessä 8.

Ajoneuvoasetuksen mukainen kuorma (AA2014) ohjeet /9./ ja /10./ kohta 3

Asetuksen mukaisen kuormakaavion kaistan leveys on 3,0 m. Pyörän kosketuspinta sillan poikkisuuntaan on 0,6 m ja pituussuuntaan 0,2 m. Sillan pituussuunnassa kokonaispituudeltaan 19,3 m ajoneuvoyhdistelmän kokonaispaino on 760 kN.

Asetuksen mukaisen kuorman lisäksi siltaa voi kuormittaa kevyttä ajoneuvoliikennettä kuvaava tasainen kuorma $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Liikennekuormat voidaan sijoittaa sillalle kolmella eri tavalla. Vaihtoehtoista valitaan se, joka antaa kyseessä olevaa rakenneosaa tarkasteltaessa määrävän vaikutuksen.

Kuormakaavio voi sijaita sillan poikkisuunnassa ajoradalla sekä siihen samassa tasossa liittyvällä pientareella. Sillalla voi samanaikaisesti esiintyä korkeintaan kaksi kuormakaaviota. Kaaviot voivat sijaita välittömästi rinnakkain tai peräkkäin siten, että kaavioiden väli on vähintään 15,0 m. Edelleen siltaa voi kuormittaa yksi asetuksen mukainen kaavio ja tasainen pintakuorma. Pintakuorma voi olla osittain jatkuva siten, että se antaa määrävän vaikutuksen. Pintakuorma voidaan jättää huomioimatta ajoneuvokaavion kohdalta kaistaa.

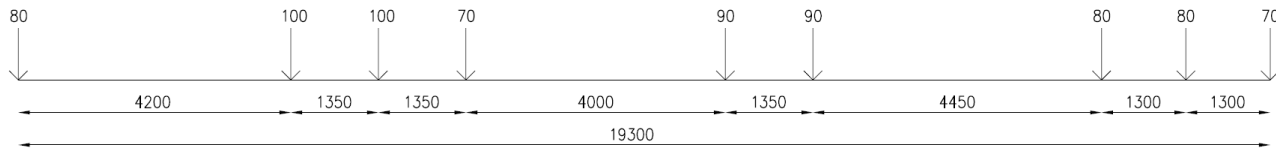
Tässä tapauksessa tutkitaan seuraavat tilanteet:

- kaaviot sijaitsevat välittömästi rinnakkain (tapaus A)
- asetuksen mukaisen kuorman lisäksi vaikuttaa tasainen kuorma (tapaus C)

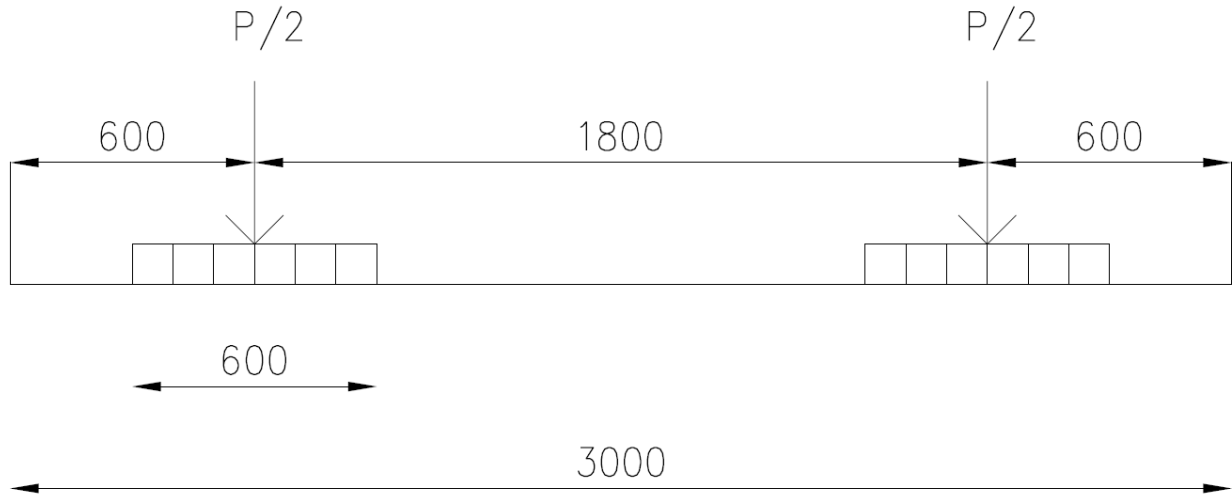
AA-sysäyskerroin, $\Phi = 1,40 - 0,006 * L \geq 1,10$ ohjeen_/10./ kaava

(1)

$$\Phi = 1,40 - 0,006 * 8,5\text{m} = 1,349 \geq 1,10$$



KUVA 26. AA2014-kuormakaavio, pituussuunta



KUVA 27. AA2014-kuormakaavio, poikkisuunta

Kuormakaavio LM1 ohje /12./

Kuormakaavio LM1 koostuu kuormakaistoille sijoitettavista tasaisesti jakautuneista kuormista $\alpha_{qi} \times q_{ik}$ sekä kahden akselikuorman $\alpha_{Qi} \times Q_{ik}$ muodostamista telikuormista. Telikuormien akseliväli on 1,2 m ja ne sijoitetaan sillalle siten, että saadaan mahdollisimman epäedullinen vaikutus. Akseli koostuu kahdesta 2 m:n etäisyydellä toisistaan sijaitsevasta pyöräkuormasta, jonka kosketuspintana on 0,4x0,4 m neliö. Telit sijoitetaan päällysrakenteita tarkasteltaessa kuormakaistan keskelle. Kaistat voivat olla satunnaisessa järjestyksessä.

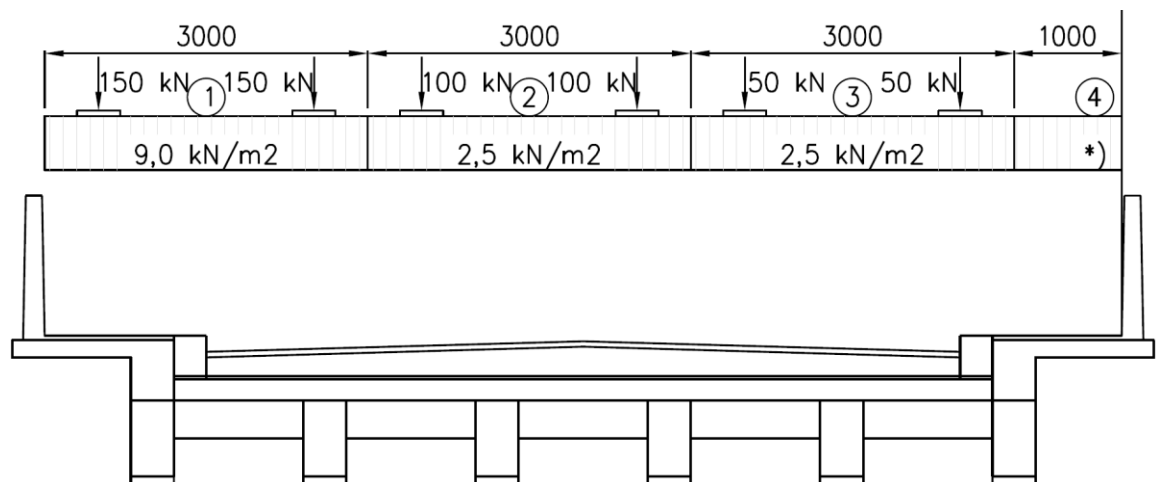
Suomessa käytetään yleisillä teillä kertoimien arvoina $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = 1$. Edellisellä sovituskertoimella kerrotut telikuorman ja tasan jakautuneen kuorman ominaisarvot on esitetty ohjeen /12./ taulukossa B1:

TAULUKKO 18. Kuormakaavion LM1 kuormien ominaisarvot

Sijainti	Yleiset tiet		Valtionapua saavat yksityistiet	
	Telikuorma $2 \times \alpha_{Qi} \times Q_{ik}$ (kN)	UDL q_{ik}/a_{ik} (kN/m ²)	Telikuorma $2 \times \alpha_{Qi} \times Q_{ik}$ (kN)	UDL q_{ik}/a_{ik} (kN/m ²)
Kaista nro 1	2×300	9	2×240	7,2
Kaista nro 2	2×200	2,5	2×160	2
Kaista nro 3	2×100	2,5	2×80	2
Muut kaistat	-	2,5	-	2

Huomio. Kaistojen ulkopuolisen alueen tasainen kuorma voidaan jättää huomioimatta

Välilaatan mitoituksessa kaista 1 sijoitetaan siten, että sen pyöräkuorma sijaitsee aukon keskellä. Välilaatan mitoituksessa tarkistetaan myös tilanne, jossa kaistojen 1 ja 2 pyörien etäisyys toisistaan on 0,5 m.



KUVA 28. LM 1-kuormakaavion sijoittelu

Kuormakaavio LM2 ohje /12./

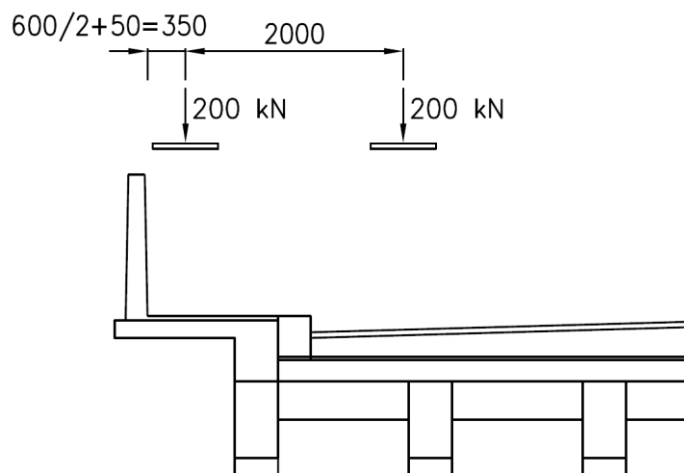
Kuormakaavio LM2 koostuu kuormakaistoille sijoitettavasta akselikuormasta $\beta_Q \times Q_{ak}$, jossa Q_{ak} on 400 kN. Rakennetta voidaan kuormittaa vain akselin toisella pyöräkuormalla ($\beta_Q \times 200$ kN), jos koko akseli ei mahdu ko. rakenteen kohtaan.

Akseli koostuu kahdesta 2 m:n etäisyydellä toisistaan sijaitsevasta pyöräkuormasta, jonka kosketuspintana on 0,35x0,6 m suorakulmio. Kuormakaavion leveys on 3 metriä. Pyöräkuorma voi sijaita reunakiven vieressä. Välilaatan mitoituksessa akselit sijoitetaan siten, että sen pyöräkuorma sijaitsee aukon keskellä.

Suomessa käytetään yleisillä teillä kertoimen arvona $\beta_Q = 1$.

Kansallisessa liitteessä valitulla sovituskertoimella β_Q kerrotut akselikuorman ominaisarvot ovat:

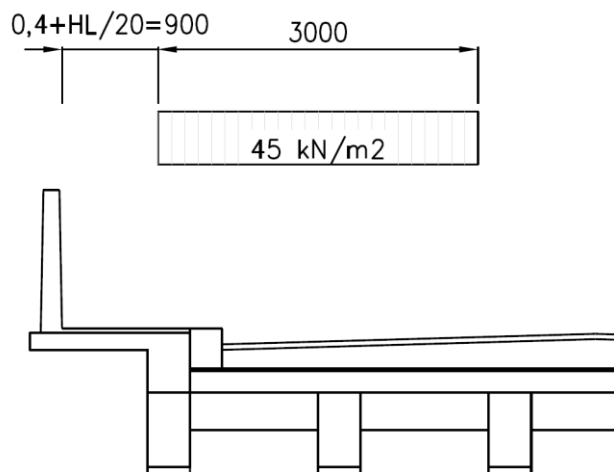
- 400 kN, yleisillä teillä



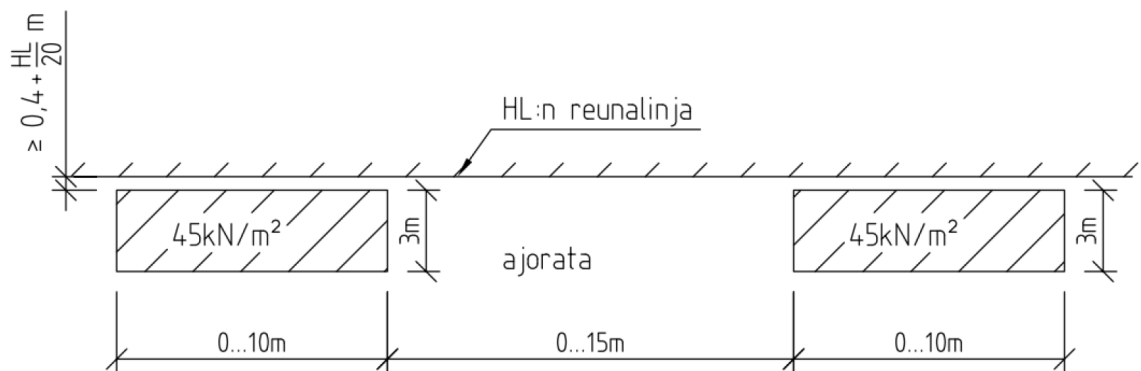
KUVA 29. LM 2-kuormakaavion sijoittelu

Kuormakaavio LM3 ohje /12./

Kuormakaavio LM3 koostuu kuormakaistoille sijoitettavasta tasaisesti jakautuneesta kuormasta, jonka suuruus on 45 kN/m^2 . Kuormakaavio sijaitsee yhdellä kaistalla ja sen leveys on 3 metriä.



KUVA 30. LM 3-kuormakaavion sijoitus poikkisuunnassa



KUVA 31. LM 3-kuormakaavion sijoitus pituussuunnassa

7.2.3 Muut muuttuvat kuormat

Lämpötilan muutos ja epätasainen lämpötila (EN-1991-1-5)

Lämpökuormat riippuvat päällysrakenteen rakennetyypistä sekä siltapaikan varjotilanteiden ääriarvoista.

Siltojen maksimilämpötilana pidetään lämpötilaa, joka on betonisilloilla 2 °C lämpimämpi kuin varjossa mitattu ilman maksimilämpötila. Vastaavasti siltojen minimilämpötila on betonisilloilla 8 °C ylempi kuin ilman minimilämpötila.

Sillan alkulämpötilaksi T_0 voidaan olettaa +10 °C, kun alkulämpötila ei ole ennakoitavissa, muuten valitaan arvioitu alkulämpötila. Betonin sitoutumislämpötilan vaikutus huomioidaan.

Lämpötilaero otetaan huomioon pystysuunnassa, ja yleensä voidaan käyttää lineaarista lämpötilaeroa. Lineaarinen pystysuuntainen lämpötilaero voidaan määrittää ohjeen /12./ taulukosta D.1. Eri päällystepaksuuksille saadaan korjauskerroin ohjeen /12./ taulukosta D.2.

Lasketaan päällysrakenteen lämpöliikkeitä aiheuttavat lämpötilanmuutokset sekä kannen pystysuuntainen lineaarinen lämpötilaero:

Keskilämpötilan muutokset

rakennetyyppi (joko 2 tai 3)	3	(betonipäällysrakenne)	K / P / L ? =	P	(palkki)
siltapaikan vaikutus:	maksimivarjotilanteita		$T_{max} =$	32	°C
	minimivarjotilanteita		$T_{min} =$	-37	°C
keskilämpötilat:	siltarakenteen maksimilämpötila		$T_{M,max} =$	34	°C
	siltarakenteen minimilämpötila		$T_{M,min} =$	-29	°C
	siltarakenteen alkulämpötila		$T_0 =$	10	°C
	lämpölaajenemista aiheuttava lämpötilanmuutos		$\Delta T_{M,exp} =$	24,0	°C
	lämpökutistumista aiheuttava lämpötilanmuutos		$\Delta T_{M,con} =$	-39,0	°C

Lineaariset lämpötilaerot kannessa

perusarvot:	$\Delta T_{M,heat} =$	15	°C	$\Delta T_{M,cool} =$	8	°C
kannen päällysteen vaikutus:				p-tön / v-er / 0 ... 150 mm ? =	150	mm
	korjauskerroin	$k_{sur} =$	0,50	$k_{sur} =$	1,00	
lineaariset lämpötilaerot kannessa, korjatut:	$\Delta T_{M,heat} =$	7,5	°C	$\Delta T_{M,cool} =$	8,0	°C

Rakennesien eri pintojen välillä välille syntyvän lämpötilaeron vaikutukset lisätään lämpötilan muutoksesta aiheutuviin vaikutuksiin (kuitenkin siten, ettei yksittäisen rakennesosan ohjeen /12./ kuvan D.1 avulla määritettyä maksimi-/minimilämpötilaa ylitetä).

