

Alexi Jokela

ULKOISILLA JÄNTEILLÄ VAHVISTAMI- NEN

Rakennetun ympäristön tiedekunta
Diplomityö
Huhtikuu 2020

TIIVISTELMÄ

Aleksi Jokela: Ulkoisilla jänteillä vahvistaminen
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Huhtikuu 2020

Olemassa olevia rakenteita joudutaan usein vahvistamaan rakenteiden suunnittelukuormituksen lisääntyessä. Rakenteiden vahvistamisessa voidaan käyttää useita erilaisia menetelmiä ja materiaaleja vahvistettavasta rakenteesta ja vahvistettavista ominaisuuksista riippuen.

Rakenteiden vahvistaminen ulkoisilla jänteillä on yleistynyt menetelmä taivutuskapasiteetin kasvattamisessa. Tämän tutkimuksen tavoitteena oli tuottaa tietoa rakenteiden vahvistamisesta jälkijännitetyillä ulkoisilla jänteillä. Tutkimuksessa tarkasteltiin teräsbetonisen laattapalkkirakenteen vahvistuksen suunnittelua rakenteen kantokestävyyden arvioinnista lähtien sekä vahvistamisen vaikutuksia käyttö- ja murtorajatilassa. Vahvistuksen suunnittelussa tutkittiin erityisesti materiaaliominaisuuksia, jännevoiman valintaa ja jänteiden jännityslisää murtorajatilassa.

Laskentatarkasteluja varten selvitettiin tieteelliseen kirjallisuuteen ja alan suunnitteluohjeisiin perustuen rakennusmateriaalien ominaisuudet, laattapalkin toiminta kuormituksen alaisena ja ulkoisilla jänteillä vahvistetun rakenteen erityisominaisuudet. Näiden avulla pyrittiin löytämään parhaiten vahvistettavan rakenteen toimintaa kuvaava laskentamenetelmä. Laskentamenettely perustuu eurokoodin mukaiseen rakenteiden rajatilamitoitukseen, jossa tarkastellaan myös rakenneosien jännityksiä. Laskentatulokset ovat esitetty liitteissä ja ne ovat toteutettu PTC Mathcad Express –ohjelmalla. Lisäksi selvitettiin jälkijännittämisen vaikutuksia vahvistettavaan rakenteeseen ja siihen liittyviin rakenteisiin.

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin rakennuksen yläpohjana toimivan laattapalkkirakenteen kantavuutta ja vahvistamista. Esimerkkirakenteen kantavuutta ja toimintaa tutkittiin vahvistamattomana ja vahvistettuna käyttö- ja murtorajatilassa. Rakenteelle asetettiin käyttörajatilassa raja-arvot rakenneosien jännityksille, taipumalle ja halkeamaleveydelle. Lisäksi rakenteella on oltava riittävä kestävyys murtorajatilassa.

Rakenteen vahvistamiseen riittävä jännevoima on vahvasti riippuvainen jänteiden epäkeskisyydestä rakenteeseen nähden. Jänteiden suurin epäkeskisyys ja jännekulku on siten valittava kumoamaan tehokkaasti rakenteeseen kohdistuvia ulkoisia kuormia. Jänteiden epäkeskisyyden mukaan tulisi pyrkiä valitsemaan mahdollisimman pieni jännevoima, jolla rakenteeseen kohdistuvat vaatimukset täyttyvät. Tällöin on usein kyseessä osittain jännitetty rakenne.

Rakenteen vahvistaminen ulkoisilla jänteillä kasvatti huomattavasti rakenteen laskennallista taivutuskestävyyttä murtorajatilassa. Käyttörajatilassa vahvistaminen pienensi eniten rakenteen taipumaa ja halkeamaleveyttä. Myös rakenneosien jännitykset pienenevät vahvistamattomaan rakenteeseen verrattuna. Vahvistus pienensi leikkausvoimaa ja laipan irti leikkautumisen jännitystä uumasta, mutta vahvistamisella ei ollut oleellista vaikutusta leikkauskestävyyteen tai laipan irti leikkautumiseen uumasta.

Tutkimuksen tulosten mukaan rakenteen vahvistaminen ulkoisilla jänteillä on kannattavaa, kun on tarpeellista lisätä rakenteen taivutuskestävyyttä tai hallita rakenteen taipumaa sekä halkeamaleveyttä. Vahvistamisen vaikutuksiin vaikuttavat merkittävästi jänteiden jännevoima ja epäkeskisyys sekä jänteiden jännityslisä murtorajatilanteessa.

Avainsanat: teräsbetonirakenne, jännebetoni, jälkijännittäminen, kantavuusanalyysi, ulkoiset jänteet, vahvistaminen

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Aleksi Jokela: Strengthening with external tendons
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
April 2020

Existing structures may require strengthening due to increase in design loads. Structural strengthening can be done with different techniques. The technique to be used depends always on structure and property which need strengthening.

Structural strengthening with externally post-tensioned tendons are becoming common strengthening method to improve flexural capacity. The aim of this study was to produce and increase knowledge about strengthening with external post-tensioned steel tendons. This study focused on evaluate bending capacity of RC structures, investigate proper design method for external steel tendons and evaluate strengthening effects for structure in service and ultimate limit states. In this study material properties, determining effective tendon stress and additional tendon stress at ultimate limit state were especially studied.

For analysis and design, literature review was made to find out proper material properties, structural behavior of beam-slab section and special features of external tendons. The design of strengthening in this study is based on literature review of Eurocode standards and researches of external post-tensioned tendons. Design calculations of strengthening was made with PTC Mathcad Express –software and those can be seen in appendixes.

A calculation example in this study is RC beam-slab section that is strengthen with external post-tensioned bars due to increase in design loads. Section analysis was made with unstrengthen and strengthen structure in service and ultimate limit states. In service limit state limit values for stresses in concrete and reinforcing bars were set up. In addition, maximum value of deflection and crack width were limited. Structure must also have sufficient resistance for ultimate limit state actions.

Sufficient amount of tendon force to reach all set requirements is highly depended on tendon eccentricity. For this reason, tendon geometry has to be chosen to balance external loading effectively. For chosen tendon geometry, applied tendon force should be as low as possible that fulfil all set requirements. When tendon force is low, there might appear cracks in tension zone. These kind of structures are called partially prestressed.

Strengthening with external post-tensioned tendons increased significantly bending capacity in ultimate limit state. In service limit state strengthening decreased deflection and crack width. Also, stresses in concrete and reinforcing bars became lower due to strengthening. Strengthening did not have much impact on shear capacity or shear resistance between web and flange.

According results of this study, strengthening with external post-tensioned tendons is useful method when bending capacity has to be increased or for controlling deflection and crack width. Tendon force, tendon eccentricity and additional tendon force in ultimate limit state have high impact on strengthening effects.

Keywords: Reinforced concrete, post-tensioned concrete, bending analysis, external steel tendons, structural strengthening

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

ALKUSANAT

Kiitos Vahanen Suunnittelupalvelut Oy, Kari Saarivirta ja Ahti Rantonen mielenkiintoisesta ja haastavasta diplomityön aiheesta. Haluan kiittää erityisesti Karia tämän työn ohjauksesta ja kaikista työhön liittyvistä kommentteista. Kiitos myös Anssi Laaksonen ja Olli Kerokoski diplomityön tarkastamisesta.

Opiskeluaikani on nyt päättymässä ja haluan kiittää kaikkia, jotka ovat olleet mukana edistämässä opintojani. Kiitos erityisesti perheelleni, joka on tukenut minua opintojeni aikana. Diplomi-insinöörin tutkinnon suorittaminen on ollut pitkä ja vaativa projekti, joka on ollut erittäin mielenkiintoinen ja antoisa. Nyt on aika siirtyä kohti uusia haasteita.

Tampereella, 22.4.2020

Alexi Jokela

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
1.1 Tutkimuksen tausta	1
1.2 Tutkimuksen sisältö ja tavoitteet	1
1.3 Tutkimusmenetelmät	2
1.4 Tutkimuksen rajaukset	2
2. VAHVISTAMINEN ULKOISILLA JÄNTEILLÄ	3
2.1 Rakenteiden vahvistaminen	3
2.2 Jännitetyn betonirakenteen toiminta	5
2.3 Ulkoinen jälkijännitysmenetelmä	6
2.3.1 Jänneteräksset	6
2.3.2 Suojaputket ja korroosion esto	8
2.3.3 Ohjaimet	9
2.3.4 Ankkurointi	10
2.3.5 Jännityskalusto	11
2.4 Ulkoisen vahvistamisen vahvuudet ja heikkoudet	11
3. BETONIRAKENTEEN KANTAVUUDEN ARVIOINTI	13
3.1 Lähtötietojen selvittäminen	13
3.2 Betonin ominaisuudet	15
3.2.1 Betonin puristus- ja taivutusvetolujuus	15
3.2.2 Kimmokerroin	18
3.2.3 Viruman ja kutistuman arviointi	19
3.3 Betoniterästen ominaisuudet	20
3.4 Tehollinen leveys	21
3.5 Laipan leikkautuminen	24
4. ULKOISILLA JÄNTEILLÄ VAHVISTETUN RAKENTEEN SUUNNITTELU	26
4.1 Jännevoiman määrittäminen	26
4.1.1 Voimien tasapainomenetelmä	26
4.1.2 Graafinen menetelmä ja sydänkuvio	28
4.1.3 Jännevoiman määrittäminen vahvistettavan ominaisuuden mukaan	31
4.2 Jänteiden lopullinen jännitys	34
4.3 Toisen kertaluvun vaikutus	38
4.4 Jännityshäviöt	39
4.4.1 Välittömät jännityshäviöt	39
4.4.2 Ajasta riippuvat häviöt	41
4.5 Murtorajatila	41
4.5.1 Taivutus	42
4.5.2 Leikkaus	44
4.5.3 Paikallinen puristus	45
4.5.4 Poikittaiset vetojännitykset ja halkaisuvoima	46
4.6 Käyttörajatila	49

4.6.1 Halkeamaleveys	50
4.6.2 Taipuma.....	51
5. LAATTAPALKKIRAKENTEEEN KANTAVUUDEN ARVIOINTI JA	
VAHVISTAMINEN	52
5.1 Rakennejärjestelmä ja oletukset.....	52
5.2 Kuormitukset ja rasitukset	54
5.3 Laattapalkin vahvistaminen	55
5.3.1 Ankkurointi.....	57
5.3.2 Ohjaimet	58
6. TULOSTEN TARKASTELU.....	60
7. YHTEENVETO.....	65
LÄHTEET.....	67
LIITE A: VIRUMALUVUN LASKENTA	
LIITE B: ESIMERKKILASKELMA LAATTAPALKIN VAHVISTAMISESTA	
LIITE C: LAATTAPALKIN VAHVISTAMISEN RAKENNESUUNNITELMAT	

LYHENTEET JA MERKINNÄT

A_c	poikkileikkauksen bruttopinta-ala
A_{c0}	paikallisen puristuksen kuormitusalue
A_{c1}	paikallisen puristuksen suunnittelualue
A_{sf}	laipan poikittaissuuntaisen vetoteräksen pinta-ala
A_{sw}	leikkausraudoituksen pinta-ala
A_p	jänneterästen pinta-ala
E_c	betonin tangenttimoduuli
E_{cd}	betonin kimmokertoimen suunnitteluarvo
E_{cm}	betonin sekanttimoduuli
$E_{c,eff}$	betonin tehollinen kimmokerroin
E_p	jänneteräksen kimmokerroin
E_s	betoniteräksen kimmokerroin
F_c	betonin voimaresultantti
ΔF_{Ed}	laipan normaalijännityksen muutos
$F_{Rd,c}$	betonin paikallinen puristuskestävyys
F_s	betoniterästen voimaresultantti
I_c	halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_{cr}	haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
L	rakenteen jänneväli
M_{cr}	halkeilumomentti
M_g	taivutusmomentti omapainosta
M_f	taivutusmomentti tavalliselle yhdistelmälle
M_{Ed}	taivutusmomentti murtorajatilassa
M_k	taivutusmomentti ominaisyhdistelmälle
M_p	taivutusmomentti jännevoimasta
M_{qp}	taivutusmomentti pitkäaikaisyhdistelmälle
M_{Rd}	rakenteen taivutuskestävyyden suunnitteluarvo
M_s	taivutusmomentti hyötykuormasta
P	jännevoima
P_d	jännevoiman suunnitteluarvo murtorajatilassa
ΔP_d	jännevoiman lisäys murtorajatilassa
P_{max}	jännevoiman tunkkausvoima
$P_{m,0}$	keskimääräinen jännevoima välittömien häviöiden jälkeen
$P_{m,\infty}$	keskimääräinen jännevoima jännehäviöiden jälkeen
Q_k	pistekuorman ominaisarvo
R	ohjausvoima
W_i	rakenteen taivutusvastus tarkasteltavan pinnan suhteen
$V_{Rd,s}$	leikkausterästen kestävyyden suunnitteluarvo
$V_{Rd,max}$	betonin puristuskestävyyden suunnitteluarvo leikkauksessa
b_i	laipan leveys
$b_{eff,i}$	laipan tehollinen leveys
b_w	uuman leveys
c_{ap}	betoniteräksen peitepaksuus
d_s	betoniterästen tehollinen korkeus
d_p	jänneterästen tehollinen korkeus
e	jänneteräksen epäkeskisyys
f_{cd}	betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo
f_{ck}	betonin ominaislieriölujuus
$f_{ck,cube}$	betonin ominaiskuutiolujuus
$f_{ck,is}$	betonin rakennekoekappaleen lieriölujuuden vertailuarvo
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus

f_{ctd}	betonin suunnitteluvetolujuus
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{m(n),is}$	rakennekoekappaleiden puristuslujuuksien keskiarvo
$f_{is,min}$	rakennekoekappaleiden pienin puristuslujuus
f_{pd}	jänneteräksen suunnittelulujuus
f_{pk}	jänneteräksen murtolujuuden ominaisarvo
$f_{p0,1k}$	jänneteräksen 0,1 % venymää vastaava jännitys
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden suunnitteluarvo
h_f	laipan paksuus
k	marginaaliluku
k_i	kerroin
l	ohjaimen etäisyys tuelta
l_0	momentin nollakohtien etäisyys
s	keskihajonta
$s_{r,max}$	suurin halkeama väli
z_i	rakenteen sisäinen momenttivarsi
x	rakenteen puristuspuunnan korkeus
Δx	tarkastelupituus
y	etäisyys rakenteen neutraaliakselista
α	betoniterästen kulma rakenteen pituussuunnasta leikkauksessa
α_{cc}	pienennyskerroin betonin puristuslujuuden pitkäaikaistekijöille
α_{ct}	pienennyskerroin betonin vetolujuudelle
α_{sw}	rakenteen jännitystilän vaikutus leikkauskestävyyteen
β	aaltoisuusluku
γ_C	betonin materiaaliosavarmuusluku
γ_{CE}	betonin kimmokertoimen osavarmuusluku
γ_S	teräksen materiaaliosavarmuusluku
Δ	ankkurointiliukuma
ϵ_{cc}	betonin virumamuodonmuutos
ϵ_{sd}	betonin kuivumiskutistuman muodonmuutos
ϵ_{ca}	betonin sisäisen kutistuman muodonmuutos
ϵ_{ud}	jänneteräksen murtovenymän suunnitteluarvo
ϵ_{uk}	jänneteräksen murtovenymän ominaisarvo
ϵ_{ci}	betonin myötöpuristuma
ϵ_{cui}	betonin murtopuristuma
θ	jänteen taivutuksien kulmasumma
θ_f	betonin puristuspuunnan kulma
λ	betonin tehollisen puristuskorkeuden kerroin
μ	kitkakerroin
v_{Ed}	leikkausvuon mitoitusarvo
v_1	leikkausvoimasta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin
ξ	jakaumakerroin
ρ_p	jänneraudoitussuhde
$\rho_{p,eff}$	vetojännityksen alaisen betonin raudoitussuhde
σ_i	jännitysraja
$\sigma_{c,i}$	puristusjännitys tarkasteltavassa tilanteessa
$\sigma_{t,i}$	vetojännitys tarkasteltavassa tilanteessa
σ_{pd}	jänteiden jännitys murtorajatilassa
$\Delta\sigma_{pd}$	jänteiden jännityslisäys murtorajatilassa
$\sigma_{p,m,\infty}$	jänteiden keskimääräinen jännitys jännehäviöiden jälkeen
Φ_m	betoniteräksen halkaisija
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku
Ω_u	tartunnan vähennyskerroin

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Olemassa olevia rakenteita joudutaan usein vahvistamaan rakenteiden suunnittelukuormituksen lisääntyessä, esimerkiksi tilan käyttötarkoituksen muuttuessa. Käyttötarkoituksen muuttuessa rakenteen omapainon, hyötykuorman tai rakennejärjestelmän muuttuminen voivat aiheuttaa kuormituksen lisäyksen vahvistettavalle rakenteelle. Rakenteen kantavuutta voivat heikentää myös rakenteessa olevat vauriot, jotka voivat johtaa rakenteen vahvistustarpeeseen.

Rakenteiden vahvistamisessa voidaan käyttää useita erilaisia menetelmiä ja materiaaleja vahvistettavasta rakenteesta riippuen. Vahvistamismenetelmän valintaan vaikuttavat rakenteen materiaali, geometria ja vahvistettavat ominaisuudet. Rakenteiden vahvistaminen ulkoisilla jänteillä on tehokas vahvistusmenetelmä erityisesti kasvattamaan rakenteen taivutuskestävyyttä. Kyseisen menetelmän suunnittelua ja vaikutuksia vahvistettavaan rakenteeseen sekä siihen liittyviin rakenteisiin on kuitenkin tarpeellista selvittää lisää, jotta käytettävät ratkaisut olisivat turvallisia ja kustannustehokkaita.

1.2 Tutkimuksen sisältö ja tavoitteet

Rakenteen ulkopuolisia jänteitä käytettäessä rakenteen toimintatapa on erilainen kuin teräsbetonirakenteen tai käytettäessä rakenteen sisäpuolisia jänteitä. Ulkopuoliset jänteet ovat sidottu rakenteeseen ainoastaan ankkurien ja ohjaimien avulla. Ankkurien ja ohjainten välillä jänteet voivat liikkua vapaasti toisin kuin sisäpuoliset jänteet, joiden ympärillä on betonia. Tämän vuoksi ulkopuolisten jänteiden muodonmuutoksen ei voida olettaa olevan sama kuin poikkileikkauksen muodonmuutoksen. Rakenteiden toiminta on tunnettava jännittäessä ja jatkuvasti käyttöiän aikana eri kuormitustilanteissa. Rakennetta vahvistettaessa ulkoisilla jänteillä on ymmärrettävä vahvistuksessa käytettyjen osien ja materiaalien vaikutus vahvistuksen vaikutuksiin. Lisäksi ulkoisen vahvistuksen edut ja haitat on tunnistettava eri tilanteissa.

Rakenteiden vahvistustarve määritetään rakenteen arvioidun kantavuuden mukaan. Rakenteiden kantavuuden arviointi perustuu puolestaan käytettyjen rakennusmateriaalien ominaisuuksiin ja rakenteen mekaaniseen käyttäytymiseen kuormituksen alaisena. Rakennusmateriaalien ominaisuudet ja rakennustapa vaihtelevat aikakaudesta riippuen,

jolloin rakenteiden kantavuutta arvioidessa on otettava huomioon rakenteen rakennusajankohta. Tämän tutkimuksen ensisijaisena tavoitteena on tuottaa tietoa rakenteiden vahvistamisesta ulkoisilla jänteillä. Tutkimuksessa tarkastellaan teräsbetonisen laattapalkkirakenteen vahvistuksen suunnittelua rakenteen kantokestävyyden arvioinnista lähtien.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Laskentatarkasteluja varten selvitetään tieteelliseen kirjallisuuteen ja alan suunnitteluohjeisiin perustuen rakennusmateriaalien ominaisuudet, laattapalkkirakenteen toiminta kuormituksen alaisena ja ulkoisilla jänteillä vahvistetun rakenteen erityisominaisuudet. Näiden avulla pyritään löytämään parhaiten vahvistettavan rakenteen toimintaa kuvaava laskentamenetelmä. Laskentamenettely perustuu eurokoodin mukaiseen rakenteiden rajatilamitoitukseen, jossa tarkastellaan myös rakenneosien jännityksiä. Laskentatulokset esitetään liitteissä ja ne on toteutettu PTC Mathcad Express –ohjelmalla.

Tutkimuksessa esitetään esimerkkilaskelma kirjallisuuskatsaukseen pohjautuen. Laskentaesimerkin rakenteena on Kansallisteatterin yläpohjana toimiva laattapalkiston palkki numero 131, joka on rakennettu vuonna 1954. Rakenteen vahvistustarve aiheutuu kasvavista kuormista muutostöiden johdosta. Lisäksi rakenteen hyötykuormia halutaan kasvattaa alkuperäisistä arvoista.

1.4 Tutkimuksen rajaukset

Tutkimuksessa käsitellään teräsbetonirakenteiden vahvistamista ulkoisilla jänteillä. Tutkimuksessa perehdytään erityisesti kansirakenteina toimivien laattapalkistojen vahvistamiseen, mutta saatuja tuloksia voidaan hyödyntää myös muihin palkki- ja laattarakenteisiin. Tutkimuksen laskentaosuuden esimerkkirakenteena on laattapalkisto, joka on 1-aukkoinen, nivelellinen ja rakenne mitoitetaan T-poikkileikkauksena. Tutkimuksessa ei esitetä laattapalkiston laatan eli T-poikkileikkauksen laipan vahvistamista, mutta tarkastetaan laipan irti leikkautuminen uumasta. Rakenteen vääntökestävyyttä, leikkauskestävyyden parantamista ja palotilanteen kestävyyttä ei tarkasteta tässä tutkimuksessa. Rakenteesta määritetään eurokoodin mukaiset käyttö- ja murtorajatilojen tarkastelut vahvistamattomalle ja vahvistetulle rakenteelle edellä mainituin rajauksin. Tutkimuksessa oletetaan rakenteiden toimivan Euler-Bernoullin palkkiteorian mukaisesti, missä oletetaan poikkileikkauksien säilyvän tasoina taivutuksessa.

2. VAHVISTAMINEN ULKOISILLA JÄNTEILLÄ

2.1 Rakenteiden vahvistaminen

Rakenteiden korjaus- ja muutostöitä ohjataan Suomen lainsäädännöllä. Rakenteiden korjaustarpeen ja vahvistamisen lähtökohta on määritetty Maankäyttö- ja rakennuslain (MRL 132/1999) pykälässä §166. Pykälän §166 mukaan ”rakennus ympäristöineen on pidettävä sellaisessa kunnossa, että se jatkuvasti täyttää terveellisyyden, turvallisuuden ja käyttökelpoisuuden vaatimukset”. Lisäksi Maankäyttö- ja rakennuslaissa pykälässä §117 mainitaan, että ”rakennuksen muutos- ja korjaustyöt sekä käyttötarkoituksen muutos, on toteutettava siten, että rakennus täyttää siihen yleisesti ennakoitavissa oleva kuormitus ja rakennuksen käyttötarkoitus huomioon ottaen pykälissä §117a-117g tarkoitettut olennaiset tekniset vaatimukset”. Olennaisia teknisiä vaatimuksia ovat muun muassa käyttöturvallisuus, paloturvallisuus sekä rakenteen lujuus ja vakaus.

Rakenteita vahvistetaan, jos niiden kunto ei täytä niille asetettuja teknisiä vaatimuksia. Vahvistustarpeeseen voi johtaa rakenteiden ikääntymisestä aiheutuva vaurioituminen sekä käyttötarkoituksen tai muun muutoksen yhteydessä aiheutuva kuormituksen lisäys tai teknisten vaatimusten lisääntyminen. Tässä tutkimuksessa rakenteiden vahvistustarpeen aiheuttaa kuormituksen lisääntyminen, jolloin uusien ja vahvistettavien rakenteiden on täytettävä ympäristöministeriön asetuksen kantavista rakenteista (477/2014) pykälien §2-5 vaatimukset (A 477/2014 § 10). Rakenteiden tekniset vaatimukset täytyvät, kun ne suunnitellaan eurokoodin ja niitä koskevien ympäristöministeriön asetuksina annettujen kansallisten liitteiden mukaan (Ympäristöministeriö 2016).

Korjaus- ja muutostyölle on asetettava seuraamus-, toteutus- ja toleranssiluokka, jotka ohjaavat eurokoodien mukaista suunnittelua ja toteutusta. Vahvistettavan kohteen seuraamusluokka valitaan standardin SFS-EN 1990-1-1+A1+AC kansallisen liitteen mukaan. Seuraamusluokka määräytyy vahvistettavan rakenteen käyttötarkoituksen mukaan. Suunnitelmissa on myös ilmoitettava toteutusta koskevat vaatimukset tai toteutusluokka ja mahdollinen toleranssiluokka. Tämän tutkimuksen kohteena oleva rakenteiden jälkijännitys kuuluu aina toteutusluokkaan TL3 ja jänneteräket tiukempaan toleranssiluokkaa TL1 (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990+A1+AC-NA:2006 ja SFS-EN 13670:2010).

Rakenteen vahvistaminen jälkijännittämällä ulkoisia jänteitä on tehokas tapa kasvattaa rakenteen taivutuskapasiteettia, kun rakennekorkeutta ei voida kasvattaa (RIL 1988).

Korkeuden kasvattamisen voi estää esimerkiksi tila- ja asennusolosuhteet sekä toiminnalliset vaatimukset. Ulkoiset jänteet vaativat tilaa vahvistettavan rakenteen ympärillä, joten niiden esteetön kulku pitkin vahvistettavaa rakennetta on varmistettava. Vahvistettavien rakenteiden vierellä voi olla erilaisia kiinnityksiä ja talotekniikkaa, jotka asettavat reunaehdoja jänteiden kululle. Vahvistuksen lähtökohtana on aina itse rakennus, jolloin sen tutkiminen ja sen erityispiirteiden tunteminen ovat rakenteen vahvistuksen perusta. (RIL 1988)

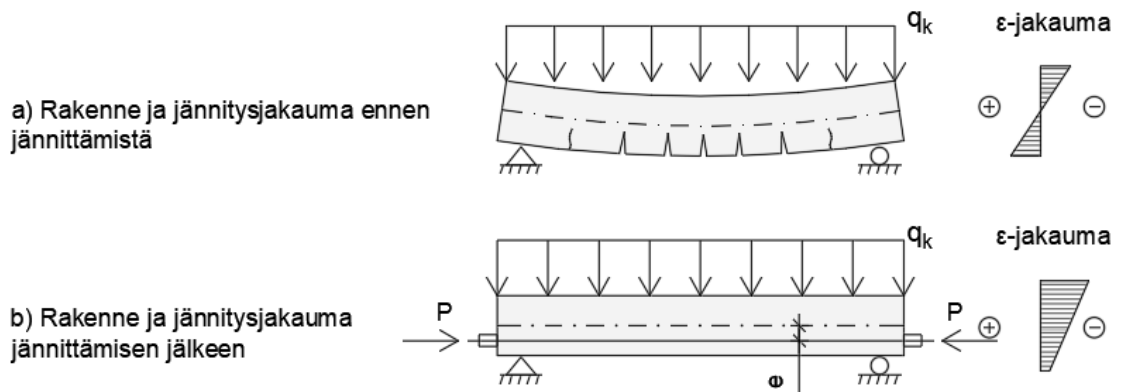
On olemassa useita erilaisia jälkijännitysmenetelmiä ja lukuisia tapoja toteuttaa jänteiden ankkurointi vahvistettavaan rakenteeseen. Rakenteita vahvistettaessa ulkoisilla jänteillä, jälkijännitettävät jänteet asennetaan vahvistettavan rakenteen ulkopuolelle ohjainten ja ankkurointikappaleiden avulla. Tapa, jolla rakenteita vahvistetaan, on riippuvainen vahvistettavasta kohteesta. Kohteen käyttötarkoitus ja vahvistuksen vaaditut ominaisuudet luovat reunaehdot vahvistuksen toteuttamiselle. Jäljelle voi jäädä kuitenkin useita menetelmiä, jotka toteuttavat kaikki reunaehdot. Tällöin on ratkaistava turvallisin ja tehokkain vaihtoehto.

