



Osaamista  
ja oivallusta  
tulevaisuuden  
tekemiseen

Abbas Mohammadi

# Sillan maatuen uusittavan kansiuulokkeen rakenteellinen mitoitus kutistuma huomioiden

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikka

Insinöörityö

4.11.2020

Tekijä Otsikko	Abbas Mohammadi Sillan maatuen uusittavan kansiulokkeen rakenteellinen mitoit- tus kutistuma huomioiden
Sivumäärä Aika	55 sivua + 1 liite 4.11.2020
Tutkinto	insinööri (AMK)
Tutkinto-ohjelma	rakennustekniikka
Ammatillinen pääaine	rakennesuunnittelu
Ohjaajat	Projektipäällikkö DI Lasse Kahila Lehtori Mauri Konttila
<p>Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää teräsbetonisillan maatuen ulokelaattojen uusimiseen tarvittavien kutistumaraudoitusten määritystä ja tämän pohjalta laatia käytännönläheinen yleisohje. Opinnäytetyö tehtiin A-insinöörit Civil Oy:n toimeksiannosta. Työn tilaajana oli Kaupunkiympäristön toimiala. Työn ohjausryhmään kuuluivat lisäksi Eero Sihvonen ja Riku Kytö Helsingin kaupungilta sekä Ari Husso A-insinöörit Civil Oy:ltä.</p> <p>Teräsbetonisillan maatuen reunaulokkeet reunapalkkeineen voivat vaurioitua käyttöikänsä aikana erilaisista syistä. Korjaustoimenpiteisiin ryhdytään yleensä sillan peruskorjauksen yhteydessä. Reunaulokkeet voidaan kokonaan uusia, mikäli ne todetaan kantavuudeltaan riittämättömäksi. Reunaulokkeita uusittaessa, kun valetaan uutta betonia vanhaa, jo kutistunut, betonirakennetta vasten ilman jälkivalukaistaa, uuden ja vanhan betonin välinen kutistumaero aiheuttaa pakkovoimia, jotka tulee ottaa huomioon halkeamaleveyksien ja jännitysten laskennassa.</p> <p>Opinnäytetyön tavoitteena oli tuottaa jonkinlainen käytännönläheinen yleisohje, miten teräsbetonisillan maatuen kansiulokkeen raudoitus voidaan määrittää ilman FEM-laskentaa tapauksessa, jossa on huomioitava kutistumasta ja valulämpötilasta aiheutuvat rasitukset. Tämän vuoksi päädyttiin tekemään uusittavasta betonisillan maatuen kansiulokkeesta FEM-laskentoja, joilla selvitettiin erikokoisten kansiulokkeiden valusaumaan syntyviä voimia ja tarvittava raudoitemäärä näiden voimien hallitsemiseksi. Laskentamalleille valittujen tyyppien ja dimensioiden eri variaatioiden perusteena oli ennen kaikkea niiden yleisyys käytännön kohteissa. Tulokset taulukoitiin reunauloketyypin ja betoniluokan mukaan. Rakennelasennat tehtiin kuvitteellisista, mutta todellisen kohteen kaltaisista maatuen reunaulokkeista.</p>	
Avainsanat	Sillan maatuki, reunauloke, kutistuma

Author Title	Abbas Mohammadi Structural designing of renewing cantilever slab of bridge abutment with consideration of concrete shrinkage
Number of Pages Date	55 pages + 1 appendice 4 November 2020
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Professional Major	Structural Engineering
Instructors	Lasse Kahila, Project Manager Mauri Konttila, Lecturer
<p>The aim of this thesis was to find out the determination of the shrinkage reinforcements required for the renewal of the cantilever slabs of a reinforced concrete bridge and to draw up a practical guide on the basis of this. The thesis was made for A-insinööri Civil Oy and was ordered by Urban Environment Division.</p> <p>The cantilever slabs of the reinforced concrete bridge ground support with edge beams can be damaged during their service life for various reasons. Repairing actions are usually done in connection with the renovation of the bridge. Cantilever slabs may be completely renewed if they are found to be of insufficient load-bearing capacity. When renewing casting a new structure against an already shrunk old reinforced concrete structure without post-cast strip, the difference in shrinkage between new and old concrete causes restraint forces which must be taken into account in the calculation of crack widths and stresses.</p> <p>The aim of the thesis was to produce some practical general guide on how the reinforcement of the deck projection of a reinforced concrete bridge ground support can be determined without FEM calculation in the case where the stresses caused by shrinkage and casting temperature must be taken into account. Therefore, it was decided to make FEM calculations for the renewing cantilever slab of the abutment of a concrete bridge, which were used to determine the forces generated in the casting of deck protrusions of different sizes and the amount of reinforcement needed to control these forces. The different variations in the types and dimensions chosen for the calculation models were mainly based on their prevalence in practice. The results were tabulated by slab type and concrete grade. Structural calculations were made from imaginary but real object-like cantilever slabs of bridge abutment.</p>	
Keywords	Bridge abutment, cantilever slab, shrinkage

## Sisällys

### Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Opinnäytetyön tausta	1
1.2	Työn tavoitteet ja rajaus	1
2	Betonin ominaisuudet	2
2.1	Kutistuma	2
2.1.1	Sisäinen kutistuma	3
2.1.2	Kuivumiskutistuma	4
2.2	Viruma	5
2.3	Tehollinen kimmokerroin	6
2.4	Hydrataatiolämpö	6
3	Eurokoodin ja soveltamisohjeiden mukainen mitoitus	7
3.1	Kuormitukset	7
3.1.1	Pysyvät kuormat	7
3.1.2	Liikennekuormat	7
3.1.3	Virumaluvun laskenta	10
3.1.4	Tehollisen kimmokertoimen laskenta	13
3.1.5	Kutistuman laskenta	14
3.1.6	Hydrataatiolämmön jäähtyminen	15
3.2	Maatuen kansiulokkeen mitoitus	17
3.2.1	Murtorajatilamitoitus	17
3.2.2	Käyttörajatilamitoitus	20
4	Laskennallinen tarkastelu	21
4.1	Teräsbetonisillan maatuki	21
4.2	Laskentamallit	27
4.2.1	Mallinnustapa	27
4.2.2	Kuormien mallinnustapa	29

4.3	Laskentaesimerkki	32
4.3.1	Kutistumamallin laskennat	32
4.3.2	Perusmallin laskennat	40
5	Tulosten yhteenveto ja yleisohje	45
	Lähteet	56
	Liitteet	
	Liite 1. Kutistumaraudoitus maatuen reuna- loketyypittäin	

## Merkinnät

$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{c,eff}$	betonipoikkileikkauksen vedetyn osan tehollinen pinta-ala
$A_s$	vetorauoituksen pinta-ala
$b$	rakenteen leveys
$c$	vetorauoituksen betonipeite
$d$	rakenteen tehollinen korkeus
$E_c$	betonin kimmokerroin
$E_s$	teräksen kimmokerroin
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$h$	rakenteen korkeus
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
$W$	taivutusvastus
$w_k$	halkeamaleveys
$x$	poikkileikkauksen puristetun osan korkeus
$z$	sisäinen momenttivarsi
$\alpha_e$	betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde
$\epsilon_{cm}$	betonin keskimääräinen venymä

$\epsilon_{sm}$	raudoituksen keskimääräinen venymä
$\rho_{p,eff}$	tehollinen raudoitussuhde
$\sigma_s$	vetoraudoituksen jännitys
$\varphi$	virumaluku
$\phi$	raudoitustangon halkaisija

# 1 Johdanto

## 1.1 Opinnäytetyön tausta

Teräsbetonisillan maatuen reunaulokkeet reunapalkkeineen voivat vaurioitua käyttökänsä aikana erilaisista syistä. Korjaustoimenpiteisiin ryhdytään yleensä sillan peruskorjauksen yhteydessä. Reunaulokkeet voidaan kokonaan uusida, mikäli ne todetaan kantavuudeltaan riittämättömäksi. Reunaulokkeiden uusimisessa valettaessa uutta rakennetta jo kutistunutta vanhaa teräsbetonirakennetta vasten ilman jälkivalukaistaa, uuden ja vanhan betonin välinen kutistumaero aiheuttaa pakkovoimia, jotka tulee ottaa huomioon halkeamaleveyksien ja jännitysten laskennassa.

Väyläviraston tämänhetkinen Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje sallii sillan reunaulokkeiden uusimisen 500 mm asti (sillan poikkisuunnassa) ilman kutistumaeron tarkempaa laskennallista analysointia. [1, Liite 2] Rajan yli menevissä tapauksissa tilanne pitää analysoida tarkemmin. Tämä edellyttää FEM-mallinnusta, joka huomioi valun kutistumasta ja valulämpötilasta aiheutuvat rasitukset.

Teräsbetonisillan maatuen reunaulokkeiden uusimisessa hyvin usein mennään aiemmin mainitun rajan yli. Kuitenkin Tyypillisissä korjaussuunnittelukohteissa ei tarvita syvällisempää laskennallista tarkastelua, vaan korjaussuunnittelun ydinosaaminen liittyy korjaustyön menetelmien ja materiaalien tuntemukseen. Näin ollen FEM-mallinnus koetaan vaivalloiseksi tyypillisissä korjauskohteissa.

## 1.2 Työn tavoitteet ja rajaus

Opinnäytetyön tavoitteena oli tuottaa jonkinlainen käytännönläheinen yleisohje, miten teräsbetonisillan maatuen reunaulokkeen raudoitus voidaan määrittää ilman FEM-laskentaa tapauksessa, jossa on huomioitava kutistumasta ja valulämpötilasta aiheutuvat rasitukset. Tämän vuoksi päädyttiin tekemään uusittavasta betonisillan maatuen reunaulokkeesta Lusas Bridge Plus -ohjelmalla FEM-laskentoja, joilla selvitettiin erikokoisten reunaulokkeiden valusaumaan syntyviä voimia ja tarvittava raudoitemäärä näiden voimien



hallitsemiseksi. Tulokset taulukoitiin reunauluketyypin ja betoniluokan mukaan. Raken- nelaskennat tehtiin kuvitteellisista, mutta todellisen kohteen kaltaisista maatuen reu- naulokkeista.

Työn rajauksen kannalta selvitettiin tyypillisimmät geometriat maatuen reunaulukkeelle, jolloin päädyttiin valitsemaan 3 yleisintä tyyppiä tarkasteltavaksi. Säilyvien rakenteiden osalta työstä rajattiin pois 30 vuotta nuoremmat sillat sekä niiden betoniksi valittiin C30/37 -lujuusluokan betoni.

## 2 Betonin ominaisuudet

### 2.1 Kutistuma

Kutistuminen on betonin luonnollinen ominaisuus. Betonin kutistuminen on rakenteen dimensioita pienentävä muodonmuutos, joka johtuu seuraavista syistä:

- Betonista poistuu vettä
- Betonissa tapahtuvan kemiallisen reaktion seurauksena
- Valetun rakenteen lämpötila muuttuu

Heti valun jälkeen betonista alkaa poistua kosteutta. Tämä prosessi jatkuu niin kauan, kunnes betonimassa vähitellen asettuu ympäristönsä edellyttämään tasapainokosteuteen. Veden poistuminen pienentää rakenteen tilavuutta eli betoni kutistuu. Betonin varhaisvaiheessa tapahtuvaa pystysuuntaista kutistumista kutsutaan plastiseksi painu- maksi ja vaakasuuntaista plastiseksi kutisumaksi. Toisin kuin plastisen vaiheen kutistu- mat, kuivumiskutistuma on pitkäaikainen ja osa sen aiheuttamasta muodonmuutoksesta on palautuvaa. [7, s. 12]

Veden ja sementin reagoiessa keskenään syntyy sementtiliima (sementtipasta), jonka tilavuus on pienempi kuin reaktion alkutuotteiden. Kemiallista kutistumista tapahtuu sekä betonin plastisessa vaiheessa että kovettumisvaiheessa. Tätä betonin kemiallisten reak- tioiden seurauksena tapahtuvaa kutistumista kutsutaan autogeeniseksi kutistumaksi. [7, s. 13-16]

Betoni kutistuu myös jäähtyessään. Tavanomaisen betonin pituuden lämpötilakerroin on  $10 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ , mutta varhaisvaiheessa arvo on noin 1...7-kertainen. Lisäksi betonin lujuus

on tässä vaiheessa vielä pieni. Eli varhaisvaiheessa tapahtuva jäähtyminen voi aiheuttaa vakavia vaurioita rakenteeseen. [7, s.13]

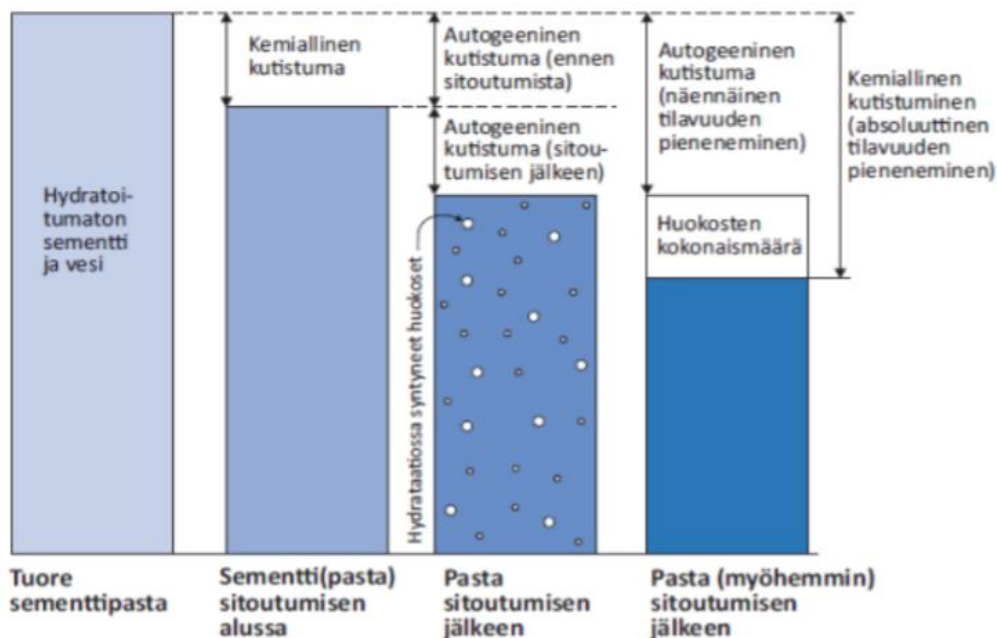
Betonin kutistumatyypit voidaan luokitella seuraavasti:

- plastinen kutistuma
- plastinen painuma
- sisäinen kutistuma (autogeeninen kutistuma)
- kuivumiskutistuma

Suunnitteluvaiheessa merkittävimmät kutistumalajit ovat betonin autogeeninen kutistuma ja kuivumiskutistuma. Näillä voidaan laskea betonirakenteen kokonaiskutistuma Eurokoodien ohjeiden mukaisesti. Kokonaiskutistuman määrään vaikuttavat mm. ympäristön suhteellinen kosteus, sementin laatu, raudoitus sekä betonirakenteen geometria. [12, s.35-37]

### 2.1.1 Sisäinen kutistuma

Sementin ja veden reagoidessa keskenään, kuvan 1 toisessa vaiheessa, betonissa tapahtuu kemiallista kutistumista. Eli yksinkertaisesti lopputuotteen tilavuus on pienempi kuin alkutuotteiden. Betonin hydratoitumisen alkuvaiheessa autogeeninen kutistuma vastaa kemiallista kutistumaa. [7, s.19]



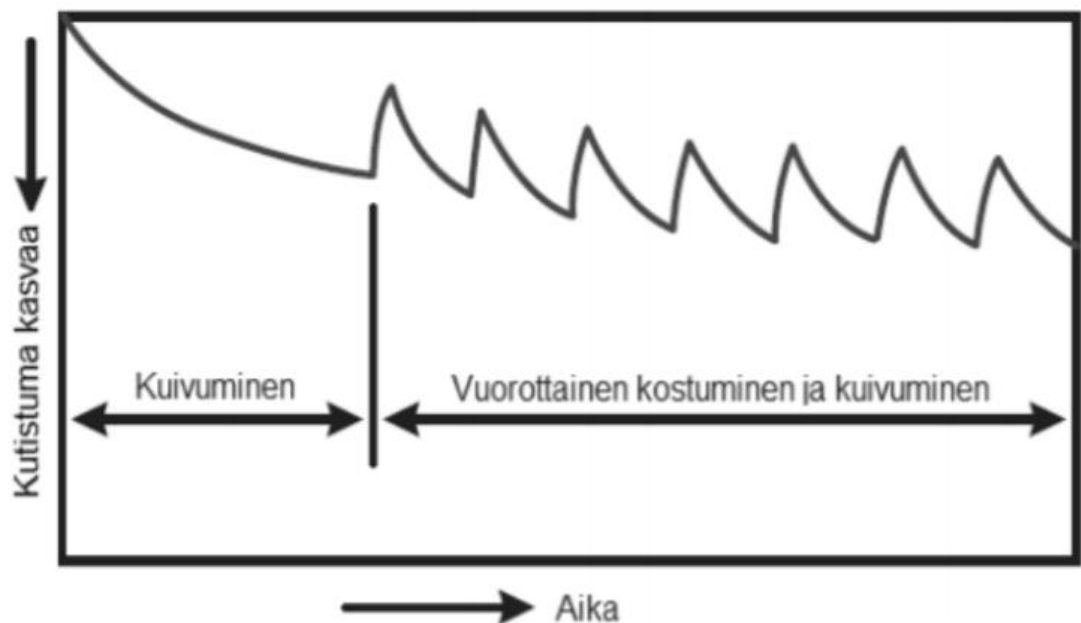
Kuva 1. Kemiallisesta ja autogeenisestä kutistumisesta johtuva tilavuuden muutos. [7, s.19]

Kemiallisella kutistumalla tarkoitetaan betonin absoluuttista tilavuuden muutosta. Auto-geenisella kutistumalla tarkoitetaan silmin havaittavaa tilavuudenmuutosta, joka on seurausta kemiallisesta kutistumasta. Kutistuminen jatkuu niin kauan kuin sementtipasta reagoi veden kanssa. [7, s.19]

### 2.1.2 Kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistuma johtuu veden haihtumisesta kovettuneen betonin niistä pinnoista, joita ei ole vesieristetty. Ympäristön suhteellisen kosteuden ollessa alhainen vettä haihtuu enemmän ja vastaavasti betoni kutistuu enemmän. Massiivinen rakenne kuivuu ja kutistuu ohutta rakennetta hitaammin. [7, s.23-24]

Kuvassa 2 esitetään betonin tilavuuden muutos, kun betonissa oleva rakennekosteus on poistunut.