Lämpötilan muutos ja lämpötilaero yhdistetään lopullista mitoitus varten (alla olevat kaavat D.1 ja D.2). Tätä laskettua lämpötilakuormien vaikutusta (T_k) käytetään kuormitusyhdistelyissä.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (tai } \Delta T_{M,cool}) + 0,35 * \Delta T_{N,exp} \text{ (tai } \Delta T_{N,con}) \quad (D.1)$$

tai

$$0,75 * \Delta T_{M,heat} \text{ (tai } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (tai } \Delta T_{N,con}) \quad (D.2)$$

7.2.4 Kuormien yhdistely

Kuormien yhdistely toteutettiin murtorajatilassa ohjeiden /10./ ja /12./ mukaan. Kaikki yhdistelmät tarkastettiin erikseen jokaista rakenneosaa mitoittaessa ja valittiin määrääviin käytettäväksi jokaisessa tapauksessa erikseen. Käyttörajatarkastelua ei tehty ollenkaan, koska se ei vaikuta kantavuuteen.

AA-yhdistelyyn osavarmuuskertoimet ohjeen /10./ mukaan:

pysyvät kuormat	1,2 tai 0,9
liikennekuormat	1,30
lämpötilakuormia ei mukana	

LM-yhdistelyyn osavarmuuskertoimet ohjeeseen /12./ liitteen 1A mukaan:

pysyvät kuormat	1,15 (1,35) tai 0,9
liikennekuormat	1,35

Tarkastettiin LM-yhdistelmien kanssa erikseen tilanteet ilman lämpötilakuormaa ja tilanteet lämpötilakuorman kanssa.

Muodostettiin liikennekuormista ns. kuormaryhmiä, joita käsiteltiin yksittäisinä kuormina kuormitusyhdistelyissä. Eri kuormaryhmillä on selvä käyttötarkoituksena (mitoitettavat eri asioita).

TIESILLAT - MURTORAJATILA - Set A: A2.4 (A), Set B: A2.4 (B)													
KUORMITUSYHDISTELYN MÄÄRÄÄVÄ MUUTTUVA KUORMA (6.10b)													
YHDISTELYKAAVAT MRT 1 - MRT 11													
		MRT 0	MRT 1	MRT 2	MRT 3	MRT 4	MRT 5	MRT 6	MRT 7	MRT 8	MRT 9	MRT 10	MRT 11
		6.10a	gr1a	gr1b	gr2	gr3	gr4	gr5	F _{tuuli}	T _k	BF	IL	TLF
SET A (EQU) & SET B (STR/EQU)	Omapaino	1,35											
	Esiännitys	1,1 / 0,9 ⁴⁾											
	Telit												
	UDL		1,35								x 0,75	x 0,75	x 0,75
	Kevyt										x 0,4	x 0,4	x 0,4
	gr1b (LM2)			1,35									
	gr2 (LM1+Vaaka)				1,35								
	gr3 (Kevyt)					1,35							
	gr4 (Ruuhka)						1,35						
	gr5 (LM3)							1,35					
	F _{tuuli,1)}		1,5 x 0,6						1,5	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6
	T _{k,2)}		1,5 x 0,6		1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6			1,5	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6
	BF		1,5 x 0,6		1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5 x 0,6			1,5 x 0,6	1,5 x 0,6	1,5	1,5 x 0,6
	IL		1,5 x 0,7		1,5 x 0,7	1,5 x 0,7	1,5 x 0,7			1,5 x 0,7	1,5 x 0,7	1,5	1,5 x 0,7
	S ₂₎	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	TLEP		1,5 x 0,75	1,5 x 0,75	1,5 x 0,75	1,5 x 0,75	1,5 x 0,75			1,5 x 0,75	1,5 x 0,75	1,5 x 0,75	1,5 x 0,75

1) Tuulikuormasta huomio: Tuulikuorma lasketaan erikseen tyhjän sillan tapaukselle ja tapaukselle jossa se esiintyy yhtä aikaa liikennekuorman kanssa.
2) Lämpötilakuorma/tukipainuma voidaan jättää pois murtorajatilayhdistelystä mikäli rakenteella on riittävästi muodonmuutoskykyä (ks. materiaaliakohtaiset sovellusohjeet)
3) stabiileettia tarkastettaessa (EQU) 1,30 [EN 1992-1-1: 2.4.2.2 (5) Huom])
4) paikalliset vaikutukset 1,20 (STR/GEO) [EN 1992-1-1: 2.4.2.2 (3) Huom])
- passiivipaineen yhdistelykerroin aiheuttavan kuorman mukaan ja varmuusluku pysyvän kuorman mukaan
- vedenpinnan aseman vaikutukset yhdistellään pysyvän kuorman kanssa siten että saavutetaan määräävä yhdistely

= Määräävä muuttuva kuorma

KUVA 32. Tiesiltojen MRT-yhdistelmät ohjeen /12./ liite 1A:n mukaan

Valittiin tarkasteltavaksi alla olevassa taulukossa esitetyt yhdistelmät.

TAULUKKO 19. LM-yhdistelyyn käytetyt yhdistelmät

Määräävä	Kuormaryhmä	Murtorajatila
Omapaino		MRT 0
LM1	gr1a	MRT 1
LM2	gr1b	MRT 2
LM3	gr5	MRT 6
Lämpötila	Tk	MRT 8

Kuormaryhmät ovat lyhyesti esitelty alla:

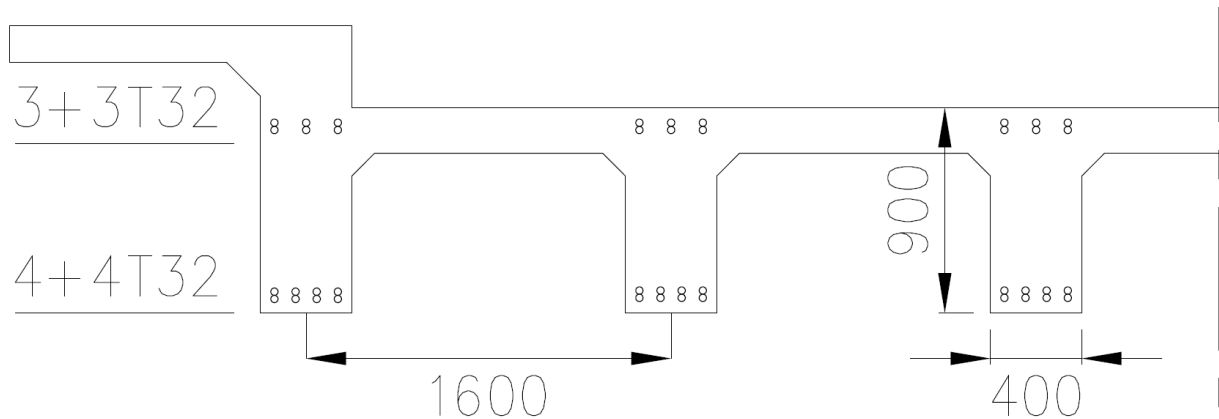
- gr1a:
 - o pystysuora LM1, mitoittaa usein pääkannattimet ja kansilaatan poikittain
- gr1b:
 - o pystysuora LM2, mitoittaa mahdollisesti kannen, ulokkeen yms.
- gr5:
 - o pystysuora LM3, mitoittaa mahdollisesti rakenteita murtorajatilassa

7.3 Pääpalkin kantavuus

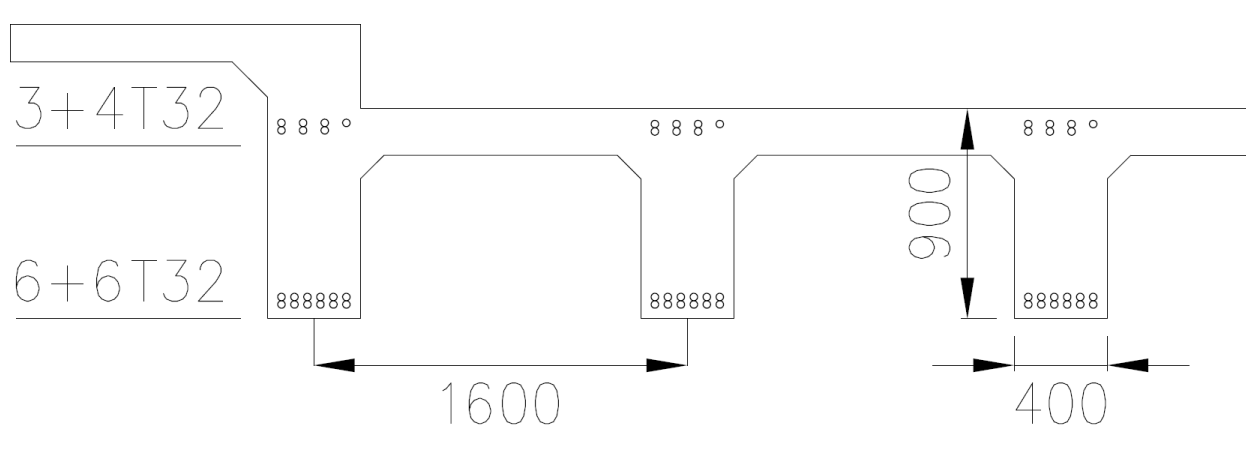
7.3.1 Taivutuskapasiteetti

Pääkannatinpalkit tarkastettiin taivutukselle ja leikkaukselle. Kriittisin palkki oli reu-
nimmaisoin palkki. Alapinnan pääteräkset olivat halkaisijaltaan 32 mm paksuja. Vain
alapinnasta näkyvissä olevissa teräksissä havaittiin korroosiota. Tarkastelun kannalta
toimivissa teräksissä ei havaittu korroosiota. Pääkannatinpalkkien mitoittava LM-
yhdistelmä oli LM1 (MRT1).

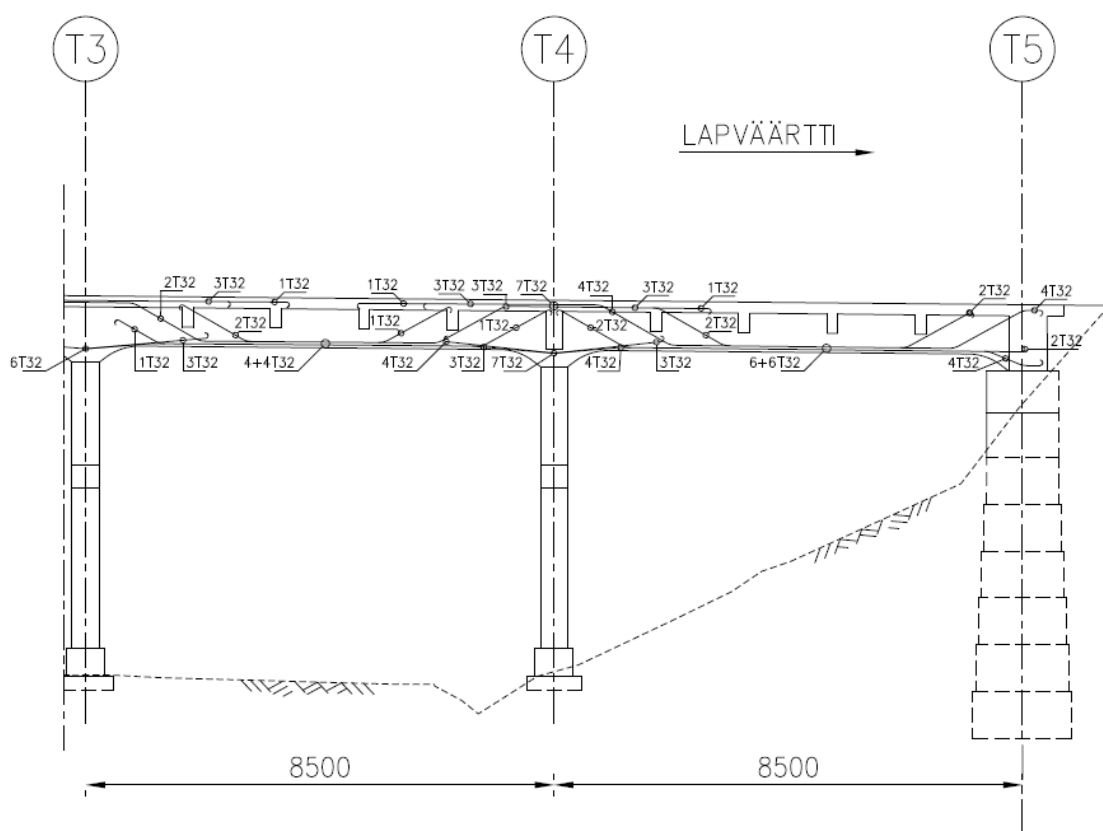
Tukivälillä T3-T4 palkin alapinnassa oli kahdeksan (8) tankoa, näistä kuitenkin kaksi
oli selvästi näkyvissä ja oletettiin, etteivät ne toimi palkin taivutuksessa heikon tartun-
nan takia. Tukivälillä T4-T5 alapinnassa oli kaksitoista (12) tankoa, joista myöskään
kaksi eivät toimineet samasta syystä. Tuella T3 palkin yläpinnassa oli kuusi (6) tankoa.
Tuella T4 palkin yläpinnassa oli seitsemän (7) tankoa. Yläpinnan teräkset oletettiin
kaikki toimiviksi.



KUVA 33. Palkkien raudoitus, poikkileikkaus T3-T4 tukiväli (yläpinta T3)



KUVA 34. Palkkien raudoitus, poikkileikkaus T4-T5 tukiväli (yläpinta T4)



KUVA 35. Palkkien raudoitus, pituusleikkaus

Taivutuskapasiteetin määrittäminen:

$$M_{cd} = \mu_2 * b * d^2 * f_{cd}, \text{ missä}$$

b = poikkileikkauksen leveys

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

μ_2 = suhteellinen momentti = $\omega_2 * (1 - \omega_2 / 2)$, missä

$\omega_2 = A_s * f_{yd} / (b * d * f_{cd})$, missä

A_s = taivutusterästen yhteenlaskettu poikkipinta-ala

f_{yd} = teräksen myötylujuuden mitoitusarvo

Reunimmaisen pääpalkin alapinnan taivutuskapasiteetti aukossa (T4-T5):

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 800 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 23,3 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = (32 \text{ mm} / 2)^2 * \pi * 10 = 8042,48 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 213,64 \text{ N/mm}^2$$

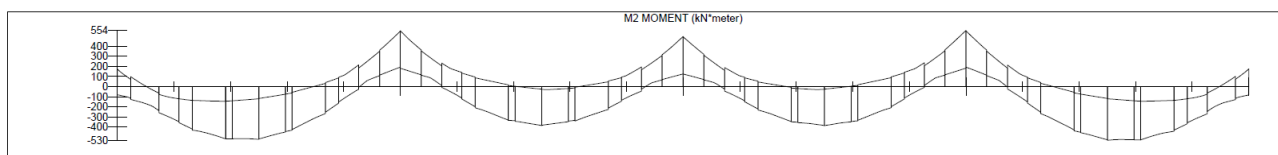
$$\omega_2 = 8042,48 \text{ mm}^2 * 213,64 \text{ N/mm}^2 / (400 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * 23,3 \text{ N/mm}^2) = 0,23$$

$$\mu_2 = 0,23 * (1 - 0,23 / 2) = 0,204$$

$$M_{cd} = 0,204 * 400 \text{ mm} * (800 \text{ mm})^2 * 23,3 \text{ N/mm}^2 = 1217 \text{ kNm}$$

Laskettaessa tarkoilla arvoilla saadaan 1224 kNm, jota käytetty laskelmissa.

Muiden kapasiteettien ratkaisut esitellään liitteessä 5.