Uuden ja vanhan rakenteen yhteistoiminta ja kuormien jakaantuminen on varmistettava huolellisesti, jotta vahvistuksesta mahdollisesti aiheutuvia haitallisia vaikutuksia ei esiintyisi. Haitallisia vaikutuksia voi esiintyä vahvistettavassa rakenteessa, jos jälkijännityksen aiheuttamia muodonmuutoksia ei ole ennakoitu. Vahvistettavan rakenteen muodonmuutokset, joita ovat esimerkiksi kaareutuminen, kiertyminen ja kutistuminen, voivat vaikuttaa niihin liittyviin rakenteisiin epäedullisesti. Jos vahvistettavassa rakenteessa esiintyy vaurioita, kuten betonin halkeilua tai lohkeilua, tulee ne korjata asianmukaisesti injektoimalla tai betonoimalla uudelleen ennen rakenteen vahvistamista. Tämä ehkäisee liiallisten muodonmuutosten syntymistä jännittäessä. (RIL 1988)

Rakenteen vahvistusmenetelmää valittaessa tulee olla tietoinen jännittämisen aiheuttamista vaikutuksista. Etenkin betonin tulee olla riittävän lujaa, jotta betonin puristuslujuutta ei ylitetä ankkurointialueella. (RIL 1988) Jos betonin puristuslujuus on hyvin pieni, ei rakenteen jännittäminen ole kannattavaa, koska puristusjännitys betonissa voi kasvaa liian suureksi ankkureiden kohdalla. Mikäli vahvistettava rakenne on hyvin jäykkä, ei jännevoima välttämättä siirry rakenteelle halutulla tavalla (RIL 174-4). Kuten rakenteiden vahvistamisessa yleensä, kuormitus ei siirry vahvistettavalle rakenteelle ilman muodonmuutosta, ja erittäin jäykällä rakenteella muodonmuutokset voivat olla hyvin pieniä.

2.2 Jännitetyn betonirakenteen toiminta

Jännitettyillä rakenteilla tarkoitetaan rakenteita, joihin on muodostettu jännitystila kuvan 1 mukaisesti jänneraudoitusta käyttäen. Jännitystila luodaan vähentämään tai kumoamaan ulkoisen kuorman aiheuttamaa vetojännitystä, jotta lopullisessa tilanteessa rakenteessa ei esiintyisi vetojännityksiä tai vetojännitykset ovat vähäisiä. Jännebetonirakenteilla tavoitellaan suurempaa kestävyyttä tai vaihtoehtoisesti hoikempaa rakennetta kuin teräsbetonirakenteilla. Jännitettyt rakenteet ovat tehokkainta toteuttaa halkeilemattomina käyttörajatilassa, jolloin rakenteen taivutusjäykkyyttä laskiessa voidaan käyttää hyödyksi rakenteen koko poikkileikkausta. Tällöin rakenteen taivutusjäykkyys on suurin mahdollinen, jolloin rakenteen taipuma on pienempi kuin halkeilleella poikkileikkauksella. (Leskelä 2008)



Kuva 1. Jännittämättömän ja jännitetyn teräsbetonirakenteen käyttäytyminen ja jännitysjaakauma.

Jännebetonirakenteen jännitystilaan vaikuttavat rakenteen omapaino, jännevoima ja ulkoinen kuormitus. Rakenteen jännitys halkeilemattoman palkin jokaisessa kohdassa voidaan laskea kaavalla

$$\sigma = -\frac{P}{A_c} \pm \frac{Pe y}{I} \pm \frac{M_g y}{I} \pm \frac{M_s y}{I} \quad , \quad (2.1)$$

missä

P on jännevoima

A_c on poikkileikkauksen bruttopinta-ala

e on jänteen epäkeskisyys neutraaliakselista

y on tarkasteltavan pisteen etäisyys neutraaliakselista

I on rakenteen jäyhyysmomentti

M_g on omapainosta aiheutuva momentti

M_s on käyttörajatilan ulkoisista kuormista aiheutuva momentti.

Jännitetyn rakenteen toimintaan vaikuttavat kaavan 2.1 mukaan punoskulun sijainti vahvistettavaan rakenteeseen nähden sekä jännevoiman valinta. Nämä kaksi parametria tulisi valita rakenteiden vahvistamisessa siten, että jännebetonirakenne olisi käyttökelpoinen ja turvallinen jokaisessa mahdollisessa kuormitustapauksessa. (Lin & Burns 1981) Tämän vuoksi jännitetyn betonirakenteen toiminta tulee tarkistaa jännitysvaiheessa, käyttörajatilassa ja murtorajatilassa haitallisten vaikutusten estämiseksi (Lin & Burns 1981). Ulkoisten jänteiden jännekulun ja jännevoiman valintaa ja vaikutusta rakenteen toimintaan käsitellään tässä tutkimuksessa jäljempänä.

2.3 Ulkoinen jälkijännitysmenetelmä

Ulkoinen jälkijännitysjärjestelmä koostuu jänteistä, korroosionsuojasta, ankkuroinnista, mahdollisista ohjaimista ja jännityskalustosta. Nämä vaikuttavat jännevoiman siirtymiseen jänteiltä rakenteeseen ja vahvistamisen tehokkuuteen. Tämän vuoksi jokaisen osan ominaisuudet ja vaikutus rakenteen toimintaan täytyy tuntea, jotta voidaan toteuttaa turvallinen ja tehokas ulkopuolinen jännevahvistus.

Ulkopuolinen jälkijännitysjärjestelmä voidaan toteuttaa korkealujuusteräksistä valmistetuista langoista, punoksista tai tangoista. Jänteiden korroosionsuojana on usein HDPE-putki (High Density Polyethylene -pipe), joka injektoidaan sementtillaastilla. Muoviputki voidaan jättää myös tyhjäksi, kun käytetään tartunnattomia punoksia eli rasvapunoksia. Jos vahvistettava rakenne on sisätiloissa, jänteiden korroosionsuoja ei ole välttämätön, mutta jänteet on suojattava mekaanisilta rasituksilta sekä tulipalolta. Jänteet ankkuroidaan erillisiä ankkurointiosia käyttäen vahvistettavaan rakenteeseen. Ankkurointiosat voivat olla joko esivalmistettuja ankkurointikappaleita tai erilaisia teräsosia. Jänteiden kulkuun rakenteen matkalla pystytään vaikuttamaan ohjainten avulla. Näin lisätään jänteiden epäkeskisyyttä ja vähennetään toisen kertaluvun vaikutuksia. Teräsjänteet jännitetään käyttäen hydraulisia tunkkeja, joille on varattava riittävä tila jänteiden takana.

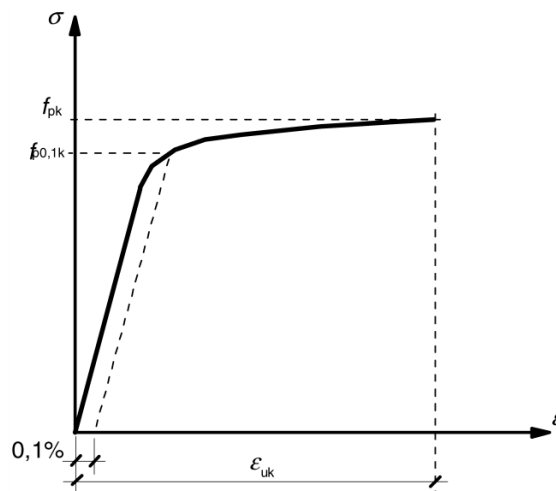
2.3.1 Jänneteräksset

Jänneteräksinä voidaan käyttää standardin prEN 10138, ETA:n (European Technical Assessment, eurooppalainen tekninen hyväksyntä) tai varmennustodistuksen mukaisia lankoja, punoksia tai tankoja (Liikennevirasto 2017). Suunnittelussa käytetään jänneteräksien materiaaliominaisuuksina tuotteen ETA:n tai varmennustodistuksen mukaisia arvoja, joista tärkeimmät ovat vetolujuus f_{pk} ja 0,1 % venymää vastaava vetolujuuden raja-arvo $f_{p0,1k}$. Taulukossa 1 on esitetty eräiden yleisempien punoksien ja tankojen materiaaliominaisuuksia. Relaksaatioluokat on valittu taulukkoon 1 standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015 mukaan.

Taulukko 1. Eräiden jänneterästen materiaaliominaisuuksia (ETA 10/ 0065:2016 ja ETA 05/0122:2013).

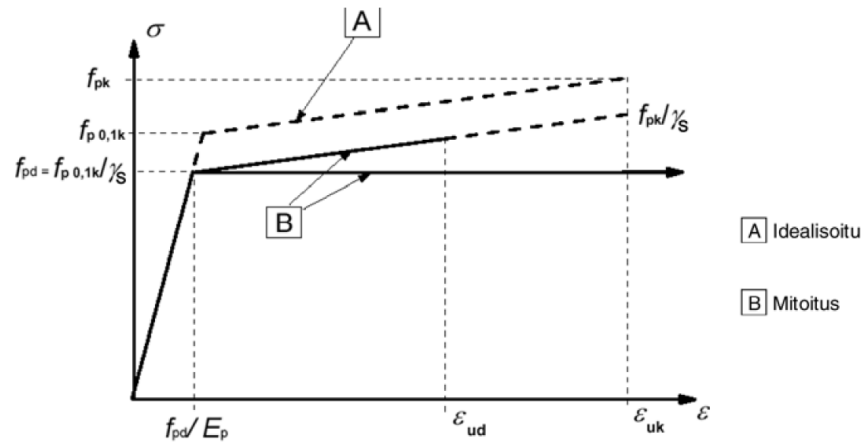
Punos-/tankotyyppi	$f_{p0,1k}/f_{pk}$ [MPa/MPa]	ϵ_{uk} [%]	E_p [GPa]	Relaksaatio- luokka	
Punokset	Y1770S7-15.7	1560/1770	>3,5	195	Luokka 2
	Y1860S7-15.7	1640/1860	>3,5	195	Luokka 2
Tangot	Y1030H-32E	835/1030	5,0	205	Luokka 3
	Y1050H-32WR	950/1050	5,0	205	Luokka 3

Punoksille voidaan yleisesti olettaa kimmokerroimen arvoksi 195 GPa sekä tangoille ja langoille 205 GPa. Todellinen kimmokerroin voi vaihdella hieman oletetusta arvosta valmistustavasta riippuen. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015) Jänneteräksien tyypillinen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja on kuvan 2 mukainen. Tarkempi yhteys määräytyy valmistustavan ja jänneterästyypin mukaan.



Kuva 2. Tyypillisen jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja ja merkinnät (SFS EN 1992-1-1+A1+AC:2015).

Mitoittaessa jänneteräksiä voidaan jännitys-venymäyhteyden kuvaajaa yksinkertaistaa kahdella tavalla kuvan 3 mukaan. Ensimmäisessä tavassa jännitys nousee aina venymän arvoon ϵ_{ud} asti. Standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kansallisessa liitteessä venymän ϵ_{ud} maksimiarvoksi on valittu 20 ‰. Toisessa tavassa jännitys on vakio 0,1-raja-arvon jälkeen ilman venymärajoitusta. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015) Jänneteräksiä mitoittaessa on suositeltavaa käyttää mallia, jossa teräsännitys on vakio myötörajan saavuttamisen jälkeen. Tällöin ei ole tarvetta rajoittaa rakenteen muodonmuutoksia. (Liikennevirasto 2017)



Kuva 3. Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymä kuvaaja ja mitoituskuvaajat (SFS EN 1992-1-1+A1+AC:2015).

Kuvassa 3 oleva jänneteräksen materiaaliosavarmuusluku γ_s määrittellään standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kansallisessa liitteessä. Materiaaliosavarmuusluku voidaan valita taulukosta 2. Taulukossa 2 esitettyä pienennettyä osavarmuuslukua voidaan käyttää, mikäli on käytössä standardin SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin materiaaliosavarmuuslukuna käytetään pienennettyä arvoa. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC) Pienennetyssä materiaaliosavarmuusluvussa oletetaan betoniteräksen sijainnin poikkeama pienemmäksi kuin suuremmassa osavarmuusluvussa. Pienennettyjä betoniteräksen osavarmuuslukuja voidaan käyttää rakenteiden vahvistamisessa, jos raudoituksen sijainti ja rakenteen mitatiedot ovat tutkittu olemassa olevasta rakenteesta.

Taulukko 2. Jänneteräksen ja betoniteräksen materiaaliosavarmuusluvut (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015, muokattu).

Materiaaliosavarmuusluku	Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	Pienennetty osavarmuusluku	Onnettomuustilanne
γ_s	1,15	1,1	1,0

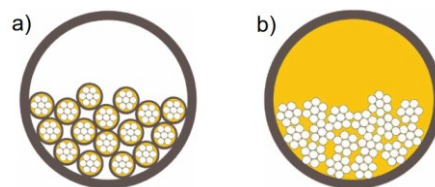
2.3.2 Suojaputket ja korroosion esto

Ulkoiset jänteet on suojattava mekaanisilta rasituksilta ja ympäristörasituksilta, kun ne ovat mahdollisia. Mekaaniset ja ympäristörasitukset voivat aiheuttaa vaurion jänteisiin, joka johtaa äkilliseen murtumiseen. Äkilliseen murtumiseen voi johtaa riittävän pitkälle edennyt jänteiden korroosio, joka pienentää jänteen poikkileikkausalaa ja lisää näin teräksessä olevaa jännitystä. Jänteiden, jotka ovat valmistettu korkealujuusteräksestä, on todettu olevan herkkiä korroosiolle (Asp et al. 2017). Jänteiden korkean vetojännitystilavuoksi myös erilaiset jännityskorroosiot mahdollistavat jännepunoksen lankojen säröilyyn

ja näin jätteiden poikkileikkauspinta-alan pienenemisen. Bentur et al. (2005) ovat esittäneet kattavasti teräksen korroosion muodostumisen syyt ja sen vaikutukset.

Ulkoiset jätteet voidaan suojata käyttämällä jätteiden ympärillä kotelorakenteita, jotka voivat olla teräs- tai HDPE-putkia. On tärkeää, että suojaputken ominaisuudet täyttävät käytön, mahdollisen injektoinnin sekä käsittelyn vaatimukset. (Corven ja Moreton 2013) HDPE-putket ovat yleistyneet niiden hinnan laskiessa. Niiden käsittely on helppoa, koska ne ovat erittäin kevyitä verrattuna teräkseen. (Bapat et al. 2010) Ulkoisessa jännitysmenetyksessä putki on usein sileä, sillä sen ei tarvitse tarttua ympäröivään rakenteeseen niin kuin sisäpuolelta jälkijännitetyt rakenteet. Suojaputken koko tulee valita käytetyn jätteen määrän mukaan. Nyrkkisääntönä voidaan pitää, että suojaputken vapaa pinta-ala on noin kaksi kertaa jätteiden poikkileikkausala. Tällöin putkeen jää riittävästi tilaa jätteille ja mahdolliselle injektoinnille. Jännejärjestelmien hyväksytyissä käyttöselostuksissa voidaan mainita suojaputken vähimmäiskoko käytetyn punosten lukumäärän mukaan.

Jätteiden korroosiosuojana käytetään yleensä sementtilaasti-injektointia suojaputkissa. Tällöin puhutaan usein tartunnallisista jätteistä, koska jätteet eivät pääse liikkumaan vapaasti suojaputkeen ja rakenteeseen nähden. Suojaputki voidaan myös injektoida rasvalla tai vahalla, mutta tämä on harvinaisempaa. Punoksina voidaan käyttää myös niin kutsuttuja rasvapunoksia. Rasvapunoksissa yksittäinen punos on kapseloitu muovilla ja kapseloinnin sisällä on terästä suojaavaa rasvaa tai vahaa. Nämä tartunnattomat jätteet voidaan vielä suojata sementti-injektoinnilla suojaputkessa, jotta kapseli ei vaurioituisi. Tartunnattomia jätteitä käytettäessä jätteet voivat vapaasti liikkua suojaputkeen ja rakenteeseen nähden. Kuvassa 4 on esitetty, kuinka rasvapunokset ja injektoidut jätteet asettuvat kaarevassa suojaputkessa. (Nordin 2004, Aeberhard et al. 1992)



Kuva 4. a) rasvapunoksien ja b) injektoidujen jätteiden asettuminen kaarevassa suojaputkessa (Konrad & Weiher 2006).

2.3.3 Ohjaimet

Ulkopuolinen jälkijännitys voidaan toteuttaa suorilla jätteillä, jotka ovat kiinni rakenteessa ainoastaan ankkurikappaleiden avulla, ja jätteiden muuttuvalla kululla. Muuttuvalla jätteiden kululla vaikutetaan jätteiden epäkeskisyyteen rakenteeseen nähden, jol-

loin voidaan muodostaa tehokkaammin ulkopuolisen kuorman kumoava jännitystila. Ohjainten tarkoitus on ohjata jänteiden kulkua pitkin vahvistettavaa rakennetta ja välittää jänteiden ohjausvoima rakenteelle. Ohjainten sijaintia suunniteltaessa on otettava huomioon jänteen pienin sallittu taivutussäde. Pienin mahdollinen taivutussäde voidaan ilmoittaa esimerkiksi jänteen ETA:ssa tai varmennustodistuksessa. Ohjausvoiman laskeentaa ja toisen kertaluvun vaikutuksia käsitellään luvussa 4.

Ohjaimet voidaan muodostaa teräksisestä putkesta, jotka on mahdollisesti upotettu betonivaluun tai erilaisista teräsosista kuten tämän tutkimuksen esimerkkirakenteen vahvistamisen tapauksessa. Jänteiden tarkastettavuutta helpottamiseksi erilaisten satulatyypisten ohjainten käyttö on suositeltavaa (Daly & Woodward 2004). Satulan tyyppisissä ohjaimissa jänneräkset kulkevat ohjaimen ylä- tai alapuolelta eikä umpinaisen putken läpi. Ohjaimina voivat toimia myös valmiit rakenneosat kuten väliseinät tai ulokkeet.

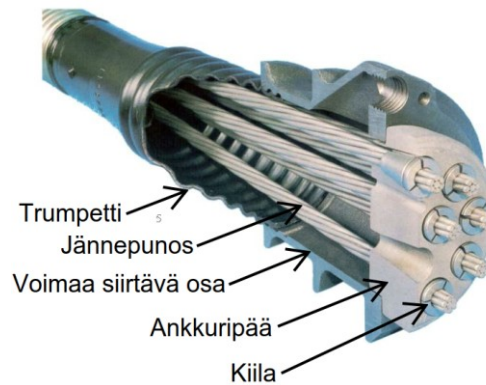
2.3.4 Ankkurointi

Ankkuroinnin tarkoitus on siirtää jänteessä vaikuttava voima vahvistettavalle rakenteelle. Jänteissä voi olla hyvinkin suuria voimia, jotka välittyvät puristusvoimana tai leikkausvoimana ankkurointikappaleen välityksellä rakenteeseen. Edullisinta on valita jännevoiman siirtyminen puristusvoimana vahvistettavan rakenteen päästä. Tämä ei ole aina mahdollista, jolloin ankkurointi kappale on asennettava esimerkiksi rakenteen alapuolelle tai sivulle. Tällöin ankkurointivoima siirtyy leikkausvoimana vahvistettavalle rakenteelle. Ankkurointikappaleen ja sen kiinnitys on oltava riittävän vahva, jotta vahvistettava rakenne toimii suunnitellusti.

Ulkopuolelta jälkijännitetyn rakenteen ankkurointi on mahdollista tehdä usealla eri tavalla. Ankkurointikappaleen valintaan vaikuttavat jännemenetelmän valinta, jännevoima ja vahvistettavan rakenteen ympärillä oleva tila. Ankkurointikappaleet voidaan jättää rakenteen ulkopuolelle tai ne voidaan upottaa betoniin. Ankkurointikappaleina voidaan käyttää rakenteen ulkopuolelle jääviä teräsosia, joihin jänteet kiinnitetään. Nämä teräsosat voidaan kiinnittää rakenteen päähän, päälle, sivulle tai alle. Punokset ankkuroidaan teräsosaan kiila-ankkureilla ja tangot muttereilla. (Corven & Moreton 2013)

Jos vahvistettavan rakenteen ympärillä on riittävästi tilaa, ankkurointikappaleena on mahdollista käyttää ankkurointikappaleita, jotka upotetaan betoniin. Betoniin upotettavia ankkureita, joissa ankkuroitava voima voi siirtyä kiilamaisen tai levymäisen kappaleen välityksellä, on esitetty kuvassa 5. Betoniin upotettavissa ankkureissa on mahdollista ankkuroida useita jänteitä kerralla. Useita jänteitä käytettäessä on kyseessä yleensä

suuret jännitysvoimat, jolloin rakenteeseen tarvitaan yleensä erillinen halkaisuraudoitus. (Dolan & Hamilton 2019)



Kuva 5. Ankkurointikappale, johon voidaan ankkuroida useampi jänne (Corven & Moreton 2013, muokattu).

2.3.5 Jännityskalusto

Jänneiden jännitys toteutetaan yleensä hydraulisilla tunkkeilla. Hydraulisia tunkkeja on olemassa useita eri malleja, joiden ominaisuudet vaihtelevat. Jänneitä jännitettäessä tunkkien tärkeimmät ominaisuudet ovat suurin sallittu vetovoima ja koko. Tunkit voidaan jakaa malleihin, joilla voi jännittää vain yhtä jännettä kerrallaan tai useampaa jännettä samaan aikaan. Myös useamman jänneen ryhmiä on mahdollista jännittää yksitellen, mutta silloin on otettava huomioon jännityshäviöt, jotka aiheutuvat jännittämismenettelystä.

Ulkoiset jänneet ja ankkurialueet on suunniteltava siten, että jänneet on mahdollista jännittää. Tämä tarkoittaa, että ankkurialueen takana on oltava riittävästi tilaa. Hydraulisten tunkkien käyttöselosteissa voidaan mainita tunkin tarvitsema vapaa tilan vähimmäismäärä. Tunkin tarvitsema vapaa tila vaihtelee tunkista riippuen noin 1,5 metristä 3 metriin. (Fortec Australia 2019, VSL 2013)

2.4 Ulkoisen vahvistamisen vahvuudet ja heikkoudet

Vahvistaminen ulkoisilla jänneillä on tehokas menetelmä kasvattamaan rakenteiden taiputuskapasiteettia (Beepy & Ghallab 2002). Jännittäminen myös pienentää huomattavasti rakenteen halkeilua ja taipumaa käyttörajatilassa (Said et al. 2015). Kapasiteettien kasvattamista voidaan säädellä jänneen epäkeskisyyden eli geometrian ja jännitysvoiman avulla.

Ulkoinen jännejärjestelmä on kevyt, jolloin se ei lisää merkittävästi rakenteen omapainoa. Jänneiden asentaminen on usein nopea asenta keveytensä johdosta vahvistetta-

van rakenteen ulkopuolelle. Koska ulkoiset jänteet voidaan asentaa myös rakenteen sivulle, alituskorkeutta ei tarvitse välttämättä madaltaa. Tämä voi olla merkittävä etu pysäköintitiloissa ja muissa ahtaissa tiloissa. Jänteet voivat kuitenkin olla haitaksi rakenteen ulkonäölle, jos vahvistusta ei voida piilottaa tai yhdistää rakenteen muotoiluun.

Ulkoisen vahvistusmenetelmän hyvä puoli on se, että sen kiinnitys vahvistettavaan rakenteeseen voidaan valita. Pyrkimällä sijoittamaan kiinnitysosat vaurioittamatta ole-massa olevia teräksiä ja kriittisiä pisteitä, vähennetään kiinnitysosien aiheuttamaa haittaa rakenteen toiminnassa. Toisaalta ulkoisen jännejärjestelmän ankkuroinnin ja ohjainten asentamisen toteuttaminen voi olla hankalaa, sillä niiden tulee välittää rakenteelle suuriakin voimia. Ankkuroinnin tai ohjaimen pettäessä ulkoinen jännejärjestelmä menettää äkillisesti kantavuutensa, joten nämä rakenteeseen liittyvät rakenteet on suunniteltava huolella. (Picard et al. 1995) Ankkurointi ja ohjainten paikat tulisi valita siten, että välitettävät voimat siirtyvät mahdollisimman luotettavasti rakenteeseen.

Ulkopuoliset jänteet ovat visuaalisesti hyvin havainnoitavissa. Käytettäessä jänteinä rasvapunoksia, voidaan yksittäiset punokset irrottaa tarkasteltavaksi ja jännittää uudelleen. (Miller 2016) Tartunnattoman jänteen katketessa menettää se kantavuutensa koko rakenteen matkalta. Voima katkenneessa tartunnallisessa jänteessä välittyy kuitenkin tartunnan avulla mahdollisiin toisiin jänteisiin ja voi toimia vielä täydellä kapasiteetillä toisessa poikkileikkauksessa (Asp et al. 2017). Katkeaminen voidaan havaita rakenteen kasvaneesta muodonmuutoksesta ja tarkastamalla rakenne esimerkiksi sähkömagneettiseen induktioon perustuvilla skannereilla tai ultraäänilaitteilla.