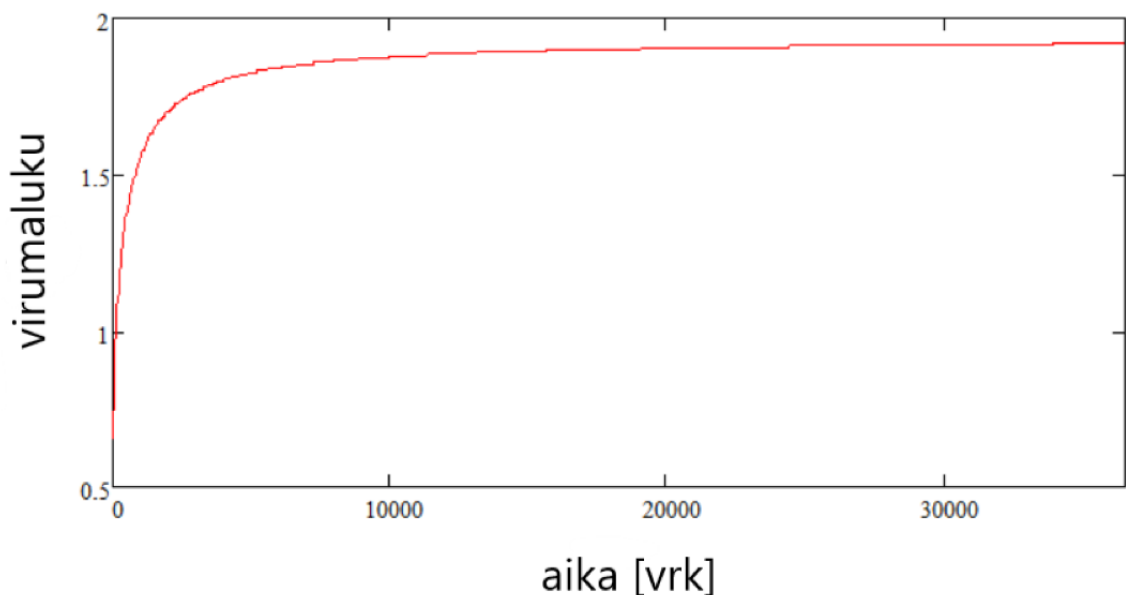
Kuva 2. Rakennekosteuden vaikutus betonin kutistumiseen. [7, s.24]

## 2.2 Viruma

Viruma tarkoittaa rakenteen mukautumista pitkäaikaiseen jännitystilaan. Viruma on plastinen muodonmuutos, joka hidastuu aikaa myöten. Viruma on yleensä haitallinen ilmiö, mutta joissakin tapauksissa se pienentää jännityshuippuja. Viruma on osittain palautuva, eli kun kuormitus poistetaan, venymän plastinen osuus palautuu. Noin 50 prosenttia betonin virumisesta tapahtuu ensimmäisten 2-3 kuukauden aikana ja noin 90 prosenttia 2-3 vuoden jälkeen. Viruman suuruuteen sekä nopeuteen vaikuttavia tekijöitä ovat:

- rakenteen ympäristöolosuhteet (ympäristön kosteus)
- rakenteen poikkileikkauksen koko
- betonin ikä kuormituksen alkaessa
- kuormituksen kesto
- betonin lujuusluokka [7, s.22-23]

Viruman vaikutus kokonaismuodonmuutokseen on huomattava, joten sekä suunnittelu- vaiheessa että työmaalla se on otettava huomioon ohjeiden mukaisesti.



Kuva 3. Esimerkki betonin virumaluvun kuvaajasta ajan funktiona (100v). Virumaluku lasketaan kaavalla (1.3) luvulla 3.1.3.

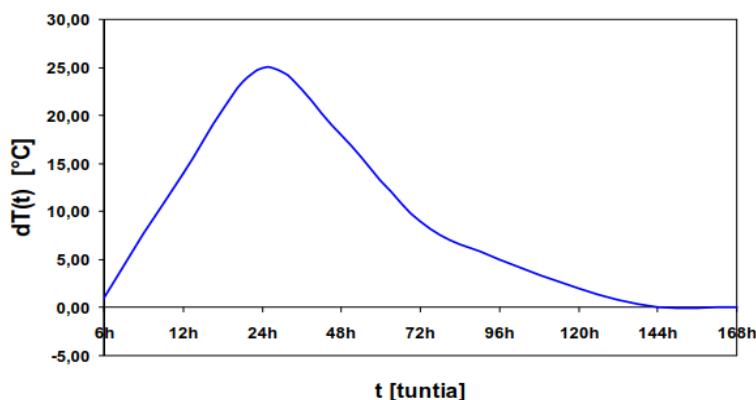
### 2.3 Tehollinen kimmokerroin

Terhollisella kimmokertoimella tarkoitetaan kimmokertoimen arvoa, jossa on huomioitu betonin virumisen vaikutus tietyssä ajankohdassa. Pitkäaikainen kuorma aiheuttaa pysyvää muodonmuutosta, virumaa, joka pienentää jännityksiä. Tämä voidaan huomioida laskentamallissa käyttämällä tehollista kimmokerrointa, jossa huomioidaan viruman vaikutus. Toinen tapa on tehdä laskenta FEM-ohjelmalla, jossa on epälineaarinen ajasta riippuva materiaalimalli. [1, s. 22]

### 2.4 Hydrataatiolämpö

Sillan maatuen reunaulokkeiden uusimisessa hydrataatiolämpö aiheuttaa reunaulokkeeseen sisäisiä rasituksia, kun betoni valetaan ilman jälkivalukaistaa. Suurimmat rasitukset vaikuttavat laatan päätyihin, missä valusauma päättyy. [1, s.28-29]

Eryteisesti massiivisissa rakenteissa hydrataatiolämmön ja alkuvaiheen kutistuman aiheuttamat muodonmuutokset voivat aiheuttaa rakenteen halkeilua tuoreessa valussa. Kuvaajasta havaitaan, että hydrataatiolämpötilan maksimi saavutetaan normaalisementtiä käytettäessä noin 24 tuntia valun päätyttyä. Tämän vaiheen jälkeen hydrataatiolämpö alkaa jäähtymään, jolloin vastavalettua rakennetta kuormittaa hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttama lämpökuorma. [1, s.28-29] Tässä työssä tutkittiin hydrataatiolämmön jäähtymistä 7 vrk kuluttua valusta, eikä pureuduttu ensimmäisen vuorokauden aikana kehittyvän lämpötilan nousun vaikutuksiin.



Kuva 4. Lämpötilaeron kehittyminen 1 m paksulla laatalalla ajan funktiona [1, s.29]

### 3 Eurokoodin ja soveltamisohjeiden mukainen mitoitus

Väylävirasto on julkaissut eurokoodeille soveltamisohjeita sillan suunnitteluun. Näiden ohjeiden tarkoitus on antaa suunnittelijalle ohjeita eurokoodien tulkintaan sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien ja Väyläviraston edellyttämä vaatimustaso täytetään. [2, s.5]

Tämä työ pohjautui vahvasti Väyläviraston julkaisemiin eurokoodien soveltamisohjeisiin NCCI1 ja NCCI2 sekä Betonisiltojen korjaussuunnitteluohjeeseen, joka toimi tämän työn merkittävimpana perustana.

#### 3.1 Kuormitukset

Tässä luvussa on esitelty tiesillan maatuen kansiulokkeen mitoitukseen vaikuttavat kuormat.

##### 3.1.1 Pysyvät kuormat

Pysyviksi kuormiksi katsotaan rakenteiden omapainon lisäksi muu rakenteeseen vaikuttava muuttumaton kuorma kuten kaiteet, päällysteet ja lisäpäällystekerros sekä kutistumisesta aiheutuvat pakkovoimat. Eurokoodin soveltamisohjeessa (NCCI1) on annettu sillanrakennusmateriaalien tilavuuspainot, joita käytetään rakenneosien painon laskemisessa. [2, s.8]

##### 3.1.2 Liikennekuormat

Eurokoodissa tieliikenteen liikennekuormien vaikutusten määrittämiseksi esitetään neljä erilaista suunnittelukuormakaaviota. Kuormakaavioiden LM1...LM4 oletetaan kuormittavan sillan pituussuuntaista pintaa, kuormakaistaa, jonka leveys on 3 m. Kuormakaistojen lukumäärä ja sijoittelu sillan poikkisuunnassa valitaan siten, että saavutetaan määräävä vaikutus. [2, s.10-11] Liikennekuormien vaakakuormat, kuten jarrukuorma ja sivusysäys, jätetään huomioitta, sillä kyseessä on paikallinen tarkastelu. Tässä luvussa on esitelty vain ne kuormakaaviot, joita on käsitelty tämän työn puitteissa.

### 3.1.2.1 Kuormakaavio LM1

Kuormakaavio 1 muodostuu kahdesta osasta:

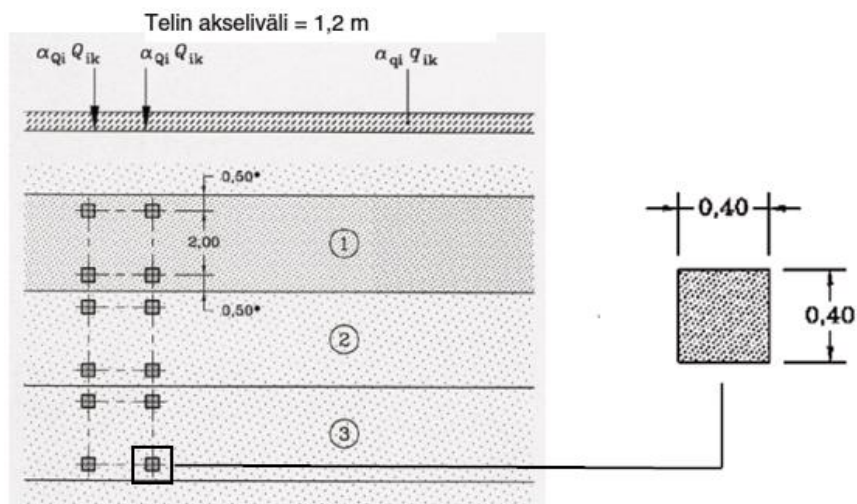
- Telikuorma (pyöräkuormat)
- Tasaisesti jakautunut kuorma (UDL)

Oheisessa taulukossa on esitetty telikuorman ja tasan jakautuneen kuorman ominaisarvot  $\alpha$ -kertoimilla kerrottuna.

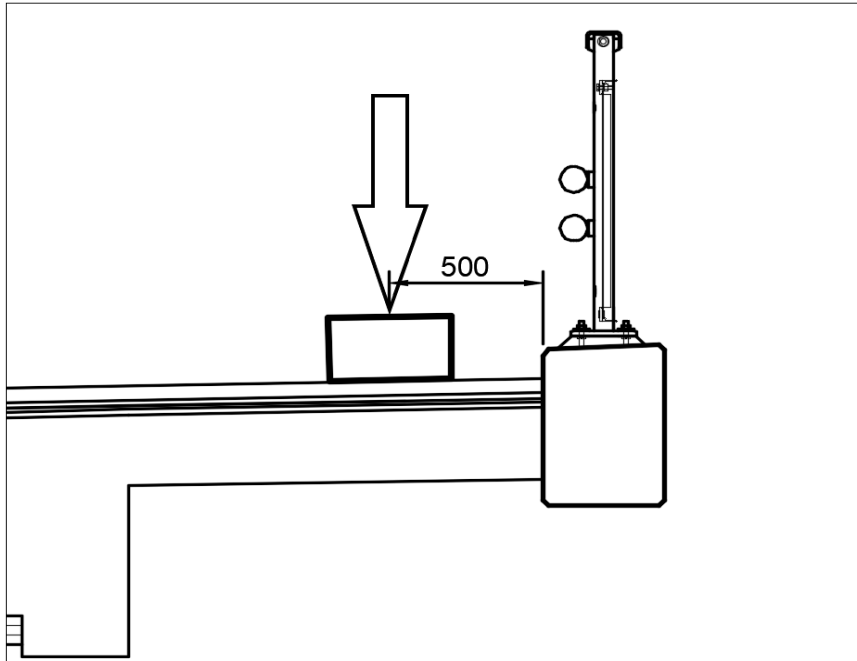
Taulukko 1. Kuormakaavion LM1 kuormien ominaisarvot [2, s.11]

Sijainti	Yleiset tied			
	Telikuorma		UDL	
	$\alpha_{Q1}$	$2 \times \alpha_{Q1} \times Q_{ik}$ (kN)	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q1} \times q_{ik}/q_{rk}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Kaista nro 1	1,0	2×300	1,0	9
Kaista nro 2	1,5	2×300	2,4	6
Kaista nro 3	0	-	1,2	3
Muut kaistat	-	-	1,2	3
Kaistojen ulkopuolinen alue ( $q_{rk}$ )	-	-	1,2	3

Telikuormien akseliväli on kuvan 5 mukaisesti 1,2m ja yhden pyöräkuorman kosketuspinta 0,4m\*0,4m.



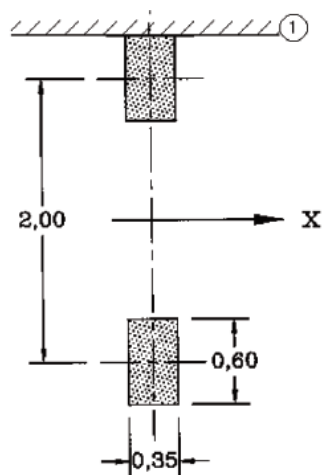
Kuva 5. Kuormakaavio LM1 kuormittaminen [6, s.32]



Kuva 6. Kuormakaavion LM1 pyöräkuorman etäisyys [mm] reunapalkista.

### 3.1.2.2 Kuormakaavio LM2

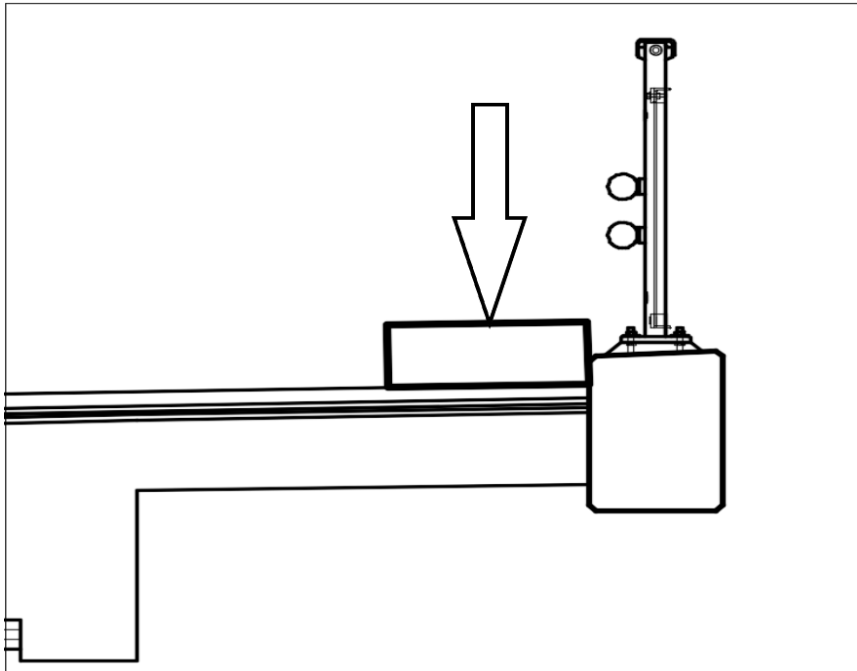
Kuormakaavio LM2 muodostuu kahdesta toisistaan 2 m:n etäisyydellä sijaitsevasta pyöräkuormasta, joka sijoitetaan reunapalkin viereen. Pyöräkuorman (200kN) kosketuspinta on 0,35m\*0,6m oheisen kuvan mukaisesti. [2, s.11]



**Selite**  
 X sillan pituussuuntainen akseli  
 1 reunakiveys

Kuva 7. Kuormakaavion LM2 pyöräkuormien mitat ja sijainti [6, s.34]





Kuva 8. Kuormakaavion LM2 pyöräkuorma sijoittuu reunapalkin viereen.

### 3.1.3 Virumaluvun laskenta

Virumasta aiheutuvaa muodonmuutosta arvioidaan virumaluvun avulla. Betonin virumaluku saadaan SFS-EN 1992-1-1 ja NCCI2 mukaan kaavasta (1.3):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (1.3)$$

missä

$\varphi_0$  on nimellinen virumaluku, joka lasketaan kaavalla (2.3).

$\beta_c(t, t_0)$  on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittamisen jälkeen ja joka lasketaan kaavalla (6.3).

$t$  on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

$t_0$  on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa

Nimellinen virumaluku saadaan kaavasta (2.3):

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta_c(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (2.3)$$

missä

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \text{on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} \quad \text{on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajankohdan vaikutus}$$

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35MPa \\ \left[ 1 + \frac{1-RH}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35MPa \end{cases} \quad (3.3)$$

missä edelleen

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80%.

$h_0 = 2 * A_c/u$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]. Termi  $A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala ja termi  $u$  on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa.

$$\alpha_1 = \left( \frac{35MPa}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad (4.3)$$

$$\alpha_2 = \left( \frac{35MPa}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad (5.3)$$

Kaavassa (4.1) esiintyvä kerroin, joka ottaa huomioon virumisen kehittymisen ajan myötä, lasketaan kaavalla (4.6).

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right)^{0,3} \quad (6.3)$$

missä

$$\beta_H = \begin{cases} \{1,5[1 + (0,012 * RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & , \text{ kun } f_{cm} \leq 35MPa \\ \{1,5[1 + (0,012 * RH)^{18}]h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3 & , \text{ kun } f_{cm} \geq 35MPa \end{cases} \quad (7.3)$$

missä edelleen

$$\alpha_3 = \left( \frac{35 \text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (8.3)$$

Sementin tyyppin vaikutus virumalukuun voidaan ottaa huomioon käyttämällä kaavassa (2.3) esiintyvän kertoimen  $\beta(t_0)$  terminä  $t_0$  kaavan (9.3) arvoa.

$$t_0 = t_{0,T} * \left( \frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (9.3)$$

missä

$$\alpha = \begin{cases} -1 & , \text{kun sementti on } S - \text{tyyppiä} \\ 0 & , \text{kun sementti on } N - \text{tyyppiä} \\ 1 & , \text{kun sementti on } R - \text{tyyppiä} \end{cases} \quad (10.3)$$

$t_{0,T}$  on betonin (tarvittaessa) lämpötilakorjattu ikä vuorokausina kuormitushetkellä.

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{\frac{4000}{[273+T_i]} - 13,65} * t_i \quad (11.3)$$

### 3.1.4 Tehollisen kimmokertoimen laskenta

Tehollinen kimmokerroin saadaan kaavasta (1.4). [1, s. 22]

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1+a*(\varphi(t,t_0))} \quad (1.4)$$

missä

$E_{cG,eff}$  tehollinen kimmokerroin ajankohtana t

$E_{cm}$  lyhytaikainen kimmokerroin

$\varphi(t, t_0)$  virumaluku kaavan (1.3) mukaisesti

a kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin taulukosta (2)

Taulukko 2. Tehollisen kimmokertoimen laskennassa käytetyn kertoimen a arvoja. [1, s. 23]

Kuorma	Betonin ikä kuormituksen alkaessa tai muuttuessa			
	0-28 vrk	28-365 vrk	1-3 v	yli 3 v
Kutistumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan {8} kertoimen $\beta_{ds}(t, t_s)$ mukaan	0,52	0,75	0,90	1,1
Pysyvän kuorman virumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan {6} kertoimen $\beta_c(t, t_0)$ mukaan	0,52	0,52	0,70	0,90
Hydrataatiolämpötilaerosta <sup>1</sup> johtuva kuorma tai pakko-voima	0,85	1,0	1,1	1,1
Jännevoiman vaikutuksesta syntyvä kuorma tai pakko-voima, kun poikkileikkauksesta poistetaan betonia	0,52	1,1	1,1	1,1
Oman painon vaikutus kuorman siirtyessä rakenteelle yhtäkkiä, esimerkiksi tuenta puretaan	1,1	1,1	1,1	1,1

<sup>1</sup> Sovelletaan kaavan {13} mukaiseen lämpötilaeron pitkäaikaisvaikutukseen.