KUVA 36. Reunimmaisen pääpalkin momenttikuvaaajan verhokäyrä

7.3.2 Leikkauskapasiteetti

Haat olivat lattateräksiä, joiden mitat olivat 25 mm x 3,5 mm. Kaikista hakateräksistä oli näkyvissä alapinta sekä osasta sivupinnat. Hakojen ei oleteta toimivan leikkauksessa, koska ne eivät saa tarvittavaa ankkuroitumis- ja tartuntapituutta. Tukien lähetytyillä leikkausta ottivat vastaan ainoastaan ylöstaivutetut pääteräkset ($d = 32$ mm), joiden taivutuskulma vaihteli välillä $25^\circ - 35^\circ$. Taivutuskulmana käytettiin laskuissa 25-astetta.



KUVA 37. Yleisnäkymä haoista. Kuvassa näkee myös alapinnan raudoituksen reunimaisten tankojen olevan ilman betonipeitettä.

Leikkauskapasiteetin määritettiin julkaisun /8./ RakMK B4 Betonirakenteet mukaan:

Kapasiteetti yhteensä, $V_u = V_{s,yrauta} + V_c$

Ylöstaivutettujen terästen kapasiteetti: $V_{s,yrauta} = f_{yd} * A_s * \sin\alpha$, missä

f_{yd} = teräksen myötylujuuden mitoitusarvo

A_s = ylöstaivutettujen terästen yhteenlaskettu poikkileikkausala

α = taivutuskulma (vaakatason suhteen)

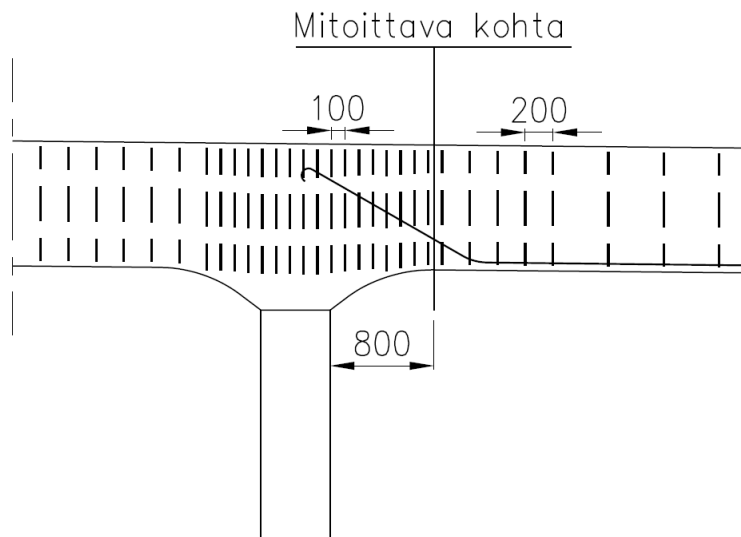
Betonin kapasiteetti: $V_c = 0,5 * b_w * d * f_{ctd}$, missä

b_w = poikkileikkauksen uuman leveys

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo

Kriittisin kohta on noin 0,8 m (= d, palkin tehollinen korkeus) tuen reunasta. Ylöstaivutettuja teräksiä on käytössä 2 kpl ($\alpha=25^\circ$).



KUVA 38. Palkin leikkauksen mitoittava poikkileikkaus

Reunimmaisen pääpalkin leikkauskapasiteetti:

Ylöstaivutettujen terästen kapasiteetti:

$$f_{yd} = 213,64 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = (32 \text{ mm} / 2)^2 * \pi * 2 = 1608,50 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 25^\circ$$

$$V_{s,rauta} = 213,64 \text{ N/mm}^2 * 1608,50 \text{ mm}^2 * \sin(25^\circ) = 145,23 \text{ kN}$$

Betonin kapasiteetti:

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

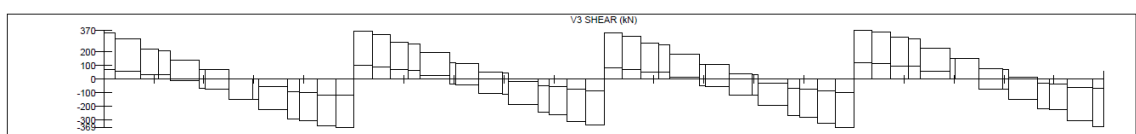
$$d = 800 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$V_c = 0,5 * 400 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * 1,73 \text{ N/mm}^2 = 276,8 \text{ kN}$$

Kokonaiskapasiteetti:

$$V_u = 145,23 \text{ kN} + 276,8 \text{ kN} = 422,03 \text{ kN}$$



KUVA 39. Reunimmaisen pääpalkin leikkausvoimakuvaaja

7.3.3 Yhteenveto

Reunimmaisen pääpalkin mitoittavat voimasuureet murtorajatilassa STRAP-ohjelmasta, kapasiteetit ja käyttöaste (= rasituksen suhde kapasiteettiin):

TAULUKKO 20. Pääkannatinpalkin kantavuuden yhteenveto

Kuormituskaavio	AA	LM	LM (+ Tk)	Kokonaiskapasiteetti
Rasitus/poikkileikkaus				
Taivutus tuki T4 [kNm]	554	695	794	907
Käyttöaste	61,1 %	76,6 %	87,5 %	-
Taivutus keskikenttä 3 (T3- T4) [kNm]	387	781	870	773
Käyttöaste	50,1 %	101,0 %	112,5 %	-
Taivutus reunakenttä 4 (T4- T5) [kNm]	530	935	971	1224
Käyttöaste	43,3 %	76,4 %	79,3 %	-
Leikkaus T4 [kN]	370	578	-	422
Käyttöaste	88 %	137 %	-	-

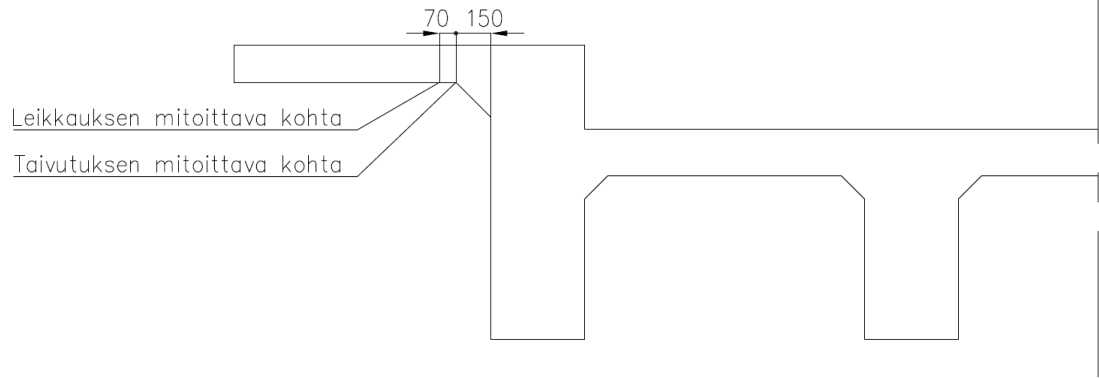
TAULUKKO 21. AA-kuormituksen pysyvän kuorman ja liikennekuorman osuudet

	Pysyvän kuorman osuus	Liikennekuormalle jäävä kapasiteetti	Liikennekuorman osuus	Liikennekuorman käyttöaste jäljellä olevasta kapasiteetista
Taivutus tuki T4 [kNm]	225	682	329	48 %
Taivutus keskikenttä 3 (T3-T4) [kNm]	97,9	675	289	423 %
Taivutus reunakenttä 4 (T4-T5) [kNm]	197	1027	333	32 %
Leikkaus T4 [kN]	124	297	246	83 %

7.4 Kansilaatan kantavuus

Kansilaatan kantavuus tarkastettiin taivutukselle ja leikkaukselle kahdessa mitoittavimmassa kohdassa. Nämä kohdat olivat välilaatta (paksuus 200 mm) lähimpänä reunimmaista pääpalkkia sekä ulokelaatta (paksuus 160 mm) lähimpänä reunimmaista palkkia. Reunimmaisessa palkissa oli suurehko nurkkaviiste, jonka vaikutus huomioitiin laskuissa. Laatassa oli aukoissa sekä ylä- että alapinnassa T12 k150 rauditus molempiin suuntiin. Kansilaatan mitoittava LM-yhdistelmä oli LM2 (MRT2).

Reunaulokkeessa oli viiste (150 mm), joten mitoittava kohta siirtyi. Taivutusmitoituksessa viisteen lopussa oleva kohta oli määräävä ja leikkausmitoituksessa määräävä kohta oli viisteen lopusta etäisyydellä $d/2$ ($140 \text{ mm} / 2 = 70 \text{ mm}$), joten etäisyys tuen reunasta oli $(150 \text{ mm} + 70 \text{ mm}) = 220 \text{ mm}$.



KUVA 40. Ulokkeen mitoittavat kohdat (ulokkeen mitta palkin kyljestä 1100mm)

TAULUKKO 22. AA-kuormituskaavioille mitoittavat voimasuureet ja käyttöasteet (= rasituksen suhde kapasiteettiin)

	Ulokelaatta	Välilaatta
Mitoittava taivutusmomentti [kNm]	27,4	18,9
Taivutuskapasiteetti [kNm]	17,8	24,3
Käyttöaste	153,9 %	77,8 %
Mitoittava leikkausvoima [kN]	54,3	96,1
Leikkaukskapasiteetti [kN]	109,7	136,9
Käyttöaste	49,5 %	70,2 %

TAULUKKO 23. AA-kuormituksen pysyvän kuorman ja liikennekuorman osuudet

	Pysyvän kuorman osuus	Liikennekuormalle jäävä kapasiteetti	Liikennekuorman osuus	Liikennekuorman käyttöaste jäljellä olevasta kapasiteetista
Ulokelaatta taivutus [kNm]	7,8	10,0	19,6	196 %
Välilaatta taivutus [kNm]	2,8	21,5	16,1	74,9%
Ulokelaatta leikkaus [kN]	25,2	84,5	29,1	34,4 %
Välilaatta leikkaus [kN]	48,0	88,9	48,1	54,1 %

TAULUKKO 24. LM2-kuormituskaaviolle mitoittavat voimasuureet ja käyttöasteet (= rasituksen suhde kapasiteettiin)

	Ulokelaatta	Välilaatta
Mitoittava taivutusmomentti [kNm]	77,6	43,8
Taivutuskapasiteetti [kNm]	17,8	24,3
Käyttöaste	436,0 %	180,2 %
Mitoittava leikkausvoima [kN]	234,4	194
Leikkaukskapasiteetti [kN]	109,7	136,9
Käyttöaste	213,7 %	141,7 %

Laskelmat esitellään liitteessä 5.

7.5 Poikkipalkkien kantavuus

Päädyn ja välitukien poikkipalkit sekä sekundääriset palkit tarkastettiin taivutukselle sekä leikkaukselle. Mitoitus tehtiin suorakaidepoikkileikkauksille.

- Päätypalkkien mitat olivat 0,7 m x 1,2 m (b x h). Palkeissa oli sekä ylä- että alapinnassa 2 kpl T20 teräksiä. Palkeissa oli leikkaushaajat (lattateräkset) 3,5 mm x 25 mm k400.
- Välituen poikkipalkkien mitat olivat 0,3 m x 0,9 m (b x h). Palkeissa oli alapinnassa 2 kpl T 20 teräksiä ja yläpinnassa 6 kpl T12 teräksiä. Palkeissa oli leikkaushaajat (lattateräkset) 3,5 mm x 25 mm k400.
- Sekundääri palkkien mitat olivat 0,2 m x 0,55 m (b x h). Palkeissa oli sekä ylä- että alapinnassa 2 kpl T12 teräksiä. Palkeissa oli leikkaushaajat (lattateräkset) 3,5 mm x 25 mm k200.

TAULUKKO 25. Poikkipalkkien kantavuus AA-kuormituskaavioille

	Päätypalkki	Välituen poikkipalkki	Sek. palkki
Mitoittavat voimat			
Leikkaus [kN]	68,5	38,8	12,9
Kapasiteetti [kN]	528	114	54
Taivutus yläpinta [kNm]	121	48,9	13,3
Kapasiteetti [kNm]	153,8	122,3	24,1
Taivutus alapinta [kNm]	94,7	36,2	3,1
Kapasiteetti [kNm]	153,8	112,1	24,1
Käyttöasteet (= rasituksen suhde kapasiteettiin)			
Leikkaus	13,0 %	34,0 %	23,9 %
Taivutus yläpinta	78,7 %	40,0 %	55,2 %
Taivutus alapinta	61,6 %	32,1	12,9 %

Laskelmat esitellään liitteessä 5.

8 KANTAVUUSTARKASTELUN YHTEENVETO

Pääkannattimina toimivat pituussuuntaiset palkit täyttivät nykyisellään kantavuustarkastelun taivutusvaatimukset (käyttöaste 61 %). Myös palkkien leikkauskestävyys oli riittävä (käyttöaste 88 %).

Päädyn ja välitukien poikkipalkit sekä sekundääriset palkit täyttivät kantavuustarkastelun taivutus- ja leikkausvaatimukset.

Sillan kantavuuden puolesta mitoittava kohta löytyi kansilaatasta. Ulokelaatan taivutuskestävyys ei ollut riittävä, sen käyttöasteen ollessa 154 %.

9 BETONISILLAN PURKUTYÖ JA TYÖTURVALLISUUS

Betonisillan purku tulee tavallisesti tarpeeseen vasta sillan yleisen kunnon ajaututtua pisteeseen, josta sen korjaaminen käyttöön edellyttävään tilaan ei ole taloudellisesti enää kannattavaa. Betonisten siltojen purkutyövaihe on merkittävä urakka työturvallisuuden kannalta, sillä sillat pääsääntöisesti sijaitsevat hankalapääsyisissä maastonkohdissa mm. jyrkänteiden sekä jokien yllä. Purkutyövaiheesta aiheutuu myös merkittävää haittaa sekä moottori että jalankulkuliikenteelle.

Kristiinankaupungin silta koostuu sillan kansi- ja laakerirakenteista sekä betonipilareista. Sillan kansirakenteessa päällimmäisenä rakenteena on kulutuspinna asfaltti tai muu vastaava liikenteen kuormitusta kestävä pinta. Sen alapuolella ovat sorakerros sekä vedeneristys. Sekä betonissa että vedeneristyksessä on käytetty ajan saatossa materiaaleja jotka voivat olla vahingoksi niin työntekijöiden terveydelle kuin ympäristölle. Mm. kiivihiilipikeä, tervaa sekä asbestia voi esiintyä mainituissa rakenteissa ja niiden olemassaolon selvittäminen on ensiarvoisen tärkeätä kustannusten sekä henkilöiden suojauksen vuoksi.

Purkutyövaiheessa käytettävät suuret työkoneet aiheuttavat kovaa melua ja purkutyön yhteydessä nousee paljon pölyä. Purkujätteen kerääntyminen sekä varastointi tulee olla tarkoin harkittua ympäristöllisistä sekä kustannuksellisista syistä.

9.1 Vastuu

Kaikenlaatuista rakennusteknistä toimintaa koskeva valtioneuvoston päätös ja sen asetus 426/04 asettaa myös siltojen purkutyömaille työturvallisuus vaatimukset. Asetuksen keskeisin laki on työturvallisuuslaki, jota sovelletaan sellaisenaan tsn. lain sisältämät määräykset ovat velvoittavia.

Päätoteuttaja on vastuussa työmaalla liikkuvien henkilöiden työturvallisuudesta riippumatta siitä, millaisessa työ- tai sopimussuhteessa henkilö työmaalla on vastuussa olevaan työnjohtoon nähden. Päätoteuttajalla tarkoitetaan rakennuttajan nimeämää pääasiallista määräysvaltaa käyttävää työnantajaa tai pääurakoitsijaa. Useimmilla työmaille

työturvallisuus velvoitteet ovat sopimusteknisesti osoitettu työmaan työnjohdolle, mutta aina ei välttämättä näin ole. (Ratu TT Infra TT2-730128).