Ulkoisten jänteiden eräs heikkous on, että ne ovat alttiita mekaanisille vaurioille, tulipalolle ja ympäristörasituksille. Jänteiden huolellinen suojaaminen on siten tarpeellista äkillisen murtumisen ehkäisemiseksi. Ulkoiset jänteet voivat olla myös herkkiä värähtelylle, joten jänteiden vapaata pituutta tulisi rajoittaa. (Picard et al. 1995)

3. BETONIRAKENTEEN KANTAVUUDEN ARVIOINTI

3.1 Lähtötietojen selvittäminen

Ennen rakenteiden vahvistussuunnitelmien tekoa on rakenteiden lähtötiedot selvitettävä riittävällä tarkkuudella. Lähtötietoja voidaan kerätä vanhoja asiakirjoja tutkimalla, rakenteen visuaalisella tarkastuksella ja rakenteen kuntotutkimuksilla. Näiden menetelmien avulla saadaan rakenteesta lähtötietoja, joiden avulla voidaan tehdä kantavuusselvitys ja arvioida rakenteen toimintaa, kestävyyttä ja vahvistustarvetta. (Lahdensivu et al. 2013)

Vanhoista asiakirjoista, joita voivat olla esimerkiksi erityissuunnitelmat, toteutus- tai tarkastuspöytäkirjat, pyritään luomaan kokonaiskuva rakenteen toimintatavasta ja sen osista. Vanhoissa suunnitelmissa voidaan mainita rakenteen mittojen lisäksi suunnittelukuormat ja materiaalilujuudet. Vanhojen suunnitelmien ja toteutusasiakirjojen paikkaansa pitävyys on kuitenkin tarkastettava rakenteen kuntotutkimuksella, sillä alkuperäiset suunnitelmat eivät aina pidä paikkansa tai rakenteisiin on mahdollisesti tehty muutoksia, joita ei ole dokumentoitu. (RIL 1988)

Rakenteen silmämääräisessä tarkastelussa pyritään varmistamaan vanhojen suunnitelmien paikkaansa pitävyys ja mahdolliset vauriot. Mikäli vanhoja suunnitelmia tai muita asiakirjoja ei ole olemassa tai ne ovat puutteelliset, katselmuksen aikana on mahdollista havainnoida kuormien siirtymäreitit ja liittyvät rakenteet. Tämä voi joskus olla vaikeaa, koska kantavat rakenteet ja niiden liitokset ovat usein verhoiltu pintamateriaaleilla. Pintamateriaaleja on kannattavaa tässä vaiheessa poistaa pistemäisesti, jolloin voidaan varmistua verhoilun takana olevista kantavista rakenteista. Katselmuksen aikana on myös mahdollista tunnistaa rakenteen vahvistamiselle tarvittava tila ja kriittiset pisteet. Näin voidaan ennakoita hankalat kohdat ja sovittaa vahvistus rakenteen mukaan. (Lahdensivu et al. 2013)

Kuntotutkimuksessa pyritään systemaattisilla tutkimuksilla selvittämään rakenteen todellinen kunto. Tässä tutkimuksessa rakenteet oletetaan vaurioitumattomiksi, jolloin rakenteiden vaurioiden mahdollisia vaikutuksia rakenteen toimintaan ei tutkita. Kuntotutkimuksen laajuus ja tarkkuus tulisi valita tarpeellisuuden mukaan. Vaurioitumattoman rakenteen vahvistamisessa tarvittavia lähtötietoja ovat ainakin rakenteen mitat ja mahdolliset muodonmuutoksien suuruudet, esimerkiksi tasolasereilla mitattuna. Kun rakenteen kuormitus ja muodonmuutokset tunnetaan, voidaan arvioida rakenteen mekaanista käyttäytymistä. Betonin lujuutta voidaan arvioida rakenteesta otettujen poralieriönäytteiden

avulla tai lisäksi ainetta rikkomattomilla menetelmillä, kuten kimmovasaran avulla. Betoniterästen laatu, määrä, sijainti ja peitepaksuudet saadaan selville esimerkiksi käyttämällä sähkömagneettiseen induktioon perustuvia skannereita tai ultraäänilaitteita. Myös piikkaamalla betonia terästen päältä voidaan todentaa terästen koko, mutta ainetta rikkovana menetelmänä se ei ole suotavaa. (RIL 1988, Lahdensivu et al. 2013)

Vanhojen betonirakenteiden kantavuuden arvioinnissa on tapauskohtaisesti arvioitava materiaalien ominaislujuuksia ja asetettava ilmoitetuille ominaisuuksille materiaali-osavarmuuslukuja, joilla saavutetaan riittävä kokonaisvarmuus rakenteen kestävyydelle. Betonirakenteita vahvistettaessa on otettava huomioon rakentamisajankohdan materiaaliominaisuuksien vaihtelu valmistuksen epätarkkuuden vuoksi. Betonin ja betoniteräksen valmistamisessa on mahdollisesti suuriakin lujuusvaihteluita, jotka on otettava huomioon suunnitteluarvoissa. Betonin valmistus on ollut esimerkiksi vielä 50- ja 60-luvuilla hyvin epätarkkaa, jolloin yksittäisessä rakenteessa betonin puristuslujuus on voinut vaihdella hyvinkin paljon. Myös betoniteräksen ilmoitettu lujuus on voinut vaihdella valmistuserän mukaan kyseisellä aikakaudella.

Suomessa on mitoitettu rakenteita eurokoodin lisäksi sallittujen jännitysten -menetelmällä, joka perustuu kimmoteorian mukaiseen analyysiin rakenteen ominaiskuormilla. Rakennusmateriaalien sallittu jännitys on valittu siten, että materiaalien ominaislujuutta on pienennetty materiaalikohtaisilla osavarmuusluvuilla. Sallittujen jännitysten avulla on pyritty rajaamaan materiaalien käyttäytyminen kimmoiselle alueelle ominaiskuormien vaikuttaessa. 1950-luvulla betonin kuutiolujuuden osavarmuuslukuna on käytetty arvoa 3,0 ja betoniteräkselle taivutuksessa 1,8. Näihin arvoihin voidaan verrata eurokoodin määrittelemää betonin puristuslujuuden sallittua jännitystä kimmoteorian mukaiseen käyttäytymiseen pitkäaikaiskuormilla, joka on $0,45f_{ck}$. Tämä arvo vastaa kuutiolujuuden osavarmuuslukua $(0.45 \cdot 0.824)^{-1} \approx 2,7$ pitkäaikaiskuormille. (Arike 2017) Betoniteräksen sallittu jännitys kuvastaa rakenteen varmuutta taivutusmurtoa vastaan sallittujen jännitysten -menetelmässä, koska betoniteräksen lujuus vaikuttaa vahvasti rakenteen murtokapasiteettiin. Eurokoodin mukainen kokonaisvarmuus tavanomaiselle taivutetulle betonirakenteelle on pysyvien ja hyötykuorman välisestä suhteesta riippuen noin 1,5. Eurokoodin mukainen kokonaisvarmuus on näin ollen hieman pienempi. Vanhojen betonirakenteiden vahvistamisessa kokonaisvarmuutta on mahdollisesti kasvatettava tapauskohtaisesti. Eurokoodin mukaisien kuormien osavarmuuslukujen ja betoniteräksen sallittu jännityksen käyttäminen kasvattaa rakenteen kokonaisvarmuutta arvoon 2,3. Lisäksi on arvioitava erikseen, tarvitaanko betoniteräksen materiaali-osavarmuusluvulle eri arvot käyttörajatilassa ja murtorajatilassa plastisuusteorian mukaiseen analyysiin. (Arike 2017)

3.2 Betonin ominaisuudet

Betonin ominaisuuksista tärkein on puristuslujuus, joka antaa myös hyvän yleiskuvan betonin laadusta (Haavisto & Laaksonen 2018). Puristuslujuuden ja analyttisten kaavojen avulla voidaan määrittää betonin muut suunnittelussa käytettävät mekaaniset ominaisuudet, kuten vetolujuus ja kimmokerroin (Nykyri 2013). Betonin mekaaniset ominaisuudet vaikuttavat vahvistettavan kohteen rakenteelliseen toimintaan, joten suunnittelijan on valittava betonin suunnittelulujuus riittävän tarkasti. Suunnittelulujuudeksi voidaan valita rakenteen alkuperäinen suunnittelulujuus tai rakennekoekappaleiden avulla määritetty puristuslujuus.

3.2.1 Betonin puristus- ja taivutusvetolujuus

Eurokoodin mukainen suunnittelulujuus on määritelty 28 vuorokauden ikäisen betonin normikoekappaleen ominaislujuuden 5 %:n alafraktiilarvona, jota on vielä pienennetty osavarmuuskertoimilla. Puristuslujuus ilmoitetaan standardin SFS-EN 206-1 mukaan lieriölujuutena f_{ck} ja kuutiolujuutena $f_{ck,cube}$. Ennen eurokoodeja rakenteiden lujuus ilmoitettiin Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan kuutiolujuutena K . Vanhan rakenteen betoni voi kuitenkin kovettua vielä vuosia betonin valun jälkeen, mikäli rakenteessa on sitoutumatonta vettä ja reagoimatonta sementtiä. Betonin kovettumiseen ajan myötä vaikuttavat muun muassa sementtityyppi, vesi-sementti suhde, toteutus ja jälkihoito. Koska betonin lujuuteen vaikuttavia osatekijöitä on useita, olemassa olevan betonirakenteen lujuus on tarkastettava poralieriönäytteiden avulla tarkemman puristuslujuuden selvittämiseksi.

Rakenteesta voidaan määrittää betonin lujuus rakennekoekappaleiden avulla. Rakennekoekappaleet ovat poralieriönäytteitä, joita puristetaan asianomaisilla laitteilla puristuslujuuden selvittämiseksi. Näytekoekappaleiden lukumäärä on riippuvainen tutkittavan rakenteen tai rakenneosan laajuudesta ja tutkimuksen tarkoituksesta. Yksittäisen arvosteluerän betonin lujuuden arvioimiseen tarvitaan vähintään 3 kpl poralieriönäytteitä, jos näytteen halkaisija on ≥ 100 mm. Jos näytteen halkaisija on 50 mm, tarvitaan lujuuden riittävän luotettavaan arvioimiseen 9 kpl lieriönäytteitä. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti. (Husso 2019)

Rakenteen puristuslujuuden arvioinnissa voidaan käyttää kahta erilaista menetelmää riippuen poralieriönäytteiden määrästä. Kun rakennekoekappaleita on 3–14 kpl, voidaan käyttää kaavaa 3.1 rakenteen vertailuluvun määrittämiseksi. Tämä menettelytapa on sopeva, kun tutkimuksen tarkoitus on arvioida betonin puristuslujuutta rakenteesta korjaustoimenpiteitä tarkasteltaessa. (BY65) Kaavassa 3.1 olevan marginaaliluku valitaan taulukosta 3 poralieriönäytteiden lukumäärän mukaan.

$$f_{ck,is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n),is} - k \\ f_{is,min} + 4 \text{ MPa} \end{array} \right. , \quad (3.1)$$

missä

- $f_{ck,is}$ on betonin lujuuden vertailuarvo
 $f_{m(n),is}$ on rakennekoekappaleiden puristuslujuuksien keskiarvo
 $f_{is,min}$ on pienin mitattu puristuslujuus koekappaleista
 k on marginaaliluku, valitaan taulukosta 3.

Taulukko 3. Marginaaliluvun k :n määrittäminen (BY65).

Poralierionäytteiden lukumäärä	Marginaaliluku k [MPa]
10...14	5
7...9	6
3...6	7

Toista menettelytapaa voidaan käyttää, kun poralierionäytteitä on vähintään 15 kpl. Tämä menettelytapa on soveltuva osoittamaan betonin vaatimuksenmukaisuus. Tässä menettelytavassa rakenteen betonin lujuuden vertailuarvo määritetään kaavalla 3.2. (BY65)

$$f_{ck,is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n),is} - 1,48 * s \\ f_{is,min} + 4 \text{ MPa} \end{array} \right. , \quad (3.2)$$

missä

- s on koetulosten keskihajonta, kuitenkin ≥ 2 MPa.

Betonin osavarmuusluku koostuu normikoe-kappaleeseen ja todelliseen rakenteeseen vaikuttavista olosuhde-eroista sekä rakennejärjestelmän, rakenteen geometrian ja materiaalilujuuden epävarmuudesta, jotka kaikki vaikuttavat rakenteen kestävyteen. Normikoe-kappaleen ja todellisen rakenteen betonin lujuuden suhde on materiaaliosavarmuuslukua $\gamma_c = 1,5$ käytettäessä 1,15. Eli testatun betonin puristuslujuus voidaan muuttaa tämän avulla normikoe-kappaleen lujuutta vastaavaksi. Jos halutaan käyttää standardissa SFS-EN-1992-1-1+A1+AC mainittua pienennettyä osavarmuuslukua $\gamma_c = 1,35$, on normikoe-kappaleen ja testattavan betonin suhde oltava noin 1,1, koska betonin puristuslujuuden keskihajonta oletetaan pienemmäksi. Tällöin normikoe-kappaleen ja rakennekoekappaleen välinen ero puristuslujuudessa pienenee. (Haavisto & Laaksonen 2018)

Testatun betonin puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan, kun betonilieriöiden testattu puristuslujuus muutetaan ensin särmältäään 150 mm olevaa kuutiota vastaavaksi arvoksi. Tämän jälkeen lasketaan kuutiolujuuksien keskiarvo, jonka jälkeen betonin lujuuden vertailuarvo saadaan kaavalla 3.1 tai 3.2. Tämän jälkeen tulos muutetaan normikoe-kappaletta vastaavaksi arvoksi kertoimella 1,15 tai 1,1 riippuen käytetäänkö osavarmuuslukua $\gamma_c = 1,5$ vai 1,35. Normikoe-kappaletta vastaava lujuus muutetaan lopuksi vastaamaan lieriölujuutta Haaviston & Laaksosen (2018) mukaan betonin lujuudesta riippuvilla kaavoilla tai likimääräisellä kertoimella 0,828. (Haavisto & Laaksonen 2018) Lopuksi betonin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad , \quad (3.3)$$

missä

- α_{cc} on betonin puristuslujuuskerroin, Suomessa 0,85
- f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo
- γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku.

Nykyri (2013) esittää, että rakenteessa saavutettava puristuslujuus ei ole yksiselitteisesti sama kuin normikoe-kappaleista saatu tulos. Tämä johtuu siitä, että puristusalueen muoto, mitat ja mittasuhteet vaihtelevat. Tämän vuoksi betonin puristuslujuutena käytetään lieriölujuutta, koska tämä on todettu useiden tutkimusten avulla olevan varmallalla puolella rakenteiden mitoituksessa. Lisäksi nopeissa puristuslujuuskokeissa saadaan suurempia tuloksia kuin pitkäaikaisissa kokeissa. Näiden betonirakenteen epävarmuustekijöiden vuoksi Suomessa käytetään α_{cc} kertoimena arvoa 0,85. Eurokoodissa kertoimen suositusarvo on 1,0, jota perustellaan betonin lujuuden kasvulla 28 vuorokauden jälkeen. Lujuuden kasvun ajatellaan kompensoivan pitkän kuormitusajan ja rakenteen puristusalueen muodosta aiheutuva mahdollinen heikennys. (Nykyri 2013) Vahvistettavan rakenteen betonin lujuuden kehitys on todennäköisesti jo loppunut, joten sitä ei voida hyödyntää enää kompensoivana tekijänä.

Rakennetta vahvistettaessa jälkijännittämällä voidaan jännitysvaiheessa sallia vedetyssä pinnassa jännitys, joka on enintään betonin taivutusvetolujuuden suuruinen. Taivutusvetolujuus voidaan laskea kaavalla 3.4. Tällöin ei synny suuria halkeamia rakenteen pintaan, jotka vaikuttaisivat heikentävästi rakenteen toimintaa. Pienet halkeamat ovat lopputilanteessa puristettuina ja ne voidaan olettaa sulkeutuneeksi. Kun rakenteen yläpinnassa sallitaan vetojännityksiä jännityshetkellä, voidaan jänneteräksillä muodostaa suurempi ulkoisia kuormia kumoava voima, jolloin rakenteen kantokyky paranee. Kuitenkin on huomioitava vahvistettuun rakenteeseen liittyvät rakenteet, jotka eivät saa

vaurioitua jännittämisen seurauksena. Vahvistetun rakenteen kantavuuden analysointiin lopputilanteessa vaikuttaa rakenteen mahdollinen halkeilu. Halkeilun oletetaan tapahtuneen, jos betonin taivutusvetolujuus ylitetään tarkasteltavassa kuormitusyhdistelmässä.

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \begin{array}{l} f_{ctm} \\ \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) * f_{ctm} \end{array} \right. , \quad (3.4)$$

missä

h on rakenteen poikkileikkauksen korkeus. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015).

3.2.2 Kimmokerroin

Betonin muodonmuutokset alhaisilla jännitystasoilla ovat kimmoisia eli palautuvia puristusjännityksen ollessa alle $0,4 * f_{cm}$. Koska kimmokerrointa käytetään usein ainoastaan käyttörajatilatarkasteluissa, on betonin jännitystila usein alhainen, jolloin kimmokerroin kuvastaa hyvin jännitys-muodonmuutosyhteyttä. Betonin kimmokertoimelle voidaan määrittää kolme arvoa, jotka ovat sekanttimoduuli E_{cm} , tangentsmoduuli E_c ja kimmokerroimen mitoitussarvo E_{cd} . Sekanttimoduuli edustaa kimmokertoimen keskiarvoa välillä $0 \leq \sigma_c \leq 0,4 * f_{cm}$, tangentsmoduuli määritetään jännitys-venymäyhteyden origossa. Kimmokertoimen mitoitussarvoa käytetään esimerkiksi pilarin nurjahduksessa, jossa betonin jännitystila on suurempi kuin käyttörajatilassa. Sekanttimoduuli määritetään puristuslujuuden keskiarvon avulla kaavalla

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} * \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} . \quad (3.5)$$

Kaavalla 3.5 johdettu kimmokertoimen arvo sopii kvartsipohjaisille kiviaineksille. Jos runkoaineena käytetään muita kiviaineksia, kimmokertoimen sekanttimoduulin korjauskerroimet voidaan valita taulukosta 4. (Nykyri 2013)

Taulukko 4. Kimmokertoimen korjauskerroin (Nykyri 2013).

Kiviaines	Korjauskerroin
Basaltti	1,20
Kalkkikivi	0,90
Hiekkakivi	0,70

Tangenttimoduuli ja kimmokertoimen mitoitusarvo voidaan laskea sekanttimoduulista kaavoilla

$$E_c = 1,05 * E_{cm} \quad (3.6)$$

ja

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad , \quad (3.7)$$

missä

γ_{CE} on betonin kimmokertoimen osavarmuusluku, Suomessa 1,2. (Nykyri 2013).

3.2.3 Viruman ja kutistuman arviointi

Viruma on muodonmuutos, joka tapahtuu kuormitetussa rakenteessa ajan kuluessa. Viruman vaikutusta betonirakenteen toimintaan arvioidaan virumaluvun perusteella. Virumalukuun vaikuttavat useat eri tekijät, kuten betonin seosaineet, lujuusluokka, jälkihoito, rakenteen ikä kuormitushetkellä, ympäristön kosteus, rakenteen mitat sekä kuormituksen kesto ja suuruus. (Nykyri 2013) Osatekijöiden vaikutusta betonirakenteen toimintaan ei voida tuntea täsmällisesti, joten virumaluvun määrittämiseen on esitetty useita erilaisia tapoja. Tässä tutkimuksessa käytetään virumaluvun määrittämiseen standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC esittämää tapaa. Eurokoodin esittämä tapa antaa usein suurimman virumaluvun arvon kuin saksalainen DIN-normi tai betoninormi vuodelta 1980, joten eurokoodin arvo on varmalla puolella (Arike 2017).

Virumasta aiheutuvaa muodonmuutosta kuvataan standardissa SFS-EN 1992-1-1+A1+AC virumaluvulla $\varphi(t, t_0)$, joka liittyy betonin tangenttimoduuliin. Kun välitön venymä kerrotaan virumaluvulla, saadaan rakenteen virumamuodonmuutos ε_{cc} . Virumaluku voidaan määrittää likimääräisellä tarkkuudella standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kuvan 3.1 mukaan. Standardin SFS-EN 1992-1-1 Kuvassa 3.1 on esitetty käyrästöt betonin virumaluvun määrittämiseen sisätiloissa RH 50 % ja ulkotiloissa RH 80 %, kun betonin jännitys on pienempi kuin $0,45 * f_{ck}$ kuormituksen alkaessa. Viruma on lineaarista, jos betonin jännitys on pienempi kuin $0,45 * f_{ck}$ pitkäaikaisilla kuormilla. Jos virumaluvun määrittämiseen tarvitaan epälineaarista tarkastelua tai parempaan tarkkuuteen, laskentamenetelmä on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kohdassa 3.1.4 ja liitteessä A esimerkkilaskelman rakenteelle. Likimääräiseen tarkastelumenettelyyn vaikuttavat ympäristön kosteus, sementin laatu, betonin lujuusluokka ja rakenteen ikä kuormituksen alkaessa.

Vahvistettaessa vanhaa rakennetta voidaan viruman kehityksen olettaa usein loppuneen. Rakenteen kuormituksen lisääntyminen voi kasvattaa virumaa vahvistuksen jälkeen, jolloin kuormituksen lisäyksen vaikutus virumaan on tarkasteltava tapauskohtaisesti. Tehollinen kimmokerroin ottaa likimääräisesti huomioon viruman vaikutuksen muodonmuutoksiin. Tehollinen kimmokerroin määritetään tangenttimoduulin avulla kaavalla

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.8)$$

Betonin kokonaiskutistuma määritetään olevan kuivumiskutistuman ja sisäisen kutistuman summa (Nykyri 2013). Kutistuminen voi aiheuttaa rakenteen käyristymistä ja halkeilua, mikäli rakenteessa ei ole riittävästi raudoitusta tai rakenteen jälkihoitoa ei ole hoidettu riittävän hyvin. Tämän vuoksi rakenteisiin lisätään minimirauditus kutistuman haitallisten vaikutusten estämiseksi.

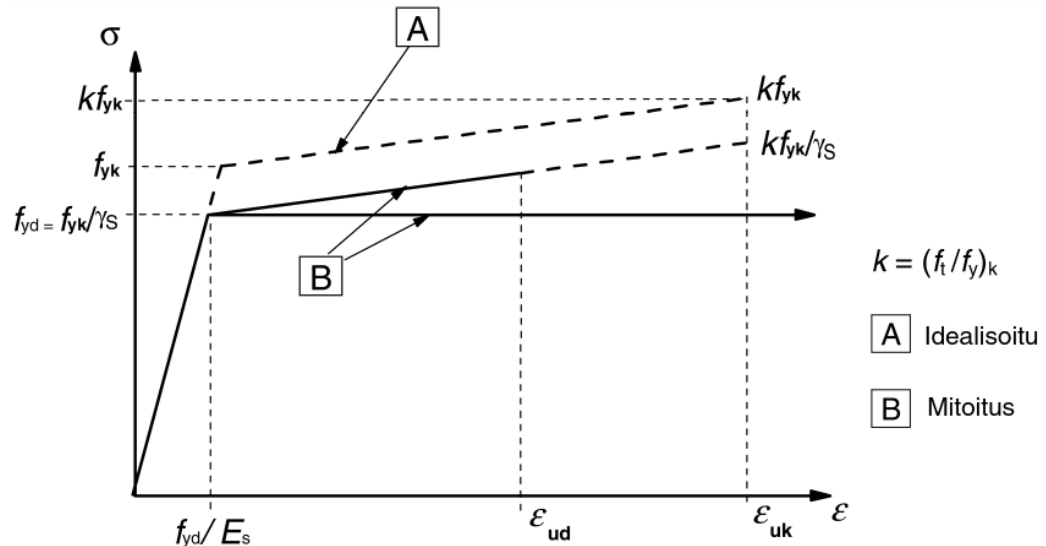
Kuivumiskutistuma ε_{sd} johtuu betonin huokosissa olevan veden haihtumisesta, jolloin betonin kiinteät osat pyrkivät lähemmäksi toisiaan. Kuivumiskutistumaan vaikuttavat vesisementtisuhde, rakenteen mitat ja ympäristön kosteus-tila. Kosteissa tiloissa sijaitsevat massiiviset rakenteet kutistuvat vähemmän kuin kuivissa tiloissa sijaitsevat ohuet betonirakenteet. Sisäinen kutistuma ε_{ca} aiheutuu, kun sementin hydrataatiotuotteiden tilavuus on pienempi kuin lähtöaineiden. Sisäisen kutistuman suuruus jää usein alle 0,2 ‰:n. Kokonaiskutistuma kasvaa ajan myötä. Kokonaiskutistuman kehittymistä ajanfunktiona on esitetty Liikenneviraston standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC soveltamisohjeessa NCCI2 (2017) kuvassa 3.3, jonka mukaan 80 % kokonaiskutistumasta on tapahtunut ennen rakenteen 6 vuoden ikää yleisillä muunnetun paksuuden arvoilla. Kyseisen kuvan perusteella voidaan olettaa vanhan rakenteen kutistuman olevan merkityksetön vahvistuksen suunnittelussa.

3.3 Betoniterästen ominaisuudet

Teräsbetonirakenteissa käytetyt teräslaadut vaihtelevat aikakausittain teräksen tuotannon kehittymisen seurauksena. Betonirakenteessa käytetyn teräksen laatu on mainittu usein suunnitteluasiakirjoissa. Betonirakenteen taivutuskapasiteettiin vaikuttavat teräksen materiaaliominaisuudet, joten rakenteen teräslaatu on tunnettava, jotta rakenteen laskennallinen taivutuskapasiteetti voidaan määrittää. Jos teräslaadun ominaisuuksia on syytä epäillä, on suoritettava teräksen murtovenymäkoe myötölujuuden toteamiseksi.

Betoniteräksen jännitys-venymäyhteys kuvassa 6 on samankaltainen kuin edellä esitetty jänneterästen kuvaaja. Myös betoniteräksen jännitys-venymäkuvajaa voidaan yksinker-

taistaa kahdella tavalla. Ensimmäisessä tavassa jännitys kasvaa teräksen myödon jälkeen aina venymän arvoon $\epsilon_{ud} = 10 \text{ ‰}$ asti. Toisessa tavassa jännitys pysyy vakiona teräksen myödon jälkeen, mutta venymä voi kasvaa rajattomasti. Betoniteräksen kimmokerrotimeksi E_s voidaan olettaa olevan 200 GPa. Todellinen kimmokerroin vaihtelee valmistustavan mukaan. Kuvassa 6 olevan kertoimen k arvo määritetään betonirautoitusten osalta standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC liitteessä C.



Kuva 6. Betoniteräksen jännitys-venymäyhteys (SFS-EN1992-1-1+A1+AC:2015).

Betonirakenteiden suunnittelussa käytetään usein mallia, jossa jännitys on vakio teräksen myödon jälkeen. Betoniteräksen myötölujittumisen huomioon ottava malli ei lisää oleellisesti raudoitteen kestävyyttä, koska myötörajan arvo on suhteellisen alhainen betoniteräksillä verrattuna korkealujuusteräksestä valmistettuihin jänneteräksiin. Näin ollen myötölujittuminen ei vaikuta merkittävästi poikkileikkauksen taivutuskapasiteettiin.

3.4 Tehollinen leveys

Tämän tutkimuksen kohteena ovat laattapalkistot, joissa palkkien päälle on valettu laatta usein yhtenäisellä betonivalulla. Laattapalkistossa palkit ja laatta toimivat yhtenäisenä rakenteena, jolloin kenttämomentin kohdalla puristuspinna on laatussa ja vetopinta palkin alaosassa. Tukimomentin kohdalla tilanne on päinvastoin. Laattapalkiston palkkien keskiövälillä voi olla niin suuri, että normaalivoimat jakaantuvat epätasaisesti puristuspinnoilla kuvien 7 ja 8 mukaisesti. Epätasainen kuormituksen jakaantuminen johtuu shear lag – ilmiöstä eli leikkausviiveestä. Leveälaippaisen T-poikkileikkauksen laippa ei enää käytä Euler-Bernoullin palkkiteorian mukaisesti vaan laipan poikkileikkaukset eivät säily tasoina ja syntyy leikkausmuodonmuutoksia. Vedetylle pinnalle aiheutuu vastaavalla tavalla epätasainen jännitysjaakauma.

Tehollinen leveys valitaan siten, että tehollisen leveyden matkalla oletetaan vaikuttavan maksimijännitys σ_{cd} , jonka puristusresultantti vastaa todellista tilannetta (MacGregor 1992). Laipan tehollinen leveys on riippuvainen poikkileikkauksen sijainnista, kuormituksen laadusta ja momentin 0-kohdista sekä palkin ja laatan mittasuhteista. Tehollista leveyden määrittämiseen on olemassa useita erilaisia tapoja, kuten esimerkiksi lähteessä ACI 318-08. Eurokoodin mukainen tehollinen leveys on ilmoitettu kaavojen 3.9-3.11 avulla. Laskentakaavojen avulla voidaan määrittää tehollinen leveys momentin 0-kohtien keskellä. Vetoautoitus sijoitetaan tukimomentin alueella tehollisen poikkileikkauksen alueelle (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015). Taivutuksesta aiheutuva puristuma jakaantuu tehollisen leveyden alueella kuvan 9 mukaan tasaisesti jakautuneelle kuormalle. Näin ollen taivutusvastus lasketaan tehollisen leveyden ja tehollisen leveyden mukaan määritetyn painopisteen mukaan. (Aalami 2001)

Standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukainen tehollinen leveys lasketaan kaavoilla

$$b_{eff} = \sum_{i=1}^2 b_{eff,i} + b_w \quad , \quad (3.9)$$

missä

$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1l_0 \leq 0,2 * l_0 \quad (3.10)$$

ja

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad , \quad (3.11)$$

missä

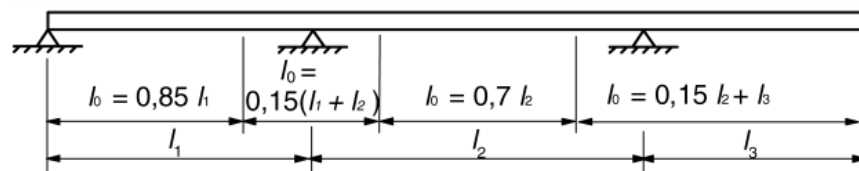
b_{eff} on tehollinen leveys, kuva 8

$b_{eff,i}$ on tehollinen leveys yhdellä puolella uumaa, kuva 8

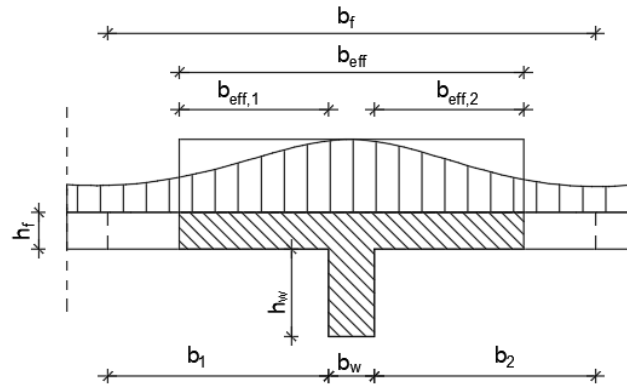
b_i on kuormitusleveys yhdellä puolella uumaa, kuva 8

b_w on uuman leveys, kuva 8

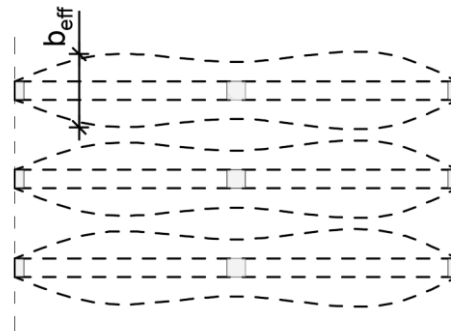
l_0 momentin nollakohtien välin pituus, kuva 7



Kuva 7. Mitan l_0 määrittäminen momentin 0-kohtien mukaan (SFS-EM 1992-1-1+A1+AC:2015).