### 3.1.5 Kutistuman laskenta

Kokonaiskutistuma lasketaan SFS-EN 1992-1-1 ja NCCI2 mukaan kaavasta (1.5):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (1.5)$$

missä

$\varepsilon_{cd}$  on kuivumiskutistuma

$\varepsilon_{ca}$  on sisäinen eli autogeeninen kutistuma.

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta (2.5).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (2.5)$$

missä

$k_h$  on muunnetusta paksuudesta  $h_0$  riippuva kerroin taulukon mukaisesti.

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04*\sqrt{h_0^3}} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110\alpha_{ds1}) * e^{-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{10MPa}} \right] * 1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right] * 10^{-6} \quad (4.5)$$

joissa edelleen

$t$  on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokasina

$t_s$  on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkaessa, tavallisesti jälkihoitoajan pituus.

$h_0 = 2 * A_c / u$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]. Termi  $A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala ja termi  $u$  on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa.

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3 & , \text{kun sementti on S - tyyppiä} \\ 4 & , \text{kun sementti on N - tyyppiä} \\ 6 & , \text{kun sementti on R - tyyppiä} \end{cases} \quad (5.5)$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13 & , \text{ kun sementti on } S - \text{ tyyppiä} \\ 0,12 & , \text{ kun sementti on } N - \text{ tyyppiä} \\ 0,11 & , \text{ kun sementti on } R - \text{ tyyppiä} \end{cases} \quad (6.5)$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80%.

Sisäinen kutistuma lasketaan kaavalla (7.5).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * 2,5(f_{ck} - 10MPa) * 10^{-6} \quad (7.5)$$

missä

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \quad (8.5)$$

### 3.1.6 Hydrataatiolämmön jäähtyminen

Mitoittavan lämpökutistuman  $dT(t)_{mit}$  arvo lasketaan kaavalla (1.6) korjaussuunnitteluohjeiden mukaisesti.

$$dT(t)_{mit} = 0,75 * dT(t)_{max} + T_m - T_0 \quad (1.6)$$

missä

$dT(t)_{max}$  lämpötilan nousu massan alkulämpötilasta mitattuna

$T_m$  tuoreen massan lämpötila

$T_0$  ulkolämpötila ja samalla myös vanhan rakenteen lämpötila

Betonin sitoutumisesta johtuva lämpötilan nousu  $dT(t)_{max} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$  seuraavissa olosuhteissa:

- Laatta on metrin paksuinen
- Sementtimäärä on  $300 \text{ kg/m}^3$
- Sementti on normaalisementtiä
- Massan lämpötila on  $+20 \text{ }^\circ\text{C}$  ja ulkolämpötila  $+15 \text{ }^\circ\text{C}$

Muut laattapaksuudet, sementtimäärät ja -laadut sekä lämpötilat otetaan huomioon taulukoiden 3-5 kertoimilla. [1, s.28]

Taulukko 3. Laatan paksuuden vaikutuskerroin [1, s.27]

Paksuus [m]	Kerroin
1,5	1,20
1,2	1,10
1	1,00
0,5	0,65
0,3	0,40
0,2	0,20
0,1	0,10

Taulukko 4. Sementtityypin ja sen määrän huomioon otettava kerroin [1, s.30]

Käytettävä sementti ja sen määrä betonissa	Aika valusta [h]					
	6	12	24	48	72	168
Vertailutapaus: CEM I tai II - N, 300 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CEM I tai II - N, 350 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,06	1,17	1,11	1,09	1,05
CEM I tai II - N, 400 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,18	1,31	1,21	1,17	1,10
CEM I tai II - N, 450 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,26	1,44	1,32	1,27	1,13
CEM I tai II - R, 300 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,24	1,19	1,10	1,07	1,03
CEM I tai II - R, 350 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,29	1,35	1,21	1,19	1,10
CEM I tai II - R, 400 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,35	1,50	1,34	1,28	1,13
CEM I tai II - R, 450 kg/m <sup>3</sup>	1,00	1,59	1,65	1,44	1,38	1,19

Taulukko 5. Massan lämpötilan kerroin [1, s.30]

Massan lämpötila [oC]	Kerroin maksimi-lämpötilalle	Kerroin maksimiläm-mön ajanhetkelle
5	0,72	1,69
10	0,8	1,4
15	0,9	1,1
20	1	1
25	1,13	0,74
30	1,26	0,65

### 3.2 Maatuen kansiulokkeen mitoitus

Maatuen reناولokkeen mitoitus suoritetaan samalla tavalla kuin ulokelaatan mitoitus, eli mitoitukset tehtiin sillan poikittaissuunnassa. Maksimimomentti tuella on ulokelaatan vetopuolella eli yläpinnassa, johon tartuntateräksiset sijoitetaan. Reناولokelaatan raudoituksen kestävyys tarkastellaan useimmiten laattarakenteille tyypillisesti jakautuneen momentin vaatiman raudoituksen kautta. Käyttörajatilassa tarkasteltiin betonin halkeamaleveyksiä, poikkileikkauksen jännitysjakautumaa ja ulokelaatan taipumaa.

Seuraavilla kaavoilla lasketaan raudoitus uudelle rakenteelle mutta kuitenkin maatuen kansiulokkeen uusimisessa usein hyödynnetään vanhoja teräksiä, jolloin tulee huomioida säilyvien raudoitusten teräslaatu sekä kunto. Lisäksi uuden rakenteen ankkuroitavien terästen ankkurointipituus vanhaan rakenteeseen tulee tarkistaa erikseen. Kuitenkin tässä työssä ei pureuduta näihin aiheisiin.

#### 3.2.1 Murtorajatilamitoitus

##### 3.2.1.1 Taivutuskestävyys

Reناولokkeen taivutusmitoitus tehdään lasketun maksimimomentin perusteella. Taivutusmitoituksen alussa määritetään maksimimomentti sillan poikkisuunnassa ja lisäksi tiedetään laatan paksuus, tarkasteltava leveys ja betonin lujuusluokka. Näiden pohjalta tunnetaan:

- mitoitusmomentti  $m_{Ed}$
- poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d$
- betonin lujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$
- tehollisen lujuuden kerroin  $\eta$  [8, s.48]

Näiden avulla mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti saadaan kaavasta (1). [8, s.48]

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta d^2 f_{cd}} \quad (1)$$



Tehollisen lujuuden kerroin  $\eta$  saadaan taulukosta 6 kun tiedetään betonin lujuusluokka.

Taulukko 6. Tehollisen lujuuden määrittelevät kertoimet. [10, s.95]

$\eta = 1,0$	<i>kun <math>f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}</math></i>
$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	<i>kun <math>50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}</math></i>

Kaavasta (1) saadaan ulokelaatan suhteellinen momentti, jonka avulla voidaan määrittää puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus  $\beta$  kaavalla (2). [8, s.49]

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad \text{ja } (\beta = \omega) \quad (2)$$

Vaadittavan vetoraidoituksen pinta-ala laatan leveysyksikköä (1 m) kohti saadaan kaavasta (3). [8, s.49]

$$A_{s.vaad} = \omega d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{ja } (A_{s.vaad} \geq A_{s.min}) \quad (3)$$

Vähimmäisraudoitusala voidaan tarkistaa kaavalla (4). [8, s.49]

$$A_{s.min} = \max \begin{cases} 0,26d \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,0013d \end{cases} \quad (4)$$

Raudoitustankojen väli ei saa ylittää taulukossa (7) annettuja maksimiarvoja. Suluissa on esitetty eurokoodin suositusarvot, silloin, kun ne poikkeavat kansallisen liitteen arvoista. [8, s.81]

Taulukko 7. Tankovälisäännöt, kahdesta arvosta pienempi on määräävä. Taulukossa h = tarkasteltavan rakenneosan korkeus. [8, s.81]

$S_{\max,slabs}$ (pienempi arvoista)	pääraudoitus	jakoraidoitus
maksimimomentin ja piste- kuormien alueet	2h 250mm	3h 400mm
muut alueet	3h 400mm	4h (3,5h) 600mm (450 mm)

### 3.2.1.2 Rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys

Valettaessa uutta betonia vanhaan rakenteeseen monoliittisesti kiinni, rakenteiden välille syntyy työsauma, jolloin leikkausvoima välittyy ainoastaan raudoituksen kautta. Eri aikaan valettujen rakenneosien rajapinnan leikkauslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla (8). [3, s.58]

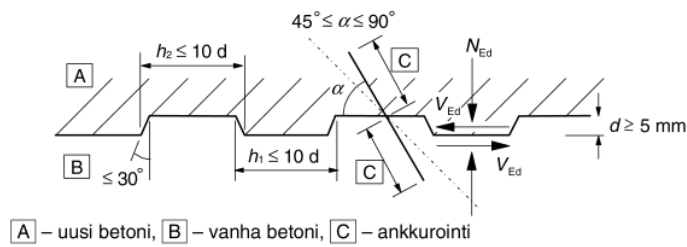
$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd} \quad (8)$$

missä

- $\rho$  on rajapinnan eri puolille ankkuroitu raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla.
- $\alpha$  on rajapinnan tason ja vaarujen välinen kulma. (45° -90°)
- $v$  on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin
- $$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right]$$
- $\sigma_n$  on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$  sekä veto negatiivisena. Kun  $\sigma_n$  on vetoa, tulolle  $c f_{ctd}$  käytetään arvoa 0. [9, s.91]

Kertoimet  $c$  ja  $\mu$  riippuvat rajapinnan karheudesta seuraavasti:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten:  $c = 0,10$  ja  $\mu = 0,5$
- Sileä: liukuvalettu pinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta:  $c = 0,20$  ja  $\mu = 0,6$
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein:  $c = 0,40$  ja  $\mu = 0,7$
- Pinta, jossa on kuvan (9) mukainen hammastus:  $c = 0,50$  ja  $\mu = 0,9$



Kuva 9. Vaarnattu työsauma. [9, s.92]

### 3.2.2 Käyttörajatilamitoitus

Käyttörajatilassa rakenteiden mitoitukselle asetetaan rajat betonin puristusjännitykselle, raudoituksen vetojännitykselle, halkeamaleveydelle ja taipumalle. Näiden rajatilojen tarkastelussa tulee jännitykset laskea käyttörajatilakuormilla. [10, s.205]

#### 3.2.2.1 Jännitysten rajoittaminen

Käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä betonin suurin sallittu puristusjännitys saa olla enintään  $0,6 f_{ck}$ , ja pitkäaikaisyhdistelmällä vastaava arvo, jota ylittäessä viruma pitää laskelmissa ottaa huomioon, on  $0,45 f_{ck}$ . Ominaiskuormien yhdistelmällä raudoituksen vetojännitys rajoitetaan arvoon  $0,8 f_{yk}$ . Tätä voidaan vielä korottaa arvoon  $1,0 f_{yk}$ , jos pakko-voimat ovat mukana. [3, s.67]

#### 3.2.2.2 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Laskennallisen halkeamaleveysrajan  $w_{max}$  suositusarvot rajoitetaan eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 2 taulukon 7.1 mukaan. Tavallisella kuormitusyhdistelyllä raja-arvo on 0,2 mm ja pitkäaikaisella kuormitusyhdistelyllä 0,15 mm. Halkeamaleveysrajan-arvoja saa korottaa ohjeen mukaan luvulla, joka saadaan, kun halkeamaleveyslaskennassa käytettävä betonipeite jaetaan betonipeitteen vähimmäisarvolla seuraavan ehdon mukaisesti  $c/c_{min,dur} \leq 1,4$ . [3, s.67-68]

### 3.2.2.3 Taipuman rajoittaminen

Ulokelaatan taipuma liikennekuormasta LM1 tai LM2 käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä rajoitetaan seuraavasti  $L/200 \leq 20$  mm, L = Ulokkeen pituus. [3, s. 72]

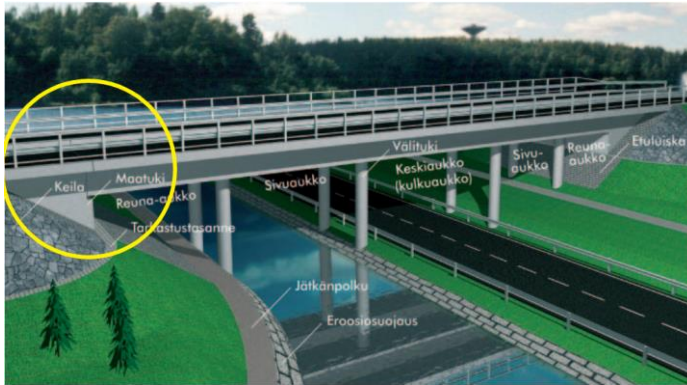
## 4 Laskennallinen tarkastelu

Tässä luvussa on ensin esitelty sillan maatukirakenteita ja sen jälkeen laskentamallit kokonaisuudessaan laskentageometriasta eri kuormien mallinnustapaan. Uusittavasta betonisillan maatuen reunaulokkeesta tehtiin Lusas Bridge Plus -ohjelmalla lineaarisia FEM-laskentoja, joilla selvitettiin erikokoisten reunaulokkeiden valusaumaan syntyviä pakkovoimia. Rakennelaskennat tehtiin kuvitteellisista, mutta todellisten kohteiden kaltaisista maatuen reunaulokkeista.

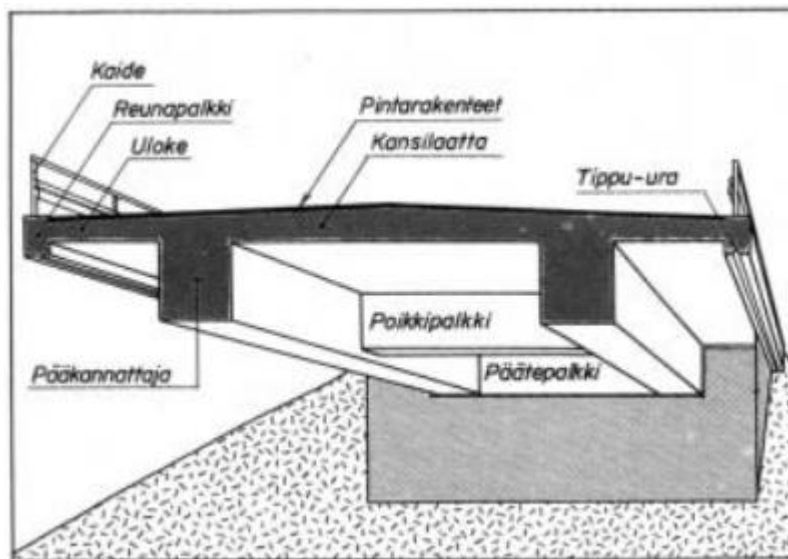
Laskennoissa oletettiin, että vanha rakenne on uusimisen hetkellä 30 vuotta ja tehty betonista C30/37. Näin ollen maatuen uusittavan ulokelaatan ikä sillan suunnitellun käyttöiän loppuhetkessä olisi 70 vuotta ja betonimateriaalina 2 eri variaatiota seuraavien taulukkojen mukaisesti. Taulukoissa on myös esitetty laskentamallien mittojen variointi ulokelaattatyyppin mukaan. Valittujen tyyppien ja dimensioiden eri variaatioiden perusteena oli ennen kaikkea niiden yleisyys käytännön kohteissa, jotta työn tuloksille olisi käyttöä tulevaisuudessa.

### 4.1 Teräsbetonisillan maatuki

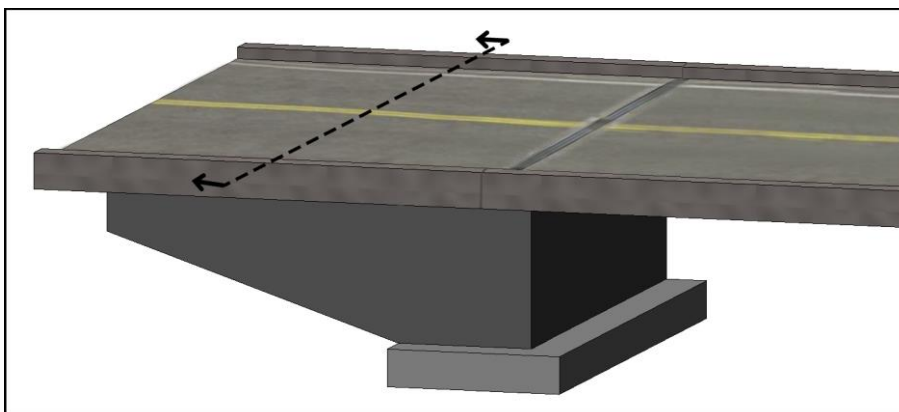
Maatuki on sillan päätytuki, joka kannattaa päällysrakennetta. Maatuki kuuluu sillan alusrakenteisiin. Maatuella voi sillan tyypistä riippuen olla, sillan poikkisuunnasta katsoen, ulokkeet molemmilla reunoilla. Seuraavissa kuvissa esitellään maatukirakenteita. Kuvista voidaan nähdä, miten maatuen reunauloke on osa rakennekokonaisuutta.



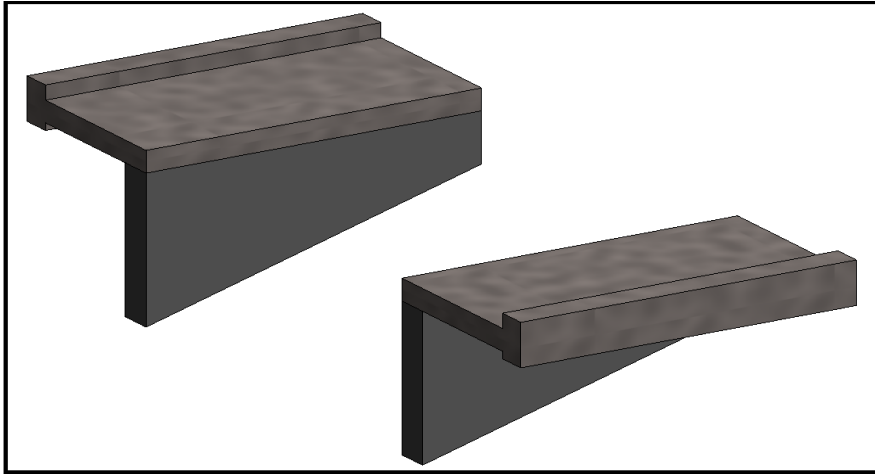
Kuva 10. Siltapaikan rakenteet. [11, s.24]



Kuva 11. Teräsbetoninen palkkisilta, jossa ulokkeet jatkuvat maatuelle. [11, s.26]



Kuva 12. Sillan maatuki ja sen päälliset rakenteet.



Kuva 13. Maatuen reunaulokkeet ja siipimuurit (Tyyppi 1).