Päätoteuttaja nimeää vastuuhenkilön rakennustyön johtoon. Tämän henkilön tehtävänä on työmaan yleisjohto. Ennen rakennustöiden aloittamista on päätoteuttajan velvollisuus tehdä ennakkoilmoitus työmaasta, kun sillä on yli kymmenen työntekijää ja työmaan kesto on yli kuukauden. Lisäksi rakennustöiden sekä työvaiheiden suunnittelu sekä rakennustyömaa-alueen käytön suunnittelu kuuluvat velvollisuuksiin. Purkutöiden yhteydessä etenkin jätteenkäsittelyyn on kiinnitettävä huomiota. Purkujätettä tulee paljon ja joukossa voi olla ongelmajätettä. Jätteen varastointi ja käsittely on otettava huomioon työmaa-aluetta suunniteltaessa. (Ratu TT Infra TT2-730128).

9.2 Työnantajan velvollisuus

Työturvallisuus velvoitteet koskevat työnantajan puolella koko firmaa, jonka ylimmällä johdolla on velvollisuus huolehtia riittävästä resursseista työturvallisuustyölle sekä hoitaa yleisjohtoa toiminnalle. Keskijohdon eli yrityksen päällikkötason velvollisuuksiin kuuluu työnjohdon opastaminen tarvittavilta osin olla tiedonvälittäjänä työnjohdon ja ylimmän johdon välillä. (Ratu TT Infra TT2-730128).

Työnjohto on työmaalla ja on siellä konkreettisesti johtamassa työntekijöitä. Työnjohdon keskeisiä tehtäviä on perehdyttäminen työmaahan ja antaa tarvittava ohjaus ja opastus töiden turvalliseen suorittamiseen. Työn ja menetelmien suunnittelu sekä erinäisten laitteiden kunnan valvonta sekä toimivuuden varmistaminen. Työnjohto vastaa myös vuokratyövoiman sekä aliurakoitsijoiden työturvallisuudesta. Usein työnjohto on myös päätoteuttajan edustaja, jolloin työnjohdon vastuuseen kuuluu myös päätoteuttajalle kuuluvat velvoitteet. (Ratu TT Infra TT2-730128).

9.3 Työntekijän velvollisuus

Työntekijän tulee työtehtävissään noudattaa niiden edellyttämää varovaisuutta ja huolehtia omasta sekä työympäristössä työskentelevien työturvallisuudesta. Työntekijän tulee ilmoittaa havaitsemistaan työsuojelupuutteista työnjohdolle ja työsuojeluvaltuute-

tulle. Työntekijän tulee käyttää hänelle määrättyä suojaruustusta. Mikäli työstä aiheuu vakavaa vaaraa joko työntekijälle tai muille työntekijöille, on työntekijällä oikeus kieltäytyä työn suorittamisesta. Työnantajan velvollisuuteen kuuluu poistaa vaaratekijät ja huolehtia siitä, että työ voidaan suorittaa turvallisesti alusta loppuun. (Ratu TT Infra TT2-730128).

9.4 Purkutyön vaiheet

Ennen varsinaisen purkutyön aloittamista on selvitettävä kohteeseen liittyvät riskitekijät. Purkutyösuunnitelmassa on hyvä kiinnittää huomiota mm. seuraaviin asioihin:

- purkujärjestys,
- väliaikaiset tuennat,
- työntekijöiden putoamissuojaus
- kaatuvien rakenteiden vaarattomaksi teko
- purkujätteen käsittely
- pöly- ja meluhaittojen ehkäisy

Tämä sillan purkutyövaiheet voidaan jakaa karkeasti seuraavasti

- pintarakenteiden sekä kaiteiden poisto
- mastiksimaisten vedeneristeen rouhinta
- kansirakenteen rammerointi
- ja pilarien kaato

Sillan purun edetessä kiinnitettiin huomiota pengerrakenteiden stabiiliuteen luhistumista vastaan purkamalla silta alhaalta käsin, jolloin raskaiden työkoneiden paino ei pitkäaikaisesti sijainnut ajokaistojen päällä. Lisäksi purkujätteet läjitettiin sillan alapuolelle.



KUVA 41: Sillan kansirakenteen rammerointia

Purkutyöhön on mietittävä aina kohdekohtaisesti sille parhaiten soveltuva purkutapa. Ratapihansilta päätettiin purkaa rammeroimalla. Rammerointi voidaan materiaali saada hyvin hienojakoiseksi ja rammeroimalla pystytään erottamaan teräkset ja betoni toisistaan. Rammeroimalla purkutyössä syntyvää pölyn määrää pyrittiin purkutöiden aikana minimoimaan kastelemalla rakennetta samalla kun purkutyö eteni. Rammeroinnissa käytetään suurta hydraulivasaraa joka iskee betonin murskaksi.

Sillan kannen purkamisen jälkeen vapaana seisoneita pilareita lähdettiin kaataamaan välittömästi, jolla minimoitiin niiden esim. tuulisissa olosuhteissa muodostama työturvallisuusriski.

Suurimman työturvallisuusriskin siltatyömaalla muodostivat purkuvaiheessa tippuvat betonikappaleet sekä kannen purun jälkeen pystyssä seisovat betonipilarit. Purkuvaiheessa ei sillan alla saanut liikkua ja betonipilarit kaadettiin koneella kansirakenteen purun jälkeen. Työmaan sillan molemmin puolin vanha tienpohja tarjosi hyvän alustan raskaillekin ajoneuvoille.

9.5 Purkujätteen käsittely

Jätteiden käsittelyssä on ensisijaisesti noudatettava ympäristöviranomaisten antamia ohjeita. Purkutyöstä syntyvä jäte on lajiteltava sen sisältämän materiaalin mukaisesti. Kivihiilipitoista tai muuta ympäristölle haitallista ainetta sisältävä purkujätettä ei saa sekoittaa muuhun jätteeseen. Purkujätteiden keskenään sekoittaminen nostaa jätteiden käsittelykustannuksia sekä haitta-aineiden vapautuminen ympäristöön helpottuu. Haitta-aineita ei missään olosuhteissa saa päästää liukenemaan pohjaveteen. (Ekokem)

Kivihiilipien sekä muiden myös hengitysteitse siirtyvien haitta-aineiden varastointi voidaan toteuttaa esim. ilmantiiviiseen konttiin varastoimalla. Purkujäte pussitetaan tai säilötään muutoin niin, ettei haitallinen purkujäte pääse leviämään ympäristöön. Tämän jälkeen jäte siirretään työmaalla omaan konttiin odottamaan siirtoa sekä jälkikäsittelyä. Jatkokäsittelystä päättävät viranomaiset sekä kaatopaikka henkilökunta, jotka määrittelevät jätteen käsiteltäväksi joko kaatopaikalla tai ongelmajätelaitoksella.

9.6 Haitallisilta aineilta suojautuminen

Haitallisia aineita vastaan tulee suojautua normit täyttäviä suojarusteita käyttämällä. Suojarusteiden on pystyttävä suojaamaan henkilöitä sekä hengitysteitse, kosketuksen sekä ihon läpi siirtyviä aineita. Seuraavat vaatimukset suojarusteille koskevat sekä ulko- että sisätiloissa haitallisten aineiden kanssa työskennellessä. (Ratu 82-0381)

Hengityssuojaimien vaatimuksena aina kokonaamari jolla on voimassa oleva CE-merkintä. Kokonaamareita on olemassa joko suodattimen kanssa tai paineilmalla toimivia. Suodattimen on oltava vähintään luokkaa A2/P3. Lisäksi suojarustukseen kuuluu sileäpintaiset kumisaappaat, pölytiivit haalarit sekä suojakäsineet jotka eivät päästä pölyä eikä PAH-yhdisteitä lävitseen. (Ratu 82-0381)

9.6.1 PAH-yhdisteet

Polysyklisiä aromaattisia hiilivetyjä on käytetty rakentamissa etenkin vedeneristys tuotteissa. PAH-yhdisteiden haittavaikutuksina on niiden syöpää aiheuttava ominaisuus sekä voimakas haju. Pienetkin pitoisuudet voivat aiheuttaa oireita tai sairastumisia pitkäaikaisessa sekä toistuvassa altistumisessa.

Tämän sillan rakenteissa oli käytetty mastiksimaaisessa vedeneristyksessä kivihiilipikeä. Kivihiilipikeä purettaessa vapautuu ilmaan hengityksen kautta elimistöön siirtyviä hiukkasia, joista osa on PAH-yhdisteitä. Kivihiilipien tunnistaa sen yleensä kiinteästä pikimäisestä olomuodosta sekä pistävästä hajusta. Siitä, koska sillan kansi vesieristettiin mastiksimaaisella eristeellä ei ole varmaa tietoa. Mobilian selvityksessä arvoidaan päällysteiden uusinnan tapahtuneen vuosien 1949-1981, jolloin on mahdollisesti myös vedeneriste lisätty kansirakenteen päälle.



KUVA 42: Sahattu PAH-näyte

Yhdestä poratusta näytteestä (Ka01-50) lähetettiin näyte laboratoriotutkimukseen, jossa mitattiin kivihiilipien liukenemista betonirakenteeseen. Näytteestä leikattiin pinnasta lukien yksi näyte 0-5mm syvyydeltä sekä toinen 5-15mm. Näytteessä tuli olla vähintään sadan gramman verran jauhattua betonia, jota laboratorio hyödyntää analyysissään. Kuvassa näkyy leikattu näyte, joka jauhamisen jälkeen lähetettiin laboratorioon analyysiin.

Liitteessä 3 on esitetty laboratorioanalyysin tulokset. Kivihiilipien imeytyminen betonirakenteisiin ei ole merkittävää ja haitallisen määrän sisältävää betonia on vain välittö-

mästi vedeneristeen alapuolella. PAH-yhdisteiden sitoutuminen eristeessä on huomattavasti suurempaa, jopa 48 000 mg/kg. Liitteessä 4 on eritelty PAH-yhdisteiden sitoutumista kohteen eri materiaaleissa. Vedeneriste on toimitettava ongelmajättekäsittelyyn mutta sillan betonipurkujäte voidaan myös toimittaa ELY-keskuksen suostumuksella kaatopaikalle.



KUVA 43: Mastiksimaista vedeneristettä kansirakenteessa

10 YHTEENVETO

Kristiinankaupungin siltaa tutkiessa oli tavoite kerätä useampia betonilieriönäytteitä puristuslujuuden ja pakkasrapautuman määrittämistä varten. Suunniteltuja määriä ei kuitenkaan saatu sillasta johtuen mm. purkutyövaiheen aikataulutuksesta sekä sillan sijainnista. Tutkimuksessa keskityttiin sillan kansirakenteeseen sillä aiemmissa tutkimuksissa oli muista sillan rakenteista jo riittävästi tietoa. Täydentävinä ja opinnäytetyötä tukevinä raportteina käytettiin Kiratek Oy:n erikoistarkastusraporttia sekä A-Insinöörien tutkimustuloksia betonin puristuslujuudesta.

Opinnäytetyön kuntotutkimuksen osalta selvitettiin raudoituksen vetolujuus sekä betonin puristuslujuus, määritettiin mahdollinen pakkasrapautuminen betonissa sekä betonin kloridipitoisuus. Purkutyövaiheessa sillan kuntoa dokumentoitiin kuvin. Haitta-aineista selvitettiin mastiksimaisen vedeneristeen PAH-pitoisuus.

Kristiinankaupungin sillan betoni ei ollut rapautunut ja betonin kloridipitoisuudesta johtuvaa terästen ruostumista ei voitu havaita. Toisaalta Kristiinankaupungin sillalla ei ollut laskennallisesti riittävää kantokykyä. Silta on toteutettu mitä ilmeisemmin hyvin silloisen rakennustavan mukaisia vaatimuksia noudattaen. Sillan rakenteelliseen kantavuuteen varmasti vaikuttaneet teräkset eivät olleet ruostuneet sillan kansirakenteessa ollenkaan. Ainoat ruostuneet teräkset olivat pääkannatinpalkkien alapinnassa, joista betonipeite puuttui täysin. Lisäksi hakateräkset olivat ruostuneet poikki paikoista, joissa ei betonipeitettä ollut.

Terästen ruosteettomuuteen ovat vaikuttaneet betonin odotettua hitaampi karbonatisoituminen sekä betonin antama suoja kloridipitoisuutta vastaan rakenteessa. Kloridirasitus oli erikoistarkastuksen mukaan ylitse siltarakenteiden sallitun rajan sillan kansirakenteissa, mutta purun yhteydessä sillan kansilaatan raudoitus oli ruosteetonta. Mikäli materiaaleista tarvittaisiin lisätietoja, edellyttäisi se lisälaboratoriokokeita. Kokeissa olisi mahdollista selvittää betonin ja terästen kemiallinen koostumus, jonka perusteella olisi mahdollista analysoida tarkemmin sillan materiaalien ominaisuuksia.

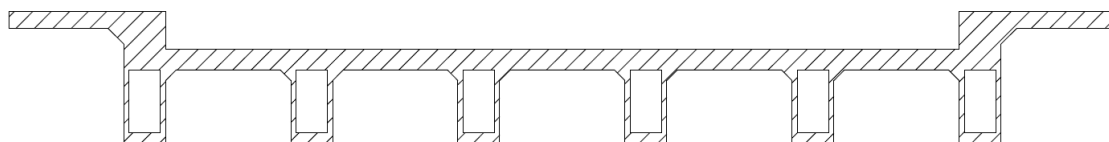
Kuntotutkimuksen pohjalta arvioitujen materiaaliominaisuuksien avulla sillalle tehtiin kantavuustarkastelu nykyisten ohjeiden mukaisesti. Jokaista rakenneosaa tarkasteltiin

erikseen ja mitoittavaksi kohdaksi selvisi kansilaatan kestävyys, joka ei riitä nykyisillä vaatimuksilla. Kantavuustarkastelun ohella tehtiin vertailua uuden ja vanhan sillan kantavuuksien välillä, tarkastelemalla rakenneosia myös LM-kuormakaavioilla.

Sillan vanha rakenne ei täytä nykypäivän liikenneturvallisuuden ja liikennekuormituksen asettamia vaatimuksia. Sillan liikenteelliset päämitat ovat riittämättömät sekä kevyettä maantieliikenteellä, kaiteet eivät täytä nykypäivän turvallisuusvaatimuksia mm. törmäysvoimien hallinnassa eikä sillan kapasiteetti riitä kannattelemaan nykypäivän standardien liikennekuormia.

Sillan käyttöiän pidentäminen vaatisi ainakin seuraavat toimenpiteet:

- Hakarautoituksen uusiminen
- Alapinnasta näkyvissä olevien terästen ruosteen puhdistaminen
- Vanhan betonin irti piikkaus kauttaaltaan palkkien pääterästen ympäriltä ja korjausvalu tilalle
- Ulokelaatan ja välilaattojen kokonaan uusiminen (korjaus ei onnistu laattojen ohuuden takia)



Kuva 44. Käyttöiän pidentämistä varten korjattavat/uusittavat osat merkitty vinoviivoin.

Koska sillalle ei todettu olevan museohistoriallista arvoa Mobilian tutkimuksessa, ei sillan korjaamiselle ole riittäviä edellytyksiä. Kustannukset, joilla silta voitaisiin päivittää vastaamaan nykypäivän vaatimuksia, ovat liian korkeat. Korjaustoimenpiteet olisivat laajoja ja vaativia, eikä niiden tuomasta lisäajasta sillan käyttöajan suhteen voitaisi olla varmoja. Näiden toimenpiteiden takia sillan korjaaminen ei ole teknistaloudellisesti kannattavaa.