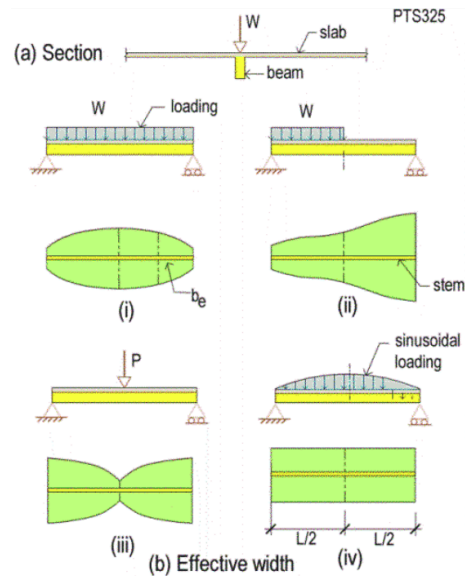


Kuva 8. Tehollisen leveyden parametrit ja puristusjännityksen jakaantuminen.



Kuva 9. Tehollinen leveys taivutuksessa 2-aukkoisessa palkissa tasaisesti jakautuneelle kuormalle (Aalami 2001, muokattu).

Eurokoodi ei ota huomioon tehollisen leveyden laskennassa laipan korkeutta. Vanhoissa betonirakenteissa laatta on usein erittäin ohut verrattuna koko rakenteen mittasuhteisiin. Tällöin on syytä epäillä puristusjännityksen jakautumista kokonaan eurokoodin mukaan määritetylle alueelle. Tehollinen leveys on näissä tapauksissa mahdollisesti rajoitettava pienempään arvoon. Eurokoodi ei myöskään huomioi rakenteen kuormituksen laatua. Rakenteen tehollinen leveys on riippuvainen leikkausvoimasta, johon kuormituksen laatu ja jännevoima vaikuttavat. Kuormituksen laadun vaikutus teholliseen leveyteen on esitetty kuvassa 10. Tehollinen leveys voidaan määrittää tarkemmin elementtimenetelmään perustuvilla FEM-ohjelmilla.



Kuva 10. Rakenteen kuormituksen vaikutus teholliseen leveyteen (Aalami 2017).

3.5 Laipan leikkautuminen

Laattapalkisto toimii yhtenäisenä rakenteena, jos laippaosa ei leikkaudu irti ennen rakenteen murtoa. Laipan leikkautuminen aiheutuu laipan ja uuman voimaresultanttien sijaitessa toisiinsa nähden eri linjassa. Tämä aiheuttaa laipan ja uuman väliin leikkausrasitusta palkin suunnassa kuvan 11 mukaan. Pituussuuntainen leikkausvuon suuruus pituusyksikköä kohdin yhdellä puolella uumaa lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan kaavalla

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_{Ed}}{h_f * \Delta x} \quad , \quad (3.12)$$

missä

ΔF_{Ed} on normaalivoiman muutos matkalla Δx

h_f on laipan paksuus uuman ja laipan liitoksen kohdalla

Δx on tarkastelupituus. Suurin mahdollinen tarkastelupituus on momentin maksimin ja 0-kohdan välin puolikas.

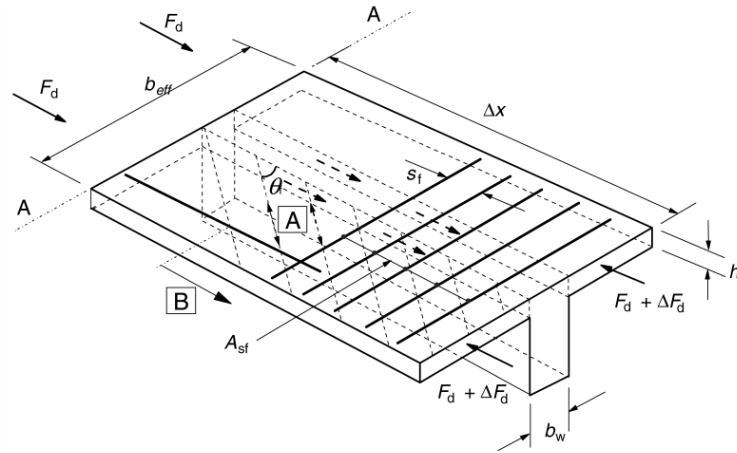
Leikkausvuon vaatima poikittaisraudoitus voidaan laskea kaavalla

$$A_{sf} = \frac{\Delta v_{Ed} * h_f}{f_{yd} * \cot(\theta_f)} \quad , \quad (3.13)$$

missä

θ_f on betonin puristussauvan kulma

f_{yd} on teräksen mitoitusvetolujuus



Kuva 11. Laipan leikkautumisen parametrit (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015).

Vastaavalla tavalla voidaan laskea leikkausvuo tukimomentin kohdalla, jolloin vetoresultantti laipassa sijaitsee eri linjalla kuin puristusresultantti palkissa. Palkin kohdalla on usein myös laatan tukimomenttia vastaava raudoitus, jota voidaan käyttää hyväksi laipan leikkautumisessa. Lisäksi betonin puristuskestävyyden on oltava suurempi kuin mitoitettava leikkausvuo kaavan 3.14 mukaan.

$$v_{Ed} \leq v_1 f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad . \quad (3.14)$$

4. ULKOISILLA JÄNTEILLÄ VAHVISTETUN RAKENTEEEN SUUNNITTELU

4.1 Jännevoiman määrittäminen

Ulkoisen jälkijännitysjärjestelmän valintaan vaikuttavat vahvistettavan rakenteen ominaisuudet ja vahvistustarve. Jälkijännitysjärjestelmän suunnittelun lähtökohtana on kumota tehokkaasti ulkoisista kuormituksista aiheutuvia rasituksia jännekulun ja jännevoiman avulla. Kuvassa 12 on esitetty erilaisia vaihtoehtoja jännekululle, mutta jänneteräksenä voidaan käyttää joko korkealujuus teräksestä valmistettuja tankoja tai punoksia, jotka tuovat menetelmän valintaan lisää vaihtoehtoja. Jännekulun valinta ja erityisesti jänteen epäkeskeisyys kriittisissä pisteissä vaikuttavat tarvittavan jännevoiman määrittämiseen.

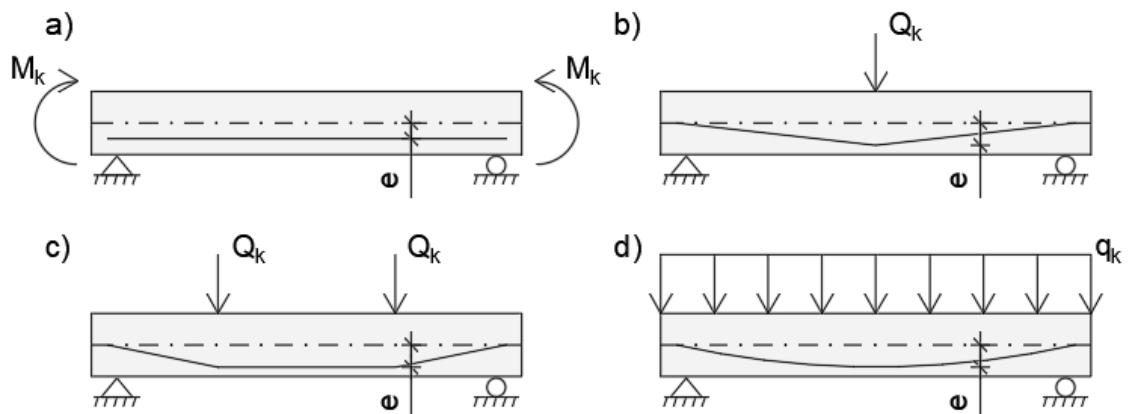
Ulkopuoliset jänteet eroavat sisäpuolisista jänteistä siten, että ne ovat kiinni rakenteessa vain ankkureiden ja ohjainten kohdalta. Näiden välillä jänteet voivat liikkua vapaasti toisin kuin sisäpuoliset jänteet, joiden ympärille on betonia. Tämän vuoksi ulkopuolisten jänteiden muodonmuutoksen ei voida olettaa olevan sama kuin poikkileikkauksen muodonmuutoksen. Ohjainten määrää ja sijaintia vaihtamalla voidaan vaikuttaa erään rakenteen poikkileikkauksen ja jänteen muodonmuutoksen väliseen yhteyteen. (Decheng 2009)

Jännevoiman määrittäminen oikein on ratkaiseva tekijä, jotta rakenne toimii oikein jokaisessa rakenteeseen vaikuttavassa kuormitusyhdistelmässä. Jännevoiman ja jänteen epäkeskisyyden valinnassa voidaan käyttää hyväksi voimien tasapainomenetelmää, graafista menetelmää ja rakenteen sydänkuviota. Jännevoiman valintaan vaikuttavat vahvistettavat ominaisuudet ja jännekulku. Jännekulku on hyödyllisintä valita ensimmäiseksi ja usein mahdollisimman epäkeskeisesti rakenteeseen nähden, jolloin jännevoiman hyödyntäminen on tehokkainta. Rakenteiden vahvistamisessa tulisi pyrkiä mahdollisimman pieneen jännevoimaan, jolla rakennetta koskevat vaatimukset täyttyvät. Tällöin on usein kyseessä osittain jännitetty rakenne. Osittain jännitettyssä rakenteessa voi käyttörajatilassa esiintyä vetojännityksiä, jotka aiheuttavat halkeamia rakenteeseen.

4.1.1 Voimien tasapainomenetelmä

Ulkoisen jännekulun valinta vaikuttaa ohjaisvoiman vaikutuskohtiin ja voimakkuuteen. Ohjaisvoima voidaan valita siten, että sen aiheuttama ohjausvoima muodostaa ulkoiselle kuormitukselle vastakkaisen momentin. Tällöin on kyse kuormien tasapainomenetelmästä. (Lin 1963) Kuormien tasapainomenetelmässä pyritään kumoamaan ulkoisesta kuormituksesta aiheutuva rasitus jänneteräksille, jotka muodostavat saman muotoisen,

mutta vastakkaisuuntaisen momenttipinnan kuin ulkopuolinen kuormitus. Ulkoisella kuormituksella kuitenkin on harvoin kiinteää arvoa, jolloin rakenne on kannattavaa tasapainottaa rakenteen omapainolle ja osalle hyötykuormaa (Paasikallio et al. 1989). Kwan ja Ng (2006) esittävät tutkimuksessaan seuraavat kaksi ohjetta tasapainotettavia kuormia määrittäessä. Jos rakenteen omapainon suhde hyötykuormaan on suuri, on kannattavaa tasapainottaa vain omapaino. Kun hyötykuorma on suuri verrattuna rakenteen omapainoon, on tasapainotettava myös osa hyötykuormasta. Tasapainotettavan osan valinta hyötykuormasta on iteratiivinen prosessi, jossa etsitään tilanne, joka ei aiheuta haitallisia jännityksiä, halkeilua tai taipumia kriittisissä pisteissä eri kuormitusyhdistelmissä. Esimerkkejä voimien tasapainomenetelmästä on esitetty kuvassa 12, jossa kuormituksen tyyppin vaihtuessa myös optimaalisin jännekulku vaihtuu. (Decheng 2009)



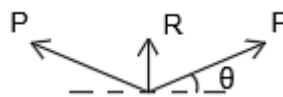
Kuva 12. Kuormien tasapainotusmenetelmän havainnointi.

Kuvassa 12a ulkoinen vahvistus on toteutettu suoralla jännteellä, joka on kiinnitetty palkin päihin. Oletetaan jännteellä olevan epäkeskisyys e palkin painopiste akseliin nähden. Jännevoimasta palkille aiheutuva tasainen momenttijakauma M_P voidaan laskea kaavalla

$$M_P = P * e \quad . \quad (4.1)$$

Kuvassa 12b jänne on taivutettu pistekuorman kohdalla, joka sijaitsee kuvassa palkin jännevälin keskellä. Jos jänteen ja palkin välinen kulma on θ ja jännteessä vaikuttaa jännevoima P , ohjausvoima taivutuksen kohdalla voidaan johtaa kuvan 13 vapaakappalekuvioista. Ohjausvoima voidaan määrittää mekaniikan sääntöjä noudattaen muotoon

$$R = 2 * P * \sin \theta \quad . \quad (4.2)$$



Kuva 13. Vapaakappalekuva kuvasta 12b.

Jos kulma θ on pieni, pätee $\sin(\theta) \approx \tan(\theta)$ ja $\cos(\theta) \approx 1$. Näin ollen kaava 4.2 voidaan kirjoittaa muodossa

$$R = \frac{4 * P * e}{L} \quad (4.3)$$

Kuvassa 12c jänne on taivutettu molempien pistekuormien kohdalta, jotka sijaitsevat kuvassa palkin kolmannespisteissä. Ohjausvoima pistekuorman kohdalla voidaan määrittää samaa periaatetta käyttämällä kuin edellisessä kohdassa. Ohjausvoima pistekuorman kohdalla voidaan määrittää kaavalla

$$R = P * \sin \theta \quad (4.4)$$

ja edelleen

$$R = \frac{P * e}{l} \quad (4.5)$$

missä

l on jänneen taitekohdan etäisyys lähimmästä tuesta.

Kuvassa 12d on esitetty kaareva punoskulku. Ohjausvoima kaarevalle punoskululle voidaan laskea Paasikallion et al. (1989) mukaan kaavalla

$$r = \frac{8 * P * e}{L^2} \quad (4.6)$$

missä

L on rakenteen jänneväli.

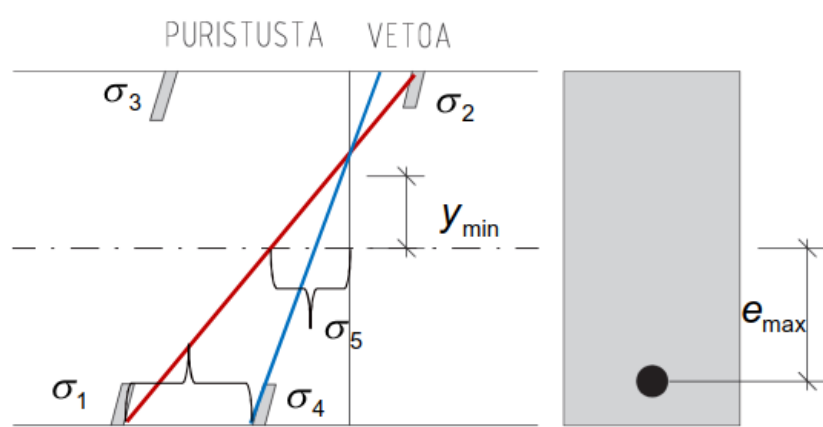
Edellä on käsitelty ohjausvoiman määrittämistä jänneen taitekohdissa. Ohjausvoimat aiheuttavat rakenteeseen sisäisen momentin, joka voidaan myös määrittää suoraan jännevoiman ja jänneen epäkeskisyyden avulla. Kuvan 12d mukaista kaarevaa punoskulkua on käytännössä mahdotonta saavuttaa rakenteiden ulkopuolisessa vahvistamisessa. Tämän vuoksi kuvan 12c mukainen ratkaisu on usein edullisin vaihtoehto myös tasaisesti jakautuneen kuormituksen kumoamisessa.

4.1.2 Graafinen menetelmä ja sydänkuvio

Eräs menetelmä jännevoiman määrittämiseen on niin kutsuttu graafinen menetelmä. Tätä graafista menetelmää käytetään usein esijännitettyjen rakenteiden suurimman jännevoiman määrittämiseksi, mutta sitä voidaan myös soveltaa rakenteiden vahvistamisessa. Menetelmän lähtökohtana on täysin jännitetty rakenne, jossa ei esiinny lopputilanteessa vetojännityksiä tai ne ovat vähäisiä. Rakenteiden vahvistamisessa suurimman

mahdollisen jännevoiman käyttäminen ei ole yleensä kannattavaa vaan usein riittää pienempi jännevoima rakenteen kantavuuden parantamiseen. Tällöin graafinen menetelmä ei ole sopivin vaihtoehto jännevoiman valintaan. Graafinen menetelmä on kuitenkin tarpeellinen työkalu, jos rakenteesta halutaan tehdä täysin jännitetty tai halkeilematon esimerkiksi rakenteen käyttötarkoituksen muutoksen johdosta. Tässä tutkimuksessa käydään läpi graafisen menetelmän periaate, jota voidaan käyttää hyväksi jännevoiman valinnassa.

Graafisessa menetelmässä määritetään yhteensä neljä jännitystilaa, joita ovat rakenteen ala- ja yläpinnan suurimmat mahdolliset veto- ja puristusjännitykset rakenteen jännitys- ja loppuvaiheessa. Jännitysrajat on esitetty kuvassa 14 aukkomomentin kohdalla. Suurin mahdollinen jännevoima määritetään olevan σ_5 kuvan 14 mukaan.



Kuva 14. Jännitysrajatilat palkissa aukkomomentin kohdalla (Kytölä 2018).

Kuvassa 14 esitetyt jännitykset määritetään kaavojen 4.7-4.10 avulla. Jännitysrajojen määrittämisessä käytettyjen jännityksien arvot voivat vaihdella jännitettävän rakenteen, reunaehtojen ja jännitysajankohdan mukaan. Esimerkiksi rakenteiden vahvistamisessa ei ole välttämätöntä rajoittaa rakenteen alapinnan vetojännityksiä. Tällöin rakenteen käyttörajatila tarkasteluissa otetaan huomioon halkeamaleveys ja rakenteen taipuma.

$$\sigma_1 = \sigma_{c,0} + \sigma_{t,g} \quad , \quad (4.7)$$

missä

σ_1 on suurin mahdollinen jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys palkin alareunassa

$\sigma_{c,0}$ on betonin suurin sallittu puristusjännitys laukaisussa

$\sigma_{t,g}$ on rakenteen jännityksen aikaisen kuorma aiheuttama vetojännitys palkin alapinnassa.

$$\sigma_2 = \sigma_{ct,0} + \sigma_{c,g} \quad , \quad (4.8)$$

missä

σ_2 on suurin mahdollinen jännevoimasta aiheutuva vetojännitys laukaisussa palkin yläpinnassa

$\sigma_{ct,0}$ on betonin suurin sallittu vetojännitys jännittäessä

$\sigma_{c,g}$ on rakenteen omapainosta aiheutuva puristusjännitys.

$$\sigma_3 = \sigma_{c,\infty} - \sigma_{c,qp} \quad , \quad (4.9)$$

missä

σ_3 on suurin mahdollinen jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys palkin yläreunassa

$\sigma_{c,\infty}$ on betonin suurin sallittu puristusjännitys lopputilanteessa

$\sigma_{c,qp}$ on rakenteen pitkäaikaiskuormista aiheutuva puristusjännitys.

$$\sigma_4 = \sigma_{t,qp} - \sigma_{ct,\infty} \quad , \quad (4.10)$$

missä

σ_4 on pienin mahdollinen jännevoimasta aiheutuva puristusjännitys palkin alareunassa

$\sigma_{t,qp}$ on rakenteen pitkäaikaiskuormista aiheutuva vetojännitys

$\sigma_{ct,\infty}$ on betonin suurin mahdollinen vetojännitys lopputilanteessa. (Kytölä 2018)

Jännitysraja-arvojen määrittämisen jälkeen voidaan määrittää jännityskuvaajasta σ_5 yhdenmuotoisten kolmioiden ja puristuspinnan korkeuden avulla. Tämän jälkeen suurin mahdollinen jännevoima voidaan ratkaista kaavasta

$$P_0 = \sigma_5 * A_c \quad . \quad (4.11)$$

Rakenteen poikkileikkauksen sydänkuvion avulla voidaan määrittää jänteen suurin mahdollinen epäkeskisyys jännittämistilanteessa ja pienin mahdollinen epäkeskisyys lopputilanteessa, kun jännevoima tunnetaan. Epäkeskisyyden raja-arvot voidaan ratkaista edellä määritettyjen jännitysrajojen ja poikkileikkauksen ominaisuuksien avulla jännitys- ja loppuvaiheessa kaavojen 4.12-4.15 avulla. Raja-arvoihin vaikuttavat jännityshetken ja lopputilanteen kuormitukset, joiden ero voi olla merkittävä. Sydänkuviolla voidaan ratkaista jännekululle soveltuva epäkeskisyys valitulle jännevoimalle.

$$e \leq \frac{M_g + W_{top} \left(\frac{P_{m,0}}{A_c} + \sigma_{t,0} \right)}{P_{m,0}} . \quad (4.12)$$

missä

M_g on jännityksen aikaisesta kuormasta aiheutuva momentti

W_{top} on rakenteen taivutusvastus yläpinnan suhteen.

$$e \leq \frac{M_g + W_{bot} \left(-\frac{P_{m,0}}{A_c} + \sigma_{c,0} \right)}{P_{m,0}} . \quad (4.13)$$

missä

W_{bot} on rakenteen taivutusvastus alapinnan suhteen.

$$e \geq \frac{M_{qp} - W_{top} \left(-\frac{P_{m,\infty}}{A_c} + \sigma_{ct,\infty} \right)}{P_{m,\infty}} . \quad (4.14)$$

missä

M_{qp} on rakenteen pitkäaikaiskuormista aiheutuva momentti.

$$e \geq \frac{M_{qp} - W_{bot} \left(\frac{P_{m,\infty}}{A_c} + \sigma_{ct,\infty} \right)}{P_{m,\infty}} . \quad (Kytölä 2018) \quad (4.15)$$

4.1.3 Jännevoiman määrittäminen vahvistettavan ominaisuuden mukaan

Vahvistettavassa rakenteessa voi olla rajoittavia ominaisuuksia, jotka eivät täytä rakenteelle asetettuja vaatimuksia. Rajoittavia ominaisuuksia ovat murtorajatilassa ja käyttörajatilassa tarkastettavat ehdot. Vanhoissa rakenteissa voi olla myös niin kutsuttuja tyyppivirheitä, joita ei ole osattu huomioida vanhoissa suunnittelunormeissa, tai uudet suunnittelunormit asettavat rakenteille tiukempia vaatimuksia.

Käyttörajatilan ehtojen parantamisessa ulkoisilla jänteillä käytetään hyväksi kuormien tasapainomenetelmää. Jänneteräksestä aiheutuva kumoava kuormitus alentaa rakenteen rasituksia ja siten betonin sekä vetorausituksen jännityksiä. Jänneteräs aiheuttaa myös rakenteeseen kohdistuvan puristavan voiman, joka pienentää rakenteen vetojännityksiä. Tällöin rakenteen taipuma, halkeamaleveys ja rakenteen vedetyn reunan jännitykset pienenevät. Suoraa menetelmää oikean jännevoiman ratkaisemiseksi käyttörajatilan ehtojen toteuttamiseksi ei ole olemassa. Jos rakenne on kelpoinen käyttörajatilassa nykyisillä

kuormilla ja rakenteeseen kohdistuu kuormituksen lisäys, on kuormaa mahdollisesti tasapainotettava, jotta käyttörajatilan ehdot täyttyvät. Tällöin tasapainotettavaksi kuormaksi voidaan valita esimerkiksi lisääntynyt kuormitus.

Rakenteen murtorajatilan taivutuskestävyys paranee kuormien tasapainomenetelmän vaikutuksesta sekä lisääntyneestä teräsmäärästä. Lisääntynyt teräsmäärä otetaan huomioon määritettäessä rakenteen sisäistä voimatasapainoa kaavan 4.16 mukaan ja määritettäessä rakenteen momenttikapasiteettia kaavan 4.24 avulla. Näiden yhtälöiden avulla voidaan arvioida tarvittava tunkkausvoima, kun rakenteen suunnittelukuorma ja rakenteen taivutuskapasiteetti tunnetaan. Mitoitusmenetelmä perustuu plastisuusteoriaan, kun betonin tehollinen puristuspuunnan korkeus sijaitsee laipassa. Luvussa 4.5.1 on esitetty taivutuskapasiteetin laskenta, kun tehollisen puristuspuunnan korkeus sijaitsee uumassa. Rakenteen sisäinen tasapaino voidaan ratkaista kaavasta

$$F_c = F_s + P_d \quad , \quad (4.16)$$

missä

$$F_c = \lambda * x * b * f_{cd} \quad (4.17)$$

ja

$$F_s + P_d = f_{yd}A_s + f_pA_p \quad , \quad (4.18)$$

joissa

λ on kerroin, joka huomioi betonin tehollisen puristusalueen korkeuden, kun $f_{ck} \leq C50/55$ $\lambda = 0,8$

x on betonin puristusalueen korkeus

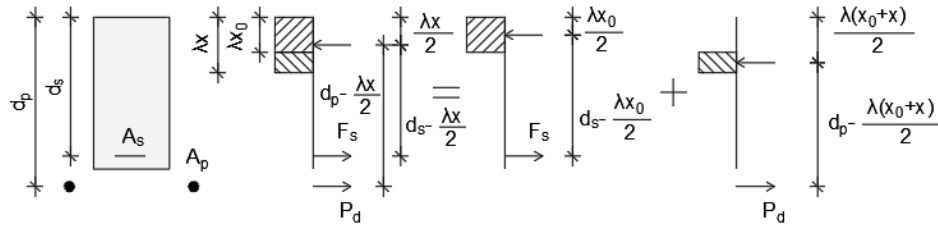
f_{yd} on betoniterästen myötöjännityksen suunnitteluarvo

f_p on jänneteräksen lopullinen jännitys murtorajatilassa.

Kaavan 4.16 tasapainoehdosta voidaan ratkaista rakenteen puristuspuunnan korkeus kaavalla

$$x = \frac{F_s + P_d}{\lambda f_{cd} b_{eff}} \quad . \quad (4.19)$$

Kaavan 4.19 avulla voidaan myös ratkaista vahvistamattoman rakenteen puristuspuunnan korkeus x_0 , kun termi P_d jätetään yhtälöstä pois. Kuvassa 15 on havainnollistettu ulkoisten jänteiden tuottamaa momenttikapasiteetin kasvua.