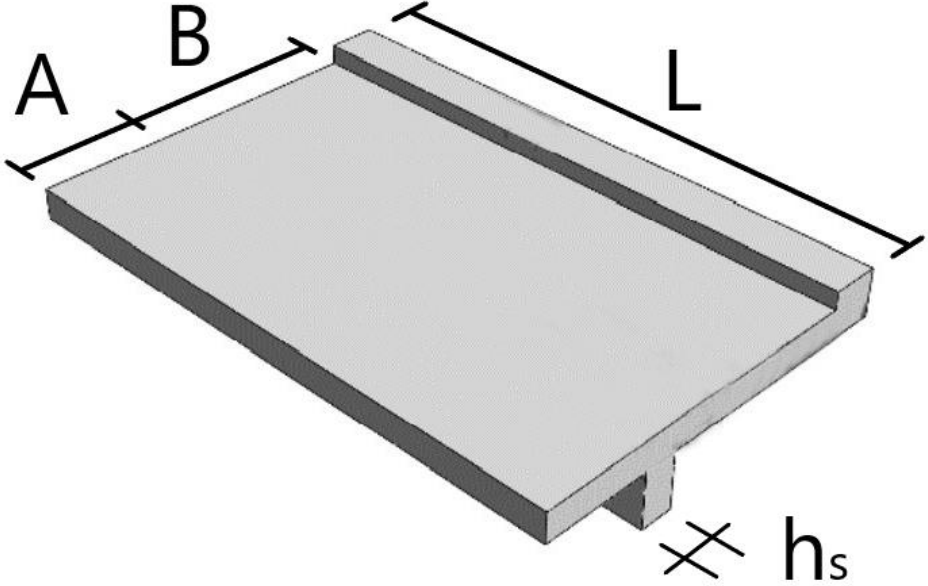
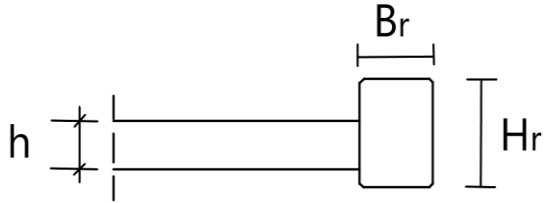
Kuva 14. Maatuen reunaulokkeet jatkuvat siipimuurin yli (Tyyppi 2).



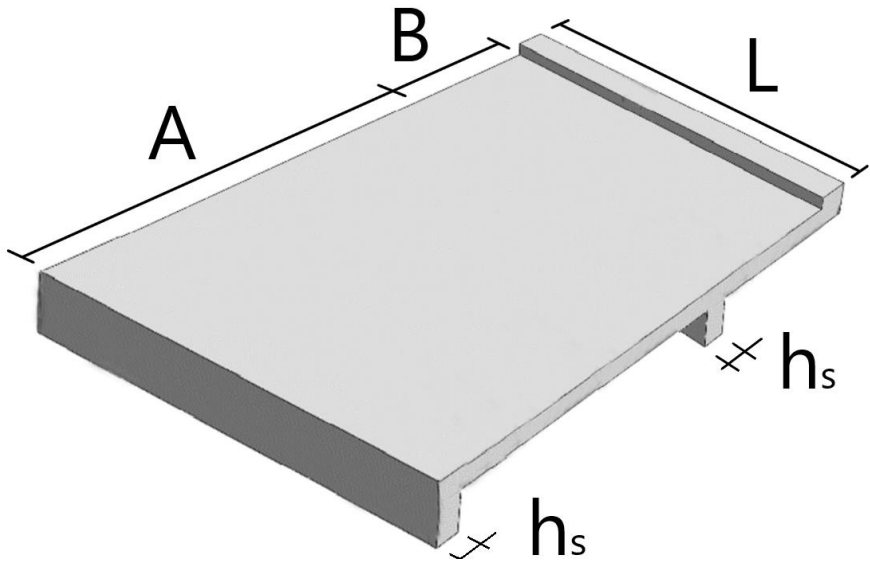
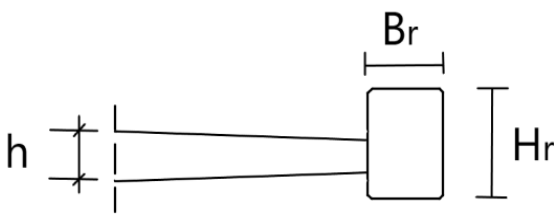
Kuva 15. Maatuella yhtenäinen kansirakenne (Tyyppi 3).

Seuraavissa taulukoissa on esitelty mallinnetut reunauloketyypit sekä varioitavat ja vakiona pidettävät asiat.

Tyyppi 1			
	min [m]	max [m]	variointi
Mitta L sillan pituussuunnassa	2,0	8,0	2,0 m:n välein
Mitta B sillan poikkisuunnassa	0,5	2,0	0,5 m:n välein
Reunaulokkeen paksuus h	0,25	0,4	0,05 m:n välein
Reunapalkin leveys $B_r$	0,4	0,4	vakio
Reunapalkin korkeus $H_r$	0,5	0,5	vakio
Siipimuurin paksuus $h_s$	0,45	0,45	vakio
Betonin lujuusluokka	-	-	C35/45 C40/50
1_a (tasapaksu)	1_b (muuttuva paksuus suhteessa 2:3)		

Tyyppi 2			
			
	min [m]	max [m]	variointi
Mitta L sillan pituussuunnassa	2,0	8,0	2,0 m:n välein
Mitta B sillan poikkisuunnassa	0,5	1,5	0,5 m:n välein
Mitta A sillan poikkisuunnassa	1,0	1,0	vakio
Reunaulokkeen paksuus h	0,3	0,35	0,05 m:n välein
Reunapalkin leveys $B_r$	0,4	0,4	vakio
Reunapalkin korkeus $H_r$	0,5	0,5	vakio
Siipimuurin paksuus $h_s$	0,45	0,45	vakio
Betonin lujuusluokka	-	-	C35/45 C40/50
Tasapaksu reunauloke			



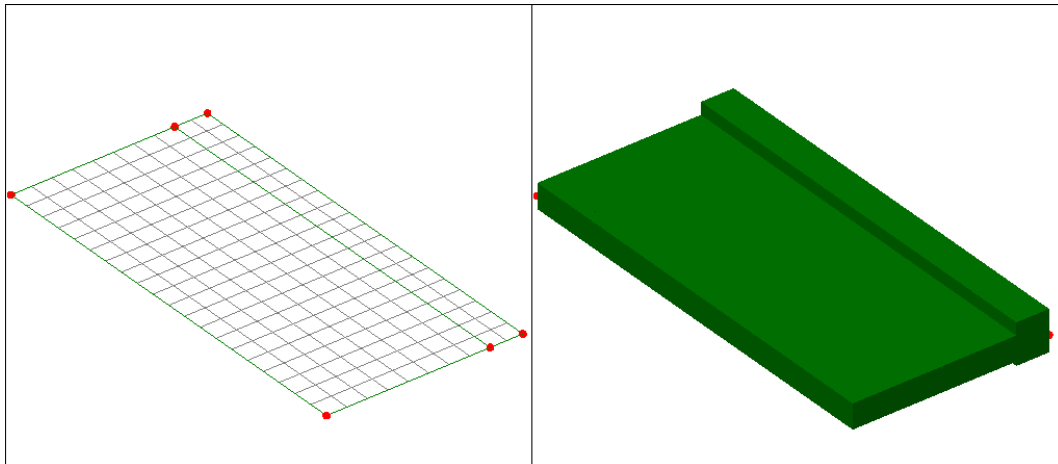
Tyyppi 3			
			
	min [m]	max [m]	variointi
Mitta L sillan pituussuunnassa	2,0	8,0	1,0 m:n välein
Mitta B sillan poikkisuunnassa	1,0	2,0	0,5 m:n välein
Mitta A sillan poikkisuunnassa	4,0	4,0	vakio
Reunaulokkeen paksuus h	0,3	0,35	0,05 m:n välein
Reunapalkin leveys $B_r$	0,4	0,4	vakio
Reunapalkin korkeus $H_r$	0,5	0,5	vakio
Siipimuurin paksuus $h_s$	0,45	0,45	vakio
Betonin lujuusluokka	-	-	C35/45 C40/50
Muuttuva paksuus suhteessa 2:3			

## 4.2 Laskentamallit

Reunaulokkeen mitoitusta varten mallinnettiin kaksi laskentamallia, jotka olivat geometrioiltaan sekä tuentatavoiltaan täysin identtiset. Toisessa laskentamallissa (jatkossa perusmalli) olivat mukana rakenteiden omapainot ja liikennekuormat. Perusmallin avulla laskettiin ulokelaatan taivutusmomentin vaatima teräsmäärä. Toisen mallin (jatkossa kutistumamalli) avulla saatiin kutistumarasitusten vaatima raudoitusmäärä betonin tehollista kimmokerrointa käyttäen. Kutistumamallissa ensimmäisessä vaiheessa poikkileikkaukselle laskettiin ensin kolmella eri ajankohdalla virumaluvut, joiden avulla rakenteelle saatiin teholliset kimmokertoimet sekä kutistuma-arvot. Näin saadut teholliset kimmokertoimet toimivat laskentamallissa rakenteen materiaalin kimmokertoimena. Seuraavassa vaiheessa mallista otettiin ulos pakkovoimien arvot, joilla laskettiin tarvittavat kutistumaraudoitusmäärät. Lopulliset tulokset esitetään viimeisessä luvussa.

### 4.2.1 Mallinnustapa

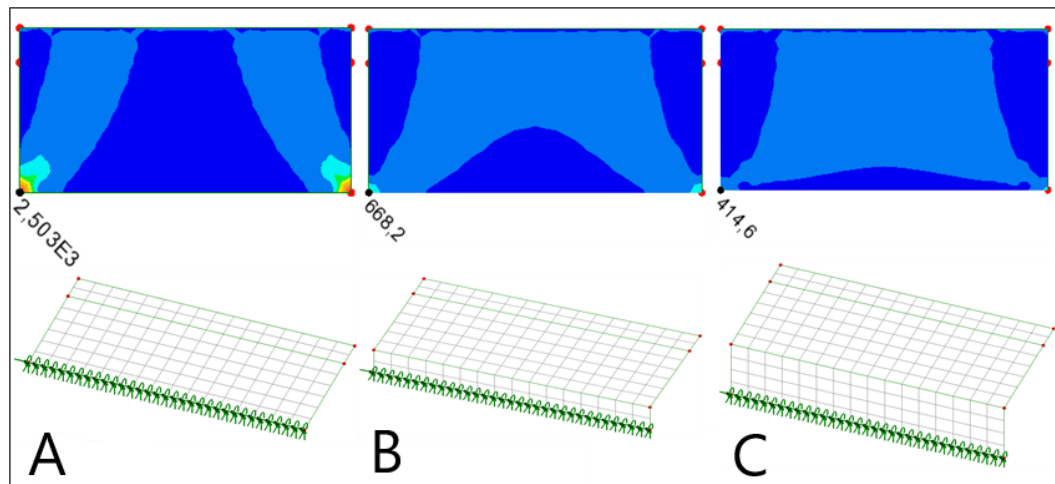
Lusas Bridge Plus -laskentaohjelma perustuu elementtimenetelmään. Lusasissa reunaulokkeelle sopivin elementti, tämän työn kannalta, oli kuorielementti (eli leikkausmuodonmuutokset huomioonottava tasoelementti). Ohjelmassa laattarakenteen mallinnetaan keskilinjojen mukaan siten, että ensin luodaan rakenteen geometria tasossa pituus- ja poikkisuunnassa, minkä jälkeen laatalle asetetaan sen paksuus. Kuvan 16 vasemmassa puolella näkyvät laatan ja reunapalkin tasot, jotka on ohjelman oletuksen mukaan liitetty kiinteästi toisiinsa ja punaiset pisteet, jotka osoittavat geometrian kulmapisteitä. Tasot eroavat paksuudeltaan kuten kuvan oikeanpuoleisesta osasta nähdään. Kuvassa 16 laatan tasossa näkyvät harmaat neliöt kuvaavat mallin elementtiverkkoa, joka koostuu toisiinsa liittyvistä elementeistä.



Kuva 16. Maatuen ulokelaatta reunapalkkeineen mallinnettuna Lusas Bridge Plus -laskentaohjelmalla.

Reunapalkki oli mukana kaikissa malleissa, mutta yleensä reunapalkkia ei huomioida sen jäykistävän vaikutuksen takia. Tässä työssä ei kuitenkaan tarkasteltu rakennetta sillan pituussuunnassa, joten reunapalkin jäykistävä vaikutus ei ollut merkitsevä. Luotettavien tulosten saaminen laskentamallista edellyttää rakenteen geometrian luonnin, sopivan elementtityypin sekä -verkon valinnan ja kuormien oikean sijoittamisen lisäksi ymmärrystä tukiehtojen määrittelystä.

Mallinnusprosessissa maatuen ulokelaatan tuentatapa osoittautui tärkeäksi tekijäksi. Maatuen ulokelaatalle sopivan tuentatavan löytämiseksi päätettiin tarkastella ja vertailla kolmea eri vaihtoehtoa kuvan 17 mukaisesti. A-vaihtoehdossa ulokelaatan juureen asetettiin jäykkä tuenta, joka ei tosiaan kuvaa todellisuutta, sillä täysin jäykkä liitos on käytännössä mahdoton toteuttaa. Tässä vaihtoehdossa aivan laatan päissä repivä pakko-voima kasvaa hyvin jyrkästi. B-vaihtoehdossa maatuen ulokelaatta on jäykästi kiinni puolen metrin korkuiseen siipimuriin, jonka alareunaan asetettiin jäykkä tuenta koko muurin pituudelta. Viimeisessä vaihtoehdossa siipimuurin korkeutta kasvatettiin puolella metrillä edelliseen verrattuna, minkä seurauksena pakkovoimien huiput tasaantuivat edelliseen verrattuna. Jälkimmäisissä tilanteissa huippujen tasaantuminen ulokelaatan päissä selittyy sillä, että siipimuri sallii ulokelaatan siirtymät tasossa ja mitä korkeampi siipimuri sitä suuremmat siirtymät. Tämä siirtymä on A-vaihtoehdossa kokonaan estetty ja vastaavasti C-vaihtoehdossa siirtymät olisi suhteellisen suuria. Näin ollen paras vaihtoehto olisi A:n ja C:n väliltä, joten parhaaksi tuentatavaksi osoittautui B-vaihtoehto, jota käytettiin kaikissa malleissa.

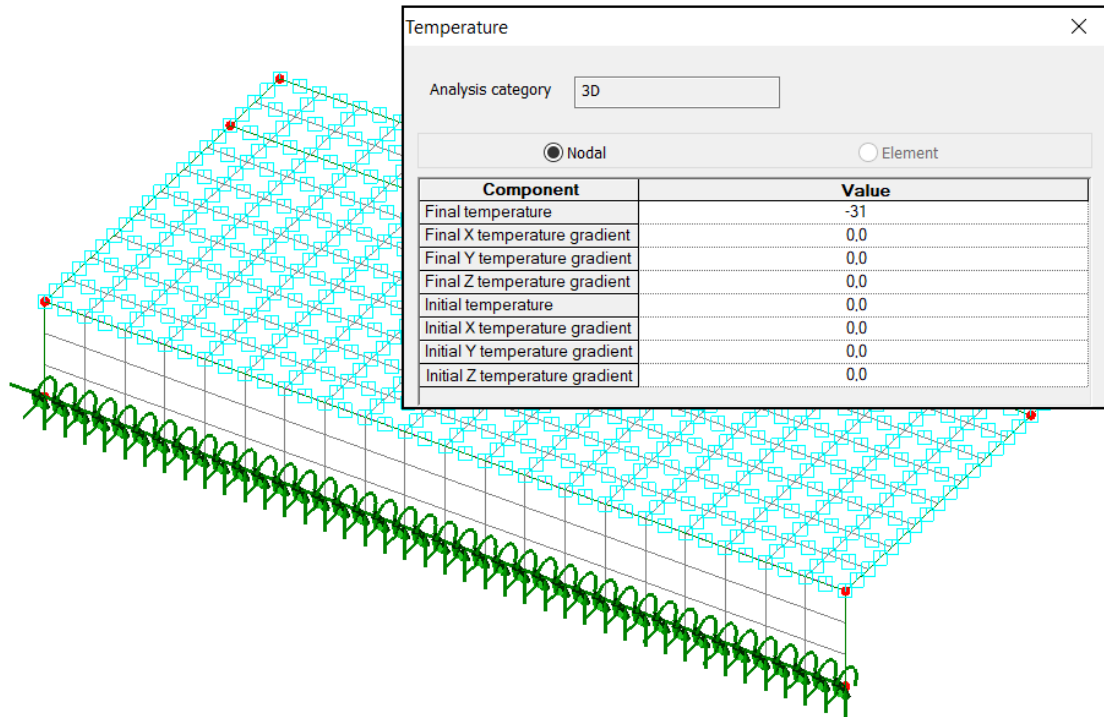


Kuva 17. Tyypin 1 tuentatavan vaikutuksen vertailu eri siipimuurin korkeuksilla (kuormana kutistuma). Siipimuurin rakenne pidettiin yksinkertaisena.

Mallinnuksessa betonin materiaalimallina käytettiin ajasta riippumatonta lineaarisesti kimmoisaa materiaalia. Tässä hyödynnettiin laskentaohjelman omia materiaalimalleja siten, että perusmallissa ohjelman materiaalimallin parametrejä ei muutettu mutta kutistumamallissa muutettiin materiaalin, betonin, kimmokertoimet tehollisiksi kimmokertoimiksi.

#### 4.2.2 Kuormien mallinnustapa

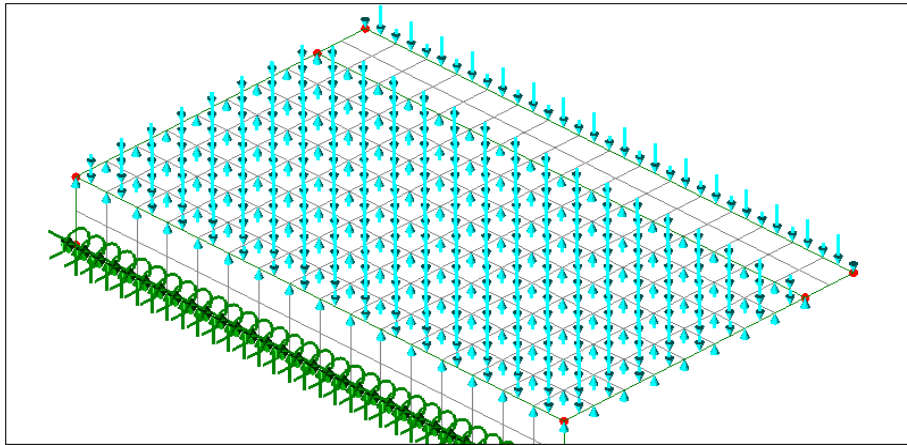
Kutistumamallin laskennoissa betonin kutistumasta aiheutuva kuormitus syötetään malliin asetettavana lämpökuormana, eli kutistumaa vastaavaa pakkomuodonmuutosta kuvataan lämpötilan muutoksella. Kuvan 18 tapauksessa kokonaiskutistuma on  $\varepsilon_{cs,t_{\infty}} = 0,31\%$  ja vastaava lämpökuorma on  $= \frac{\varepsilon_{cs,t_{\infty}}}{10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}} = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$ , jolle annetaan mallissa negatiivinen etumerkki.



Kuva 18. Ulokelaatta reunapalkkeineen kuormitettuna lämpökuormalla Lusasissa.

Perusmallin osalta, rakenteille käytettyjen dimensioiden ja materiaalin myötä mallinnettujen rakenteiden omapainot ovat suoraan mukana laskennoissa. Sillan kaiteen painon arvona käytettiin arvoa 1kN/m ja se lisättiin kuvan 19 mukaan pysyvänä kuormana, joka sijoitettiin viivakuormana reunapalkin päälle.