LÄHTEET

- /1./ Aitta, S. 2004. Siltojemme historia. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL, Keuruu: Otava
- /2./ Häyrynen, Mauno, 1991, Betonin käyttö sillan- ja satamanrakennuksessa 1800-luvun lopulta 1960-luvun alkuun, Betonirakentaminen Suomessa, Jyväskylä
- /3./ Koponen, K. 1983. Maantiesiltakannan kehitys Suomessa. Helsinki: Tiemuseotomikunta.
- /4./ Mobilia. 2008. Selvitys Kristiinankaupungin ratapihan ylikulkusillan museoarvosta. http://www.mobilia.fi/pdf/KRISTIINANKAUPUNGIN_SILLAN_MUSEOARVOSELVITYS.pdf
- /5./ Erikoistarkastusraportti, Kristiinankaupungin silta
- /6./ Suomen Betoniyhdistys, Betonitekniikan oppikirja 2004 BY 201, 2004
- /7./ Suomen Betoniyhdistys, Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013 BY 42, 2013
- /8./ RIL 131-2004 Betoninormit RakMK B4 Betonirakenteet
- /9./ AA-kaavio2014
Sähköposti liikennevirastolta
- /10./ Siltojen kantavuuden laskentaohje (TIEL2170005-92)
<http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/silkal00.pdf>
- /11./ Liikenneviraston ohjeita 13/2012. Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-13_eurokoodin_soveltamisohje_ncci2_web.pdf
- /12./ Liikenneviraston ohjeita 20/2011. Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet - NCCI 1.
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2011-20_ncci_1_web.pdf
- /13./ Outinen, H. & Salmi, T. 2004. Lujuusopin perusteet. Tampere: Klingendahl Paino Oy

/14./ Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009

/15./ Ratu TT Infra TT2-730128

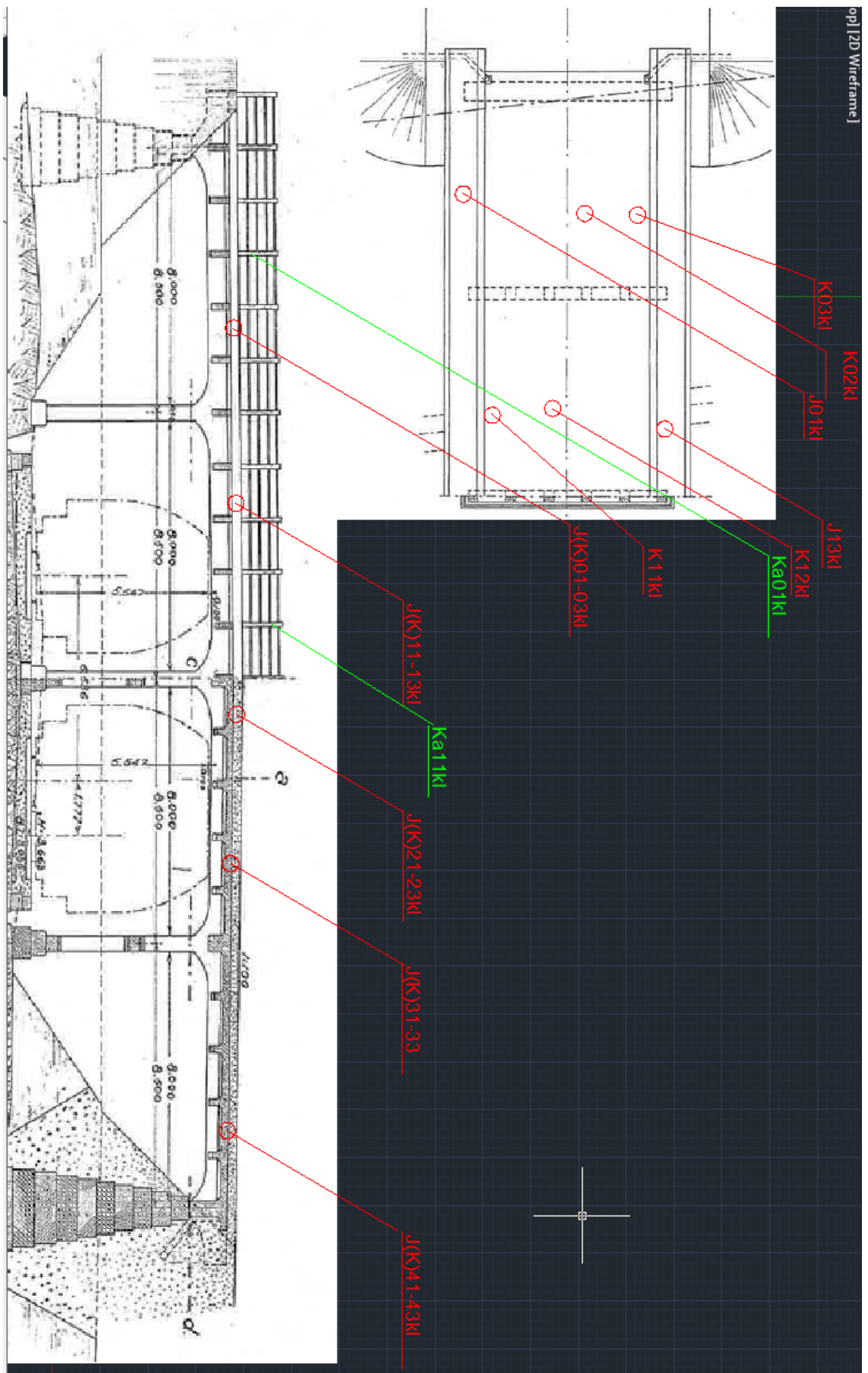
/16./ Ekokem

http://www.ekokem.fi/sites/default/files/attachment/0206_kaatopaikalle_sijoittaminen.pdf.

/17./ Ratu 82-0381, Kivihiilipikeä sisältävien rakenteiden purku. Osastointimenetelmä

LITTEET

Liite 1. Näytteiden ottosuunnitelma



Liite 3. PAH-analyysi



Insinööritoimisto Suunnittelukide Oy
Mikko Riitaoja
PL
00101 Helsinki

Todistus: AR-14-FN-001308-01

Tampere 20.05.2014

TUTKIMUSTODISTUS

Näyte-erän tunniste: V-370 Itäpuolen silta, 16.5.2014

Asiakkaan viite:

Näyte-erän ottaja:

Näyte-erän ottopäivä:

Näytteet vastaanotettu: 16.05.2014

<u>Määrittelykset</u>	<u>Referenssimenetelmä</u>	<u>Laboratorio</u>	<u>Akkreditointi</u>
AN01B PAH (EPA PAH-16, maa) mg/kg ka	EN 15527 / ISO 18287	EUDEFR	DIN EN ISO/IEC 17025:2005 D-PL-14081-01-00
AN01C Kuiva-aine (105°C) ma.-%	EN 14346	EUDEFR	DIN EN ISO/IEC 17025:2005 D-PL-14081-01-00

Laboratoriolyhenteet

EUDEFR - Eurofins Umwelt Ost GmbH (Freiberg), GERMANY

Anni-Kaisa Kurri
ASM, Kemisti
+358 3 230 6501

* Akkreditointi matriisiriippuvainen

Asiakirjojen osittainen kopioiminen on kielletty. Testaustulos koskee vain tutkittua näytettä. Lausunto ei kuulu akkreditoinnin piiriin. Akkreditoitujen menetelmät on arvioitu tutkimuksen suorittaneen laboratorion oman maan akkreditointielimen toimesta. Tämä tutkimustodistus on luotu sähköisesti ja se on tarkastettu ja hyväksytty. Mittausepävarmuuksien osalta lisätietoja saatavilla pyydettäessä.

Eurofins Scientific Finland Oy

Hatanpäänkatu 3 A
33900 Tampere
Finland

Y-tunnus 1514462-1
www.eurofins.fi
Environment@eurofins.fi
ResultsEnvironment@eurofins.fi
p. 03 230 6504

Sivu 1/2

ANALYYSITULOKSET

Määritys	Yksikkö	1	2
Fysikokemialliset määritykset			
AN01C: Kuiva-aine (105°C) ma.-%			
(a) Kuiva-ainepitoisuus	%	94,9	96,6
PAH-yhdisteet			
AN01B: PAH (EPA PAH-16, maa) mg/kg ka			
(a) Naftaleeni	mg/kg ka	72	34
(a) Asenaftyleeni	mg/kg ka	7,2	2,9
(a) Asenafteeni	mg/kg ka	6,2	3,5
(a) Fluoreeni	mg/kg ka	13	6,8
(a) Fenantreeni	mg/kg ka	130	59
(a) Antraseeni	mg/kg ka	34	16
(a) Fluoranteeni	mg/kg ka	120	56
(a) Pyreeni	mg/kg ka	100	47
(a) Bentso(a)antraseeni	mg/kg ka	40	18
(a) Kryseeni	mg/kg ka	36	17
(a) Bentso(b)fluoranteeni	mg/kg ka	30	12
(a) Bentso(k)fluoranteeni	mg/kg ka	22	9,6
(a) Bentso(a)pyreeni	mg/kg ka	45	19
(a) Indeno(1,2,3-cd)pyreeni	mg/kg ka	26	10
(a) Dibentso(ah)antraseeni	mg/kg ka	4,3	1,7
(a) Bentso(ghi)peryleeni	mg/kg ka	25	9,9
(a) Summa 16 EPA-PAH	mg/kg ka	711	322

(a) Akkreditoitu menetelmä

	Näytekoodi	Asiakkaan näytetunniste
1	494-2014-00002366	0-5 mm
2	494-2014-00002367	5-15 mm

Liite 4. PAH-pitoisuudet purkujätteessä



Itäpuolen silta (V-370)
Purkujätteen PAH-pitoisuusmäärittäminen

MRI
20.5.2014

Sillan purkujätteen PAH-pitoisuusmäärittäminen

ERISTE			
Tutkittu PAH-yhdisteiden määrä	48000 mg/kg		
Eristeen keskimääräinen paksuus	30 mm		
Eristetty pinta-ala	300 m ²		
Kannella oleva eristetilavuus	9,0 m ³		
Päädyissä oleva arvioitu eristetilavuus	1,0 m ³		
Yhteensä	10,0 m ³		
Eristeen arvioitu tiheys	800 kg/m ³		
Koko eristeen massa	8000 kg	eli	8,0 tonnia
PAH-yhdisteiden määrä	384000000 mg		
BETONI			
Betonin tiheytenä käytetään arvoa	2200 kg/m ³		
1. Kannen eristetyn pinnan betonin määrä 0-9 mm	2,7 m ³		
Massa	5940 kg	eli	5,9 tonnia
Tutkittu PAH-yhdisteiden määrä per kg	711 mg/kg		
PAH-yhdisteiden määrä	4230000 mg		
2. Kannen eristetyn pinnan betonin määrä 9-15 mm	1,8 m ³		
Massa	3960 kg	eli	4,0 tonnia
Tutkittu PAH-yhdisteiden määrä per kg	322 mg/kg		
PAH-yhdisteiden määrä	1280000 mg		
3. Kannen eristetyn pinnan betonin määrä 15-30 mm	4,5 m ³		
Massa	9900 kg	eli	9,9 tonnia
0-15 mm tutkimusten mukaan arvioitu			
PAH-yhdisteiden määrä per kg			
(pitoisuuden oletettu puoliintuvan)	161 mg/kg		
PAH-yhdisteiden määrä	1600000 mg		
4. Kannen puhtaan betonin määrä	165,0 m ³		
Massa (betonin arvioitu tiheys 2200 kg/m ³)	363000 kg	eli	363 tonnia
YHTEENSÄ			
Koko purkujätteen massa	390800 kg	eli	391 tonnia
PAH-yhdisteiden kokonaismäärä	392000000 mg		
PAH-YHDISTEIDEN SALLITTU MÄÄRÄ ERI LOPPUSIJOITUSPAIKOISSA			
	<20 mg/kg	Maanrakennukseen	
	<150 mg/kg	Kaatopaikalle	
	150-999 mg/kg	Kaatopaikalle ELY:n luvilla	
	>1000 mg/kg	Ongelmajätteeksi	
JÄTTEIDEN PAH-PITOISUUKSIEN KESKIARVO			
Betonipurkujätteen PAH-pitoisuus eri eristejämmä-/ purkupaksuuskerroksilla			
Eristejäämää pinnalla	10 mm	348 mg/kg	Kaatopaikalle ELY:n luvilla
Eristejäämää pinnalla	3 mm	117 mg/kg	Kaatopaikalle
Eristejäämää pinnalla	0,1 mm	21 mg/kg	Kaatopaikalle
	0 mm	18 mg/kg	Maanrakennukseen
Betonin jyräntä (tehty viikolla 21)	-5,0 mm	14 mg/kg	Maanrakennukseen

Liite 5. Laskelmat

TAIVUTUS

Palkin yläpinta tuella (T4)

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

b =	0,400	m
h =	0,900	m
d =	0,819	m
c _{true} =	65	mm
c _{nom} =	45	mm
Δc _{dev} =	5	mm
c _{min,dur} =	40	mm
c =	56	mm
c/c _{min,dur}	1,40	----
W _{k,pa,tav} =	0,20	mm
W _{k,pa,pitk} =	0,15	mm
TL =	3	toteutusluokka
Y _c =	1,35	----
Y _s =	1,10	----
c _{sivupinta} =	0	mm (sivupinnan peite)

(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

M _{MRT} =	0,554	MNm
--------------------	-------	-----

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

Ø _{1,kr} =	32	mm
Ø _{2,kr} =		mm
Ø _{3,kr} =		mm
Y ₁₋₂ väli =		mm (kerrosten väli 1-2)
Y ₂₋₃ väli =		mm (kerrosten väli 2-3)
Ø _n =	32,00	mm (1+2+3kr nippuØ)
Y _n =	16,00	mm (painopiste)
Ø _{n,KPL} =	7	kpl
k/k =	57	mm
A _s =	5 630	mm ²
ω ₂ =	0,1576	----
μ ₂ =	0,1452	---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

A' _{s,pur} =	0	mm ²
d' ₂ =	0	mm

Muu raudoitus:

Y _{muut} =	20	mm (kokonaiskorkeus)
---------------------	----	----------------------

(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni	
MRT	126,0	0,0	23,30	N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	61,1 %	0,907 MNm
-----	--------	-----------

BETONIN OMINAISUUDET:

f _{ck} =	37,00	N/mm ²
f _{cd} =	23,30	N/mm ²
f _{ctk,0,05} =	2,33	N/mm ²
f _{ctd} =	1,73	N/mm ²
f _{ctm} =	3,33	N/mm ²
E _{cm} =	34 545,10	N/mm ²
φ(∞,t ₀) =	1,500	----
E _{c,eff} =	13 818,04	N/mm ²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{yd} =	213,64	N/mm ²
E _s =	200 000,00	N/mm ²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

μ =	0,089	----
β =	0,093	----
z =	0,781	m
A _{s,mrt} =	3 321	mm ²
A _{s,min} =	1 207	mm ²
A _{s,vaad} =	3 321	mm ²

TAIVUTUS

Palkin alapinta kentässä 3 (T3-T4)

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

b =	0,400	m
h =	0,900	m
d =	0,805	m
c _{true} =	65	mm
c _{nom} =	45	mm
Δc _{dev} =	5	mm
c _{min,dur} =	40	mm
c =	56	mm
c/c _{min,dur}	1,40	----
w _{k,pa,tav} =	0,20	mm
w _{k,pa,pitk} =	0,15	mm
TL =	3	toteutusluokka
Y _c =	1,35	----
Y _s =	1,10	----
c _{sivupinta} =	0	mm (sivupinnan peite)

(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

M _{MRT} =	0,387	MNm
--------------------	-------	-----

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

Ø _{1,kr} =	23	mm
Ø _{2,kr} =	32	mm
Ø _{3,kr} =		mm
Y _{1-2 väli} =		mm (kerrosten väli 1-2)
Y _{2-3 väli} =		mm (kerrosten väli 2-3)
Ø _n =	39,19	mm (1+2+3kr nippuØ)
Y _n =	29,52	mm (painopiste)
Ø _{n,KPL} =	4	kpl
k/k =	100	mm
A _s =	4 825	mm ²
ω ₂ =	0,1373	----
μ ₂ =	0,1279	---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

A _{s,pur} =	0	mm ²
d' ₂ =	0	mm

Muu raudoitus:

Y _{muut} =	20	mm (kokonaiskorkeus)
---------------------	----	----------------------

(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	138,1	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	50,0 %	0,773 MNm
-----	--------	-----------

BETONIN OMINAISUUDET:

f _{ck} =	37,00	N/mm ²
f _{cd} =	23,30	N/mm ²
f _{ctk,0,05} =	2,33	N/mm ²
f _{ctd} =	1,73	N/mm ²
f _{ctm} =	3,33	N/mm ²
E _{cm} =	34 545,10	N/mm ²
φ(∞,t ₀) =	1,500	----
E _{c,eff} =	13 818,04	N/mm ²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{yd} =	213,64	N/mm ²
E _s =	200 000,00	N/mm ²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