Kuva 15. Murtorajatilan voimatasapaino. (Tan & DeCheng 2009, muokattu)

Tarvittava momenttikapasiteetin kasvu voidaan määrittää kaavalla

$$\Delta M_{Rd} = M_{Ed} - M_{Rd} - P_{m,\infty} e \quad , \quad (4.20)$$

missä

- M_{Ed} on mitoittava taivutusmomentti huomioimatta jänneteräksien vaikutusta
- M_{Rd} on rakenteen taivutuskestävyys vahvistamattomana
- $P_{m,\infty}$ on jänneteräksissä vaikuttava keskimääräinen voima
- e on jänneteräksien epäkeskeisyys
- ΔM_{Rd} on jänneteräksien lisäämä taivutuskestävyys.

Jänneteräksien lisäämä taivutuskestävyys murtorajatilassa voidaan määrittää kuvan 15 mukaan kaavalla

$$\Delta M_{Rd} = P_d \left(d_p - \frac{\lambda(x_0 + x)}{2} \right) \quad , \quad (4.21)$$

missä jänteen lopullinen voima P_d murtorajatilassa voidaan ratkaista kaavasta

$$P_d = P_{m,\infty} + \Delta P_d \quad , \quad (4.22)$$

missä

- ΔP_d on voiman lisäys murtorajatilassa.

Jänteen murtorajatilan jännityksen lisäyksestä on esitetty enemmän luvussa 4.2. Jänneteräksen keskimääräinen jännitys voidaan arvioida tunkkausvoimasta kaavalla

$$P_{m,\infty} = P_{max}(1 - \alpha) \quad , \quad (4.23)$$

missä

- α on arvioitu jännityshäviö.

Yhdistämällä edellä mainitut kaavat kaavaan 4.20 ja iteroimalla kaavaa 4.20 voidaan ratkaista tarvittava tunkkausvoima P_{max} . Kaavalla 4.20 saatu tulos on arvio tunkkausvoi-

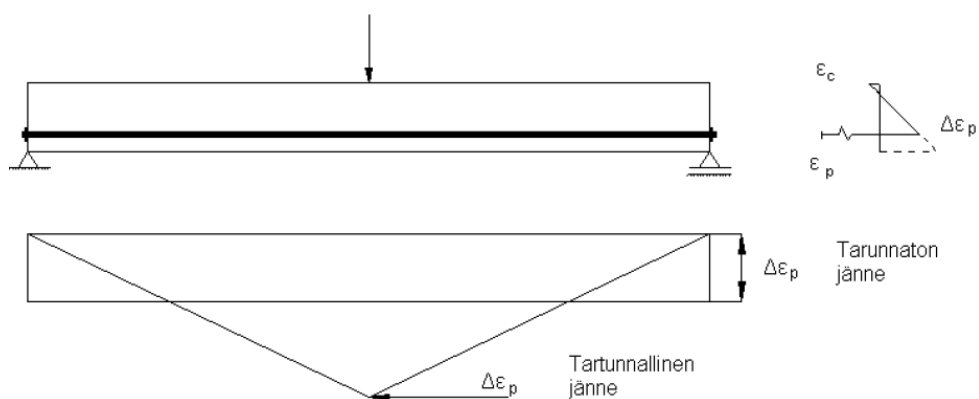
masta, sillä iteroinnin lähtötietoina on käytetty arviota jännityshäviöstä ja jännityksen liisäyksestä. Murtorajatilan momenttikapasiteetti vahvistetulle rakenteelle voidaan laskea kaavalla

$$M_{Rd} = F_s \left(d_s - \frac{\lambda x}{2} \right) + P_d \left(d_p - \frac{\lambda x}{2} \right) \quad (4.24)$$

4.2 Jänteen lopullinen jännitys

Sisäpuolisia jänteitä analysoitaessa jänteitä ympäröi betoni ja jänteillä voi olla täydellinen tartunta ympäröivään betoniin. Ulkopuolisia jänteitä käytettäessä ei voida olettaa jänteiden muodonmuutoksen vastaavan vahvistettavan rakenteen poikkileikkauksen muodonmuutoksia, koska jänteet ovat kiinni rakenteessa vain ankkureiden ja ohjainten kohdalta. Kun jänteet voivat liikkua vapaasti ankkureiden ja ohjainten välillä, koko rakenteen muodonmuutokset vaikuttavat jänteiden muodonmuutokseen. Eli jänteiden muodonmuutos ei riipu poikkileikkauksen muodonmuutoksesta vaan koko rakenteen muodonmuutoksesta. (Decheng 2009) Näin ollen ulkopuolisen jänteiden lopullinen jännitys on arvioitava vaihtoehtoisten kaavojen tai rakenteen oletetun taipuman avulla.

Tartunnattomat sisäpuoliset jänteet voivat liukua rakenteeseen nähden kuormitustilanteessa. Jänteiden liukuminen tasoittaa jänteiden venymän koko jänteen matkalle kuvan 16 mukaan. Ulkopuoliset tartunnattomat jänteet käyttäytyvät samankaltaisesti, jolloin jänteen matkalla vaikuttaa tasainen jännitys jakauma. Tällöin Kytölä (2018) mukaan jännityksen leviäminen koko jänteen matkalle pienentää murtorajatilan jännityslisää tartunnattomilla jänteillä ja siten myös ulkopuolisilla jänteillä.



Kuva 16. Tartunnattoman ja tartunnallisen jänteen venymäkuvaaja kuormitustilanteessa (Kytölä 2018).

Ulkoisen jänteen lopullista jännitystä on tutkittu useissa eri lähteissä kuten Tam & Pannell (1976), Harajli & Kanj (1990) sekä Du & Tao (1985). Tässä tutkimuksessa esitetään

eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015), Naaman ja Alkhairin (1991) sekä American Concrete Institution:n (ACI 318-08) määrittämät menetelmät tartunnattomien jänteiden lopullisen jännityksen arvioimiseen. Lisäksi jännityslisä määritetään rakenteen arvioidun taipuman avulla ominaisyhdistelmän kuormalla. Nämä vaihtoehdot antavat erilaisia tapoja määrittää ulkoisten jänteiden jännityslisän $\Delta\sigma_p$. Rakenteen lopullinen jännitys voidaan ratkaista kaavasta

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad , \quad (4.25)$$

missä

σ_{pe} on jänteen tehollinen jännitys.

Edellä mainitut lähteet eivät erottele jännityksen lisäystä erikseen sisäpuolisille ja ulkopuolisille jänteille, vaan molemmille tapauksille pätevät samat kaavat. Koska sisäpuolisten jänteiden sijainti rakenteen poikkileikkaukseen nähden säilyy taipumasta huolimatta, on ulkopuolisten jänteiden toisen kertaluvun vaikutukset minimoitava, jotta kyseisiä menetelmiä voidaan käyttää. Rakenteiden vahvistamisessa ulkoiset jänteet voivat kulkea selvästi rakenteen alapuolella, jolloin niiden jännityslisä on voi olla erilainen kuin jänteillä, joiden tehollinen korkeus on pienempi kuin rakenteen korkeus.

Standardin SFS-EN-1992-1-1+A1+AC ja sen Suomen kansallisen liitteen mukaan jännityksenlisäys on rakenteesta ja jänteestä riippumatta 50 MPa. SFS-EN-1992-1-1+A1+AC mukainen suositusarvo jännityslisälle on 100 MPa, mutta tätä on alennettu Suomen kansallisessa liitteessä. Eurokoodiin on valittu hyvin konservatiivinen arvo valittavaksi ilman tarkempaa laskentaa, koska kaikissa tartunnattomin jäntein toteutetuissa rakenteissa jännityslisä ei pääse toteutumaan kuten 1-aukkoisissa palkeissa, joihin useat muut kaavat perustuvat. Tarkempi laskenta voidaan suorittaa koko rakenteen muodonmuutoksen avulla toisen kertaluvun vaikutukset huomioon ottaen. Ghallab (2012) mukaan jännityksen lisäys voi vaihdella suuresti pelkästään rakenteen mittojen ja kuormitustyypin vaihtuessa. Tällöin vakioarvo jännityksen lisään ei ole tarkin vaihtoehto rakenteiden mitoittamiseen, mutta mahdollistaa tarkemman tarkastelun pois jättämisen.

ACI 318-08 (2008) määrittää jännityksen lisäyksen kaavalla

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f_{cd}}{B * \rho_p} \quad , \quad (4.26)$$

missä

$$f_p \leq f_{pe} + C \quad (4.27)$$

ja

$$f_p \leq f_{pd} \quad , \quad (4.28)$$

joissa

B	Vakio, $B = 100$, kun $L/d_p \leq 35$. $B = 300$, kun $L/d_p > 35$
C	Vakio, $C = 420$, kun $L/d_p \leq 35$. $C = 210$, kun $L/d_p > 35$
ρ_p	on jänneraudoitussuhde, $A_p/(b_{\text{eff}}d_p)$
f_{pd}	on jänteen myötöjännitys
L	on rakenteen jänneväli
d_p	on jänteiden tehollinen korkeus.

Kaavojen 4.26-4.28 toimivuutta erilaisissa rakenteissa on epäilty. Kyseiset kaavat ovat johdettu 1-aukkoisille palkille, joka on täysin jännitetty. Kaavat eivät huomioi betoni-raudoitteita mitenkään. Lisäksi näissä kaavoissa jätetään huomioimatta jatkuvat rakenteet ja jännevälien pituus. (Ghallab 2012) Kaavassa 4.28 esitetty jänneraudoitussuhde vaikuttaa merkittävästi jännityksenlisään, kun kyseessä on T-poikkileikkaus ja jänteet sijaitsevat rakenteen alapuolella.

Naaman & Alkhairi (1991) ehdottama kaava lopulliseksi jännitykseksi perustuu rakenteen murtorajatilan venymä kuvaajaan. Murtorajatilassa betonin murtopuristuman ε_{cu} ja puristuspinnankorkeuden avulla voidaan ratkaista rakenteelle lineaarisesti muuttuva venymäkuvaaja kuten tavalliselle teräsbetonirakenteelle. Naaman & Alkhari (1991) pienentävät rakenteen venymäkuvaajasta saatua arvoa tartunnan pienennyskerroimella Ω_u . Tartunnan pienennyskerroimeen vaikuttavat rakenteen jänneväli, jänteiden tehollinen korkeus ja kuormituksen laatu. Tällöin tartunnattomien jänteiden lopullinen jännitys voidaan määrittää kaavalla

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + \Omega_u E_p \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{x} - 1 \right) \quad , \quad (4.29)$$

missä

Ω_u on tartunnan vähennyskerroin,

joka määritetään kaavoilla

$$\Omega_u = \frac{1,5}{\frac{L}{d_p}} \quad , \quad \text{kun on kyseessä pistekuorma} \quad (4.30)$$

ja

$$\Omega_u = \frac{3,0}{\frac{L}{d_p}} \quad , \text{ kun on kyseessä tasainen kuorma.} \quad (4.31)$$

Jänteiden lopullinen jännitys ei voi kuitenkaan ylittää jänteiden suunnittelulujuutta f_{pd} . Tartunnan vähennyskertoimen laskentakaavoissa olevan vakion arvoa Naaman & Alkhairi (1991) vähensivät, jotta saatu jännityksen lisäys olisi varmalla puolella. Alkuperäiset vakioarvot olivat 2,6 ja 5,4.

Rakenteen tasapainoehto, joka on määritetty kaavalla 4.16, ja kaava 4.20 on oltava tasapainossa keskenään. Tällöin kaavassa 4.20 esiintyvä puristuspuunnan korkeus x on ensin ratkaistava kaavojen 4.16 ja 4.20 avulla. Tämän jälkeen voidaan määrittää jänteen lopullinen jännitys Naaman & Alkhairin (1991) esittämällä menetelmällä.

Jänteen jännityksen lisäys voidaan määrittää myös rakenteen taipuman ja jänteen muodonmuutoksen avulla lasketusta jänteiden venymästä Hooken lain avulla. Jänteen venymä voidaan laskea kaavalla

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta L}{L} \quad , \quad (4.32)$$

missä

ΔL on jänteen pituuden muutos.

Kun tiedetään jänteen venymä, voidaan laskea jännityslisä kaavalla

$$\Delta\sigma_p = \varepsilon_p * E_p \quad . \quad (4.33)$$

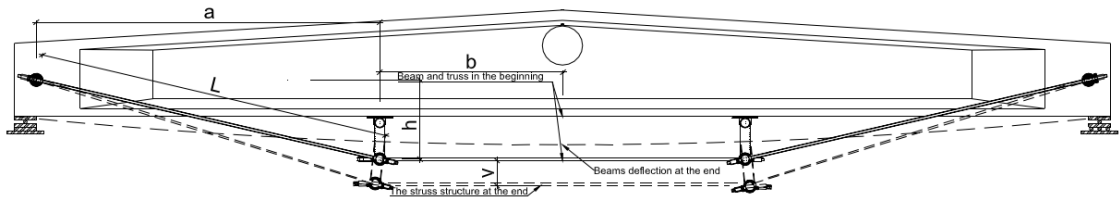
Lindberg & al. (2013) tutkimuksessa on määritetty kokeellisesti laskentakaava 4.34 kuvan 12c mukaiselle jänteen venymälle rakenteen taipuman avulla. Kuvassa 17 on esitetty laskentakaavan mukainen geometria ja tarvittavat lähtötiedot. Taipumaa ei voida kuitenkaan määrittää tarkasti ilman koekuormitusta, jota ilman on mahdollista vain arvioida taipumaa. Rakenteen taipumaa voidaan arvioida käyttörajatilan kuormituksilla, jolloin taipumat ovat pieniä. Tällöin rakenteen taipuma murtorajatilassa aliarvioidaan, jolloin jännityslisä on varmemmalla puolella. Jänneteräksien toisen kertaluvun vaikutukset jätetään huomioimatta, koska jänne on kiinnitetty rakenteeseen kolmannespisteistä. Jänneteräksen venymä taipuman avulla voidaan määrittää kaavalla

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{h * v}{L^2 + a * b} \quad , \quad (4.34)$$

missä

h on ristikon korkeus

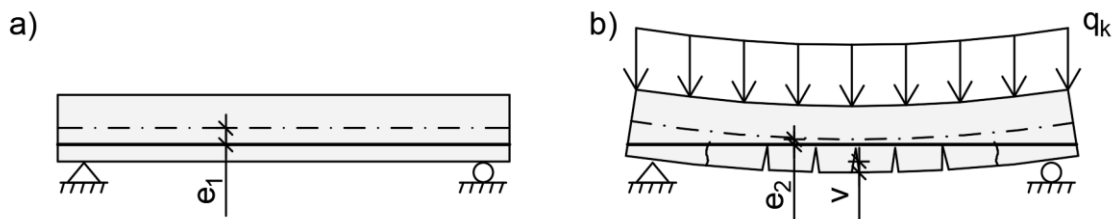
- v on rakenteen taipuma
 L on vinon sauvan pituus
 a on tuen ja ohjaimen etäisyys
 b on ohjaimen ja rakenteen keskikohdan etäisyys. (Lindberg et al. 2013)



Kuva 17. Geometria ja lähtötiedot jänteiden venymän määrittämiseen rakenteen taipuman avulla (Lindberg et al. 2013).

4.3 Toisen kertaluvun vaikutus

Ulkopuoliset jänteet voivat vapaasti liikkua ankkureiden ja ohjainten välillä. Jos ankkureiden tai ohjainten väli kasvaa isoksi tai ohjaimia ei ole ollenkaan, jänteen epäkeskisyys palkkiin nähden mahdollisesti pienenee kuormituksen aikana. Tätä ilmiötä kutsutaan toisen kertaluvun vaikutukseksi, jota on havainnollistettu kuvassa 18. Kuvassa 18a 1-aukoinen palkki on vahvistettu suoralla jänteellä, joka on ainoastaan päistään kiinni rakenteessa. Kuvassa 18b palkki taipuu ulkoisen kuorman vaikutuksesta, jolloin jänteen epäkeskisyys pienenee taipuman kasvaessa. Palkin taipuessa ja jänteen epäkeskisyyden pienentyessä jänteeseen ei kohdistu yhtä paljon jännityksen lisäystä, koska jänteen venymä ei lisäännä, vaikka palkkia taivutetaan. Näin ollen toisen kertaluvun vaikutus pienentää rakenteen taivutuskapasiteettia, koska jänteen epäkeskisyys pienenee ja jänteen jännityslisä jää pienemmäksi.



Kuva 18. Toisen kertaluvun vaikutuksen havainnollistaminen.

Harajli et al. (1999) ovat tutkineet toisen kertaluvun vaikutuksen aiheuttavia tekijöitä. Näitä tekijöitä ovat ankkureiden ja ohjainten välinen etäisyys, jänteen kulku ja kuormituksen laatu. Kyseisen tutkimuksen mukaan ohjainten ja niiden sijoittelun avulla voidaan poistaa toisen kertaluvun vaikutukset tehokkaimmin. Tan et al. (1997) mukaan toisen kertaluvun vaikutukset voidaan olettaa merkityksettömiksi, jos rakenteen jännevälin ja jänteiden tehollisen korkeuden suhteen L/d_p ollessa alle 20 rakenteeseen asennetaan

yksi ohjain palkin keskelle. Suhteen L/d_p ollessa yli 20 on asennettava kaksi ohjainten noin palkin kolmannespisteisiin. Ohjaimia on kannattavaa lisätä rakenteeseen riittävä määrä, jolloin toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää tarkastelematta. Jos riittävää määrää ohjaimia ei voida asentaa, on rakenteen toisen kertaluvun vaikutukset arvioitava jänteen jännevoimassa ja epäkeskisyydessä rakenteen suhteen. Haitalliset vaikutukset murtorajatilassa voidaan arvioida rakenteen oletetun taipuman avulla tai muuttamalla tartunnan vähennyskerrointa kuten Tan et al. (1997).

4.4 Jännityshäviöt

Jännityshäviöt pienentävät jänneteräkseen vedettyä jännitystä välittömästi jännityksen jälkeen läpi rakenteen käyttöiän. Osa jännityshäviöistä tapahtuu välittömästi jännityksen jälkeen ja osa kehittyy ajan myötä rakenteessa. Tämän takia jännityshäviöt voidaan jakaa välittömiin ja ajasta riippuviin häviöihin. Välittömiä häviöitä jänteissä ovat ankkureiden lukitushäviö ja betonin kimmainen kokoonpuristuminen, jos useita jäniteitä jännitetään peräkkäin sekä kitkahäviö, joka aiheutuu suoja-putken ja jänteen kitkasta. Ajasta riippuvat häviöt johtuvat betonin virumasta, kutistumasta ja jänneteräksen relaksaatiosta. Jännityshäviöt pienentävät jänneteräksen jännitystä 10...30%. Uusissa rakenteissa, jotka suunnitellaan täysin jännitetyksi, jännityshäviöt voivat merkittävästi vähentää rakenteen käyttörajatilan kapasiteettia kasvavan taipuman ja halkeilun johdosta. Osittain jännitetyissä rakenteissa, joita vahvistetut rakenteet usein ovat, tulisi myös pyrkiä mahdollisimman suureen halkeilumomenttiin. Tällöin rakenteen taivutusjäykkyys on suurimmillaan ja taipumat sekä jännitykset pienempiä, jos rakenteelle asetetut vaatimukset näitä edellyttävät.

4.4.1 Välittömät jännityshäviöt

Jälkijännitetyt rakenteet jännitetään valmista betonirakennetta vasten, jolloin tapahtuu rakenteen elastista puristumista jännevoimasta. Mikäli vahvistettavan rakenteen jänteet jännitetään yhtä aikaa ei rakenteen elastista puristumaa tarvitse huomioida. Mikäli jänteet jännitetään erikseen, aikaisemmin jännitetyissä jänteissä tapahtuu elastisesta puristumasta johtuvaa jännevoiman pienentymistä. Ensimmäisiä jäniteitä jännitetään usein suuremmalla voimalla, jotta puristumasta aiheutuva häviö kompensoituu. Muutoin elastinen puristumasta aiheutuvat häviöt voidaan määrittää suoraan jänteiden määrän ja arvioidun puristuman mukaan vaiheittain. (Kytölä 2018)

Kitkahäviöt aiheutuvat jänteen ja suoja-putken välisestä kitkasta. Kitkan suuruuteen vaikuttaa suoja-putken kaarevuus, suoja-putken pintamateriaali ja jänneteräksen laatu. Ulkopuolisten jänteiden aaltoisuudesta johtuva häviö voidaan olettaa olemattomaksi (SFS-

EN 1992-1-1+A1+AC:2015). Kitkahäviöt ovat suurimmillaan passiiviankkurin kohdalla ja nolla aktiiviankkurissa. Kitkahäviö jänteen matkalla voidaan laskea kaavalla

$$P_x = P_0 * e^{-\mu*(\theta+\beta*x)} \quad , \quad (4.35)$$

missä

- P_x on jännevoima matkan x päässä aktiiviankkurista
- P_0 on jännevoiman suuruus aktiiviankkurissa
- μ on kitkakerroin, ilmoitetaan ETA:ssa
- θ on jänteen taivutuksien kulmasumma etäisyydellä x aktiiviankkurista
- β on aaltoisuusluku, ilmoitetaan ETA:ssa.

Ankkureiden lukitushäviö tapahtuu jännevoiman laukaisun jälkeen, kun ankkureissa tapahtuu ankkurin muodonmuutoksia ja kiilojen liukumista. Lukitushäviön vaikutus on suurimmillaan aktiiviankkurissa, jonka jälkeen sen vaikutus pienenee passiiviankkuria kohti mentäessä. Kytölän (2018) esittämässä kuvassa 19 on havainnollistettu ankkurien lukitushäviön ja kitkahäviöstä johtuvaa jännityksen pienenemistä jänteen matkalla. Lukitushäviö voidaan laskea kaavalla

$$\Delta P = 2 * \Delta p * w \quad , \quad (4.36)$$

missä ankkuriliukuman vaikutuspituus w lasketaan kaavalla

$$w = \sqrt{\frac{\Delta * E_p * A_p}{\Delta p}} \quad , \quad (4.37)$$

missä jännitysvoiman muutos pituusyksikköä kohdin Δp lasketaan kaavalla

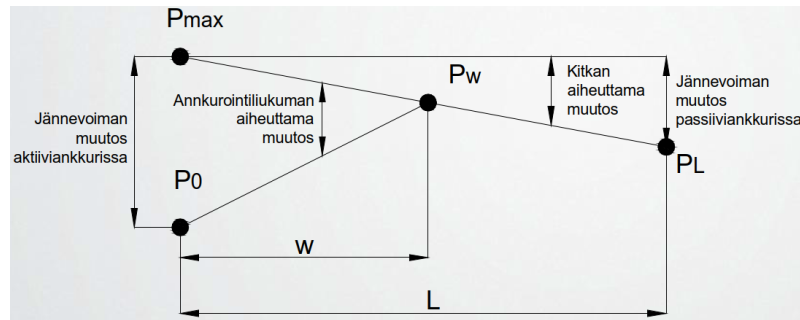
$$\Delta p = \frac{P_{max} - P_L}{L} \quad , \quad (4.38)$$

missä

- P_L on jännevoiman suuruus passiiviankkurissa kitkahäviöiden jälkeen.
- Δ on ankkurointiliukuman arvo.

Näiden suureiden avulla voidaan ratkaista jännevoima aktiiviankkurissa kaavalla

$$P_0 = P_{max} - \Delta P \quad . \quad (4.39)$$



Kuva 19. Ankkurointiliikuman ja luitushäviön vaikutus jännevoimaan (Kytölä 2018).

4.4.2 Ajasta riippuvat häviöt

Jänneteräksen relaksaatio pienentää jänneteräksen jännitystä venymän pysyessä muuttumattomana. Jänneteräksen relaksaatio alkaa jänneterästä jännitettäessä, mutta relaksaation vaikutukset ovat merkittäviä vasta pitkäaikaisvaikutuksia tarkasteltaessa. Tällöin puhutaan jänneteräksen pitkäaikaisesta relaksaatiosta. Relaksaation suuruuteen vaikuttaa teräksen relaksaatioluokka, jännitys ja kuormitushistoria sekä lämpötila. Relaksaation tarkkaa arvoa on vaikeaa määrittää, joten yksinkertaistettuna voidaan pitää Huoso et al. (2017) laskentaosiossa käytettyä arvoa, joka on kolme kertaa 1000 tunnin jälkeinen relaksaation suuruus.

Betonin viruma ja kutistuminen ovat yleensä jo tapahtuneet vahvistettavilla rakenteilla. Jos jännevoima kasvattaa merkittävästi rakenteen kuormaa tai muuttaa rakenteen kuormitushistoriaa oleellisesti tulee viruman ja kutistuman vaikutukset tutkia tapauskohtaisesti. Viruman ja kutistuman määrittäminen rakenteesta on esitetty luvussa 3.2.3. Ajasta riippuvat jännehäviöt voidaan arvioida etäisyydellä x aktiiviankkurista kaavalla

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} - \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t_0, t) \sigma_{c.QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) (1 + 0,8 \varphi(t_0, t))}, \quad (4.40)$$

missä

- $\Delta \sigma_{pr}$ on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuva jännityksen muutos
- $\sigma_{cp.QP}$ on betonin jännitys jänneterästen kohdalla pitkäaikaisista kuormista
- z_{cp} on betonipoikkileikkauksen ja jänneterästen painopisteen etäisyys.

4.5 Murtorajatila

Rakenteen murtorajatilassa rakenne menettää kokonaan kantokykynsä. Rakenteen murtuminen tulisi olla sitkeä, jolloin rakenteen muodonmuutokset voidaan havaita visuaalisesti ennen rakenteen sortumista. Tällöin voidaan ehtiä tukea rakennetta, poistaa

kuormitusta rakenteelta tai poistua sortuvan rakenteen alta. Sitkeään murtotapaan ja plastisuusteorian mukaisen analyysin käyttöön vaikuttavaa rakenteen kiertymiskyky murtorajatilanteessa, jolloin rakenteella on mahdollisuus havaittaviin muodonmuutoksiin. Kiertymiskykyyn vaikuttavat betonin puristuspuunnan korkeus murtorajatilassa ja teräksien sitkeys. Liikenneviraston (2017) ohjeessa esitetään neljä hyväksyttävää murtotapaa, joita ovat

1. ”Jänneteräs myötää ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. Jänneteräksen myötäämiseksi katsotaan myötövenymän $\epsilon_{pd} = f_{pd}/E_p$ saavuttaminen. On edullisin tilanne esimerkiksi välituella yläpinnassa ja kentässä alapinnassa.”
2. ”Vedetyn pinnan betoniraudoitus myötää ($\epsilon_{yd} \geq f_{yd}/E_s$) tai jänneraudoitukseen muodostuu 3 ‰ lisävenymä ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristuman arvon. On edullisin tilanne esimerkiksi tuki- ja kenttäalueen välillä olevalla alueella.”
3. ”Rakennesysteemin muodonmuutokset murron kehittyessä eivät vaadi tutkittavan poikkileikkauksen myötäämistä missään kuormitustapauksessa. On edullisin tilanne esimerkiksi liikuntasaumattomassa sillassa: Jäykästi päällysrakenteeseen liittyvät paalut myötäävät sillan päädyssä ennen pääkannattimen myötäämistä.”
4. ” $M_{pl,Rd} \geq 1.5 \cdot M_{Ed}$ Tässä tapauksessa ei vaadita raudoituksen tai jänneterästen myötäämistä ennen betonin murtopuristuman arvon saavuttamista.”