Ulokelaatan kannen päällysrakenteet, mukaan lukien lisäpäällysrakenteet, lisättiin kuvan 19 mukaan pysyvinä kuormina, joka sijoitettiin tasaisena kuormana laatan yläpintaan. Päällysrakenteiden paksuus (140 mm) valittiin Väyläviraston julkaisemien SILKO-ohjeiden mukaisesti nykyisiä vaatimuksia täyttäväksi. Edellä mainitusta poiketen, liikennekuormakaavioiden vaikutuksia tarkasteltaessa päällysrakenteiden paksuus oletettiin minimivaatimusten tasolla (110 mm), jolloin teli- ja akselikuormien jakautuessa pintarakenteessa suhteessa 1:1 saataisiin pienemmän kosketuspinnan myötä suurempi pyöräkuorman intensiteetti, jotta oltaisiin varmallalla puolella joka tapauksessa. Lisäksi lisäpäällysterroksen painon arvona käytettiin NCCI1 mukaan arvoa 1 kN/m<sup>2</sup>.



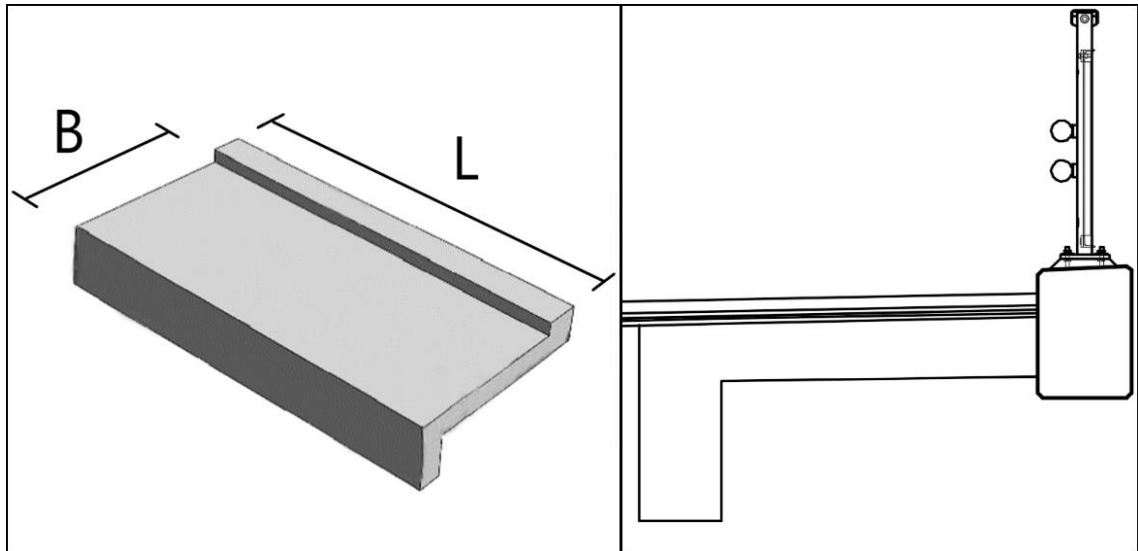
Kuva 19. Kaiteet viivakuormana ja päällysrakenteet pintakuormana.

Kuormakaavion LM1 tasainen kuorma (UDL) mallinnettiin pintakuormana ulokelaatan yläpintaan, ja telikuorman pyöräkuormat juoksutettiin sillan pituussuunnassa ohjelman Moving Load -ominaisuutta hyödyntäen. Telikuormien jakautuessa pintarakenteessa (110 mm) suhteessa 1:1 saatiin kosketuspinnan suuruudeksi (0,62\*0,62 m<sup>2</sup>), ja tämän myötä yhden pyöräkuorman intensiteetiksi saadaan  $\sigma = P/(a * b) = 150 \text{ kN}/(0,62 \text{ m} * 0,62 \text{ m}) = 390,2 \text{ kN/m}^2$ .

Kuormakaavion LM2 akselikuorma, laitettiin kulkemaan aivan reunapalkin vierestä ja tästä johtuen reunapalkin viereisen pyöräkuorman vaikutuspinta-alaksi muodostui (0,57\*0,71 m<sup>2</sup>) ja yhden pyöräkuorman intensiteetiksi 494,2 kN/m<sup>2</sup>. Muualla yhden pyöräkuorman vaikutuspinta-ala oli (0,57\*0,82 m<sup>2</sup>) ja yhden pyöräkuorman intensiteetti 427,9 kN/m<sup>2</sup>.

### 4.3 Laskentaesimerkki

Tässä luvussa suoritetaan kuvan mukaisen reunaulokkeen mitoitus käyttäen apuna kutistuma- ja perusmallista saatuja tuloksia laskennoissa. Laskennoissa tarkastellaan yhden metrin pituista kaistaa reunaulokelaatasta.



Kuva 20. Kuva esimerkkirakenteesta.

#### 4.3.1 Kutistumamallin laskennat

Lähtötiedot:

- |                                     |  |
|-------------------------------------|--|
| - Poikkileikkauksen mitat           | $B = 1,5m \quad L = 4,0m \quad h = 0,3m$ |
| - Betoniluokka                      | C40/50 $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$         |
| - Sementtityyppi                    | Normaalisementti                         |
| - Toteutusluokka                    | 3  |
| - Betonin materiaaliosavarmuusluku  | $\gamma_c = 1,35$                        |
| - Betonin tilavuuspaino             | $\gamma_{g,c} = 25 \text{ kN/m}^3$       |
| - Teräksen kimmokerroin             | $E_s = 200 \text{ GPa}$                  |
| - Teräksen materiaaliosavarmuusluku | $\gamma_s = 1,1$                         |

Lähtötiedot virumaluvun laskemiseen:

- Piiri mistä kuivumista tapahtuu  $u = (2 * B) + (u_{reunapalkki} - h)$
- Betonipoikkileikkauksen ala  $A_c = (B * t) + (A_{reunapalkki})$
- Suhteellinen kosteus  $RH = 80\%$
- Betonin ikä kuormituksen alkaessa  $t_0 = 7 \text{ vrk}$
- Betonin ikä tarkasteluajankohtana 1  $t_1 = 8 \text{ vrk}$
- Betonin ikä tarkasteluajankohtana 2  $t_2 = 28 \text{ vrk}$
- Betonin ikä loppuarvoihin  $t_\infty = 70 * 365 \text{ vrk}$
- Betonin ikä kuivumiskutistumisen alkaessa  $t_s = 7 \text{ vrk}$

### Virumaluvun laskenta

Muunnettu paksuus

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 * 0,65 \text{ m}^2}{4,5 \text{ m}} = 288,889 \text{ mm}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottavat kertoimet

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,802$$

$$\alpha_2 = \left[ \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,939$$

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,854$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2,425$$

Suhteellisen ilmankosteuden vaikutuksen huomioiva kerroin

$$\varphi_{RH} = \left\{ \left[ 1 + \frac{1 - 80/100}{0,1 * \sqrt[3]{289}} \right] * 0,802 \right\} * 0,939 = 1,166 \text{ (kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa)}$$

Betonin kuormittumisen alkamisajankohdan vaikutus

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 7^{0,2}} = 0,635$$

Kerroin  $\beta_H$



$$\beta_H = \{ 1,5[1 + (0,012 * 80)^{18}]289 + 250 * 0,854 \leq 1500 * 0,854$$

$$\beta_H = 854,64 \leq 1280,869$$

Nimellinen virumaluku

$$\varphi_0 = 1,1665 * 2,425 * 0,635 = 1,795$$

Viruman kehittyminen ajan myötä

$$\beta_c(t_1, t_0) = \left( \frac{8 - 7}{854,64 + 8 - 7} \right)^{0,3} = 0,132$$

$$\beta_c(t_2, t_0) = \left( \frac{28 - 7}{854,64 + 28 - 7} \right)^{0,3} = 0,327$$

$$\beta_c(t_\infty, t_0) = \left( \frac{(70 * 365) - 7}{854,64 + (70 * 365) - 7} \right)^{0,3} = 0,990$$

Virumaluku tarkasteluajankohtana

$$\varphi(t_1, t_0) = 1,795 * 0,132 = 0,237$$

$$\varphi(t_2, t_0) = 1,795 * 0,327 = 0,586$$

$$\varphi(t_\infty, t_0) = 1,795 * 0,990 = 1,777$$

Tehollisen kimmokerroimen laskenta

Viruneen betonin kimmokerroin tarkasteluajankohtana  $t_1$ :

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + 0,52 * (0,237)} = 31,359 \text{ GPa}$$

Viruneen betonin kimmokerroin tarkasteluajankohtana  $t_2$ :

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + 0,52 * (0,586)} = 26,993 \text{ GPa}$$

Viruneen betonin kimmokerroin tarkasteluajankohtana  $t_\infty$ :

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + 1,1 * (1,777)} = 11,918 \text{ GPa}$$

### Kokonaiskutistuma

Betonin iän tarkasteluhetkellä huomioiva kerroin

$$\beta_{as}(t_1) = 1 - e^{-0,2\sqrt{8}} = 0,432\dots$$

$$\beta_{as}(t_2) = 1 - e^{-0,2\sqrt{28}} = 0,653\dots$$

$$\beta_{as}(t_\infty) = 1 - e^{-0,2\sqrt{25550}} = 1,0$$

Sisäinen kutistuma:

$$\varepsilon_{ca}(t_1) = \beta_{as}(t_1) * 2,5(f_{ck} - 10MPa) * 10^{-6} = 0,00324\%$$

$$\varepsilon_{ca}(t_2) = \beta_{as}(t_2) * 2,5(f_{ck} - 10MPa) * 10^{-6} = 0,00490\%$$

$$\varepsilon_{ca}(t_\infty) = \beta_{as}(t_\infty) * 2,5(f_{ck} - 10MPa) * 10^{-6} = 0,00750\%$$

Kertoimen  $k_h$  arvo taulukosta (luku 3.1.5) interpoloituina:

$$k_h = 0,761$$

Kuivumiskutistuman ajan huomioiva kerroin:

$$\beta_{ds}(t_1, t_s) = \frac{(8 - 7)}{(8 - 7) + 0,04 * \sqrt{289^3}} = 0,00507$$

$$\beta_{ds}(t_2, t_s) = \frac{(28 - 7)}{(28 - 7) + 0,04 * \sqrt{289^3}} = 0,0966$$

$$\beta_{ds}(t_\infty, t_s) = \frac{(25550 - 7)}{(25550 - 7) + 0,04 * \sqrt{289^3}} = 0,992$$

Sementtityypistä riippuvat kertoimet:

$$\alpha_{ds1} = \{4 \quad , \text{ kun sementti on } N - \text{ tyyppiä}$$

$$\alpha_{ds2} = \{0,12 \quad , \text{ kun sementti on } N - \text{ tyyppiä}$$

Kuivumiskutistuman perusarvo:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * 4) * e^{-0,12 * \frac{48MPa}{10MPa}} \right] * 1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{80}{100} \right)^3 \right] * 10^{-6} = 0,00024$$

Kuivumiskutistuma:

$$\varepsilon_{cd}(t_1) = 0,00507 * 0,761 * 0,000239 = 9,197 * 10^{-7}$$

$$\varepsilon_{cd}(t_2) = 0,0966 * 0,761 * 0,000239 = 1,754 * 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cd}(t_{\infty}) = 0,992 * 0,761 * 0,000239 = 1,802 * 10^{-4}$$

Betonin kokonaiskutistuma:

$$\varepsilon_{cs,t1} = 0,0000333 \quad , \text{vastaava lämpökuorma on} = \frac{-0,0000333}{10 * 10^{-6} \text{C}^{-1}} = -3,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_{cs,t2} = 0,0000665 \quad , \text{vastaava lämpökuorma on} = \frac{-0,0000665}{10 * 10^{-6} \text{C}^{-1}} = -6,7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_{cs,t_{\infty}} = 0,000255 \quad , \text{vastaava lämpökuorma on} = \frac{-0,000255}{10 * 10^{-6} \text{C}^{-1}} = -25,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttama lämpökuorma

- Ulkoilman ja vanhan rakenteen lämpötila  $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Tuoreen massan lämpötila  $T_m = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Rakenteen paksuuden vaikutuskerroin  $k_h = 0,4$
- Lämpötilan nousu sitoutumisesta  $dT(t)_{max} = 0,4 * 25 \text{ } ^\circ\text{C} = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$

Hydrataatiolämmön jäähtymisen aiheuttama lämpökuorma

$$dT(t_1)_{mit} = 0,75 * 10 \text{ } ^\circ\text{C} + 20 \text{ } ^\circ\text{C} - 15 \text{ } ^\circ\text{C} = 12,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$dT(t_2)_{mit} = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$dT(t_{\infty})_{mit} = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Rakennetta eri ajankohtana kuormittavat lämpökuormat yhteensä:

$$\Delta T(t_1) = -15,8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T(t_2) = -11,7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

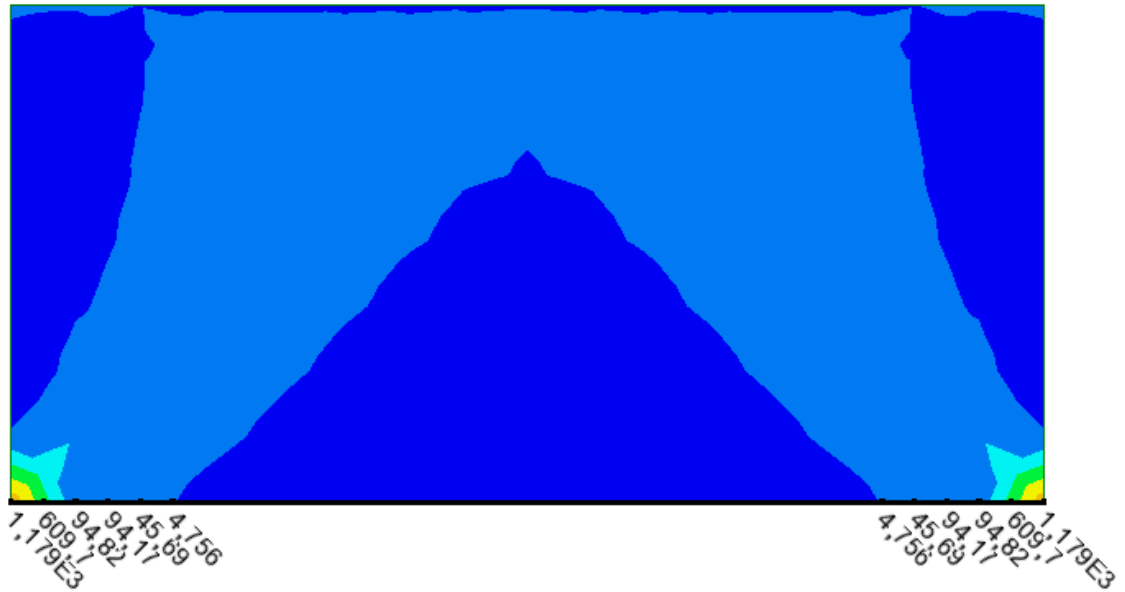
$$\Delta T(t_{\infty}) = -30,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Tehollisia kimmokertoimia käyttäen kutistumamallista saadaan:

- Työsaumassa vaikuttava saumaan nähden kohtisuora vetovoima laatan päissä kuvan (21) mukaisesti. Kuvan tarkasteluajankohtana 70 vuotta valuhetkestä eli  $F_{t_{\infty}}$ , joka on keskiarvo laatan päässä vaikuttavista vetovoimista.

Ajanhetki	Vetovoima	Yksikkö
$F_{t1}$	253	[kN/m]
$F_{t2}$	178	[kN/m]
$F_{t_{\infty}}$	338	[kN/m]

Taulukko 8. Vetovoima eri tarkasteluajankohtina.

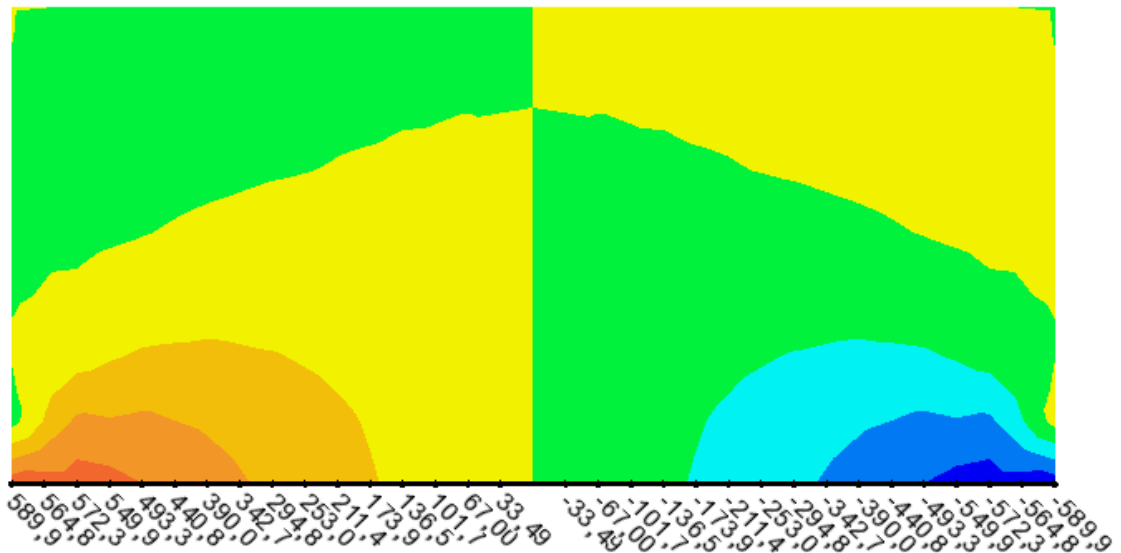


Kuva 21. Ulokelaatan päissä vaikuttavan repivän vetovoiman suuruus. (Kuvan 23 F-voima)

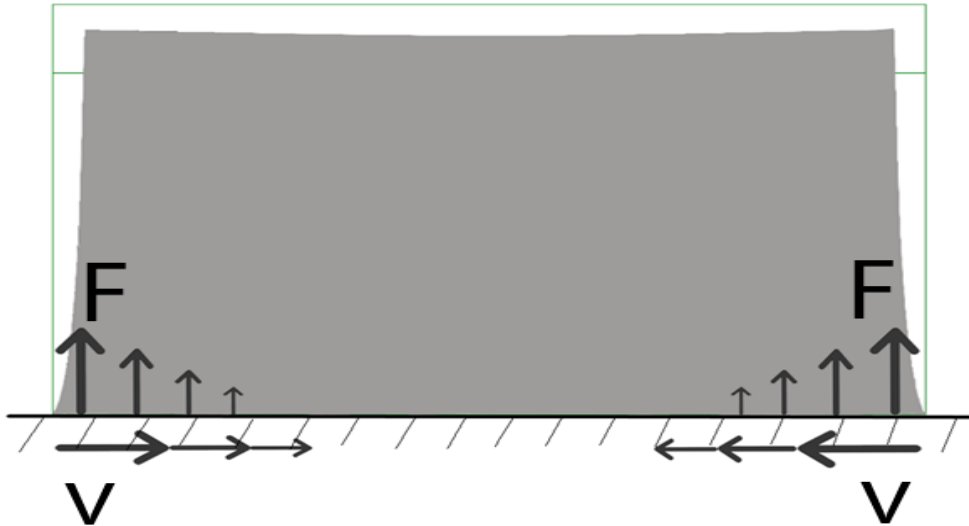
- Kutistumaa vastustava leikkausvoima rajapinnassa.