μ =	0,064	----
β =	0,066	----
z =	0,779	m
A _{s,mrt} =	2 326	mm ²
A _{s,min} =	1 187	mm ²
A _{s,vaad} =	2 326	mm ²

TAIVUTUS

Palkin alapinta kentässä 4 (T4-T5)

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

b =	0,400	m
h =	0,900	m
d =	0,804	m
c _{true} =	65	mm
c _{nom} =	45	mm
Δc _{dev} =	5	mm
c _{min,dur} =	40	mm
c =	56	mm
c/c _{min,dur}	1,40	----
w _{k,pa,tav} =	0,20	mm
w _{k,pa,pitk} =	0,15	mm
TL =	3	toteutusluokka
Y _c =	1,35	----
Y _s =	1,10	----
c _{sivupinta} =	0	mm (sivupinnan peite)

(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

M _{MRT} =	0,530	MNm
--------------------	-------	-----

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

Ø _{1,kr} =	26	mm
Ø _{2,kr} =	32	mm
Ø _{3,kr} =		mm
Y _{1-2 väli} =		mm (kerrosten väli 1-2)
Y _{2-3 väli} =		mm (kerrosten väli 2-3)
Ø _n =	41,31	mm (1+2+3kr nippuØ)
Y _n =	30,50	mm (painopiste)
Ø _{n,KPL} =	6	kpl
k/k =	67	mm
A _s =	8 042	mm ²
ω ₂ =	0,2292	----
μ ₂ =	0,2029	---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

A _{s,pur} =	0	mm ²
d' ₂ =	0	mm

Muu raudoitus:

Y _{muut} =	20	mm (kokonaiskorkeus)
---------------------	----	----------------------

(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	106,1	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	43,3 %	1,224 MNm
-----	--------	-----------

BETONIN OMINAISUUDET:

f _{ck} =	37,00	N/mm ²
f _{cd} =	23,30	N/mm ²
f _{ctk,0,05} =	2,33	N/mm ²
f _{ctd} =	1,73	N/mm ²
f _{ctm} =	3,33	N/mm ²
E _{cm} =	34 545,10	N/mm ²
φ(∞,t ₀) =	1,500	----
E _{c,eff} =	13 818,04	N/mm ²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{yd} =	213,64	N/mm ²
E _s =	200 000,00	N/mm ²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

μ =	0,088	----
β =	0,092	----
z =	0,767	m
A _{s,mrt} =	3 233	mm ²
A _{s,min} =	1 186	mm ²
A _{s,vaad} =	3 233	mm ²

TAIVUTUS

Ulokelaatan yläpinta

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 1,000$ m
 $h = 0,160$ m
 $d = 0,114$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,027$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\emptyset_{1,kr} = 12$ mm
 $\emptyset_{2,kr} =$ mm
 $\emptyset_{3,kr} =$ mm
 $Y_{1-2\text{ väli}} =$ mm (kerrosten väli 1-2)
 $Y_{2-3\text{ väli}} =$ mm (kerrosten väli 2-3)
 $\emptyset_n = 12,00$ mm (1+2+3kr nippu \emptyset)
 $Y_n = 6,00$ mm (painopiste)
 $\emptyset_{n,KPL} = 6,666667$ kpl
 $k/k = 150$ mm
 $A_s = 754$ mm²
 $\omega_2 = 0,0607$ ----
 $\mu_2 = 0,0588$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	334,4	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT **153,8** % 0,01781 MNm

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\varphi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,090$ ----
 $\beta = 0,095$ ----
 $z = 0,109$ m
 $A_{s,mrt} = 1\,180$ mm²
 $A_{s,min} = 420$ mm²
 $A_{s,vaad} = 1\,180$ mm²

TAIVUTUS

Ulokelaatan yläpinta

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 1,000$ m
 $h = 0,200$ m
 $d = 0,154$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,019$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\emptyset_{1,kr} = 12$ mm
 $\emptyset_{2,kr} =$ mm
 $\emptyset_{3,kr} =$ mm
 Y_{1-2} väli = mm (kerrosten väli 1-2)
 Y_{2-3} väli = mm (kerrosten väli 2-3)
 $\emptyset_n = 12,00$ mm (1+2+3kr nippu \emptyset)
 $Y_n = 6,00$ mm (painopiste)
 $\emptyset_{n,KPL} = 6,666667$ kpl
 $k/k = 150$ mm
 $A_s = 754$ mm²
 $\omega_2 = 0,0449$ ----
 $\mu_2 = 0,0439$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	165,7	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	77,9 %	0,02425 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\phi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,034$ ----
 $\beta = 0,035$ ----
 $z = 0,151$ m
 $A_{s,mrt} = 585$ mm²
 $A_{s,min} = 568$ mm²
 $A_{s,vaad} = 585$ mm²

TAIVUTUS

Päätypalkki ap

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

b =	0,700	m
h =	1,200	m
d =	1,150	m
c _{true} =	40	mm
c _{nom} =	40	mm
Δc _{dev} =	5	mm
c _{min,dur} =	35	mm
c =	40	mm
c/c _{min,dur}	1,14	----
w _{k,pa,tav} =	0,20	mm
w _{k,pa,pitk} =	0,15	mm
TL =	3	toteutusluokka
Y _c =	1,35	----
Y _s =	1,10	----
c _{sivupinta} =	0	mm (sivupinnan peite)

(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

M _{MRT} =	0,095	MNm
--------------------	-------	-----

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

Ø _{1,kr} =	20	mm
Ø _{2,kr} =		mm
Ø _{3,kr} =		mm
Y _{1-2 väli} =		mm (kerrosten väli 1-2)
Y _{2-3 väli} =		mm (kerrosten väli 2-3)
Ø _n =	20,00	mm (1+2+3kr nippuØ)
Y _n =	10,00	mm (painopiste)
Ø _{n,KPL} =	2	kpl
k/k =	350	mm
A _s =	628	mm ²
ω ₂ =	0,0072	----
μ ₂ =	0,0071	---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

A _{s,pur} =	0	mm ²
d' ₂ =	0	mm

Muu raudoitus:

Y _{muut} =	0	mm (kokonaiskorkeus)
---------------------	---	----------------------

(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	131,8	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	61,8 %	0,15381 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

f _{ck} =	37,00	N/mm ²
f _{cd} =	23,30	N/mm ²
f _{ctk,0,05} =	2,33	N/mm ²
f _{ctd} =	1,73	N/mm ²
f _{ctm} =	3,33	N/mm ²
E _{cm} =	34 545,10	N/mm ²
φ(∞,t ₀) =	1,500	----
E _{c,eff} =	13 818,04	N/mm ²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{yd} =	213,64	N/mm ²
E _s =	200 000,00	N/mm ²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

μ =	0,004	----
β =	0,004	----
z =	1,147	m
A _{s,mrt} =	388	mm ²
A _{s,min} =	2 967	mm ²
A _{s,vaad} =	2 967	mm ²

TAIVUTUS

Päätypalkki yp

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 0,700$ m
 $h = 1,200$ m
 $d = 1,150$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,121$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\varnothing_{1,kr} = 20$ mm
 $\varnothing_{2,kr} =$ mm
 $\varnothing_{3,kr} =$ mm
 $Y_{1-2\text{ väli}} =$ mm (kerrosten väli 1-2)
 $Y_{2-3\text{ väli}} =$ mm (kerrosten väli 2-3)
 $\varnothing_n = 20,00$ mm (1+2+3kr nippu \varnothing)
 $Y_n = 10,00$ mm (painopiste)
 $\varnothing_{n,KPL} = 2$ kpl
 $k/k = 350$ mm
 $A_s = 628$ mm²
 $\omega_2 = 0,0072$ ----
 $\mu_2 = 0,0071$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	167,9	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	78,7 %	0,15381 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\varphi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,006$ ----
 $\beta = 0,006$ ----
 $z = 1,147$ m
 $A_{s,mrt} = 494$ mm²
 $A_{s,min} = 2\,967$ mm²
 $A_{s,vaad} = 2\,967$ mm²

TAIVUTUS

Välituki ap

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 0,300$ m
 $h = 0,900$ m
 $d = 0,850$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,036$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\varnothing_{1,kr} = 20$ mm
 $\varnothing_{2,kr} =$ mm
 $\varnothing_{3,kr} =$ mm
 Y_{1-2} väli = mm (kerrosten väli 1-2)
 Y_{2-3} väli = mm (kerrosten väli 2-3)
 $\varnothing_n = 20,00$ mm (1+2+3kr nippu \varnothing)
 $Y_n = 10,00$ mm (painopiste)
 $\varnothing_{n,KPL} = 2$ kpl
 $k/k = 150$ mm
 $A_s = 628$ mm²
 $\omega_2 = 0,0226$ ----
 $\mu_2 = 0,0223$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	68,0	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	32,1 %	0,11281 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\varphi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,007$ ----
 $\beta = 0,007$ ----
 $z = 0,847$ m
 $A_{s,mrt} = 200$ mm²
 $A_{s,min} = 940$ mm²
 $A_{s,vaad} = 940$ mm²

TAIVUTUS

Välituki yp

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

b =	0,300	m
h =	0,900	m
d =	0,854	m
c _{true} =	40	mm
c _{nom} =	40	mm
Δc _{dev} =	5	mm
c _{min,dur} =	35	mm
c =	40	mm
c/c _{min,dur}	1,14	----
w _{k,pa,tav} =	0,20	mm
w _{k,pa,pitk} =	0,15	mm
TL =	3	toteutusluokka
Y _c =	1,35	----
Y _s =	1,10	----
c _{sivupinta} =	0	mm (sivupinnan peite)

(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

M _{MRT} =	0,049	MNm
--------------------	-------	-----

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

Ø _{1,kr} =	12	mm
Ø _{2,kr} =		mm
Ø _{3,kr} =		mm
Y _{1-2 väli} =		mm (kerrosten väli 1-2)
Y _{2-3 väli} =		mm (kerrosten väli 2-3)
Ø _n =	12,00	mm (1+2+3kr nippuØ)
Y _n =	6,00	mm (painopiste)
Ø _{n,KPL} =	6	kpl
k/k =	50	mm
A _s =	679	mm ²
ω ₂ =	0,0243	----
μ ₂ =	0,0240	---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

A _{s,pur} =	0	mm ²
d' ₂ =	0	mm

Muu raudoitus:

Y _{muut} =	0	mm (kokonaiskorkeus)
---------------------	---	----------------------

(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	84,8	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	40,0 %	0,12230 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

f _{ck} =	37,00	N/mm ²
f _{cd} =	23,30	N/mm ²
f _{ctk,0,05} =	2,33	N/mm ²
f _{ctd} =	1,73	N/mm ²
f _{ctm} =	3,33	N/mm ²
E _{cm} =	34 545,10	N/mm ²
φ(∞,t ₀) =	1,500	----
E _{c,eff} =	13 818,04	N/mm ²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{yd} =	213,64	N/mm ²
E _s =	200 000,00	N/mm ²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

μ =	0,010	----
β =	0,010	----
z =	0,850	m
A _{s,mrt} =	269	mm ²
A _{s,min} =	944	mm ²
A _{s,vaad} =	944	mm ²

TAIVUTUS

Sek. Palkki ap

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 0,200$ m
 $h = 0,550$ m
 $d = 0,504$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,003$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\emptyset_{1,kr} = 12$ mm
 $\emptyset_{2,kr} =$ mm
 $\emptyset_{3,kr} =$ mm
 Y_{1-2} väli = mm (kerrosten väli 1-2)
 Y_{2-3} väli = mm (kerrosten väli 2-3)
 $\emptyset_n = 12,00$ mm (1+2+3kr nippu \emptyset)
 $Y_n = 6,00$ mm (painopiste)
 $\emptyset_{n,KPL} = 2$ kpl
 $k/k = 100$ mm
 $A_s = 226$ mm²
 $\omega_2 = 0,0206$ ----
 $\mu_2 = 0,0204$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	27,2	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	12,9 %	0,02410 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\phi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,003$ ----
 $\beta = 0,003$ ----
 $z = 0,503$ m
 $A_{s,mrt} = 29$ mm²
 $A_{s,min} = 371$ mm²
 $A_{s,vaad} = 371$ mm²

TAIVUTUS

Sek. Palkki yp

POIKKILEIKKAUKSEN TIEDOT:

$b = 0,200$ m
 $h = 0,550$ m
 $d = 0,504$ m
 $c_{true} = 40$ mm
 $c_{nom} = 40$ mm
 $\Delta c_{dev} = 5$ mm
 $c_{min,dur} = 35$ mm
 $c = 40$ mm
 $c/c_{min,dur} = 1,14$ ----
 $w_{k,pa,tav} = 0,20$ mm
 $w_{k,pa,pitk} = 0,15$ mm
 $TL = 3$ toteutusluokka
 $Y_c = 1,35$ ----
 $Y_s = 1,10$ ----
 $c_{sivupinta} = 0$ mm (sivupinnan peite)
(jos rakenne jatkuu b-suunnassa = 0)

MOMENTIT:

$M_{MRT} = 0,003$ MNm

VALITTU RAUDOITUS:

Pääraudoitus:

$\varnothing_{1,kr} = 12$ mm
 $\varnothing_{2,kr} =$ mm
 $\varnothing_{3,kr} =$ mm
 Y_{1-2} väli = mm (kerrosten väli 1-2)
 Y_{2-3} väli = mm (kerrosten väli 2-3)
 $\varnothing_n = 12,00$ mm (1+2+3kr nippu \varnothing)
 $Y_n = 6,00$ mm (painopiste)
 $\varnothing_{n,KPL} = 2$ kpl
 $k/k = 100$ mm
 $A_s = 226$ mm²
 $\omega_2 = 0,0206$ ----
 $\mu_2 = 0,0204$ ---- raja = 0,420 ----

Puristusraudoitus: (vain betonin KRT-jännityksissä)

$A'_{s,pur} = 0$ mm²
 $d'_2 = 0$ mm

Muu raudoitus:

$Y_{muut} = 0$ mm (kokonaiskorkeus)
(pääterästen ja betonipeitteen välinen raudoitus)

TERÄKSEN JA BETONIN JÄNNITYKSET:

	Teräs [V]	Teräs [P]	Betoni
MRT	27,2	0,0	23,30 N/mm ²

KÄYTTÖASTEET JA KAPASITEETIT:

MRT	12,9 %	0,02410 MNm
-----	--------	-------------

BETONIN OMINAISUUDET:

$f_{ck} = 37,00$ N/mm²
 $f_{cd} = 23,30$ N/mm²
 $f_{ctk,0,05} = 2,33$ N/mm²
 $f_{ctd} = 1,73$ N/mm²
 $f_{ctm} = 3,33$ N/mm²
 $E_{cm} = 34\,545,10$ N/mm²
 $\varphi(\infty, t_0) = 1,500$ ----
 $E_{c,eff} = 13\,818,04$ N/mm²

TERÄKSEN OMINAISUUDET:

$f_{yk} = 235,00$ N/mm²
 $f_{yd} = 213,64$ N/mm²
 $E_s = 200\,000,00$ N/mm²

VAADITTU TERÄSMÄÄRÄ (MRT):

$\mu = 0,003$ ----
 $\beta = 0,003$ ----
 $z = 0,503$ m
 $A_{s,mrt} = 29$ mm²
 $A_{s,min} = 371$ mm²
 $A_{s,vaad} = 371$ mm²

LEIKKAUSMITOITUS
Päätytukien poikkipalkki

Lähtötiedot:

1) Betoni

fck=	37	MN/m ²	lujuusluokka
ti=	3		toteutusluokka (3, 2 tai O=onnettomuustilanne)
fcd=	23,3	MN/m ²	laskentapuristuslujuus
fctm=	3,3	MN/m ²	keskimääräinen vetolujuus 28 vrk ikäisenä
fctk0,05=	2,33	MN/m ²	vetolujuuden laskenta-arvo
fctd=	1,73	MN/m ²	laskentavetolujuus

2) Teräs

fyk=	235	MN/m ²	ominaislujuus
fyd=	213,6	MN/m ²	mitoitusarvo

3) Poikkileikkaus

bw=	1,530	m	poikkileikkauksen leveys
d=	0,800	m	tehollinen korkeus (keskimäärin)
As=	1000	mm ²	vetoterästen pinta-ala

4) Mitoitusleikkausvoima

Vd=	0,211	MN
-----	-------	----

5) Leikkauskapasiteetin yläraja:

V _{umax} =	0,25*bw*d*fcd	
V _{umax} =	7,13	MN

6) Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti V_{c0}:

V _{c0} =0,3*k*(1+50*ρ)*fctd*bw*d		
k=1,6-d		kerroin k
ρ=As/(bw*d) <= 0,02		raudoitussuhde
k=1,6-d >= 0,8		
k=	0,8	m
ρ=	0,00082	
V_{c0}=	0,528	MN
V _{c0} >V _d		

7) Huomioidaan puristavan normaalivoiman vaikutus

V _{c01} =β ₁ *V _{c0}		
β ₁ =1+M ₀ /M _d <=2		
P<=0	0	MN
e _j =	0	m
e _{na} =	0	m
e=	0	m
A=	0,0001	m ²
W _I =	0	m ³
δ=(P/A)+(P*e/W)+(M ₀ /W) = 0	=>	M ₀ =P*(W/A+e)
M ₀ =	0,00	MNm
M _d =	0,00	MNm
β ₁ =	1,000	
V_{c01}=	0,528	MN
V _{c01} >V _d		

LEIKKAUSMITOITUS
Päätytukien poikkipalkki

Lähtötiedot:

1) Betoni

fck=	37	MN/m ²	lujuusluokka
ti=	3		toteutusluokka (3, 2 tai O=onnettomuustilanne)
fcd=	23,3	MN/m ²	laskentapuristuslujuus
fctm=	3,3	MN/m ²	keskimääräinen vetolujuus 28 vrk ikäisenä
fctk0,05=	2,33	MN/m ²	vetolujuuden laskenta-arvo
fctd=	1,73	MN/m ²	laskentavetolujuus

2) Teräs

fyk=	235	MN/m ²	ominaislujuus
fyd=	213,6	MN/m ²	mitoitusarvo

3) Poikkileikkaus

bw=	1,530	m	poikkileikkauksen leveys
d=	0,800	m	tehollinen korkeus (keskimäärin)
As=	1000	mm ²	vetoterästen pinta-ala

4) Mitoitusleikkausvoima

Vd=	0,211	MN
-----	-------	----

5) Leikkauskapasiteetin yläraja:

V _{umax} =	0,25*bw*d*fcd	
V _{umax} =	7,13	MN

6) Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti V_{c0}:

V _{c0} =0,3*k*(1+50*ρ)*fctd*bw*d		
k2=1,6-d		kerroin k
ρ=As/(bw*d) <= 0,02		raudoitussuhde
k=1,6-d >= 0,8		
k=	0,8	m
ρ=	0,00082	
V_{c0}=	0,528	MN
V _{c0} >V _d		

7) Huomioidaan puristavan normaalivoiman vaikutus

V _{c01} =β ₁ *V _{c0}		
β ₁ =1+M ₀ /M _d <=2		
P=>=	0	MN
e _j =	0	m
e _{na} =	0	m
e=	0	m
A=	0,0001	m ²
W _l =	0	m ³
δ=(P/A)+(P*e/W)+(M ₀ /W) = 0	=>	M ₀ =P*(W/A+e)
M ₀ =	0,00	MNm
M _d =	0,00	MNm
β ₁ =	1,000	
V_{c01}=	0,528	MN
V _{c01} >V _d		

LEIKKAUSMITOITUS

Välitukien poikkipalkki

Lähtötiedot:

1) Betoni

fck=	37	MN/m ²	lujuusluokka
tl=	3		toteutusluokka (3, 2 tai O=onnettomuustilanne)
fcd=	23,3	MN/m ²	laskentapuristuslujuus
fctm=	3,3	MN/m ²	keskimääräinen vetolujuus 28 vrk ikäisenä
fctk0,05=	2,33	MN/m ²	vetolujuuden laskenta-arvo
fctd=	1,73	MN/m ²	laskentavetolujuus

2) Teräs

fyk=	235	MN/m ²	ominaislujuus
fyd=	213,6	MN/m ²	mitoitusarvo

3) Poikkileikkaus

bw=	0,300	m	poikkileikkauksen leveys
d=	0,800	m	tehollinen korkeus (keskimäärin)
As=	678,6	mm ²	vetoterästen pinta-ala

4) Mitoitusleikkausvoima

Vd=	MN
-----	----

5) Leikkauskapasiteetin yläraja:

V _{umax} =	0,25*bw*d*fcd
V _{umax} =	1,40 MN

6) Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti V_{c0}:

V _{c0} =	0,3*k*(1+50*p)*fctd*bw*d	
k2=	1,6-d	kerroin k
ρ=	As/(bw*d) <= 0,02	raudoitussuhde
k=	1,6-d >= 0,8	
k=	0,8	m
ρ=	0,00283	
V_{c0}=	0,114	MN
V _{c0} >	V _d	

7) Huomioidaan puristavan normaalivoiman vaikutus

V _{c01} =	β1*V _{c0}	
β1=	1+M0/Md <= 2	
P _∞ =	0	MN jännevoima
e _j =	0	m jännevoiman resultantin etäisyys palkin alapinnasta
e _{na} =	0	m palkin neutraaliakselin etäisyys alapinnasta
e=	0	m jännevoiman epäkeskisyyden
A=	0,0001	m ² palkin poikkipinta-ala
W _i =	0	m ³ taivutusvastus alareunan suhteen
δ=(P/A)+(P*e/W)+(M0/W) =	0	=> M0=P*(W/A+e)
M0=	0,00	MNm nollavenyämomentti
Md=	0,00	MNm leikkausvoimaa vastaava taivutusmomentti (käytetty maksimiarvoa)
β1=	1,000	
V_{c01}=	0,114	MN
V _{c01} >	V _d	

LEIKKAUSMITOITUS

Sekundäärinen poikkipalkki

Lähtötiedot:

1) Betoni

fck=	37	MN/m ²	lujuusluokka
tl=	3		toteutusluokka (3, 2 tai O=onnettomuustilanne)
fcd=	23,3	MN/m ²	laskentapuristuslujuus
fctm=	3,3	MN/m ²	keskimääräinen vetolujuus 28 vrk ikäisenä
fctk0,05=	2,33	MN/m ²	vetolujuuden laskenta-arvo
fctd=	1,73	MN/m ²	laskentavetolujuus

2) Teräs

fyk=	235	MN/m ²	ominaislujuus
fyd=	213,6	MN/m ²	mitoitusarvo

3) Poikkileikkaus

bw=	0,200	m	poikkileikkauksen leveys
d=	0,450	m	tehollinen korkeus (keskimäärin)
As=		mm ²	vetoterästen pinta-ala

4) Mitoitusleikkausvoima

Vd=	0,032	MN
-----	-------	----

5) Leikkauskapasiteetin yläraja:

V _{umax} =	0,25*bw*d*fcd	
V _{umax} =	0,52	MN

6) Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetti V_{c0}:

V _{c0} =	0,3*k*(1+50*ρ)*fctd*bw*d	
k=	1,6-d	kerroin k
ρ=	As/(bw*d) <= 0,02	raudoitussuhde
k=	1,6-d >= 0,8	
k=	1,15	m
ρ=	0,00000	
V_{c0}=	0,054	MN
V _{c0} >V _d		

7) Huomioidaan puristavan normaalivoiman vaikutus

V _{c01} =	β1*V _{c0}	
β1=	1+M0/Md <= 2	
P<∞=	0	MN
e _j =	0	m
e _{na} =	0	m
e=	0	m
A=	0,0001	m ²
W _I =	0	m ³
δ=(P/A)+(P*e/W)+(M0/W) = 0	=> M0=P*(W/A+e)	
M0=	0,00	MNm
Md=	0,00	MNm
β1=	1,000	
V_{c01}=	0,054	MN
V _{c01} >V _d		

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



GTS CADBUILD LTD

TEL.08456 250559

Inniriteistö Suunnittelukide Oy
Läntinen Pääkatu 21-23 G
20100 Turku

Strap 2013.00

_Palkkimalli Opinnäytetyö

Prepared by:

Page: 1
Date: 18. 6.1

MATERIAL TABLE (units - kN meter)

NO.	Name	Modulus of Elasticity	Poisson ratio	Density	Thermal coefficient	Shear modulus
1	CONC	0.2700E+08	0.1500	0.2400E+02	0.000010000	0.1174E+08
2	null	0.1000E+04	0.2000	0.2500E+02	0.000010000	0.1000E+02
3	16	0.2861E+08	0.2000	0.2500E+02	0.000010000	0.1202E+08
4	16L	0.1430E+08	0.2000	0.2500E+02	0.000010000	0.6008E+07
5	16P	0.2861E+08	0.2000	0.2500E+02	0.000010000	0.6008E+07

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)

PROPERTY NO. 1 - T0.4x0.9+1.6x0.2

A=0.6000E+00	I2=0.4274E-01	I3=0.7200E-01	J=0.1810E-01	SF2=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.600	Perimeter=5.000	e2=0.800	SF3=0.500
	h3=0.900	e3=0.590		

PROPERTY NO. 2 - T0.4x0.9+1.15x0.2

A=0.5100E+00	I2=0.3777E-01	I3=0.2908E-01	J=0.1690E-01	SF2=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.150	Perimeter=4.100	e2=0.575	SF3=0.500
	h3=0.900	e3=0.553		

PROPERTY NO. 4 - 1.53/0.9

A=0.1377E+01	I2=0.9295E-01	I3=0.2686E+00	J=0.2354E+00	SF2=0.850
Material = 3 - 16	h2=1.530	Perimeter=4.860	e2=0.765	SF3=0.850
	h3=0.900	e3=0.450		

_Palkkimalli Opinnäytetyö

Page: 2
 Date: 18. 6. 1

Prepared by:

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)					
PROPERTY NO. 5 - 0.5/0.9					
A=0.4500E+00	I2=0.3037E-01	I3=0.9375E-02	J=0.2448E-01	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.500	h3=0.900	Perimeter=2.800	e2=0.250	e3=0.450
PROPERTY NO. 14 - 0.6/0.9					
A=0.5400E+00	I2=0.3645E-01	I3=0.1620E-01	J=0.3803E-01	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.600	h3=0.900	Perimeter=3.000	e2=0.300	e3=0.450
PROPERTY NO. 15 - 1/0.9					
A=0.9000E+00	I2=0.6075E-01	I3=0.7500E-01	J=0.1128E+00	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=1.000	h3=0.900	Perimeter=3.800	e2=0.500	e3=0.450
PROPERTY NO. 16 - 0.6/0.9					
A=0.5400E+00	I2=0.3645E-01	I3=0.1620E-01	J=0.3803E-01	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.600	h3=0.900	Perimeter=3.000	e2=0.300	e3=0.450
PROPERTY NO. 17 - 0.4/0.9					
A=0.3600E+00	I2=0.2430E-01	I3=0.4800E-02	J=0.1384E-01	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.400	h3=0.900	Perimeter=2.600	e2=0.200	e3=0.450
PROPERTY NO. 18 -					
Thickness = 0.200					
Material = 4 - 16L, 2 - null					

_Palkkimalli Opinnäytetyö

Page: 3
 Date: 18. 6. 1

Prepared by:

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)					
PROPERTY NO. 19 - 0.4/0.5					
A=0.2000E+00	I2=0.4167E-02	I3=0.2667E-02	J=0.5474E-02	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.400	h3=0.500	Perimeter=1.800	e2=0.200	e3=0.250
PROPERTY NO. 20 - 0.5/0.4					
A=0.2000E+00	I2=0.2667E-02	I3=0.4167E-02	J=0.5474E-02	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.500	h3=0.400	Perimeter=1.800	e2=0.250	e3=0.200
PROPERTY NO. 25 - L0.2x0.9+1.2x0.4					
A=0.5200E+00	I2=0.3840E-01	I3=0.5321E-01	J=0.1852E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.200	h3=0.900	Perimeter=4.200	e2=0.815	e3=0.558
Principal axis angle= 126.2			Iu=0.7022E-01	Iv=0.2140E-01	
PROPERTY NO. 26 - L0.2x0.82+0.9x0.4					
A=0.4440E+00	I2=0.3292E-01	I3=0.1748E-01	J=0.1751E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=0.820	h3=0.900	Perimeter=3.440	e2=0.542	e3=0.516
PROPERTY NO. 27 - L0.2x1.16+0.9x0.4					
A=0.5120E+00	I2=0.3790E-01	I3=0.4807E-01	J=0.1841E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.160	h3=0.900	Perimeter=4.120	e2=0.788	e3=0.554
Principal axis angle= 128.4			Iu=0.6527E-01	Iv=0.2070E-01	