Murtorajatilassa käytettävän jännevoiman osavarmuusluku γ_P valitaan tarkasteltavan tapauksen mukaan. Normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoitusilanteissa voidaan valita osavarmuusluvulle $\gamma_{P,fav} = 1,0$. Jos koko rakenteen tarkastelussa tarvitaan eri osavarmuuslukua edullisille ja epäedullisille tapauksille, osavarmuuslukuina on suositeltavaa käyttää lukuja 0,9 tai 1,1. Lisäksi paikallisia vaikutuksia kuten ankkurialueita tarkasteltaessa, käytetään osavarmuuslukua $\gamma_{P,unfav} = 1,2$. (Huoso et al. 2017)

4.5.1 Taivutus

Rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea voimien tasapainoyhtälöiden kautta kuten teräsbetonirakenteille yleensä. Taivutuskestävyyden laskenta plastisuusteorian mukaan, kun betonin tehollinen puristuspuunnan korkeus sijaitsee laipassa, on esitetty edellä luvussa 4.1.3. Tässä luvussa perehdytään tarkemmin taivutuskapasiteetin laskentaan, kun betonin tehollisen puristuspuunnan korkeus sijaitsee uumassa.

Kun on todettu betonin tehollisen puristuspuunnan olevan uumassa, mitoitetaan rakenne T-poikkileikkauksena. T-poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti määritetään laippaosan ja uuman taivutuskapasiteettien summana. Laipan taivutuskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$M_{Rd,f} = (b_{eff} - b_w)h_f f_{cd} * \left(d_s - \frac{h_f}{2} \right) \quad . \quad (4.41)$$

Taivutusmomenttia $M_{Rd,f}$ vastaava raudoitusmäärä määritetään kaavasta

$$A_{sf} = \frac{(b_{eff} - b_w)h_f f_{cd}}{f_{yd}} \quad . \quad (4.42)$$

Jäljelle jäävän suorakaidepoikkileikkauksen taivutuskapasiteetti määritetään jäljelle jäävän raudoituksen avulla

$$A_{sw} = A_{s,tot} - A_{sf} \quad . \quad (4.43)$$

Betonin puristuspuunnan korkeus suorakaidepalkille voidaan määrittää mekaanisen raudoitussuhteen ja puristuspuunnan suhteellisen korkeuden avulla

$$\omega_w = \beta_w = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b_w f_{cd} d_s} \quad . \quad (4.44)$$

Jos kaavan 4.47 ehto toteutuu, betoniteräkset myötäävät ja laskenta on oikein. Jos näin ei ole, betoniteräksen jännitys on laskettava iteratiivisesti. Suorakaideosan taivutuskapasiteetti lasketaan kaavalla

$$M_{Rd,w} = A_{sw} f_{yd} \left(d_s - \frac{\beta_w d_s}{2} \right) \quad (4.45)$$

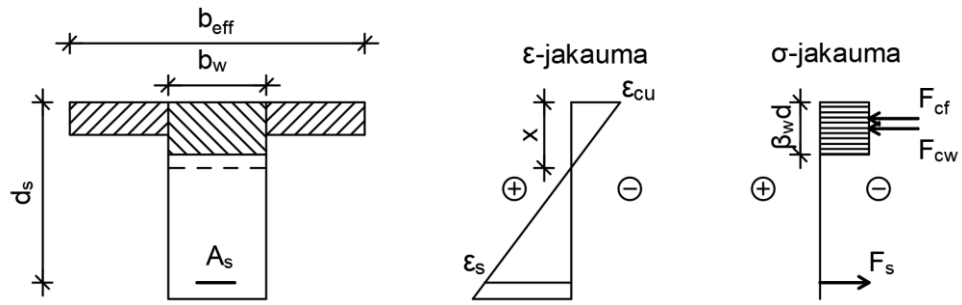
ja koko rakenteen taivutuskestävyys kaavalla

$$M_{Rd} = M_{Rd,f} + M_{Rd,w} \quad . \quad (4.46)$$

Taivutuskapasiteetin ylittyessä betoni saavuttaa murtopuristuman arvon ja murtuu. Rakenteen murtuessa rakenteen poikkileikkaukseen syntyy kuvan 19 mukainen venymä ja jännitys jakauma. Rakenteen puristuspuunnan korkeus voidaan määrittää kaavan 4.19 mukaan. Kun betonin murtopuristuma tunnetaan, voidaan kuvasta 19 ratkaista betoniteräksien venymä ja jännitys murtorajatilassa yhdenmuotoisten kolmioiden avulla. Betoniteräkset myötäävät, jos niiden venymä ε_s ylittää myötövenymän arvon ε_{yd} . Betoniteräkset myötäävät, jos pätee

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d_s - x)}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad . \quad (4.47)$$

Jos ehto 4.47 ei toteudu, betoniteräkset eivät myödy, jolloin betoniteräksen jännityksenä ei voida käyttää teräksen myötölujuuden arvoa momenttikestävyyttä laskettaessa. Tällöin rakenne on yliaudoitettu. Yliaudoitettun rakenteen on kuitenkin täytettävä yksi edellä mainituista sitkeän murtumisen ehdoista.



Kuva 20. T-poikkileikkauksen jännitys- ja venymäkuvaaja murtorajatilassa.

4.5.2 Leikkaus

Vanhat laattapalkkirakenteet ovat tavallisesti leikkausraudoitettuja, jolloin palkin leikkauskestävyys lasketaan leikkausraudoitetun poikkileikkauksen mukaan. Rakenteen leikkauskestävyys määritetään tässä tutkimuksessa ainoastaan leikkausterästen kestävyden perusteella. Leikkauskestävyyden mitoitusmenetelmänä käytetään standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaista ristikkomenetelmää. Vanhoissa rakenteissa leikkausraudoitus on mahdollisesti toteutettu ylös vinoon nostetuilla pääteräksillä eli työntöteräksillä, jolloin leikkauskestävyys lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan vinohaoille kaavalla

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha \quad , \quad (4.48)$$

missä

- A_{sw} on leikkausterästen poikkileikkausala
- s on hakojen jakoväli
- f_{ywd} on leikkausterästen mitoituslujuus
- θ_f on betonin puristussauvan kulma palkin pituussuunnassa, $1 \leq \cot(\theta_f) \leq 2,5$
- α on leikkausraudoituksen kulma palkin pituussuunnassa.

Leikkauskestävyyden on kuitenkin toteutettava ehto

$$V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{(\cot \theta_f + \cot \alpha)}{(1 + (\cot \theta_f)^2)} \quad , \quad (4.49)$$

missä

- α_{cw} on kerroin, joka ottaa huomioon puristusjännitystilän vaikutukset. Jännittämättömissä rakenteissa 1,0
- v_1 on leikkausvoiman vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin.

Kun rakenteessa on pystysuuntainen leikkausraudoitus, leikkauskestävyys lasketaan kaavalla

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta_f \quad , \quad (4.50)$$

joka on toteutettava ehto

$$V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta_f + \tan \theta_f) \quad . \quad (4.51)$$

4.5.3 Paikallinen puristus

Rakenteeseen voi kohdistua suuria puristusjännityksiä ankkurointialueella jänneteräk-sistä. Ankkurointikappale on toteutettava siten, että se pystyy siirtämään jänneteräksissä vaikuttavan voiman betonille murtamatta ankkurointialuetta. Puristusvoiman jakaantumi-sesta aiheutuu myös poikittaisia vetojännityksiä ankkurointialueella.

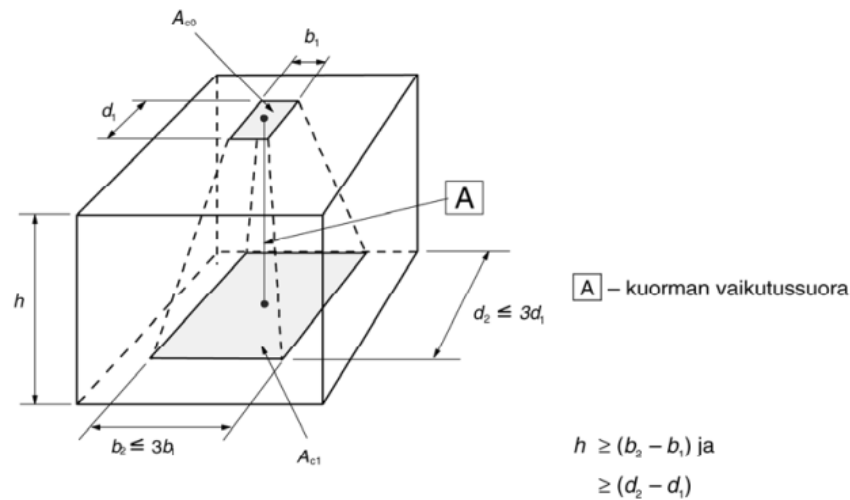
Betonin paikallista puristuskestävyyttä voidaan kasvattaa standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan lieriölujuudesta, jos puristusjännitys voi jakaantua kuormitusaluetta A_{c0} laajemmalle yhdenmuotoiselle alueelle A_{c1} . Kuvassa 21 määritetään tarkemmin eh-dot suunnittelualueen etäisyydelle ja sivumitoille. Kuorman vaikutussuora on kuljettava kuormituspinnan ja suunnittelualueen keskiöiden kautta. Useamman pistemäisen kuor-man vaikuttaessa kuormien jakautumisen pinnat eivät voi limittyä keskenään. Betonin puristuskestävyys pistekuormalle voidaan määrittää olevan

$$F_{Rd,c} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad , \quad (4.52)$$

missä

A_{c0} on paikallisen puristuksen kuormitusalue

A_{c1} on mitoituksessa käytettävä suurin mahdollinen puristusalue.



Kuva 21. Paikallisen puristuksen jakaantuminen suuremmalle alueelle (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015).

Kaava 5.42 huomioi ympäröivän betonin sulkemisvaikutuksen, kun kuormitusalue voi jakaantua yhdenmuotoisesti suuremmalle alueelle. Mikäli edellä olevat ehdot eivät toteudu, ei voida käyttää standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kohdan 6.7 mukaista betonin kasvatettua puristuslujuutta.

Betonin puristusjännityksen jakautuminen suuremmalle alueelle aiheuttaa ankkurointialueella poikittaisia vetojännityksiä. Poikittaisen vetojännityksen suuruutta voidaan arvioida ristikkomenetelmän ja solmupisteiden tarkastelun avulla sekä erilaisilla palkkimalleilla. Tarkastelussa on mahdollista käyttää hyvinkin erilaisia malleja, joiden tulokset voivat erota toisistaan. Tällöin on valittava mahdollisimman tarkasti kyseistä tilannetta kuvaava malli. Poikittainen vetojännitys voi aiheuttaa halkeilua ankkurointialueella, jos betonipoikkileikkauksen vetolujuus ylitetään ja vetovoimia huomioivaa betoniraudoitusta ei ole. Halkeilun seurauksena on betonin puristuslujuuden suunnittelu-arvoa pienennettävä kaavan 4.53 mukaan.

$$F_{Rd,c} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} A_{c0} \quad . \text{ (Liikennevirasto 2017)} \quad (4.53)$$

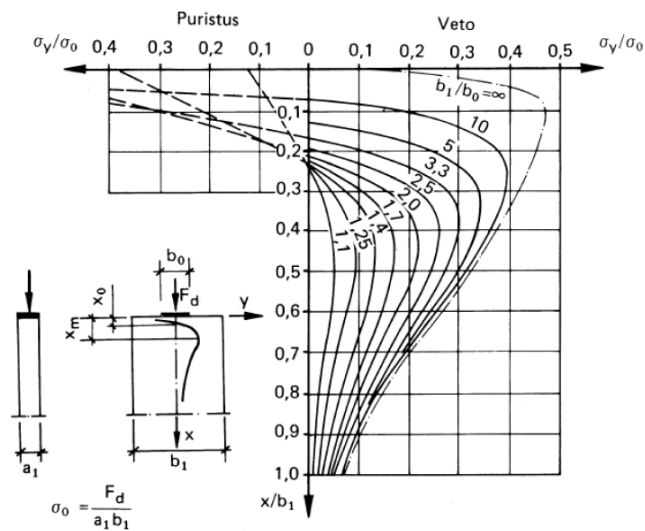
4.5.4 Poikittaiset vetojännitykset ja halkaisuvoima

Ankkurointialueelle syntyy poikittaisia vetojännityksiä puristusvoiman jakaantuessa. Vetojännitykset aiheuttavat palkin päähän tai sen läheisyyteen halkeamia, jos betonin vetolujuus ylitetään. Jos palkin pään laskennallinen kestävyys ei ole riittävä halkaisuvoimille, on palkin pää raudoitettava. Poikittaisten vetojännityksien suuruuteen vaikuttavat ankkurointialueen geometria ja kuormitus. Poikittaisten vetojännityksien määrittämiseen

voidaan käyttää useita erilaisia menetelmiä. Kyseisiä menetelmiä ovat ekvivalentti palkkimalli, ristikkomenetelmä ja kimmoteoriaan perustuvat mallit vetojännityksien jakaantumisesta. (Kärki 2018)

Kimmenteoriaan perustuva kuvaaja veto- ja puristusjännityksien jakaantumisesta keskeisesti puristetussa rakenteessa on esitetty kuvassa 22. Kuvassa on esitetty poikittaiset jännitykset kuormituspinnan jännityksen suhteessa. Kuvasta voidaan havaita, että poikittaisten vetojännityksien suuruus kasvaa jakaantumispinnan ja kuormituspinnan suhteen kasvaessa. Kuvan 22 mukaan määritetty suurin poikittainen vetojännitys voidaan määrittää kaavalla 4.54.

$$\sigma_{y,max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left(1 - \frac{b_0}{b_1}\right) \quad . \text{ (Liikennevirasto 2017)} \quad (4.54)$$



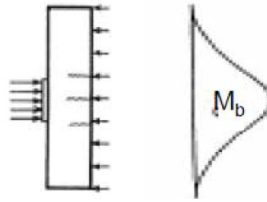
Kuva 22. Veto- ja puristusjännityksien jakaantuminen keskeisesti puristetussa rakenteessa kuormitus- ja jakautumispinnan suhteessa (Liikennevirasto 2017).

Palkkimallilla määritetty vetojännitys keskeisesti puristetulle rakenteelle perustuu kuvan 23 mukaiseen momenttipinnan jakaumaan. Palkkimallissa oletetaan vetoresultantin sijaitsevan palkin korkeuden puolikkaan etäisyydellä palkin päästä eli sisäinen momenttivarso z on $h/2$, jossa h on rakenteen korkeus. Palkkiteorian mukaan vetojännitys voidaan määrittää kaavalla

$$\sigma_{y,max} = \frac{M}{W} = \frac{6M}{b * h^2} \quad (4.55)$$

ja vetovoima kaavalla

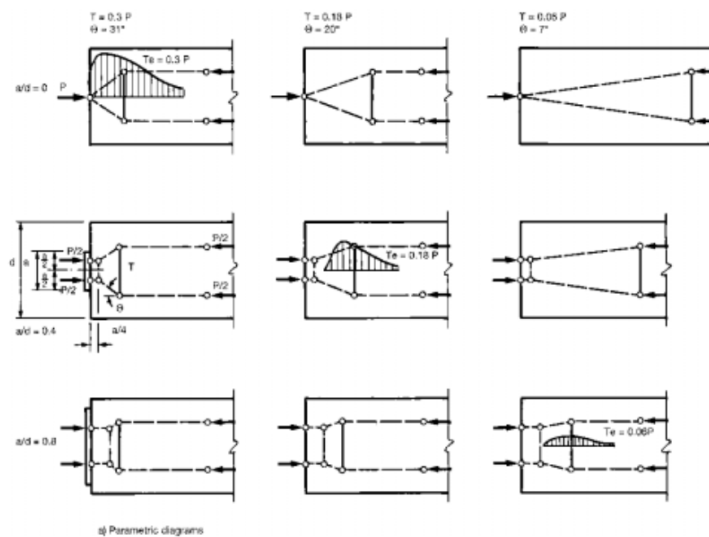
$$T = \frac{M}{z} = \frac{2M}{h} \quad . \text{ (Kytölä 2018)} \quad (4.56)$$



Kuva 23. Keskeisen puristusjännityksen palkkimalli (Kytölä 2018).

Ankkurointialueen poikittaisten vetojännityksien määrittämisessä voidaan käyttää standardissa SFS-EN 1992-1-1+A1+AC esitettyä ristikkomenetelmää. Ristikkomenetelmän käyttö perustuu puristus- ja vetosauvoihin sekä niitä yhdistävistä solmuista. Puristussauvoilla on betonin lujuudesta riippuva kestävyys ja vetosauvat vastaavat raudoitusta.

Ristikkomalli määritetään ankkurointialueella jäljittelemällä voimien kulkua. Ristikkomalli on vastattava mahdollisimman tarkasti todellista kuormien jakautumista, sillä huomattavasti todellista jakaumaa poikkeavassa ristikkomallissa puristus- ja vetosauvat eivät kykene jakamaan kuormia suunnitellusti ja pettävät. Ankkurointialueella voidaan luoda lukuisia erilaisia ristikkomalleja kuvan 24 mukaisesti. Ristikkomallin sauvavoimat ratkaistaan solmujen tasapainoyhtälöiden avulla. Kuvasta 24 huomataan, että puristusvoiman jakaantuessa pienemmällä kulmalla poikittaiset vetojännitykset ovat pienempiä ja kauempana rakenteesta.



Kuva 24. Ankkurointialueen ristikkomalleja (Rogowsky & Marti 1991).

Vahvistettavan rakenteen ankkurointialueella ei lähtökohtaisesti ole halkaisuraudoitusta poikittaisille vetojännityksille. Ilman erillistä halkaisuraudoitusta poikittaiset vetojännitykset on oltava pienempiä kuin betonin vetojännitys, jotta betoni ei halkeile haitallisesti. Jos ankkurointialueen vetojännitykset ovat suuremmat kuin betonin vetojännitys on ankkurointialuetta vahvistettava. Rakenteen vahvistaminen halkaisuvoimille voidaan muodostaa

eri tavoin palkin sivuille. Jos myös rakenteen leikkauskestävyyttä on parannettava rakenteen muutostöiden johdosta, voidaan leikkausvahvistus mitoittaa myös halkaisuvuonille.

4.6 Käyttörajatila

Vahvistettavan rakenteen on täytettävä sille asetetut säilyvyyden, käyttökelpoisuuden ja ulkonäölliset vaatimukset läpi rakenteen käyttöiän. Tämän vuoksi rakenteen käyttäytymistä on arvioitava käyttörajatilan kuormitusyhdistelmillä, joita ovat kuormien ominaisyhdistelmät, tavalliset kuormitusyhdistelmät ja pitkäaikaiset kuormitusyhdistelmät. Näiden kuormien vaikuttaessa rajoitetaan betonin ja terästen jännityksiä sekä rakenteen halkeamaleveyttä ja taipumaa.

Betonin ja betoniterästen jännityksiä rajoitetaan standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan. Kyseisessä standardissa rajoitetaan jänneteräksien suurinta mahdollista jännitystä jännitystilanteessa arvoon

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 * f_{pk} \\ 0,9 * f_{p0.1k} \end{cases} \quad (4.54)$$

ja jänneteräksen jännitystä välittömien häviöiden jälkeen rajoitetaan arvoon

$$\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,75 * f_{pk} \\ 0,85 * f_{p0.1k} \end{cases} \quad (4.55)$$

Betonin puristusjännitys rajoitetaan jännittämistyön aikana ja ominaisyhdistelmän kuormien vaikuttaessa arvoon

$$\sigma_c = 0,6 * f_{ck} \quad (4.56)$$

ja pitkäaikaisten kuormien vaikuttaessa arvoon

$$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} \quad (4.57)$$

Lisäksi betonin vetojännitystä on mahdollista rajoittaa tilanteen mukaan jännitystyön aikana, pitkäaikaiskuormilla ja tavallisilla kuormitusyhdistelmillä arvoon

$$\sigma_{ct} = f_{ctm,fl} \quad (4.58)$$

koska tämä estää betonirakenteen halkeilun ja taivutusjäykkyyden pienenemisen. (Huoso et al. 2017)

4.6.1 Halkeamaleveys

Betonirakenne halkeilee vetojännityksen ylittäessä taivutusvetolujuuden $f_{ctm,fl}$. Halkeilun seurauksena rakenteen jäyhyysmomentti pienenee, jonka seurauksena myös taivutusjäykkyys pienenee. Tämä kasvattaa rakenteen taipumaa. Rakenne todetaan halkeilleen halkeamaleveyttä tarkasteltaessa, jos halkeilumomentti ylittyy kuormien ominaisyhdistelmällä. Halkeilumomentti voidaan laskea kaavalla

$$M_{cr} = \left(f_{ctm,fl} + \frac{P_{m,\infty}}{A_c} \right) * W \quad , \quad (4.59)$$

missä

W on rakenteen taivutusvastus tarkasteltavan pinnan suhteen.

Halkeamaleveyttä rajoitetaan pitkäaikaisille kuormitusyhdistelmille betoniterästen säilyvyyden ja mahdollisesti ulkonäöllisistä syistä. Jos rakenne on vetojännityksetön kyseisellä kuormitusyhdistelmällä, rakenteessa ei esiinny säilyvyyttä tai ulkonäköä haittaavia halkeamia. Jos rakenteessa esiintyy pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä vetojännityksiä, on halkeamaleveydet tarkastettava. Halkeamaleveyden määrittämiseksi on ratkaistava haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin korkeus. Neutraaliakselin korkeus voidaan ratkaista mekaniikan sääntöjä noudattaen.

Halkeamaleveyden laskenta suoritetaan standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan. Laskennassa tarvittavat vakiot määritetään kyseessä olevan standardin ja Suomen kansallisen liitteen mukaan

k_1 on 0,8 tai 1,6 betoniterästen tartunnasta riippuen

k_2 on 0,5 tai 1 venymä jakaumasta riippuen

k_3 on 3,4

k_4 on 0,425

k_t on 0,4 tai 0,6 kuormitusajasta riippuen.

Halkeamaväli lasketaan kaavalla

$$s_{r,max} = k_3 c_{ap} + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi_m}{\rho_{p,eff}} \quad , \quad (4.60)$$

missä

c_{ap} on vedetyn pinnan betoniteräksen suojabetonin paksuus

Φ_m on pääterästen halkaisija

$\rho_{p,eff}$ on vetojännityksen alaisen betonin raudoitussuhde.

Venyvän muutos vetoteräksissä määritetään kaavalla

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \\ \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm,fl}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_E \rho_{p,eff})}{E_s} \end{array} \right. , \quad (4.61)$$

missä

σ_s on betoniteräksen jännitys pitkäaikaiskuormien vaikuttaessa.

Halkeamaleveys määritetään kaavalla

$$w_k = s_{r,max} * \Delta\varepsilon_{sm} . \quad (4.62)$$

4.6.2 Taipuma

Taipuman arvo lasketaan pitkäaikaisten kuormien vaikuttaessa. Taipumaa tarkasteltaessa halkeilua voidaan olettaa tapahtuneen, jos rakenteen halkeilumomentti ylittyy tavalisella kuormitusyhdistelmällä. Muutoin voidaan käyttää halkeilemattoman poikkileikkauksen ominaisuuksia. Halkeilun vaikutus taipumaan voidaan ottaa huomioon standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan kaavalla

$$v = \xi v_{II} + (1 - \xi) v_I , \quad (4.63)$$

missä

v on halkeilleen poikkileikkauksen taipuman arvo
 v_I on halkeilemattoman poikkileikkauksen taipuman arvo
 v_{II} on täysin halkeilleen poikkileikkauksen taipuman arvo
 ξ on jakaumakerroin, joka huomioi vetojäykistysvaikutuksen.

ξ voidaan määrittää kaavalla

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_f} \right)^2 , \quad (4.64)$$

missä

β on kuormituksen keston huomioiva kerroin, 0,5 pitkäaikaisille kuormille.

5. LAATTAPALKKIRAKENTEEN KANTAVUUDEN ARVIOINTI JA VAHVISTAMINEN

5.1 Rakennejärjestelmä ja olettamukset

Tutkimuksen laskentaesimerkkinä on vuonna 1954 valmistuneen laattapalkiston kantavuuden arviointi ja vahvistuksen suunnittelu. Laattapalkisto toimii Helsingissä sijaitsevassa Suomen Kansallisteatterin yläpohjan kantavana rakenteena. Laattapalkistolle aiheutuu kuormituksen lisäystä rakennuksen muutostöiden johdosta. Lisäksi rakenteelle kohdistuvia ripustus- ja hyötykuormia kasvatetaan alkuperäisistä arvoista tilan mahdollisen käyttötarkoituksen muutoksen johdosta. Laattapalkistossa ei ole kantavuuteen vaikuttavia rakenteellisia vaurioita. Esimerkkilaskelma kokonaisuudessaan on esitetty liitteessä B.

Laattapalkiston kantavuuden arviointi ja vahvistuksen suunnittelu suoritetaan yläpohjan palkille numero 131 rakenteen alkuperäisistä rakennesuunnitelmista saatujen lähtötietojen avulla. Laskenta suoritetaan käyttämällä standardien SFS-EN 1990+A1+AC, SFS-EN 1991-1-1+AC, SFS-EN 1991-1-3+AC+A1 ja SFS-EN 1992+A1+AC sekä näiden Suomen kansallisten liitteiden mukaisia merkintöjä, kuormia ja mitoitusmenettelyjä. Laattapalkisto mitoitetaan 1-aukkoisena ja nivellellisenä T-poikkileikkauksena.

Betonin puristuslujuuden K20 oletetaan vastaavan nykyistä C16/20 lujuusluokan betonia. Betonin suunnittelulujuudeksi valitaan rakenteen rakentamisajankohdan mukainen betonin sallittu jännitys 6,7 MPa. Betonin puristuslujuus on mahdollisesti kehittynyt ajan kuluessa, mutta tätä ei käytetä hyväksi ilman puristuslujuuden kasvun todentavia koikeita. Betoniteräksen St37 jännityksiä rajoitetaan käyttö- ja murtorajatilassa, koska betoniteräksen valmistus on rakentamisajankohtana ollut mahdollisesti epätarkkaa, jolloin teräksen materiaaliominaisuudet voivat vaihdella huomattavasti. Sallittuina jännityksinä käytetään käyttörajatilassa 160 MPa ja murtorajatilassa 140 MPa. Näissä sallituissa jännityksissä otetaan myös huomioon lähtötietojen epätarkkuus, sillä rakenteen lähtötiedot on valittu alkuperäisten suunnitelmien mukaan eikä niitä ole mitattu rakenteesta. Betonin virumaluvun $\varphi(t, t_0)$ arvioidaan olevan 3,0 liitteen A mukaan. Vahvistettavan rakenteen poikkileikkaustasot oletetaan säilyneen tasoina viruman vaikutuksesta huolimatta.

Rakenteen laskentaa yksinkertaistetaan määrittämällä tasainen laipan korkeus. Kuitenkin laipan irti leikkautumisessa uumasta käytetään laipan suunnittelukorkeutta. Tämä oletamus ei aiheuta suurta virhettä vahvistamisen laskentamallissa. Poikkileikkausomi-

naisuudet määritetään halkeilemattomassa tilassa muunnetun poikkileikkauksen mukaan suhteellisen suuren teräsmäärän vuoksi. Halkeileessa poikkileikkauksessa betonin vetolujuutta ei huomioida vaan vetoteräkset ottavat vastaan kaiken vetojännityksen. Betonin ja teräksien jännitys-muodonmuutosyhteytenä käytetään bi-lineaarista mallia. Poikkileikkauksominaisuudet määritetään huomioiden luvun 3.3 mukainen tehollinen leveys taivutuksessa. Rakenteen poikkileikkauksominaisuuksia määritetään siis taivutuksessa tehollisen leveyden mukaan ja normaalivoiman vaikutuksia määrittäessä palkkijaon perusteella.

Betonin, betoniterästen ja jänneterästen jännityksiä sekä taipumaa ja halkeamaleveyttä rajoitetaan käyttörajatilassa taulukon 6 mukaan. Taipuma tarkastetaan kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä, johon halkeilun vaikutus arvioidaan kuormien tavallisella yhdistelmällä. Betonin halkeamaleveys määritetään kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä. Murtorajatilanteen taivutuskestävyys määritetään plastisuusteorian mukaan, koska oletetaan rakenteella olevan riittävä kiertymiskyky murtotilanteessa matalan puristuspinnan korkeuden ja alhaisen jännitystason vuoksi. Rakenteen leikkauskestävyys arvioidaan ainoastaan leikkausterästen kestävyuden ja betonin puristuskestävyuden mukaan. Leikkauskestävyys ratkaistaan standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan ristikkoanalogialla.