Ajanhetki	Leikkausvoima	Yksikkö
$V_{t1}$	616	[kN/m]
$V_{t2}$	405	[kN/m]
$V_{t\infty}$	590	[kN/m]

Taulukko 9. Leikkausvoima eri tarkasteluajankohtina.



Kuva 22. Leikkausvoima rajapinnassa. (Kuvan 23 V-voima)



Kuva 23. Voimien suunnat ja suuruuden vaihtelu.

Laatan päihin tarvittava raudoitus pakkovoimaa  $F$  vastaan lasketaan kaavalla:

$$A_{sl.sh} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad , \text{missä } F_d = 1,25 * F$$

Ajanhetki	Raudoitus	Yksikkö
$A_{sl.sh.t1}$	695,3	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{sl.sh.t2}$	489,5	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{sl.sh.t\infty}$	929,9	[mm <sup>2</sup> ]

Taulukko 10. Raudoitus.

Työsaumassa tarvittava leikkausraudoitus leikkausvoimaa  $V$  vastaan:

- Leikkausvoiman mitoitusarvo  $V_{Ed} = 1,25 * V$
- Rajapintojen luokittelu (karhea pinta) :  $\mu = 0,7$   $c = 0,4$
- Rajapinnan tason ja raudoituksen välinen kulma:  $\alpha = 90^\circ$

[Työsaumassa on oltava leikkausraudoitus, jonka osuus tarvittavasta leikkaukskapasiteetista tulee olla vähintään puolet. Lisäksi vedetyssä työsaumassa ei betonin vetolujuutta hyödynnetä.]

$$\rho = \frac{(V_{Ed}/bh)}{f_{yd} * (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{ja } A_{sl} = \rho * (bh)$$

Ajanhetki	Raudoitus	Yksikkö
$A_{sl.t1}$	2420,0	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{sl.t2}$	1591,1	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{sl.t\infty}$	2313,9	[mm <sup>2</sup> ]

Taulukko 11. Leikkausraudoitus.

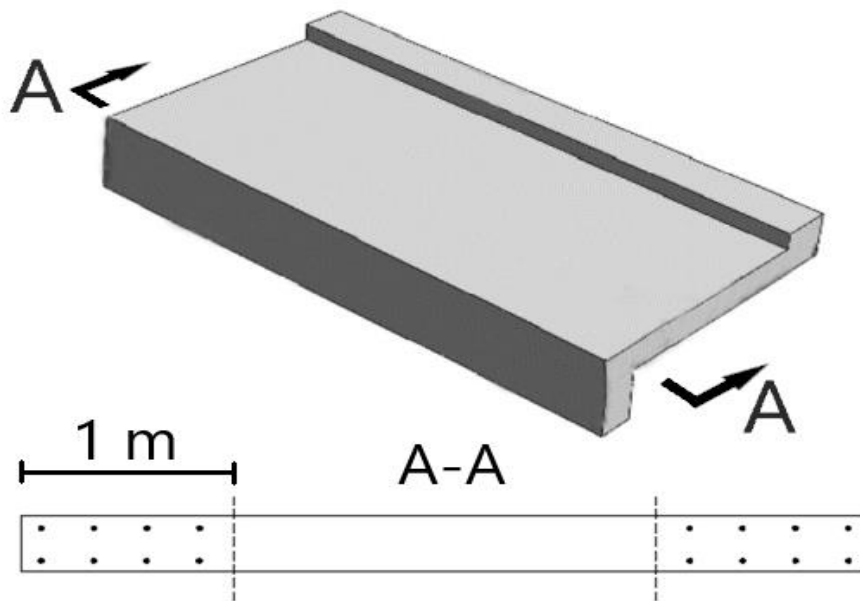
Rajapinnan leikkauskestävyyden ylärajalla tarkistetaan, että ehto  $v_{R,d} \leq v_{R,max}$  toteutuu:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0,50$$

$$v_{R,max} = 0,5 * v * f_{cd} = 6,35 \text{ MPa}$$

Edellä lasketuista rautamääristä valitaan määräävin yhdistelmä:

$$\max(A_{sl,sh} + A_{sl}) = (929,9 + 2313,9) \text{ mm}^2 = 3244 \text{ mm}^2 \quad (\text{esim. 8T25 kuvan 24 mukaisesti sijoitettuna})$$



Kuva 24. Lasketut teräkset sijoitetaan laatan päihin metrin kaistaleelle tasan ylä- ja alareunaan jaettuna. Huom. tämä ei ole vielä lopullinen rauditus. Kuvan tarkoitus on vain näyttää miten ja mihin kutistumaraudoitus tulee sijoittaa parhaan tuloksen saavuttamiseksi.

Laskettu teräsmäärä ankkuroidaan vanhaan kansilaattaan siten, että teräkset asettuvat uuden ulokelaatan päätyihin tasaisesti ylä- ja alareunaan jaettuna ja ulokelaatan sillansuuntaisesta pituudesta riippuen yleensä 1-2 metrin kaistaleelle.

Lisäksi ulokelaatan juureen voidaan laittaa sillan pituussuuntainen lisäraudoitus rajoittamaan halkeamien leveyksiä:

- Halkeamavoima  $F_{cr} = h^2 * f_{ctm} = (300 \text{ mm})^2 * 3,5 \text{ MPa} = 315,8 \text{ kN}$
- Raudituksille arvioitu sallittu jännitys  $\sigma_{s,sall} = 150 \text{ MPa}$
- Tarvittava rauditusmäärä  $\frac{F_{cr}}{\sigma_{s,sall}} = 2105 \text{ mm}^2$  (esim. 5T25)

## 4.3.2 Perusmallin laskennat

Perusmallin osalta, rakenteille käytettyjen dimensioiden ja materiaalin myötä mallinnettujen rakenteiden omapainot ovat suoraan mukana laskennoissa. Kuormakaavioiden LM1 sekä LM2 pyöräkuorman intensiteetin suuruus laskettiin kohdan 4.1.2 mukaisesti ja syötettiin laskentamalliin. Kuormien yhdistelyt tehtiin seuraavien taulukoiden mukaisesti.

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	LM1	LM2	LM1+vaaka	kevyt	ruuhka	LM3	Tuuli	Lämpötila	Laakeritika	Jääkuorma	Lk-maap.	
SET A (EQU) & SET B (STR/GEO)	Omapaino	1.35											
	Esijännitys	1,1 / 0,9 <sup>4)</sup>											
	Telit	STR/GEO: 1,25 / 0,9											
	UDL	STR/GEO: 1,1 / 0,9 <sup>4)</sup>											
	Kevyt	EQU: 1,15 / 0,9											
gr1a (LM1)		1.35							1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75
gr1b (LM2)			1.35						1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4
gr2 (LM1+Vaaka)				1.35					1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4	1.35 x 0.4
gr3 (Kevyt)					1.35								
gr4 (Ruuhka)						1.35							
gr5 (LM3)							1.35						
F <sub>wk</sub> <sup>1)</sup>		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	1.5 x 0.6
T <sub>x</sub> <sup>2)</sup>		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	1.5 x 0.6	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	1.5 x 0.6	1.5	1.5 x 0.6	1.5 x 0.6	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	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
S <sup>2)</sup>	1.2	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		1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35 x 0.75	1.35

- Tuulikuormasta huomio: Tuulikuorma lasketaan erikseen tyhjän sillan tapaukselle ja tapaukselle jossa se esiintyy yhtä aikaa liikennekuorman kanssa.
  - Lämpötilakuorma/tukipainuma voidaan jättää pois murtorajalyhdistelystä mikäli rakenteella on riittävästi muodonmuutoskykyä (ks. materiaalihoitaiset sovellusohjeet)
  - Stabiiliteettia tarkastettaessa (EQU) 1,30 / 0,9 [EN 1992-1-1: 2.4.2.2 (2) Huom)]
  - Paikalliset vaikutukset 1,20 / 0,9 (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 määrävä yhdistely

= Määrävä muuttuva kuorma

Kuva 25. Tiesiltojen kuormitusyhdistelyt murtorajatilassa (NCCI1, liite 1A)

TIESILLAT - KÄYTTÖRAJATILA - Ominaisyhdistelmä (6.14), Tavallinen yhdistelmä (6.15), Pitkäaikaisyhdistelmä (6.16), Pysyvät kuormat																								
(6.14)												(6.15)								(6.16)		Pysyvät		
KUORMITUSYHDISTELYN MÄÄRÄÄVÄ MUUTTUVA KUORMA																								
KRT_1a - KRT_11a												KRT_1b - KRT_11b								KRT_1c		KRT_1d		
	1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a	10a	11a	1b	2b	3b	7b	8b	9b	10b	11b	1c	1d			
	gr1a	gr1b	gr2	gr3	gr4	gr5	F <sub>wk</sub>	T <sub>x</sub>	BF	IL	TLEP	gr1a	gr1b	gr4	F <sub>wk</sub>	T	BF	IL	TLEP					
Omapaino	1																						1	1
Esijännitys	1																						1	1
gr1a	1							0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.4							0.3				
UDL								0.4	0.4	0.4	0.4	0.4								0.3				
Kevyt								0.4	0.4	0.4	0.4	0.4												
gr1b		1																						
gr2			1																					
gr3				1																				
gr4					1																			
gr5						1																		
F <sub>wk</sub> <sup>1)</sup>	0.6						1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5			0.2									
T <sub>x</sub>	0.6		0.6	0.6	0.6		0.6	1	0.6	0.6	0.6	0.5			0.5	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
BF	0.6		0.6	0.6	0.6		0.6	0.6	1	0.6	0.6	0.4			0.4	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4		
IL	0.7		0.7	0.7	0.7		0.7	0.7	0.7	1	0.7	0.2			0.2	0.2	0.2	0.5	0.2	0.2	0.2	0.2		
S <sup>2)</sup>																								
TLEP	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		0.75	0.75	0.75	0.75	1									0.75 <sup>4)</sup>				

- Tuulikuormasta huomio: Tuulikuorma lasketaan erikseen tyhjän sillan tapaukselle ja tapaukselle jossa se esiintyy yhtä aikaa liikennekuorman kanssa.
  - Tukipainuma ja vedenpinnan asema yhdistellään pysyvän kuorman kanssa siten että saavutetaan määrävä yhdistely
  - Onnettomuusyhdistelmässä liikennekuormakaavio LM1 otetaan huomioon (tavallisella arvoillaan) vain yhdellä kaistalla.
  - Liikenteen aiheuttaman vaakuunaisen maanpaineen tapauksessa voidaan käyttää arvoa 0.4
- Passiivipaineen yhdistelykerroin aiheuttavan kuorman mukaan

= Määrävä muuttuva kuorma

Kuva 26. Tiesiltojen kuormitusyhdistelyt käyttörajatilassa (NCCI1, liite 1A)

Yhdistelyt toteutettiin Lusasien omia kuormien yhdistelylle tarkoitettuja työkaluja hyödyntäen syöttämällä kullekin kuormalle oma yhdistelykerroin taulukoiden avulla. Esimerkitapauksessa Murtorajatilassa riittää, kun tarkastellaan yhdistelykaavat MRT\_1 ja MRT\_2, ja vastaavasti käyttörajatilassa yhdistelykaavat KRT\_1a, KRT\_2a, KRT\_1b, KRT\_2b ja KRT\_1c. Näin ollen perusmallista saadaan seuraavassa taulukossa esitetyt määräävät taivutusmomentin arvot rakenteelle kullakin kuormien yhdistelmällä. Käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmän pieni arvo selittyy sillä, että kyseisessä yhdistelmässä on tässä yhteydessä mukana vain rakenteiden omapaino ja lisäksi kuormakaavion LM1 pintakuorma eli UDL kerrottuna kertoimella 0,3.

$M_{mrt}$	213	[kNm/m]
$M_{krt,om}$	160	[kNm/m]
$M_{krt,tav}$	125	[kNm/m]
$M_{krt,pa}$	27	[kNm/m]

### Murtorajatilamitoitus

#### Taivutusmitoitus:

Betonipeite [NCCI 2, taulukko 4.1]  $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Valittu tankopaksuus  $\phi = 25 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d = h - c_{nom} - \phi/2$

Suhteellinen momentti  $\mu = \frac{213 \text{ kNm/m}}{1,0 \cdot (247,5 \text{ mm})^2 \cdot 25,2 \text{ MPa}} = 0,138$

Puristusvyöhykkeen suht. korkeus  $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2(0,138)}$

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega = \beta = 0,149$

Vetorausoituksen pinta-ala leveysyksikköä (1m) kohti saadaan

$$A_{s,vaad} = 0,149 \cdot 247,5 \text{ mm} \cdot \frac{1,0 \cdot 25,2 \text{ MPa}}{454,5 \text{ MPa}} = 2046 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vähimmäisraudoitusalan tarkistus

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot 247,5 \text{ mm} \cdot \frac{3,51 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \\ 0,0013 \cdot 247,5 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 452 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \\ 322 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \end{array} \right. = 452 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$



Maksimitankovälin tarkistus

$$S_{max.slabs} = \max \left\{ \frac{2h}{250 \text{ mm}} = 600 \text{ mm} \right.$$

Valitaan vetoraidoitustangot:

Esim. T25-K200  $A_s = 2454 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

### Käyttörajatilamitoitus

Halkeamaleveyden laskenta:

Tehollinen korkeus

$$d = 247,5 \text{ mm}$$

Suhteellinen raudoitusala

$$\rho = \frac{2454 \text{ mm}^2/\text{m}}{247,5 \text{ mm}} = 0,00992$$

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_{e,tav} = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,68$$

$$\alpha_{e,pa} = \frac{E_s}{E_{c,pa}} = 15,77$$

Puristusvyöhykkeen korkeus

$$x_{tav} = d\rho\alpha_{e,tav} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho\alpha_{e,tav}}} \right) = 70 \text{ mm}$$

$$x_{pa} = d\rho\alpha_{e,pa} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho\alpha_{e,pa}}} \right) = 108 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z_{tav} = d - \frac{x_{tav}}{3} = 224 \text{ mm}$$

$$z_{pa} = d - \frac{x_{pa}}{3} = 211 \text{ mm}$$

Raudoituksen jännitys

$$\sigma_{s,tav} = \frac{M_{krt,tav}}{A_s z_{tav}} = 227 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,pa} = \frac{M_{krt,pa}}{A_s z_{pa}} = 52 \text{ MPa}$$

Tehollisen vetoalueen leveys

$$h_{c,ef,tav} = \min\left(2,5(h-d), \frac{h-x_{tav}}{3}, \frac{h}{2}\right) = 76,6 \text{ mm}$$

$$h_{c,ef,pa} = \min\left(2,5(h-d), \frac{h-x_{pa}}{3}, \frac{h}{2}\right) = 64 \text{ mm}$$

Tehollinen raudoitussuhde

$$\rho_{p,eff,tav} = \frac{A_s}{h_{c,ef,tav} * b} = 0,0321$$

$$\rho_{p,eff.pa} = \frac{A_s}{h_{c,eff.pa} * b} = 0,0384$$

Tartuntaominaisuuden huom. kerroin  $k_1 = 0,8$

Venymäjakauman huomioiva kerroin  $k_2 = 0,5$

Kansallisesti valittava kerroin  $k_3 = 3,4$

Kansallisesti valittava kerroin  $k_4 = 0,425$

Halkeamavälin maksimiarvo  $S_{r,max,tav} = k_3 c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,eff,tav}} = 268,6 \text{ mm}$

$$S_{r,max.pa} = k_3 c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,eff.pa}} = 246,8 \text{ mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin  $k_{t,tav} = 0,6$   $k_{t,pa} = 0,4$

Raudoituksen ja betonin venymäero

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_{tav} = \frac{\sigma_{s,tav} - k_{t,tav} \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff,tav}} (1 + \alpha_{e,tav} * \rho_{p,eff,tav})}{E_s} = 0,00075$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_{pa} = \frac{\sigma_{s,pa} - k_{t,pa} \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff,pa}} (1 + \alpha_{e,pa} * \rho_{p,eff,pa})}{E_s} = 0,000016$$

Halkeamaleveys  $w_{k,tav} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_{tav} * S_{r,max,tav} = 0,20 \text{ mm}$

$$w_{k,pa} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_{pa} * S_{r,max,pa} = 0,04 \text{ mm}$$

Halkeamaleveysrajat  
(NCCI 2, taulukon 7.1 mukaan)  $w_{max,tav} = 0,2 \text{ mm}$   $w_{max,pa} = 0,15 \text{ mm}$

Halkeamaleveys sallituissa rajoissa:  $w_{k,tav} \leq w_{max,tav}$  ja  $w_{k,pa} \leq w_{max,pa}$

Jännitysraajatilat:

Betonin keskimääräinen jännitys  $\sigma_{c,om} = \frac{2 * \sigma_{s,om} * A_s}{b * x_{tav}} = 20,32 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c,pa} = \frac{2 * \sigma_{s,pa} * A_s}{b * x_{pa}} = 2,36 \text{ MPa}$$

Raudoituksen jännitys  $\sigma_{s,om} = \frac{M_{krt,om}}{A_s * z_{tav}} = \frac{160 \text{ kNm/m}}{2454 \text{ mm}^2/\text{m} * 224 \text{ mm}} = 291 \text{ MPa}$

Betonin jännityksen raja-arvot  $\sigma_{c,om,sall} = 0,6 * f_{ck} = 24 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c,pa,sall} = 0,45 * f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

Raudoituksen jännityksen raja-arvot  $\sigma_{s,om,sall} = 0,6 * f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Jännitykset pysyvät sallituissa rajoissa

$$\sigma_{c,om} \leq \sigma_{c,om,sall} \text{ ja } \sigma_{c,pa} \leq \sigma_{c,pa,sall} \text{ ja } \sigma_{s,om} \leq \sigma_{s,om,sall}$$

#### Taipumamitoitus:

Laskentamallista saatu taipuman arvo  $a_{tav} = 2,2 \text{ mm}$

Taipuman raja-arvo  $a_{max.tav} = \frac{1,5 \text{ m}}{200} = 7,5 \text{ mm}$

Taipuma on sallituissa rajoissa  $a_{tav} \leq a_{max.tav}$

#### Yhteenveto raudoituksesta:

Yläreunaan päätyihin 1 m:n kaistaleelle ankkuroidaan yhteensä (taivutusraudoitus + kutistumaraudoitus/2) esim. T25-k125.

Alareunaan päätyihin 1 m:n kaistaleelle ankkuroidaan (kutistumaraudoitus/2) esim. T20-k180 tai T25-k250.

Yläreunaan keskialueelle (tässä 2 m) ankkuroidaan esim. T25-k200.

Alareunaan keskialueelle (tässä 2 m) laitetaan vähimmäisteräksen mukainen rauditus esim. T16-250.

Sillan pituussuuntaan voidaan laittaa molempiin pintoihin esim. T16-k200.