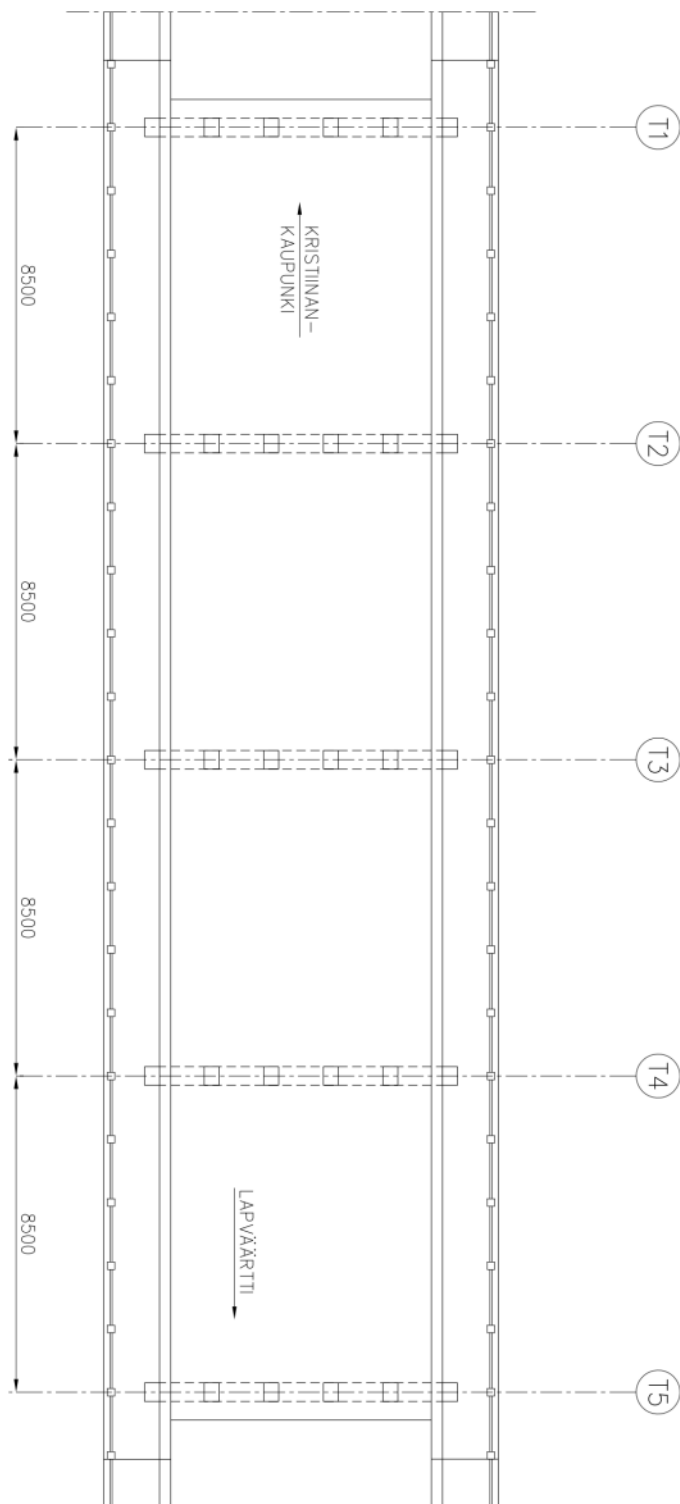
_Palkkimalli Opinnäytetyö

Page: 4
 Date: 18. 6.1

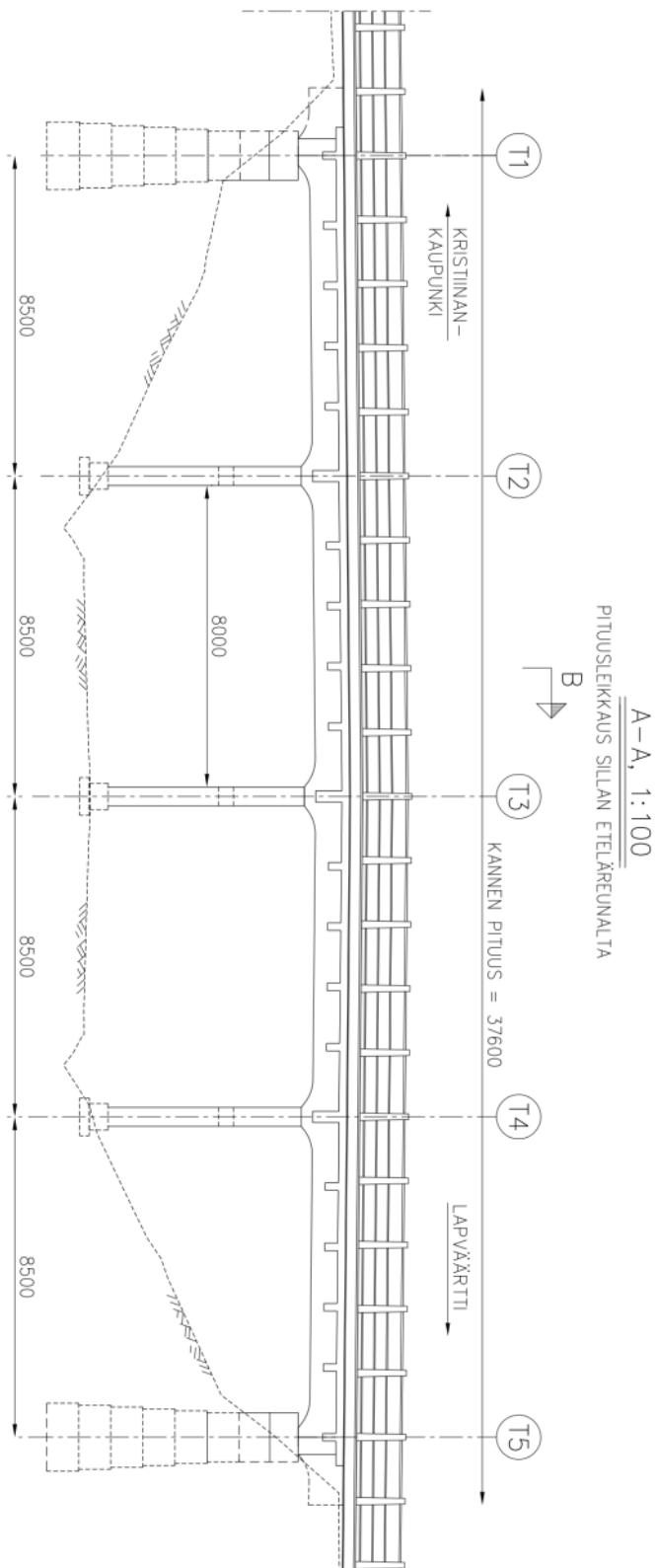
Prepared by:

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)					
PROPERTY NO. 28 - L0.2x1.2+0.9x0.4					
A=0.5200E+00	I2=0.3840E-01	I3=0.5321E-01	J=0.1852E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.200	h3=0.900	Perimeter=4.200	e2=0.815	e3=0.558
Principal axis angle= 53.8		lu=0.7022E-01	lv=0.2140E-01		
PROPERTY NO. 29 - L0.2x0.82+0.9x0.4					
A=0.4440E+00	I2=0.3292E-01	I3=0.1748E-01	J=0.1751E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=0.820	h3=0.900	Perimeter=3.440	e2=0.542	e3=0.516
PROPERTY NO. 30 - L0.2x1.16+0.9x0.4					
A=0.5120E+00	I2=0.3790E-01	I3=0.4807E-01	J=0.1841E-01	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 3 - 16	h2=1.160	h3=0.900	Perimeter=4.120	e2=0.788	e3=0.554
Principal axis angle= 51.6		lu=0.6527E-01	lv=0.2070E-01		
PROPERTY NO. 31 - P31					
Thickness =	0.160				
Material = 4 - 16L , 2 - null					
PROPERTY NO. 32 - 0.2/0.35					
A=0.7000E-01	I2=0.7146E-03	I3=0.2333E-03	J=0.6003E-03	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 3 - 16	h2=0.200	h3=0.350	Perimeter=1.100	e2=0.100	e3=0.175

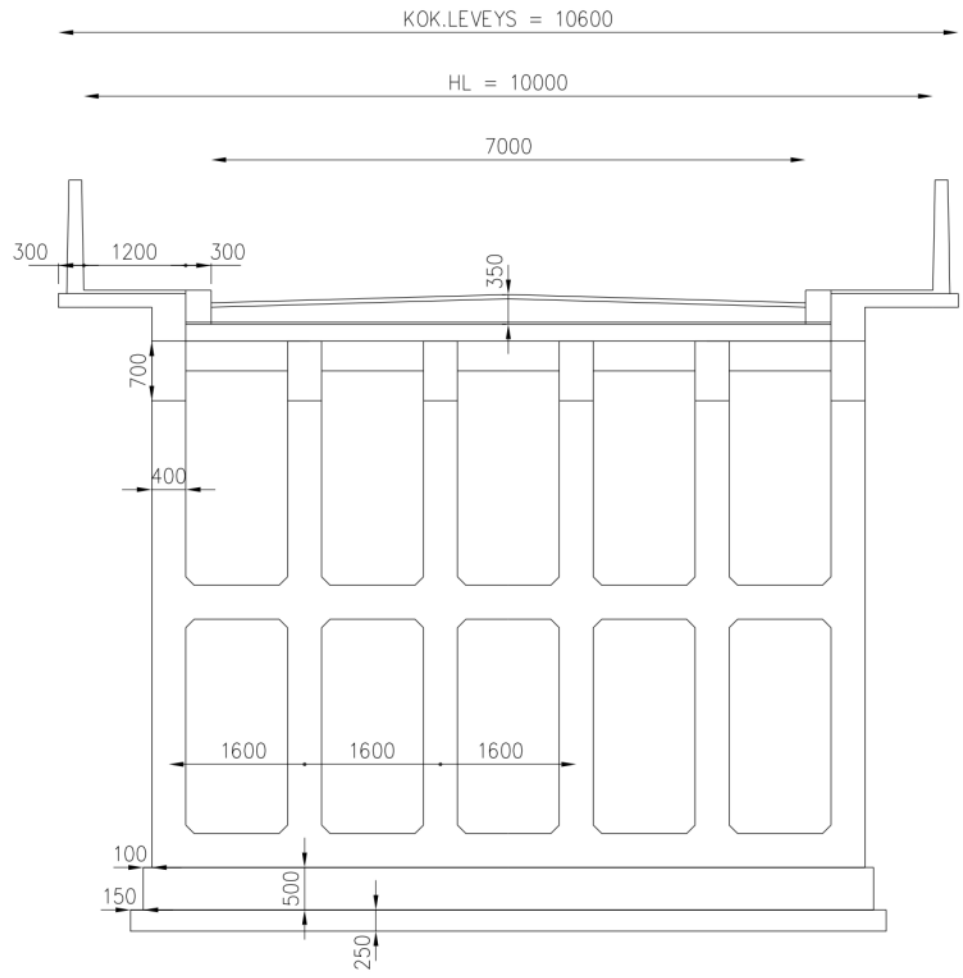
Liite 7. Piirustukset

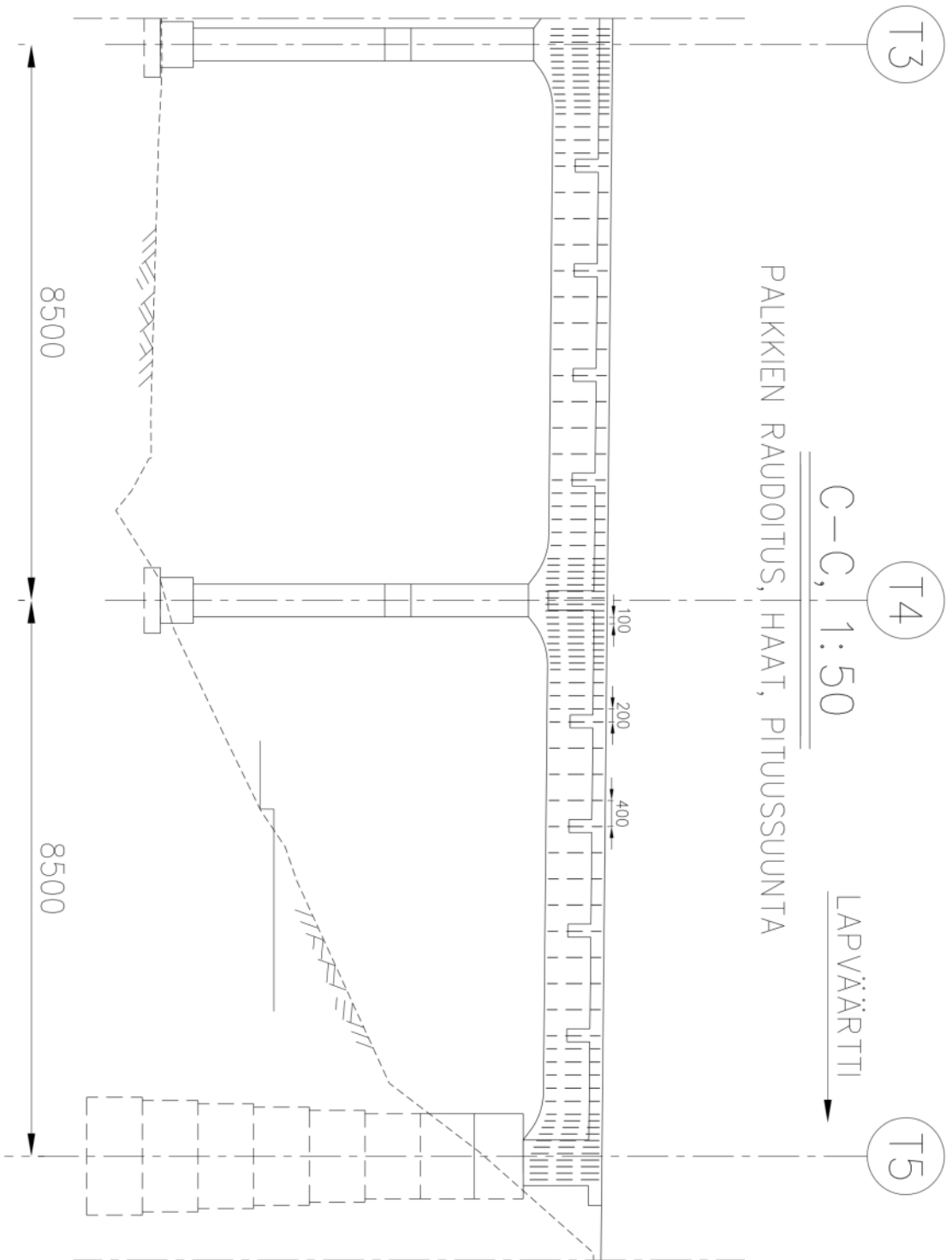


TASOPIIRROS, 1:100



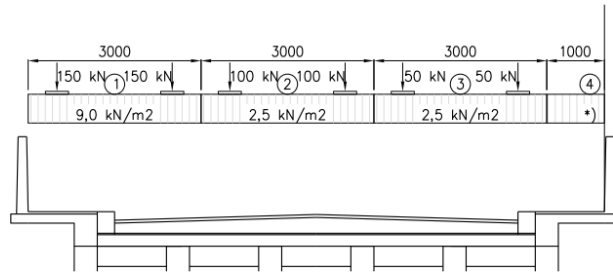
B-B, 1:50
POIKKILEIKKAUS, T2-T3 AUKKO



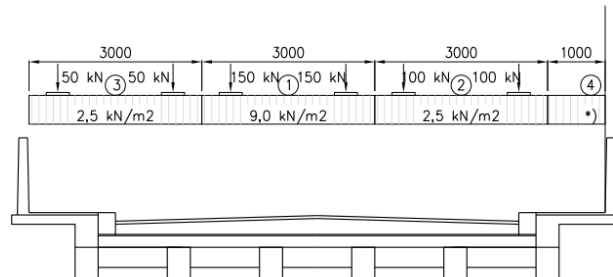


Liite 8. Kuormituskaavioiden sijoittelu

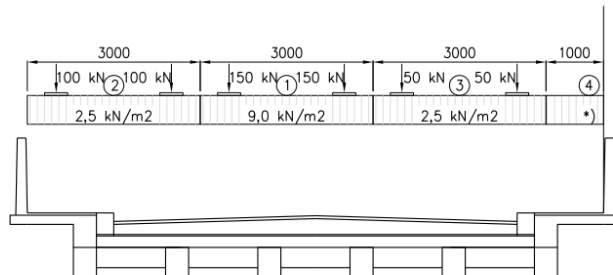
LM 1-TAPAUS 1



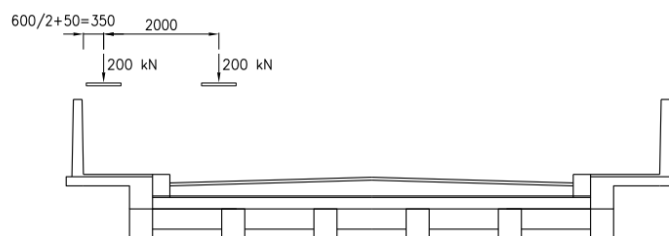
LM 1-TAPAUS 2



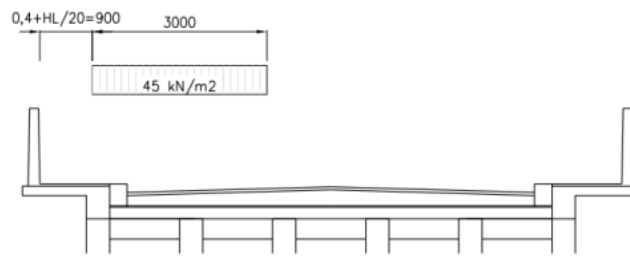
LM 1-TAPAUS 3



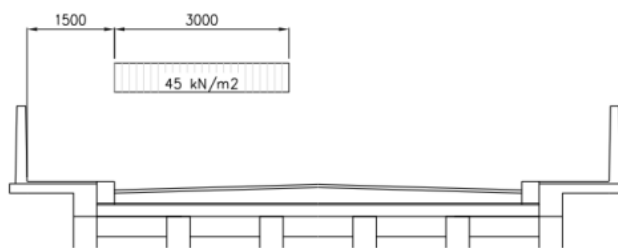
LM 2



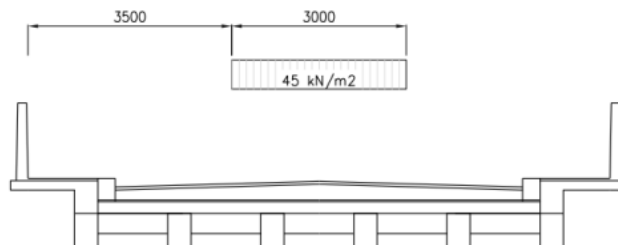
LM 3-1



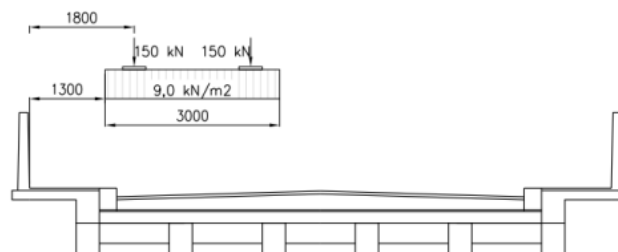
LM 3-2



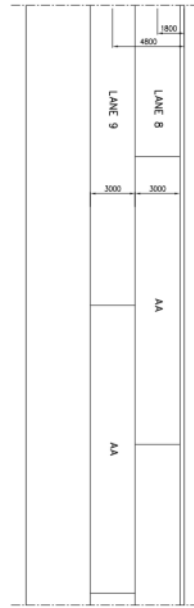
LM 3-3



LIIKENNEKUORMAT SIIJOITUS KESKELLE TUKIVÄLIÄ



AA, TAPAKUS A



AA, TAPAKUS C