Taulukko 5. Käyttörajatilan raja-arvot.

Kuormitusyhdistelmä	Betoni puristus	Betoni veto	Jänneteräs	Betoniteräs	Taipuma	Halkeamaleveys
Jännitystilanne	$0,6f_{ck}$	$f_{ctm,fl}$	$\min \begin{cases} 0,8 * f_{pk} \\ 0,9 * f_{p0.1k} \end{cases}$	-	-	-
Ominais	$0,6f_{ck}$	-	$\min \begin{cases} 0,75 * f_{pk} \\ 0,85 * f_{p0.1k} \end{cases}$	$0,68f_{yk}$	-	-
Tavallinen	$0,6f_{ck}$	-		-	-	-
Pitkäaikainen	$0,45f_{ck}$	-		-	L/300	0,3 mm

Rakenteen perustiedot:

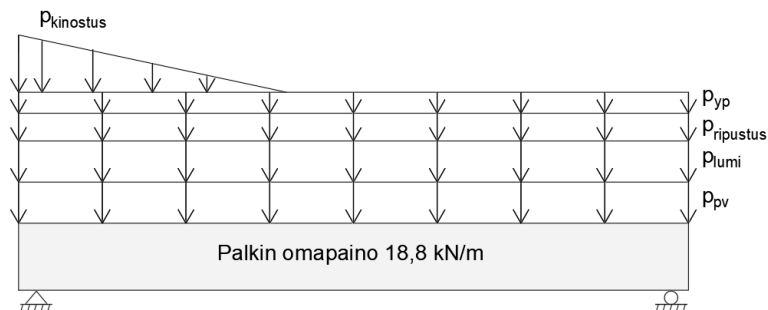
- Seuraamusluokka CC2
- Palkin jännemitta 15 m
- Kuormitusleveys 6,6 m
- Korkeus 1,25 m
- Betoniteräslaatu Pyöröteräs St37 (S235)
- Betonin puristuslujuus K20 (C16/20)

5.2 Kuormitukset ja rasitukset

Rakennetta kuormittavat pysyvät kuormat ovat muutostöiden aikana lisätty pintavalu, yläpohjan muut rakenteet ja ripustuskuorma. Rakennetta kuormittaa myös lumikuorma. Lumikuorman kinostuminen palkin reuna-alueella huomioidaan vain kasvattamalla palkin leikkausvoimaa tuen lähellä murtorajatilanteessa. Lumen kinostumiskuormalla ei ole tässä tapauksessa olennaista vaikutusta taivutusmomenttikuvioon, koska kuormituksen resultantti sijaitsee hyvin lähellä palkin reunaa. Kuormien yhdistely tehdään standardin SFS-EN 1990+A1+AC ja sen Suomen kansallisen liitteen mukaan. Kuormien jakaantuminen on esitetty kuvassa 25 ja kuormien ominaisarvot ovat koottu taulukkoon 6. Kuormitukset yhdistetään vastaamaan murtorajatilan ja käyttörajatilan kuormitusyhdistelmiä. Lisäksi käytetään jännittämistyön aikaista kuormitusyhdistelmää. Kuormitusyhdistelmistä aiheutuvat momenttirasitukset ovat esitetty taulukossa 7. Lumikuorman vaikutusta on kasvatettu taulukossa 7 kertoimella 1,25, jolla otetaan huomioon laatan jatkuvuus ja lumikuorman jakautuminen epätasaisesti jänneväleissä.

Taulukko 6. Rakenteeseen kohdistuvat kuormitusten ominaisarvot.

Kuormitustyyppi	Neliökuorma [kN/m ²]	Viivakuorma [kN/m]
Omapaino	-	18,8
Pinta-valu	3	19,8
Muu yläpohja	0,5	3,3
Ripustuskuorma	2	13,2
Lumikuorma	2,2	14,5
Kinostuskuorma	4,7...0,0	39,7...0,0



Kuva 25. Vahvistettavan palkin rakennemalli.

Taulukko 7. Rakenteeseen kohdistuvat momenttikuormitukset kuormitusyhdistelmien mukaan.

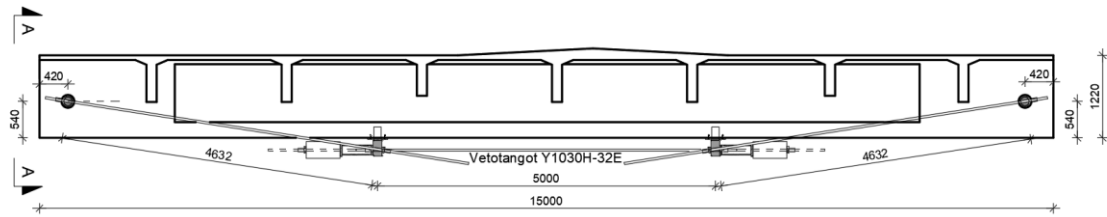
Kuormitustyyppi	Viivakuorma [kN/m]	Momenttirasitus [kNm]
Jännittämisen aikainen yhdistelmä	22,2	625
Ominaiskuormayhdistelmä	75,1	2111
Tavallinen kuormitusyhdistelmä	63,8	1795
Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä	60,1	1689
Murtorajatilän kuormitusyhdistelmä	92,9	2612

5.3 Laattapalkin vahvistaminen

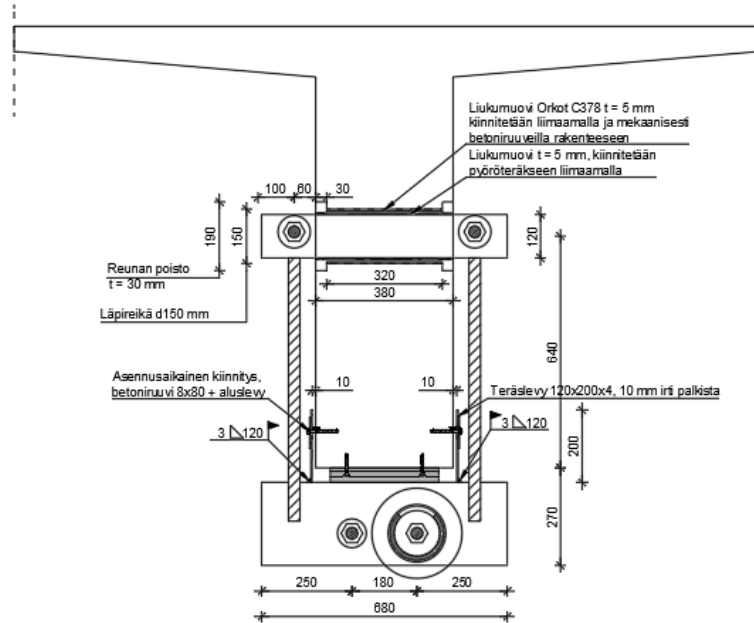
Palkkia on päätetty vahvistaa korkealujuuksisilla vetotangoilla, koska laattapalkin kantavuuden arvioinnin mukaan rakenteen taivutuskestävyys käyttörajatilassa ja murtorajatilassa eivät ole riittäviä. Rakenteen vahvistamiseen tarvittava jännevoima arvioidaan luvun 4.1.3 mukaan, jotta rakenne täyttää murtorajatilän vaatimukset. Rakenteen täyttäessä murtorajatilän vaatimukset tarkastetaan myös käyttörajatilän ehdot ja tarvittaessa kasvatetaan jännevoimaa.

Koska palkkia rasittaa pääsääntöisesti tasan jakautunut kuormitus, vahvistuksen geometriaksi on perusteltua valita kuvan 12c jännekulku. Keskimmäiset jänteet sijoitetaan suoraan palkin alapuolelle ohjaimiin kohdistuvan taivutusmomentin vähentämiseksi. Jänteet pyritään sijoittamaan mahdollisimman lähelle rakenteen alareunaa, jotta talotekniikka mahtuu kulkemaan niiden alapuolella. Jänneiden etäisyyden rakenteesta määrittää työsylinterin koko sekä työvara työsylinterin ja rakenteen alapinnan välissä. Tämän työn suunnitelmissa arvioidaan työsylinterin halkaisijaksi 250 mm sekä työvaraksi jätetään sylinterin ja rakenteen väliin 50 mm. Rakennesuunnitelmat vahvistamisesta on esitetty liitteessä C sekä osin luvuissa 5.3.1 ja 5.3.2.

Jännekulku valitaan lähtevän palkin päässä mahdollisimman lähellä neutraaliakselia ja kulkevan rakenteen alapuolelle palkin kolmanneksen matkalla kuvien 26 ja 27 mukaisesti. Näin jänteessä vaikuttava voima voidaan hyödyntää mahdollisimman tehokkaasti.



Kuva 26. Vahvistetun palkin rakennejärjestelmä.



Kuva 27. Pystyleikkaus vahvistetun palkin rakennejärjestelmästä.

Vahvistamisen perustiedot:

- Ohjaimien etäisyys tuelta 5 m
- Jänneteräksen sijainti alapintaan 180 mm
- Jänneteräksen epäkeskisyys 790 mm
- Jänneteräksen tehollinen korkeus 1330 mm

Vahvistettava rakenne toteutetaan osittain jännitettynä rakenteena, jolloin rakenteen alapinnan vetojännityksiä ei rajoiteta käyttörajatilassa. Jännittämistyö toteutetaan ennen pintavalua ja tuettuna, jolloin rakenteen kuormitus ei aiheuta laskennallisesti halkeilua ja merkittävää taipumaa ennen jännitystyötä. Näin voidaan myös varmistaa jännevoiman siirtyminen luotettavasti rakenteelle. Jänneteräsmäärä pyritään valitsemaan siten, että jänteiden keskimääräinen jännitys jännityshäviöiden jälkeen on välillä $0,4 \dots 0,65 f_{p0.1k}$. Käyttörajatilassa rakenteen jännityksiä, halkeamaleveyttä ja taipumia rajoitetaan kuten vahvistamattomalla rakenteella.

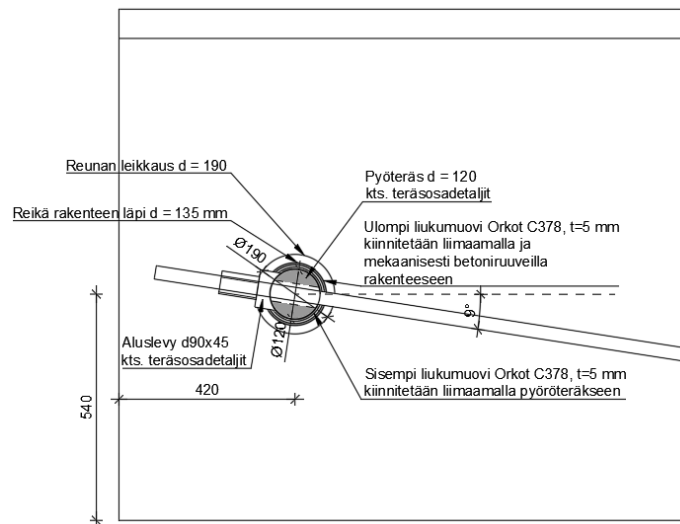
Jännevoiman keskimääräinen suuruus käyttörajatilassa arvioidaan jännehäviöiden laskennan avulla. Ulkoisista kuormista ja jännevoimasta aiheutuvat vaikutukset määritetään jännevoiman keskimääräisen jännityksen avulla eri kuormitusyhdistelmissä. Rakenteen reuna- ja betoniteräsännitykset tarkastellaan palkkiteorian mukaisesti kaikilla kuormitusyhdistelmillä. Palkin halkeillessa neutraaliakselin sijainti siirtyy rakenteessa ylöspäin. Neutraaliakselin sijainnin siirtyminen kasvattaa hieman jännevoimasta aiheutuvaa tasapainottavaa momenttia ja aiheuttaa jännevoiman lisäystä. Näiden merkitys oletetaan vähäiseksi ja jätetään huomioimatta laskennassa.

Murtorajatilassa jänteiden lopullisena jännityksen lisäyksenä käytetään rakenteen muodonmuutoksesta määritettyä jännityslisää. Rakenteen muodonmuutos jännityslisän määrittämistä varten arvioidaan rakenteen ominaiskuormitusyhdistelmän mukaan. Rakenteen sitkeys varmistetaan luvun 4.5 mukaisesti. Jänteiden jännityslisäyksen valinta on oleellinen valinta rakenteen murtorajatilán käyttäytymiselle. Tämän vuoksi laskentaesimerkin jänteiden jännityksenlisäys murtorajatilassa ja momenttikestävyys määritetään jokaiselle luvussa 4.2 mainitulle menetelmälle.

Palkin lisääntynyt kuormitus ja jännevoima kasvattavat rasituksia pilareissa, joihin vahvistettava palkki tukeutuu. Pilarien normaalivoima kasvaa kasvaneen kuormituksen johdosta. Pilarin ja palkin liitos on suunniteltu nivelellisenä, mutta toteutus vastaa osittain jäykkää liitosta. Vahvistettavan palkin jännevoima pyrkii puristamaan palkkia, jota pilari pyrkii vastustamaan. Palkin jännittäminen aiheuttaa näin ollen pilarille taivutusmomenttia. Rasituksien kasvun takia pilarit ja niiden perustuksien kantavuus on tutkittava sekä mahdollisesti vahvistettava ennen palkin vahvistamisen muutostöitä.

5.3.1 Ankkurointi

Jännevoima siirtyy puristusvoimana ankkurointiosan kautta vahvistettavalle rakenteelle. Ankkurointiosa toteutetaan kuvan 28 mukaisen teräsosan avulla, joka valmistetaan pyöröteräksestä. Pyöröteräksen oletetaan kestävänsä siihen kohdistuvat rasitukset. Liitos toteutetaan mahdollisimman nivelellisenä liukumuovin avulla. Kaksi liukumuoviosaa vastakkain mahdollistavat lähes kitkattoman liikkumisen näiden kahden osan välillä. Liukumuovina käytetään tämän työn suunnitelmissa tuotetta Orkot C378. Toinen liukumuoviosista kiinnitetään liimaamalla sekä mekaanisesti betonipoikkileikkaukseen ja toinen osista kiinnitetään pyöröteräkseen. Nivelellinen liitos mahdollistaa ankkuriosan luotettavan liikkeen ohjaimien suhteen. Pyöröteräkseen porataan riittävän suuret reiät vetotangoille, jotka mahdollistavat myös pienen liikkeen. Tankojen riittäväällä työvaralla ja nivelellisellä liitoksella pyritään estämään vetotankojen osuminen pyöröteräksien reunaan, jolloin vetotangoille aiheutuisi taivutusta.



Kuva 28. Esimerkkilaskelman ankkurointialue.

Ankkurointikohdan reunasta porataan betonia irti hieman isommalla timanttisahalla. Tällä pyritään vahvistuksen vikasietoisuuteen, jos ankkurointiosana toimiva pyöriteräs taipuu. Taipumisesta voi aiheutua betonin lohkeilua poikkileikkauksen reunassa, jos mahdollista pyöriteräksen taipumaa ei oteta huomioon.

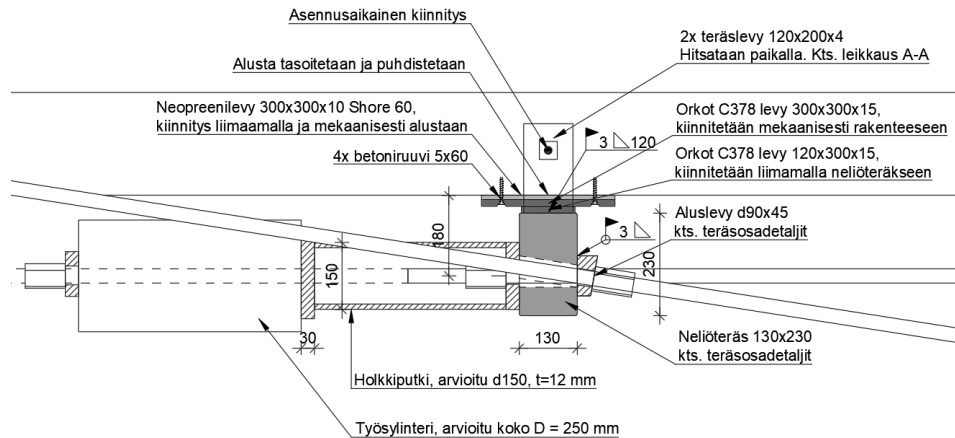
Ankkurointialueen kestävyys paikallista puristumista vastaan selvitetään lukujen 4.5.3 ja 4.5.4 mukaan. Pyöriteräs jakaa puristusjännityksen palkin koko leveydelle, jolloin ei voida soveltaa betonin korotettua puristuslujuutta. Paikallisesta puristusvoimasta aiheutuvat poikittaiset vetovoimat määritetään kuvan 22 ja kaavan 4.54 mukaan.

5.3.2 Ohjaimet

Ulkoisten jälkijännitettyjen vetotankojen ohjain pyritään toteuttamaan rullanivelenä. Teoreettinen rullanivel ohjaimena mahdollistaisi vetotankojen, ohjainten ja ankkurointiosien välisen vapaan liikkumisen ilman haitallisia vaikutuksia. Jännevoiman kehittyminen ja siirtyminen rakenneosasta toiseen vaatii vapaan siirtymisen kiinnityspisteiden välillä. Tämän vuoksi rullanivel olisi teoreettisesti paras ratkaisu. Rullanivelen toteuttaminen todellisuudessa on kuitenkin hankalaa, jolloin on arvioitava ohjaimen tärkeimmät vaatimukset ja toteutettava ne. Ohjaimen liikkuminen rakenteen alapinnan suhteen on välttämätöntä, jotta jännevoima voi kehittyä ja siirtyä rakenteeseen. Nivelen, joka voi liikkua ohjaimen akselin ympäri, toteuttaminen on hankalaa. Jotta ohjain mahdollistaa pienen nivelellisen liikkeen, on vetotankojen reikiin jätettävä riittävä liikkumavara, jos ohjain liikkuu sivusuunnassa.

Ohjain toteutetaan kuvan 29 mukaisesti muodostamalla rulla ominaisuus liukumuviosien avulla. Vetotangot kiinnitetään suorakaideteräkseen aluslevyjen ja muttereiden

avulla. Suorakaideteräkseen kiinnitetään liukumuovi, jonka vastakappale on kiinnitetty mekaanisesti ja liimaamalla betonirakenteen alapuolelle. Ohjaimessa käytettävän suorakaideteräksen mittasuhteet määräytyvät siirrettävän vetovoiman ja rakenteen alapuolelle jätettävän vetotankojen jännittämiseen tarvittavan työvaran mukaan. Neopreenilevy liukumuovin ja palkin alapinnan välissä tasoittaa liukumuovin kautta siirtyvää puristusvoimaa. Palkin alapinta on puhdistettava ja tasoitettava ohjaimen kiinnitystä varten.



Kuva 29. Esimerkkilaskelman ohjaimen rakenne.

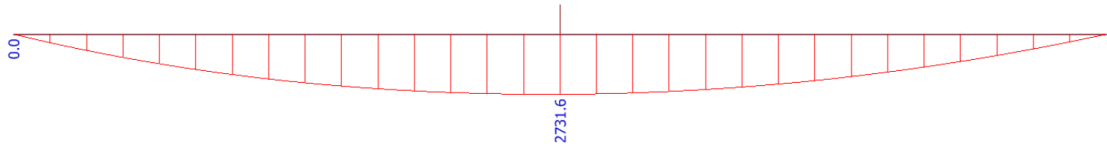
6. TULOSTEN TARKASTELU

Esimerkkirakenteen vahvistaminen ulkoisilla jänteillä kasvatti rakenteen taivutuskapasiteettiä lähtötilanteesta. Erityisesti rakenteen murtorajatilan momenttikapasiteetti kasvoi huomattavasti, kun rakenteen laskennallinen taipuma ja halkeamaleveys pienenivät. Betoniterästen sallittu jännitys ylittyi vahvistamattomassa rakenteessa ominaiskuormitusyhdistelmällä, mutta vahvistuksen jälkeen jännitys on sallituissa rajoissa. Esimerkkirakenteen tapauksessa uuman ja laipan välinen leikkausjännitys pieneni, mutta ei oleellisesti parantanut uuman ja laipan leikkauskestävyyttä.

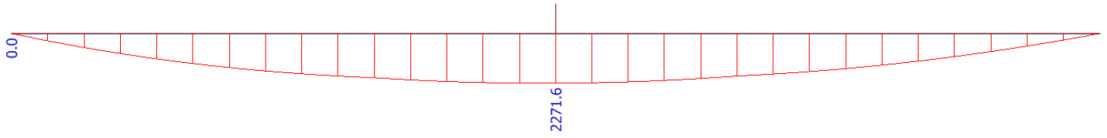
Lähtötietojen valinnalla on merkitys rakenteen laskennalliseen kestävyys- ja vahvistamisen vaikutuksiin. Vahvistamisen määrittämisessä merkittävimmät parametrit ovat jänneepäkeskisyyden ja jännevoiman suuruus. Jännevoiman epäkeskisyyden määrää tarvittavan jännevoiman riittävään vahvistukseen. Nämä parametrit ovat kääntäen verrannollisia toisiinsa nähden, jolloin tarvittava jännevoima kasvaa epäkeskisyyden pienentyessä. Rakenteen murtorajatilan kestävyys vaikuttaa oleellisesti myös jännityslisäyksiin. Jännityslisäyksen määrittämiseen on olemassa useita erilaisia menetelmiä, joista rakenteen muodonmuutoksen avulla määritetty jännityslisäys on suositeltavin.

Esimerkkirakenteen vahvistaminen kuvan 12c mukaisilla ulkopuolisilla jänteillä vähentää momenttikuormitusta käyttö- ja murtorajatilan tarkasteluissa. Kuvissa 30 ja 31 on esitetty vahvistamattoman ja vahvistetun rakenteen taivutusmomenttikuvat, joissa on huomioitu lumen kinostuskuorma. Taivutusmomenttikuvat on määritetty FemDesign 17 -ohjelmalla. Kuvaajien arvot eroavat liitteen B arvoista hieman, koska kuvaajien laskennassa on käytetty pyöristettyjä arvoja ja liitteen B laskennassa ei ole huomioitu lumen kinostuskuormaa.

Taulukossa 8 on esitetty vahvistamattoman ja vahvistetun rakenteen käyttörajatilatarkastelujen tuloksia. Jänneepäkeskisyydestä ja jännevoimasta aiheutuva kumoava taivutusmomentti on 462 kNm liitteen B mukaan. Tämä vähennys taivutusmomenttiin laskee betoniterästen jännityksen kuormien ominaisyhdistelmällä arvosta 219 MPa arvoon 150 MPa, joka on alle betoniterästen jännityksen sallitun arvon. Momenttikuormituksen vähentyessä myös betonin reunajännitykset, halkeamaleveys ja taipuma pienenevät. Näistä tarkasteluista suhteellisesti eniten pieneni rakenteen taipuma ja halkeamaleveys. Jänneiden avulla toteutettu vahvistaminen parantaa taulukon 8 mukaan tehokkaasti rakenteen taivutuksesta aiheutuvia vaikutuksia käyttörajatilassa.



Kuva 30. Vahvistamattoman rakenteen taivutusmomenttikuvio murtorajatilassa [kNm].



Kuva 31. Vahvistetun rakenteen taivutusmomenttikuvio murtorajatilassa [kNm].

Taulukko 8. Käyttörajatilan tarkastelun tuloksia vahvistamattomalle ja vahvistetulle rakenteelle.

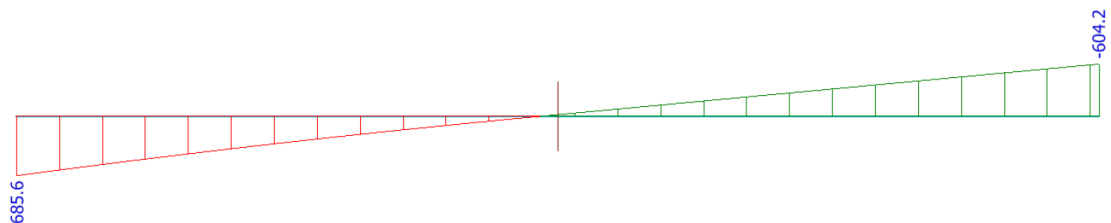
	Vahvistamaton rakenne	Vahvistettu rakenne	Muutos [%]
Taivutusmomentti, M_{Ed} [kNm]	2612	2151	17
Betoniteräksen vetojännitys ominaisyhdistelmällä, $\sigma_{s.char}$ [MPa]	219	150	30
Betonin puristusjännitys pitkäaikaisyhdistelmällä, $\sigma_{c.qp}$ [MPa]	5,0	4,2	10
Betonin puristusjännitys ominaisyhdistelmällä, $\sigma_{c.char}$ [MPa]	6,2	5,6	10
Taipuma, v [mm]	34	24	28
Halkeamaleveys, w [mm]	0,21	0,12	43

Rakenteeseen kohdistuva kumoava taivutusmomentti jännevoimasta liitteen B mukaan on suhteellisen pieni, jolloin jännittämisyvaiheessa rakenteen yläpinnassa ei esiinny vetojännityksiä. Näin ollen rakennetta voitaisiin jännittää huomattavasti lisää, jolla voitaisiin pienentää edelleen rakenteen taipumaa ja halkeamaleveyttä sekä kasvattaa taivutuskapasiteettia tarpeen vaatiessa.

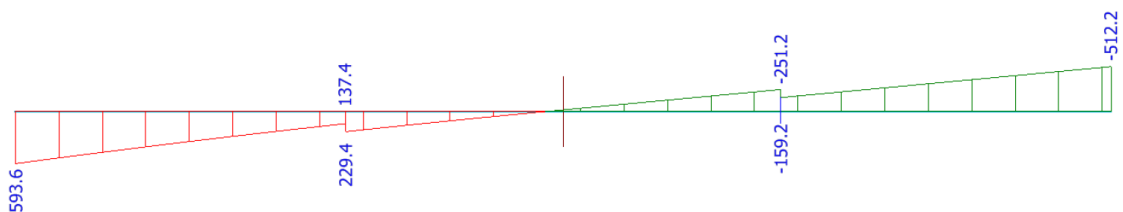
Murtorajatilan tarkastelujen tuloksia esimerkkilaskelman vahvistamattomalle ja vahvistetulle rakenteelle on esitetty taulukossa 9. Kyseisestä taulukosta voidaan havaita, että ulkoiset jänteet kasvattavat huomattavasti murtorajatilassa rakenteen sisäistä taivutuskestävyyttä, jonka lisäksi epäkeskeinen jännevoima pienentää mitoittavaa taivutusmomenttia. Rakenteen sisäinen momentikestävyys kasvoi 74 %, mutta rakenteen momentikestävyys ulkoisille kuormille kasvoi 107 %. Liitteen B mukaan betoniteräksien venymä murtorajatilassa vahvistetulla rakenteella on 40 %, joka on yli betoniterästen myötövenymän ja näin ollen rakenteelle voidaan olettaa sitkeä murtotapa.

Rakenteen leikkauskestävyys murtorajatilassa on määritetty ristikkoanalogialla ainoastaan leikkausterästen kestävyden mukaan. Myös jännevoiman aiheuttama puristusjännitys kasvattaa leikkauskestävyyttä, mutta tässä tutkimuksessa määritetty jännevoima on suhteellisen pieni, jolloin sen vaikutus leikkauskestävyyteen ei ole merkittävä. Jänneräksen pystykomponentti eli ohjausvoima pienentää kuitenkin rakenteen mitoittavaa leikkausvoimaa 13 %.