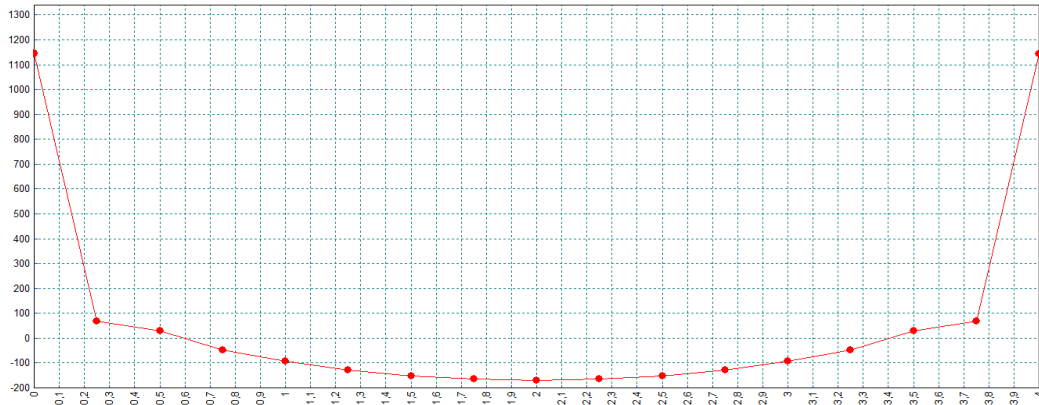
Reunapalkin rauditus voidaan katsoa ohjeesta Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 17/2011.

## 5 Tulosten yhteenveto ja yleisohje

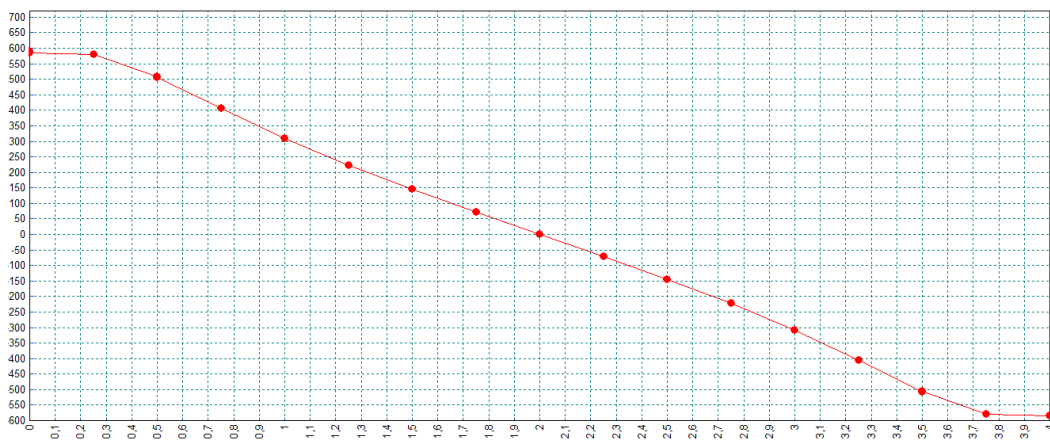
Tässä työssä haluttiin selvittää teräsbetonisillan maatuen ulokelaattojen uusimiseen tarvittavien kutistumaraudoitusten määritystä ja tämän pohjalta laatia jonkinlainen käytännönläheinen yleisohje. Uusittavasta ulokelaatasta tehtiin Lusas Bridge Plus -ohjelmalla lineaarisia FEM-laskentoja, joilla selvitettiin kutistuman ja valulämpötilan vaikutuksesta valusaumaan syntyviä pakkovoimia. Rakennelaskennat tehtiin kuvitteellisista, mutta todellisten kohteiden kaltaisista maatuen ulokelaatoista.

Alla olevasta listasta löytyy oleellisimmat laskennoissa käytetyt lähtöarvot, ehdot, joiden mukaan laskennat suoritettiin ja lopuksi vielä prosessissa havaittuja seikkoja. Listan jälkeen taulukoissa on esitetty kutistumaraudoitukset pakkovoimien hallitsemiseksi. Taulukon yläosassa viitataan kyseiseen maatuen reunauluketyyppiin. Ensisijaisesti on pyrittävä kutistumateräkset sijoittamaan laatan päihin kuten listassa ohjataan, mutta voidaan tarvittaessa käyttää myös laatan keskiosaa. Taulukoissa on eri värien avulla pyritty yksinkertaisemmin havainnollistamaan mihin poikkileikkauksen osaan kukin raudoitus tulee sijoittaa.

- Tämän työn virumaluvun laskennoissa oletettiin, että ulokelaatta reunapalkkeineen pääsee kuivumaan kaikilta sivuilta.
- Uusittavan rakenteen ikä tarkasteluajankohtana  $t_{\infty}$  oletettiin 70 vuotta, jolloin lopukutistuman arvot kaikille ulokelaatoille olivat suuruusluokaltaan 0,24 – 0,26 ‰.
- Sementtityyppinä on laskennoissa käytetty normaalisementtiä kutistuman laskentaan.
- Laskentamalleista saadut työsaumaa vasten kohtisuora repivä pakkovoima laskettiin laatan päissä olevan vetovoima-alueen keskiarvosta. Syynä tähän oli seuraavan kuvan mukaiset piikit ulokelaatan päädyissä.

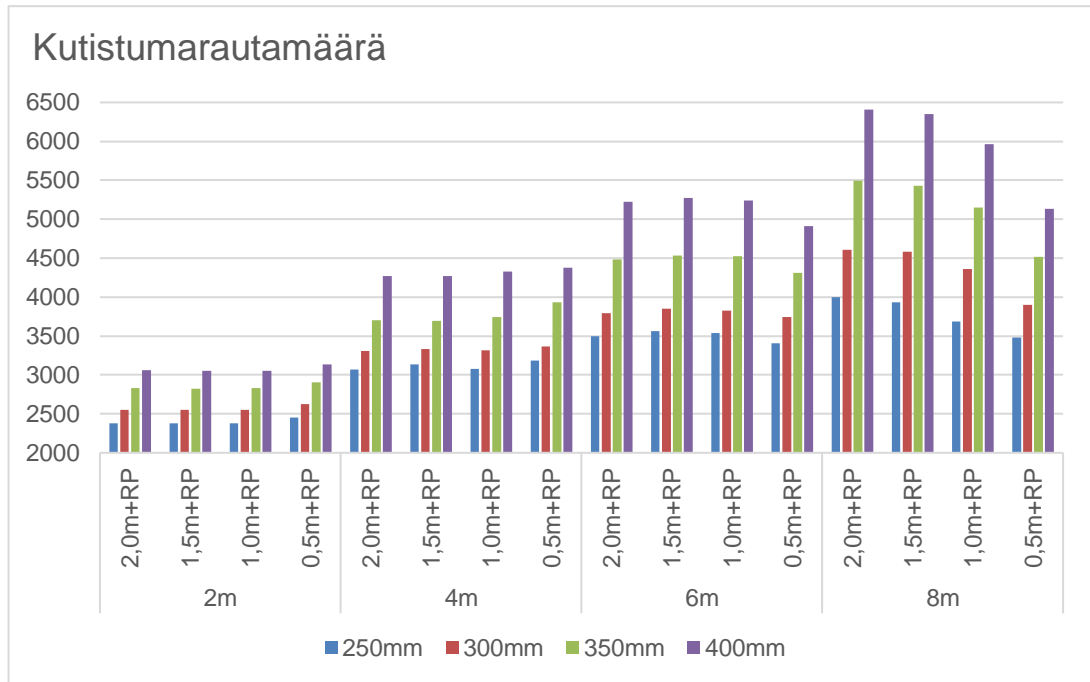


Kuva 27. Kutistuman aiheuttaman työsaumaa vasten kohtisuoran vetovoiman piikit sijaitsevat luonnollisesti aivan laatan päissä.



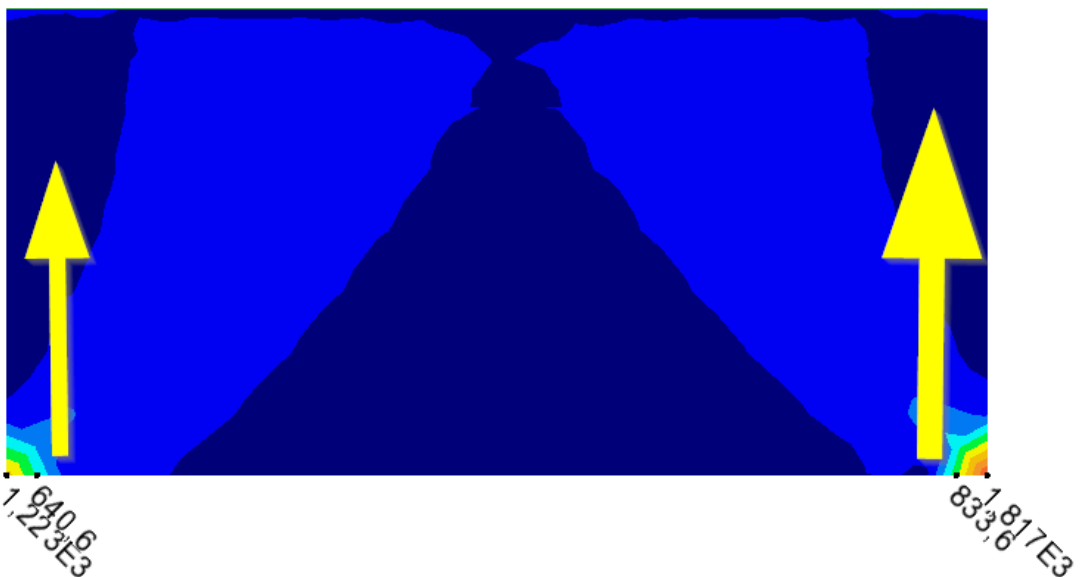
Kuva 28. Kutistuman aiheuttama leikkausvoima rajapinnassa vaihtaa merkkiään (suuntansa) ulokelaatan keskikohdalla. Leikkausvoiman suuruus kasvaa päätyihin mentäessä.

- Repivän pakkovoiman lisäksi ulokelaatan kutistuminen aiheuttaa rajapinnassa myös leikkausvoimaa, joka on työsauman suuntainen.
- Tuloksista havaittiin, että käytettäessä lujempaa betoniluokkaa kutistumarautojen tarve kasvoi mutta toisaalta taivutusmitoituksessa voitiin hyötyä lujemmasta betonista ja joissakin tapauksissa rakenteen geometria vaatiikin isompaa betonin lujuusluokkaa. Työssä varioitavia betoniluokkia olivat C35/45 ja C40/50.
- Ulokelaatan geometrian osalta tuloksista huomattiin myös se, että reunaulokkeiden pituudella, sillan poikittaissuunnassa, ei ollut merkittävä rooli tarvittavaan kutistumarautamäärään alle 6 m:n ulokelaatoissa, kuten voidaan huomata seuraavasta kaaviosta.

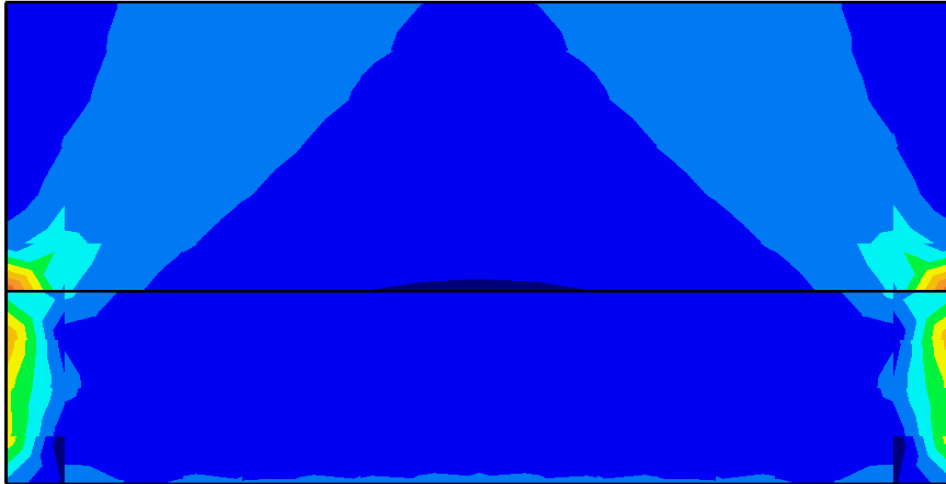


Kuva 29. Tyypin 1 ulokelaatalle laskettujen teräsmäärien [mm<sup>2</sup>] vertailu. Värit vaihtelevat laatan paksuuden mukaan.

- Maatuen otsamuuria ei otettu malleissa huomioon, mikä muuten olisi lisännyt säilytettävän rakenteen jäykkyyttä ja tämän myötä kasvattanut pakkovoimien suuruutta ulokelaatan toisessa päässä. Kuvassa (30) nähdään otsamuurin vaikutus pakkovoimiin.

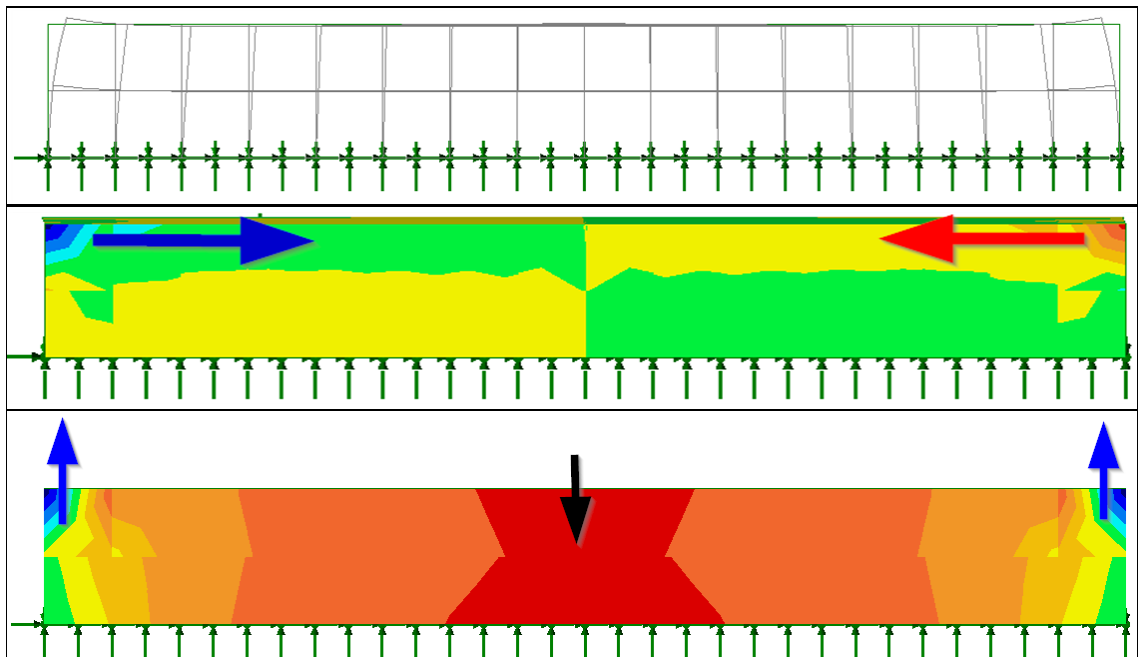


Kuva 30. Otsamuuri on mallinnettu lisätarkastelua varten laatan oikealle puolelle.



Kuva 31. Tyypin 2 säilytettäviin rakenteisiin syntyvät rasitukset betonin valusta.

- Ulokelaatan uusimisen myötä säilytettäviin rakenteisiin syntyviin rasituksiin ei oteta kantaa tässä työssä. Kuvassa (31) nähdään ulokelaatan (ylempi osa) kutistuminen aiheuttaa säilyvän laatan päihin ("vastin lippa") vetorasituksia.



Kuva 32. Siipimuriin syntyvät jännitykset ulokelaatan valamisen pakkovoimista.

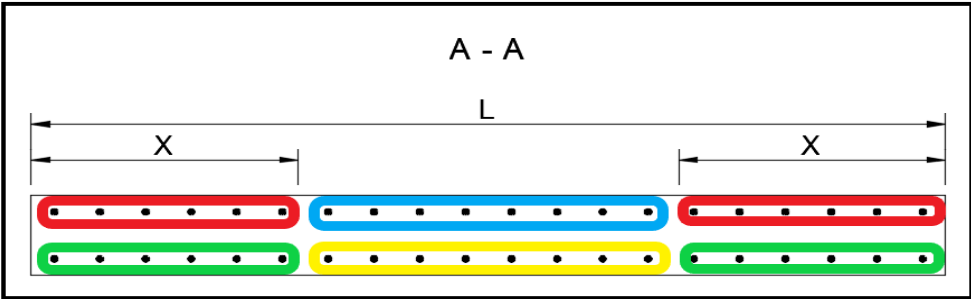
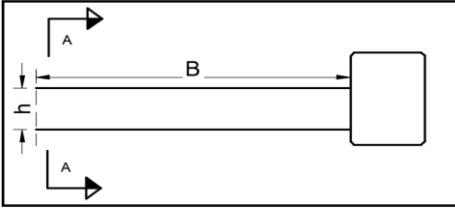
- Kutistumisen seurauksena ulokelaatta pyrkii käyristymään tasossa, ja tästä johtuen siipimuriin syntyy kuvan (32) mukaiset jännitykset.

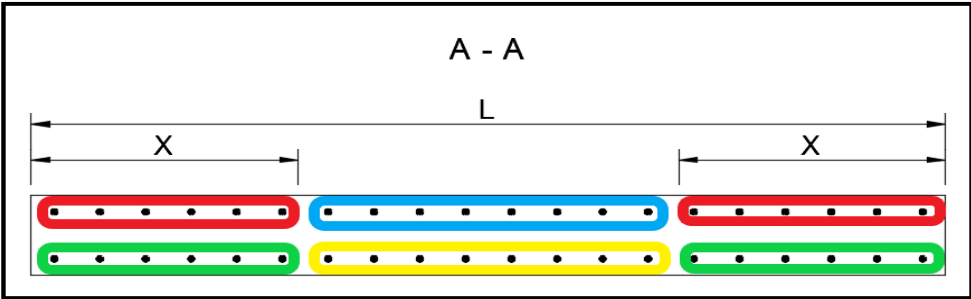
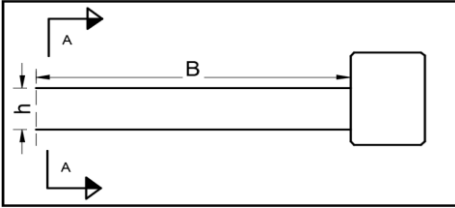
- Pakkovoimien hallitsemiseksi lasketut kutistumateräukset tulisi laittaa työsauman päihin ylä- ja alareunaan jaettuna.
- Poikkileikkauksen muissa osissa riittää se rauditus, joka tarvitaan hyötykuormien ja oman painon hallintaan. Ulokelaatan taivutusmitoituksen kannalta lähes kaikissa tapauksissa mitoittavaksi rajatilaksi tuli käyttörajatila.
- Seuraavissa taulukoissa esitetään saadut tulokset. Taulukossa värit viittaavat siihen, että mihin kyseinen rauditus sijoitetaan poikkileikkauksessa.

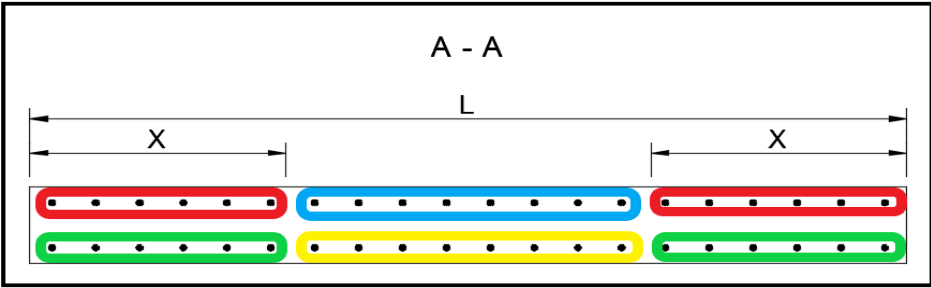
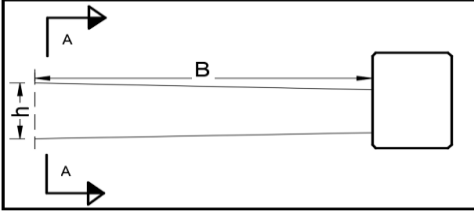


Tyyppi 1, C40/50								
L [m]	B[m]	X[m]	h = 300 mm		h = 350 mm		h = 400 mm	
2	2	1	-	-	T32-k160	T20-k200	T32-k200	T20-k200
			-	-	-	-	-	-
	1,5	1	T25-k125	T20-k225	T25-k135	T20-k200	T25-k135	T20-k200
			-	-	-	-	-	-
1	1	T25-k170	T20-k225	T25-k160	T20-k200	T25-k160	T20-k200	
		-	-	-	-	-	-	
0,5	1	T25-k240	T20-k225	T25-k220	T20-k200	T25-k200	T20-k200	
		-	-	-	-	-	-	
4	2	1	T32-k150	T20-k180	T32-k180	T25-k250	T32-k180	T25-k200
			T25-k140	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1	T25-k125	T20-k180	T25-k125	T25-k250	T32-k200	T25-k200
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k160	T20-k180	T25-k140	T25-k250	T25-k140	T25-k200
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k225	T20-k180	T25-k180	T25-k250	T25-k170	T25-k200
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
6	2	1,5	T25-k125	T20-k200	T25-k125	T20-k200	T32-k200	T25-k250
			T25-k150	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1,5	T25-k140	T20-k200	T25-k135	T20-k200	T25-k130	T25-k250
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k150	T25-k250	T25-k135	T25-k200	T25-k125	T25-k180
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k200	T25-k250	T25-k170	T25-k200	T25-k150	T25-k180
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
8	2	1,5	T32-k190	T20-k200	T32-k190	T25-k250	T32-k180	T25-k220
			T25-k150	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1,5	T25-k135	T20-k200	T25-k125	T25-k250	T32-k200	T25-k220
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k140	T25-k200	T32-k180	T25-k180	T32-k180	T25-k160
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k200	T25-k250	T25-k160	T25-k200	T25-k150	T25-k180
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250

Tyyppi 1 (C35/45)								
L [m]	B[m]	X[m]	h = 300 mm		h = 350 mm		h = 400 mm	
2	2	1	-	-	T32-k150	T20-k225	T32-k180	T20-k200
			-	-	-	-	-	-
	1,5	1	T32-k150	T20-k225	T25-k135	T20-k225	T25-k135	T20-k200
			-	-	-	-	-	-
1	1	T25-k170	T20-k225	T25-k170	T20-k225	T25-k170	T20-k200	
		-	-	-	-	-	-	
0,5	1	T25-k225	T20-k225	T25-225	T20-k225	T25-225	T20-k200	
		-	-	-	-	-	-	
4	2	1	-	-	T32-k180	T25-k250	T32-k180	T25-k220
			-	-	T25-k180	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1	T25-k125	T20-k180	T25-k130	T25-k250	T25-k125	T25-k220
			T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k150	T20-k180	T25-k150	T25-k250	T25-k140	T25-k220
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k200	T20-180	T25-k180	T25-k250	T25-k180	T25-k220
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
6	2	1,5	-	-	T25-k125	T20-k200	T25-k125	T25-k250
			-	-	T25-k175	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1,5	T25-k135	T20-k200	T25-k140	T20-k200	T25-k135	T25-k250
			T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k145	T25-k250	T25-k130	T25-k200	T25-k125	T25-k180
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k180	T25-k250	T25-k180	T25-k200	T25-k160	T25-k200
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
8	2	1,5	-	-	T32-k180	T20-k180	T32-k180	T25-k220
			-	-	T25-k180	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1,5	1,5	T25-k130	T20-k200	T25-k130	T20-k180	T25-k125	T25-k225
			T25-k200	T16-k250	T25-k200	T16-k250	T25-k250	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T32-k200	T25-k200	T32-k190	T25-k170
			T20-k200	T16-k250	T20-k200	T16-k250	T20-k220	T16-k250
	0,5	1	T25-k180	T25-k250	T25-k150	T25-k225	T25-k160	T25-k180
			T16-k200	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250

Tyyppi 2 (C40/50)						
						
						
L [m]	B[m]	X[m]	h = 300 mm		h = 350 mm	
2	1,5	1	T32-k180	T20-k200	T25-k125	T20-k180
			-	-	-	-
	1	1	T25-k150	T20-k200	T25-k150	T20-k180
			-	-	-	-
	0,5	1	T25-k220	T20-k200	T25-k200	T20-k180
			-	-	-	-
4	1,5	1	T32-k180	T20-k160	T32-k180	T25-k200
			T25-k180	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k140	T20-k160	T25-k130	T25-k200
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k180	T20-k160	T25-k160	T25-k200
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
6	1,5	1,5	T25-k120	T20-k200	T25-k125	T20-k180
			T25-k180	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T32-k180	T25-k180
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k170	T25-k220	T25-k150	T25-k180
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
8	1,5	1,5	T32-k180	T20-k180	T32-k190	T25-k240
			T25-k180	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k125	T25-k200	T32-k180	T25-k170
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k160	T25-k200	T25-k140	T25-k180
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250

Tyyppi 2 (C40/50)						
						
						
L [m]	B [m]	X [m]	h = 300 mm		h = 350 mm	
2	1,5	1	-	-	T25-k125	T20-k200
			-	-	-	-
	1	1	T25-k160	T20-k225	T25-k160	T20-k200
			-	-	-	-
	0,5	1	T25-k220	T20-k225	T25-k200	T20-k200
			-	-	-	-
4	1,5	1	T32-k160	T20-k170	T32-k180	T25-k220
			T25-k150	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k160	T20-k170	T25-k135	T25-k220
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k180	T20-k170	T25-k160	T25-k220
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
6	1,5	1,5	T32-k180	T20-k200	T25-k125	T20-k180
			T25-k150	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T25-k125	T25-k200
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k170	T25-k220	T25-k150	T25-k200
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250
8	1,5	1,5	T32-k170	T20-k200	T32-k180	T25-k250
			T25-k150	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k125	T25-k220	T32-k180	T25-k180
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
	0,5	1	T25-k160	T25-k220	T25-k150	T25-k200
			T16-k250	T16-k250	T16-k250	T16-k250

Tyyppi 3 (C40/50)						
						
						
L [m]	B [m]	X [m]	300 mm		350 mm	
2	2	1	-	-	T25-k170	T20-k200
			-	-	-	-
	1,5	1	T32-k175	T20-k200	T25-k125	T20-k200
			-	-	-	-
	1	1	T25-k150	T20-k200	T25-k150	T20-k200
			-	-	-	-
4	2	1	T32-k135	T20-k170	T32-k160	T25-k200
			T25-k120	T16-k250	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k170	T20-k170	T25-k180	T25-k200
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k140	T20-k170	T25-k130	T25-k200
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
6	2	1,5	T32-k150	T20-k200	T32-k180	T20-k180
			T25-k130	T16-k250	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k175	T25-k220	T32-k170	T25-k180
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T32-k180	T25-k180
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
8	2	1,5	T32-k150	T20-k200	T32-k170	T25-k250
			T25-k130	T16-k250	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k170	T25-k200	T32-k160	T25-k170
			T25-k200	T16-k250	T25-k220	T16-k250
	1	1	T25-k125	T25-k200	T32-k180	T25-k170
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250

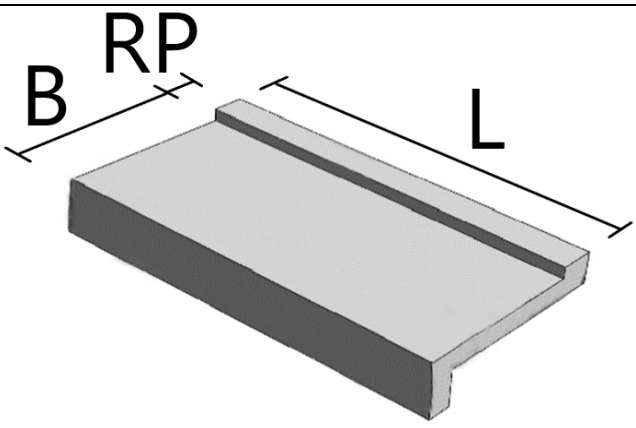
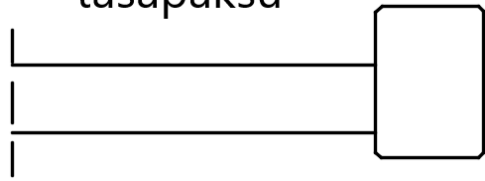
Tyyppi 3 (35/45)						
L [m]	B [m]	X [m]	300 mm		350 mm	
2	2	1	-	-	T32-k140	T20-k200
			-	-	-	-
	1,5	1	T32-k140	T20-k225	T25-k125	T20-k200
			-	-	-	-
	1	1	T25-k160	T20-k225	T25-k2150	T20-k200
			-	-	-	-
4	2	1	-	-	T32-k160	T25-k220
			-	-	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k180	T20-k170	T32-k180	T25-k220
			T25-k180	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k140	T20-k170	T25-k140	T25-k220
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
6	2	1,5	-	-	T32-k180	T20-k180
			-	-	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k170	T25-k220	T32-k170	T25-k200
			T25-k180	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T32-200	T25-k200
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250
8	2	1,5	-	-	T32-k170	T25-k250
			-	-	T25-k180	T16-k250
	1,5	1	T32-k160	T25-k200	T32-k160	T25-k180
			T25-k180	T16-k250	T25-k200	T16-k250
	1	1	T25-k130	T25-k220	T32-k180	T25-k180
			T20-k180	T16-k250	T20-k200	T16-k250

## Lähteet

- 1 Väyläviraston Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje 17/2011. [https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lo\\_2011-17\\_betonisiltojen\\_korjaussuunnitteluohje\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lo_2011-17_betonisiltojen_korjaussuunnitteluohje_web.pdf)
- 2 Väyläviraston Eurokoodin soveltamisohje, Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 24/2017. [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2017-24\\_ncci1\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-24_ncci1_web.pdf)
- 3 Väyläviraston Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2 31/2017. [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2017-31\\_ncci2\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf)
- 4 Siltojen rakentamisen ja korjaamisen seuranta, Seurantaraportti, osa 1. <https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/seurantaraportti1.pdf>
- 5 Betonin viruman, kutistuman ja lämpötilaerojen vaikutus siltoja levennettäessä, Tiia Paronen, Insinööriyö 2005.
- 6 SFS-EN 1991-2 + AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
- 7 Suomen betoniyhdistys ry. BY 67: Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta 2016. Oy Fram Ab, Vaasa 2016.
- 8 Suomen betoniyhdistys ry. BY 211: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014. Tammerprint Oy, Tampere.
- 9 SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.
- 10 Suomen betoniyhdistys ry. BY 211: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013. Tammerprint Oy, Tampere.
- 11 Väyläviraston Sillantarkastusohje 2004. <https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/sillantarkastusohje2004.pdf>
- 12 SILKO siltojen korjaus 1.201, Betoni sillankorjausmateriaalina. Tiehallinto, Siltatekniikka 11/07. [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio1/s1201\\_2007.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio1/s1201_2007.pdf)
- 13 SILKO siltojen korjaus 2.211, Reunapalkin uusiminen. Tiehallinto, Siltatekniikka 06/08. [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio2/s2211\\_08.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio2/s2211_08.pdf)

## Kutistumarautamäärät maatuen reuna-alketyypittäin

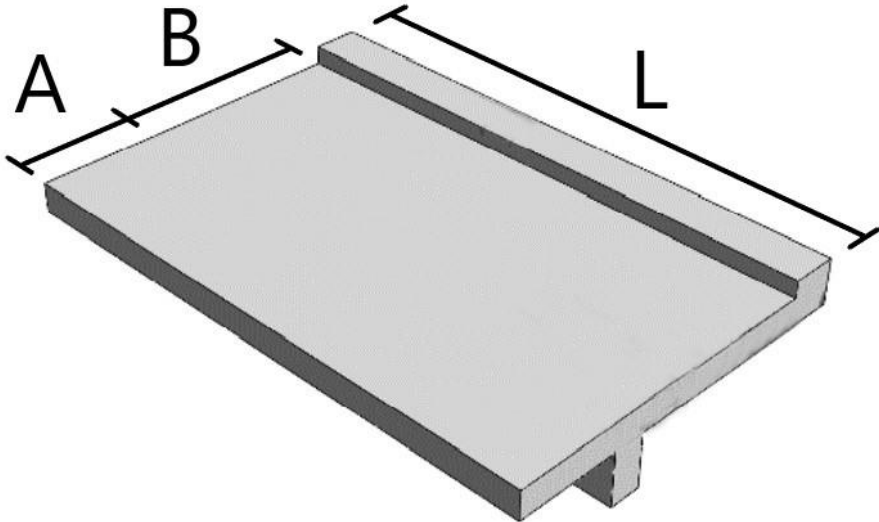
Taulukko 12. Kutistumarautamäärät maatuen reuna-alkkeen tyyppi 1\_a. Tulosten yksikkönä on mm<sup>2</sup>.

Tyyppi 1_a									
									
Laatan pituus ja leveys		Laatan paksuus							
L	B	250mm	300mm	350mm	400mm	250mm	300mm	350mm	400mm
2 m	2,0m+RP	2221	2460	2557	2890	2382	2554	2831	3058
	1,5m+RP	2220	2458	2678	2885	2382	2553	2826	3053
	1,0m+RP	2218	2453	2676	2890	2380	2549	2827	3054
	0,5m+RP	2290	2527	2752	2968	2456	2625	2903	3138
4 m	2,0m+RP	2856	3176	3490	4039	3066	3308	3706	4268
	1,5m+RP	2915	3243	3497	4048	3131	3331	3691	4273
	1,0m+RP	2860	3130	3549	4100	3080	3319	3743	4327
	0,5m+RP	2945	3215	3630	4141	3183	3364	3931	4375
6 m	2,0m+RP	3243	3632	4241	4933	3498	3795	4484	5220
	1,5m+RP	3300	3683	4290	4985	3565	3854	4535	5272
	1,0m+RP	3270	3618	4280	4952	3538	3825	4528	5244
	0,5m+RP	3301	3563	4060	4626	3403	3745	4309	4908
8 m	2,0m+RP	3699	4348	5052	6051	4000	4605	5497	6411
	1,5m+RP	3629	4318	5145	5985	3929	4579	5432	6348
	1,0m+RP	3400	4105	4855	5612	3688	4360	5152	5961
	0,5m+RP	3373	3671	4250	4830	3477	3903	4516	5134
Betoni		C35/45				C40/50			

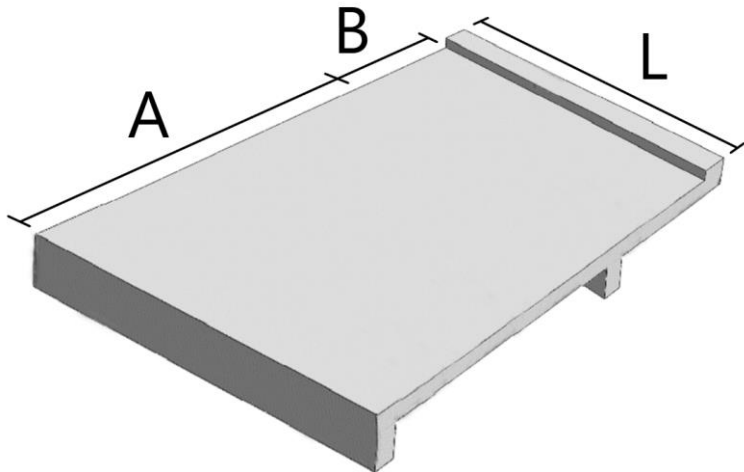


Tyyppi 1_b									
Laatan pituus ja leveys		Laatan paksuus							
L	B	250mm	300mm	350mm	400mm	250mm	300mm	350mm	400mm
2 m	2,0m+RP	2278	2502	2690	2884	2423	2646	2841	3040
	1,5m+RP	2269	2497	2683	2877	2414	2633	2835	3034
	1,0m+RP	2250	2476	2668	2863	2396	2622	2817	3024
	0,5m+RP	2075	2512	2702	2902	2436	2660	2861	3067
4 m	2,0m+RP	2877	3181	3442	3934	3070	3376	3645	4173
	1,5m+RP	2902	3213	3377	3904	3098	3411	3559	4142
	1,0m+RP	2808	3105	3365	3900	3001	3303	3568	4133
	0,5m+RP	3058	3320	3538	3891	3283	3340	3601	4124
6 m	2,0m+RP	3202	3560	4041	4720	3427	3793	4283	5015
	1,5m+RP	3222	3571	4038	4697	3454	3812	4284	5003
	1,0m+RP	3175	3490	3976	4615	3407	3833	4224	4911
	0,5m+RP	3241	3479	3796	4325	3489	3728	4038	4608
8 m	2,0m+RP	3202	3560	4041	4720	3864	4359	5178	6067
	1,5m+RP	3512	4010	4780	5578	3775	4288	5080	5937
	1,0m+RP	3425	3790	4479	5193	3551	4062	4747	5539
	0,5m+RP	3322	3546	3973	4518	3576	3803	4234	4826
Betoni		C35/45				C40/50			

Taulukko 13. Kutistumarautamäärät maatuen reanulokkeen tyyppi 2. Tulosten yksikkönä on mm<sup>2</sup>.

Tyyppi 2					
					
Laatan pituus ja leveys		Laatan paksuus			
L	B	300mm	350mm	300mm	350mm
2m	1,5m+RP	2617	2928	2772	3079
	1,0m+RP	2618	2916	2771	3074
	0,5m+RP	2725	3031	2891	3212
4m	1,5m+RP	3515	4022	3728	4243
	1,0m+RP	3628	4107	3732	4336
	0,5m+RP	3533	4172	3734	4409
6m	1,5m+RP	4117	4905	4334	5190
	1,0m+RP	4097	4893	4315	5056
	0,5m+RP	4206	4705	4234	4990
8m	1,5m+RP	4636	5560	4881	5894
	1,0m+RP	4424	5268	4665	5590
	0,5m+RP	4386	4889	4418	5196
Betoni		C35/45		C40/50	

Taulukko 14. Kutistumarautamäärät maatuen reuna-alkkeen tyyppi 3. Tulosten yksikkönä on mm<sup>2</sup>.

Tyyppi 3					
					
Laatan pituus ja leveys		Laatan paksuus			
L	B	300mm	350mm	300mm	350mm
2m	1,5m+RP	2620	2948	2792	3136
	1,0m+RP	2614	2940	2782	3127
	0,5m+RP	2592	2917	2763	3136
4m	1,5m+RP	3363	4098	3586	4300
	1,0m+RP	3367	4053	3576	4287
	0,5m+RP	3566	4050	3608	4300
6m	1,5m+RP	3990	4854	4246	5143
	1,0m+RP	3995	4816	4235	5139
	0,5m+RP	3940	4756	4193	5143
8m	1,5m+RP	4638	5495	4702	5704
	1,0m+RP	4515	5325	4635	5591
	0,5m+RP	4219	5056	4471	5704
Betoni		C35/45		C40/50	