Vahvistamattoman ja vahvistetun rakenteen leikkausvoimakuviot ovat esitetty kuvissa 32 ja 33, jotka on laadittu FemDesign 17 –ohjelmalla. Leikkausvoimakuvioissa on huomioitu leikkausvoiman vähennys palkin tehollisen korkeuden matkalta palkin päästä ja lumen kinostumiskuorman vaikutus. Kuvien 32 ja 33 arvoissa on pieniä eroja johtuen liitteen B yksinkertaistetusta laskennasta, jossa lumen kinostumiskuorma vaikuttaa ainoastaan toisen puolen leikkausvoimaan. Kuvista 32 ja 33 voidaan havaita, kuinka jälkijännitys pienentää leikkausvoimaa ohjainten kohdalta. Taulukosta 9 voidaan havaita, että vahvistamisen vaikutus leikkauskestävyyteen ei ole merkittävä. Rakenteen laskennallinen leikkaukskapasiteetti ylittyy murtorajatilassa, jolloin rakenteen leikkauskestävyyttä on parannettava erikseen.



Kuva 32. Vahvistamattoman rakenteen leikkausvoimakuvio murtorajatilassa [kN].



Kuva 33. Vahvistetun rakenteen leikkausvoimakuvio murtorajatilassa [kN].

Laipan irti leikkautumiseen uumasta vaikuttavat taivutusmomentin muutos tarkasteltavalla matkalla, laipan korkeus ja laipassa oleva betoniraudoitus. Rakenteen vahvistamisella vaikutetaan mitoittavaan leikkausvoimaan laipan ja uuman välissä, mutta leikkautumisen kestävyys ei voida vaikuttaa ainoastaan ulkoisilla jänteillä. Tutkimuksen esimerkkirakenteen raudoitus laipan kohdalla ei ole riittävä taulukon 9 mukaan vastustamaan laipan leikkautumista murtorajatilassa. Rakenteen taivutusmomenttia on pienenn-

nettävä huomattavasti, jotta mitoittava leikkausjännitys olisi riittävän pieni nykyiselle betoniraidoitukselle. Laippaa on vahvistettava, koska laipan irti leikkautumisen kestävyys on erittäin pieni mitoittavaan leikkausvoimaan verrattuna. Koska ulkoisten jänteiden käyttäminen ainoastaan taivutusmomentin huomattavaan pienentämiseen ei ole kannattavaa tässä tapauksessa, on rakennetta vahvistettava muilla menetelmillä. Eräs menetelmä irti leikkautumisen estämiseksi on laipan päälle tehtävä rakenteellinen pintavalu ja betoniraidoituksen lisääminen.

Taulukko 9. *Murtorajatilan tarkastelun tuloksia vahvistamattomalle ja vahvistetulle rakenteelle.*

	Vahvistamaton rakenne	Vahvistettu rakenne	Muutos [%]
Taivutusmomentti, M_{Ed} [kNm]	2612	2151	18
Taivutuskapasiteetti, M_{Rd} [kNm]	1368	2374	74
Leikkausvoima, V_{Ed} [kN]	717	625	13
Leikkauskestävyys, V_{Rd} [kN]	305	305	0
Laipan irti leikkaantumisen uumasta, v_{Ed} [kN/m]	1,20	1,02	16
Laipan irti leikkaantumisen uumasta, v_{Rd} [kN/m]	0,09	0,09	0

Taulukkoon 10 on laskettu tämän tutkimuksen laskentaesimerkki rakenteen ulkoisten jänteiden jännityslisäys luvussa 4.2 mainituilla menetelmillä. Jänteiden tehollinen jännitys on laskentaesimerkin mukaan 364 MPa jännityshäviöiden jälkeen. Jännityksen lisäys murtorajatilassa vaikuttaa murtorajatilan taivutuskestävyyteen, joten kyseiseen taulukkoon on myös määritetty murtorajatilan taivutuskapasiteetti.

ACI 318 ja Naaman & Alkhairin esittämillä menetelmillä jännityslisä on huomattava verrattuna Eurokoodin mukaiseen arvoon. Tämän tutkimuksen esimerkkirakenteen taivutuskapasiteetti kasvaa ACI 318 menetelmällä noin 25 % ja Naaman & Alkhairin menetelmällä noin 32 % verrattuna Eurokoodin mukaiseen taivutuskestävyyteen. Ghallab (2012) mukaan ACI 318:n ja Eurokoodin mukaiset menetelmät voivat johtaa epätarkkoihin tuloksiin, kun jänneteräokset sijaitsevat rakenteen alapuolella. Naaman & Alkhairin (1991) menetelmä on taas tarkempi, kun jänteet ovat rakenteen alapuolella. Taipuman

avulla määritetty jännityslisä asettuu edellä mainittujen menetelmien väliin. Koska taipuma on määritetty ominaiskuormitusyhdistelmällä, voidaan tulosta pitää konservatiivisena, vaikka toisen kertaluvun vaikutuksia ei oteta huomioon. Taipuman avulla määritetty jännityslisä kasvatti murtorajatilan taivutuskapasiteetti Eurokoodin mukaiseen taivutuskestävyyteen verrattuna noin 7 %.

Taulukko 10. Eri menetelmien vaikutus jänteiden jännityksenlisäykseen murtorajatilassa ja murtorajatilan taivutuskestävyyteen.

Menetelmä	Jännityslisä murtorajatilassa, $\Delta\sigma_p$ [MPa]	Jännitys murtorajatilassa, σ_{pd} [MPa]	Taivutuskapasiteetti, M_{Rd} [kNm]
Eurokoodi	50	414	2217
ACI 318 - 2014	322	685	2766
Naaman & Alkhairi (1991)	398	761	2918
Taipuman avulla	127	491	2373

Liitteen B:n mukaisesti ankkurointialueen betonin puristuskestävyys ei ole riittävä alkuperäisillä mitoitusarvoilla ilman ympäröivän betonin sulkemisvaikutusta, joka kasvattaa betonin lujuutta. Ympäröivän betonin sulkemisvaikutuksen huomioiminen on tutkittava erikseen tässä tapauksessa, kun puristusjännitys voi jakaantua ainoastaan korkeussuunnassa, koska standardi SFS-EN 1992-1-1+A1+AC ei mahdollista tällöin korotettua puristuslujuutta. Suositeltavaa on tutkia ankkurointialueen betonin puristuslujuus rakennekoekappaleiden avulla. Ankkurointialueella esiintyy myös poikittaisia vetojännityksiä suuresta puristusvoimasta johtuen. Liitteen B:n mukaan vetojännitykset ylittävät hieman betonin vetolujuuden suunnitteluarvon, jolloin ankkurointialueella voi mahdollisesti esiintyä halkeilua. Rakenteessa sijaitsevat hakaraudoitukset eivät ole yksinään riittävästi vastaanottamaan poikittaista vetovoimaa. Betonin vetolujuutta on suositeltavaa arvioida uudelleen rakennekoekappaleiden avulla, jolloin betonin halkeilukestävyyttä voidaan mahdollisesti kasvattaa.

7. YHTEENVETO

Tämän tutkimuksen tavoitteena oli tuottaa tietoa rakenteiden vahvistamisesta ulkoisilla jänteillä. Tutkimuksessa tarkasteltiin teräsbetonisen laattapalkkirakenteen vahvistuksen suunnittelun kulkua rakenteen kantokestävyyden arvioinnista lähtien ja vahvistamisen vaikutuksia käyttö- ja murtorajatilassa. Vahvistuksen suunnittelussa tutkittiin erityisesti materiaaliominaisuuksia, jännevoiman valintaa ja jänteiden jännityslisää murtorajatilassa.

Esimerkkilaskelmaa varten tutkittiin kirjallisuudesta erilaisia menetelmiä arvioida vanhan rakenteen materiaaliominaisuuksia, vahvistettavan rakenteen mekaanista toimintaa ja jänteiden jännityslisän suuruutta murtorajatilassa. Kirjallisuustutkimuksen avulla selvitettiin myös teräsbetonirakenteen suunnittelun kulkua ja ulkoisilla jänteillä vahvistetun rakenteen suunnittelun erityispiirteitä. Kirjallisuustutkimuksen avulla perusteltiin esimerkkilaskelmissa tehdyt oletukset ja valinnat.

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin rakennuksen yläpohjana toimivan laattapalkkirakenteen kantavuutta ja vahvistamista. Esimerkkirakenteen kantavuutta ja toimintaa tutkittiin vahvistamattomana ja vahvistettuna käyttö- ja murtorajatilassa. Rakenteelle asetettiin käyttörajatilassa raja-arvot rakenneosien jännityksille, taipumalle ja halkeamaleveydelle, joiden ei sallittu ylittyvän. Lisäksi rakenteella on oltava riittävä kestävyys murtorajatilassa.

Tämän tutkimuksen esimerkkilaskelman rakenteen kantavuuden arvioinnissa käytettiin betonin puristuslujuutena rakentamisaikakauden sallittua jännitystä, koska betonin lujuuden kehityksen varmentavia kokeita ei toteutettu. Rakenteen mitoitus ja analysointi tehtiin eurokoodin mukaan. Jänteiden jännityslisä murtorajatilanteessa määritettiin rakenteen ominaiskuormitusyhdistelmän oletetun taipuman avulla. Lisäksi rakenteen toisen kertaluvun vaikutukset oletettiin merkitsemättömiksi.

Jännekulun geometria esimerkkilaskelmassa valittiin kumoamaan mahdollisimman tarkasti kuormituksia, jotka ovat tasan jakautuneet rakenteen pituudella. Jänteiden sijainti rakenteen keskikohdassa valittiin kulkevan rakenteen alapuolella, jolloin jänteistä aiheutuva kumoava taivutusmomentti olisi mahdollisimman suuri. Jännevoiman suuruus valittiin siten, että rakenteen momenttikestävyys murtorajatilassa on riittävä. Tämän jälkeen tutkittiin, että käyttörajatilan ehdot täytyivät. Vahvistamiseen riitti esimerkkilaskelmassa suhteellisen pieni jännevoima, jolloin rakenteesta tuli osittain jännitetty rakenne, koska rakenne halkeilee käyttörajatilassa.

Rakenteen vahvistaminen ulkoisilla jänteillä kasvatti huomattavasti rakenteen momenttikestävyyttä murtorajatilassa. Käyttörajatilassa vahvistaminen pienensi eniten rakenteen taipumaa ja halkeamaleveyttä. Myös rakenneosien jännitykset pienenevät vahvistamattomaan rakenteeseen verrattuna. Rakenteen vahvistaminen pienensi leikkausvoimaa ja laipan irti leikkautumisen jännitystä uumasta, mutta vahvistamisella ei ollut oleellista vaikutusta leikkauskestävyyteen tai laipan irti leikkautumiseen uumasta. Tutkimuksen tulosten mukaan rakenteen vahvistaminen ulkoisilla jänteillä on kannattavaa, kun on tarpeellista lisätä rakenteen momenttikestävyyttä tai hallita rakenteen taipumaa sekä halkeamaleveyttä. Vahvistamisen vaikutuksiin vaikuttavat merkittävästi jänteiden jännevoima ja epäkeskisyys sekä jänteiden jännityslisä murtorajatilanteessa.

Tämän diplomityön jatkotutkimukseksi ehdotetaan tarkasteltavaksi erilaisilla ulkoisilla jännemenetelmillä vahvistettujen palkkien koekuormitusta ja erityisesti jännityksen lisäyksen kehittymistä murtorajatilanteessa. Milloin ulkoisten jänteiden jännitys voi kasvaa myötörajaan asti, tai milloin jännityslisä jää alhaiseksi?

LÄHTEET

Aalami B. O. (2001), Effective width in post-tensioned flanged beams, Technical note, ADAPT, 2 sivua.

Aalami B. O. (2017), Post-tensioned T-beam; Effective width; Temperature tendons and undesirable effects, Technical note, PT-structures, ADAPT, 20 sivua.

ACI committee 318-08 (2008), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, American Concrete Institution, 471 sivua.

Aeberhard H.U., Buergi P., Ganz H.R., Marti P., Matt P. & Sieber T. (1992), External post tensioning – Design Considerations VSL external tendons examples from practice, VSL INTERNATIONAL LTD., Switzerland, 36 sivua.

Arike R. (2017), Yhteen suuntaan kantavien teräsbetonisten tasorakenteiden analysointi- ja vahvistusmahdollisuudet korjaushankkeessa, diplomityö, Aalto-yliopisto, 183 sivua.

Asp. O., Laaksonen A. & Tulonen J. (2017), Jännepunosvaurion vaikutus betonisen sillanrakenteelliseen turvallisuuteen, Liikennevirasto, Helsinki, 60 sivua.

Bapat S.G., Shrivastava A. & Rajeshirke U.K. (2010), Cost Effectiveness of HDPE Sheathing For Post-Tensioned Prestressed Concrete Structures Over Galvanised Metallic Ducts – A Study, Athena Information Solutions Pvt. Ltd, New Delhi, 4 sivua.

Beepy A. W. & Ghallab A. (2002), Ultimate strength of externally strengthened prestressed beams, Structures & Building, Institution of Civil Engineers, Vol. 152, No. 4, 12 sivua.

Bentur A., Diamond S. & Berke N.S. (2005), Steel corrosion in concrete: fundamentals and civil engineering practice, Spon Press, Taylor & Francis Group, 208 sivua.

BY 65 (2016), Betoninormit 2016, Suomen Betoniyhdistys ry, Vaasa, 164 sivua.

Corven J. & Moreton A. (2013), Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual, U.S department transportation, Federal Highway Administration, 184 sivua.

Daly A.F. & Woodward R.J. (2004), REHABCON project, Annex L: Strengthening of concrete structures using external post-tensioning, European Commission, 34 sivua.

DeCheng K. (2009), Strengthening of RC beams and frames by external prestressing, Doctoral thesis, University of Singapore, 223 sivua.

Dolan C. W. and Hamilton T.R. (2019), Prestressed concrete: building, design, and construction, Springer International Publishing, 452 sivua.

Du G. & Tao X. (1985), Ultimate Stress in Unbonded Tendons of Partially Prestressed Concrete Beams, PCI Journal, Vol. 30, No. 6, 20 sivua.

European Technical Approval 05/0122:2013, SAS – Post-tensioning bar tendon system, Stahlwerk Annahütte, 76 sivua.

European Technical Assessment 10/0065:2016, BBR VT CONA CMB SP – Unbonded Band Post-tensioning System with 01 to 16 Strands, BBR VT International Ltd, 52 sivua.

Fortec Australia (2019), Post tensioning brochure, Fortec Australia, saatavissa: <https://s3-ap-southeast-2.amazonaws.com/assets.fortecaustralia.com.au/app/uploads/2019/12/03093357/Fortec-PT-Brochure-18-web.pdf>, viitattu 18.11.2019.

Ghallab A. (2012), Calculating ultimate tendon stress in externally prestressed continuous concrete beams using simplified formulas, Engineering Structures, Elsevier Ltd., 15 sivua.

Haavisto J. & Laaksonen A. (2018), Betonin puristuslujuus. Esiselvitys: Tausta ja määrittäminen koetuloksista, Liikennevirasto, Helsinki, 76 sivua.

Harajli M. H. & Kanj M. (1990), Experimental and Analytical Study of the Behavior of Concrete Beams Prestressed with Unbonded Tendons, Report No. CE/FSEL 90-02, Department of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, 193 sivua.

Harajli M. H., Khairallah N. & Nassif H. H. (1999), Externally prestressed members: Evaluation of second-order effects, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125. No. 10, 11 sivua.

Huoso H., Laaksonen A., Johansson K., Kaista P., Toivonen M, Hanka J. & Kemppainen A. (2017), Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017: suunnittelu- ja toteutusohjeet sekä mitoitusimerkki BY 69, Suomen betoniyhdistys ry, 136 sivua.

Husso A. (2019), Betonin puristuslujuus rakennekoekappaleissa, diplomityö, Tampereen yliopisto, 341 sivua.

Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC (2016). Eurokoodi 2. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Ympäristöministeriö, Helsinki, 35 sivua.

Konrad Z. & Weiher H. (2006), Usage of HD-PE in bridge construction - a corrosion protection system for steel tendons under extreme loading, Technical University of Munich, 9 sivua.

Kwan A. & Ng P.L. (2006), Practical Determination of Prestress Tendon Profile by Load-balancing Method, HKIE Transactions, Vol 13, No 3, 9 sivua.

Kytölä U. (2018), RAK-33210 Jännitetyt betonirakenteet, Opintomoniste, Tampereen teknillinen yliopisto.

Kärki J. (2018), Ankkurointialueen suunnittelu jälkijännitetyssä betonirakenteessa, diplomityö, Tampereen yliopisto, 165 sivua.

Lahdensivu, J, Köliö, A, Pakkala, T & Koskinen, J (2013), Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013 BY 42, Suomen Betoniyhdistys, Helsinki, 163 sivua.

Leskelä M. V. (2008), Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Suomen betoniyhdistys, 711 sivua.

Liikennevirasto (2017), Eurokoodin soveltamisohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2, Helsinki, 123 sivua.

Lin T.Y. (1963), Load balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures, ACI Journal, Vol 60, No 6, 24 sivua.

Lindberg R, Lindberg N, Laaksonen, A & Vilonen I (2013), Testing of full scale pre-stressed concrete beams. julkaisussa IABSE Workshop, Helsinki 2013, Safety, Failures and Robustness of Large Structures, 14-15 February, 2013, Helsinki, Finland. International Association for Bridge and Structural Engineers Workshop, Vuosikerta. 100, IABSE, 7 sivua.

Maankäyttö- ja rakennuslaki 1999/132. Annettu Helsingissä 5.2.1999.

MacGregor J. G. (1992), Reinforced concrete mechanics and design, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 848 sivua.

- Miller K. (2006), Developments in external post-tensioning systems: A case study on the learnings from multiple structures across oceania, Soletanche Freyssinet Group, 10 sivua.
- Naaman A. E. & Alkhairi F. M. (1991), Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part 2. Proposed methodology, ACI Structural journal, Vol. 88, No. 6, 10 sivua.
- Nordin H. (2004), Strengthening structures with externally prestressed tendons, Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Luleå, 84 sivua.
- Nykyri P. (2013), Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja BY 211 – Osa 1, Suomen Betoniyhdistys, Helsinki, 253 sivua.
- Paasikallio K., Martti M. & Nyman K. (1989), Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus: 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija BY 131, Suomen betonitieto, 215 sivua.
- Picard A., Massicotte B., Bastien J. & ASCE (1995), Relative efficiency of external prestressing, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 12, 10 sivua.
- RIL 174-4 (1988), Korjausrakentaminen 174-4, Runkorakenteet, Suomen rakennusinsinöörien liitto, 336 sivua.
- Rogowsky D.M & Marti P. (1991), Detailing for post tensioned, VSL international LTD, Bern, Switzerland, 52 sivua.
- Said A., Al-Ahmed A. H. & Al-Fendawy D. M. (2015), Strengthening of reinforced concrete T-section beams using external post-tensioning technique, Journal of Engineering, The Institution of Engineering and Technology, Vol. 21, No. 12, 16 sivua.
- SFS-EN 13670:2010, Betonirakenteiden toteutus, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 62 sivua.
- SFS-EN 1992-1-1+A1+AC:2015, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 110 sivua.
- Tam A., & Pannell F. N. (1976), Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, Wexham Springs, Vol. 28, No. 97, 6 sivua.
- Tan K. H. & DeCheng K. (2009), A direct design approach for strengthening simple-span beams with external post-tensioning, PCI Journal, Vol. 54, No. 4, 25 sivua.
- Tan K. H., Naaman A. E., Mansur, M. A. & Ng C. K. (1997), External Prestressing in Structures, Department of Civil Engineering, National University of Singapore.
- VSL (2013), Post-tensioning solutions brochure, VSL International Ltd, saatavissa: <http://www.vsl.com/images/brochures/post-tensioning-strand-systems/vsl-post-tensioning-solutions/view/files/assets/basic-html/page4.html>, viitattu 25.11.2019.
- Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014. Annettu Helsingissä 17.6.2014.
- Ympäristöministeriö (2016), Suomen Rakennusmääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden suunnitteluperusteet, ohje, Helsinki, 15 sivua.

LIITE A: VIRUMALUVUN MÄÄRITYS

Virumaluvun määrittäminen

Virumaluku määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan.

$$f_{ck} := 16 \text{ MPa}$$

Laattapalkin laattaosaa ei huomioida laskennassa

Palkin leveys $b := 220 \text{ mm}$

Palkin korkeus $h := 1150 \text{ mm}$

Betonin poikkileikkausala, laattaosaa ei huomioida $A_c := 220 \text{ mm} \cdot 1150 \text{ mm} = 0.253 \text{ m}^2$

Poikkileikkauksen piiri $u := 2 \cdot h + b = 2.52 \text{ m}$

Muunnettu paksuus $h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 200.79 \text{ mm}$

Tilan arvioitu suhteellinen kosteus $RH := 50\%$

Betonin lujuuden vaikutus $\alpha_1 := \left(\frac{35}{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8} \right)^{0.7} = 1.302$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8} \right)^{0.2} = 1.078$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8} \right)^{0.5} = 1.208$$

Suhteellisen kosteuden vaikutus

$$\phi_{RH} := \text{if} \left(f_{ck} + 8 \text{ MPa} < 35 \text{ MPa}, 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}}, \left(1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \right) = 1.854$$

Betonin lujuuden vaikutus $\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}}}} = 3.429$

Kuormituksen alkamisajankohta, vrk $t_0 := 28$

Betonin ikä, vrk $t := 23520$

Kuormitus ajankohdan vaikutus $\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + (t_0)^{0.2}} = 0.488$

Kerroin, joka riippuu suhteellisesta kosteudesta ja muunnetusta paksuudesta, $f_{cm} < 35$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH \cdot 100)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250, 1500 \right) = 551.221$$

Kerroin kuvaa virumisen kehittymistä $\beta_{t,t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right) = 0.977$

Virumaluku $\phi_{t,t_0} := \phi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} \cdot \beta_{t,t_0} = 3.034$

LIITE B: ESIMERKKILASKELMA LAATTAPALKIN VAHVISTAMISESTA

Ulkoinen vahvistaminen

Kantavuusanalyysi vahvistamattomana

1. Materiaaliominaisuudet

1.1 Betoni

Betonin lieriölujuus	$f_{ck} := 16 \text{ MPa}$
Betonin keskimääräinen vetolujuus	$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.9 \text{ MPa}$
Betonin keskimääräinen puristuslujuus	$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 24 \text{ MPa}$
Betonin sekanttimoduuli	$E_{cm} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \cdot \text{GPa} = 28.6 \text{ GPa}$
Betonin tangettimoduuli	$E_c := 1.05 \cdot E_{cm} = 30.0 \text{ GPa}$
Betonin virumaluku, liitteen A mukaan	$\phi_c := 3.0$
Betonin tehollinen kimmokerroin	$E_{c,eff} := \frac{E_c}{1 + \phi_c} = 7.5 \text{ GPa}$
Betonin murtopuristuma	$\varepsilon_{cu3} := 0.0035$

1.2 Betoniteräksset

Vetolujuuden ominaisarvo	$f_{yk} := 235 \text{ MPa}$
Betoniterästen kimmokerroin	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Betoniterästen myötövenymä	$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.001175$
Betoniteräksien ja betonin kimmokertoimien suhde	$\alpha := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 26.6$

1.3 Jänneteräksset

0.1-rajan ominaisarvo	$f_{p0.1k} := 835 \text{ MPa}$
Vetolujuuden ominaisarvo	$f_{pk} := 1030 \text{ MPa}$
Jänneteräksen kimmokerroin	$E_p := 205 \text{ GPa}$

Relaksaatiohäviö 1000 tuntia
jännittämisen jälkeen

$$\rho_{1000} := 0.05$$

Suurin sallittu jännittämisvoima

$$\sigma_{p.max.sall} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{p.max.sall} = 752 \text{ MPa}$$

Suurin sallittu jännittämisvoima
välittömien häviöiden jälkeen

$$\sigma_{p.0.sall} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{p.0.sall} = 710 \text{ MPa}$$

1.4 Osavarmuusluvut

Betonin materiaaliosavarmuusluku

$$\gamma_c := 1.5$$

Betonin pitkäaikaistekijöiden vaikutus

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku

$$\gamma_s := 1.15$$

Jännevoiman osavarmuusluku

$$\gamma_p := 1.0$$

1.5 Suunnittelulujuudet

Betonin puristuslujuuden
suunnitteluarvo sallitun jännityksen
mukaan

$$f_{cd} := 6.7 \text{ MPa}$$

Betoniterästen myötölujuuden
suunnitteluarvo sallitun
jännityksen mukaan

$$f_{yd} := 140 \text{ MPa}$$

2. Poikkileikkausominaisuudet

2.1 Palkin mittatiedot

Osa 3

$$b_3 := 380 \text{ mm}$$

$$h_3 := 230 \text{ mm}$$

Uuma - Osa 2

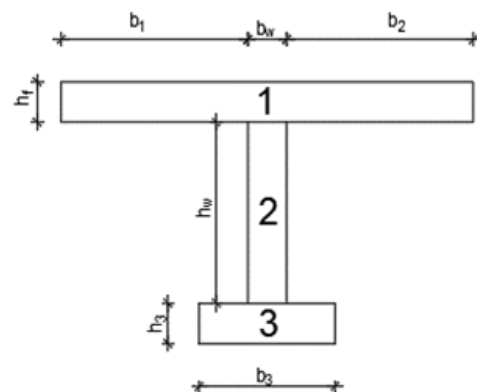
$$b_w := 220 \text{ mm}$$

$$h_w := 850 \text{ mm}$$

Laippa - Osa 1

$$b_1 := 3300 \text{ mm} \quad b_2 := 3300 \text{ mm}$$

$$h_f := 70 \text{ mm}$$



Palkin jänneväli	$L := 15 \text{ m}$
Rakenteen kokonaiskorkeus	$h_{tot} := h_3 + h_w + h_f = 1150 \text{ mm}$
Rakenteen taivutusvetolujuus	$f_{ctm.fl} := \max\left(1, 1.6 - \frac{h_{tot}}{1000 \text{ mm}}\right) \cdot f_{ctm}$

2.2 Betoniteräksset

Pääteräksset 1	$\phi_1 := 32 \text{ mm}$
Lukumäärä, kpl	$n_1 := 6$
Pääteräksset 2	$\phi_2 := 38 \text{ mm}$
Lukumäärä, kpl	$n_2 := 4$
Pääterästen pinta-ala	$A_{s.tot} := \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n_1 + \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n_2$ $A_{s.tot} = 9362 \text{ mm}^2$
Terästen painopisteen etäisyys alapinnasta	$c_{bot} := 85 \text{ mm}$
Vetoterästen tehollinen korkeus	$d_s := h_{tot} - c_{bot} = 1065 \text{ mm}$

2.3 Laipan tehollinen leveys

Määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan.

Rakenteen nollakohtien väli	$l_0 := 15 \text{ m}$
Tehollinen leveys laipalle 1	$b_{eff.1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 2.2 \text{ m}$
Tehollinen leveys laipalle 2	$b_{eff.2} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 2.2 \text{ m}$
Laipan tehollinen leveys	$b_{eff} := b_{eff.1} + b_{eff.2} + b_w = 4540 \text{ mm}$

2.4 Poikkileikkaussuureet

Poikkileikkauksen pinta-ala normaalivoiman vaikutuksille	$A_c := b_3 \cdot h_3 + b_w \cdot h_w + (b_1 + b_2 + b_w) \cdot h_f$ $A_c = 0.752 \text{ m}^2$
--	---

Muunnettu poikkileikkausalala
taivutukselle

$$A_{c.tr} := b_3 \cdot h_3 + b_w \cdot h_w + (b_{eff.1} + b_{eff.2} + b_w) \cdot h_f \downarrow \\ + (\alpha - 1) \cdot A_{s.tot}$$

$$A_{c.tr} = 0.832 \text{ m}^2$$

Poikkileikkauksen painopiste yläreunasta muunnetulle poikkileikkausalalle

$$y_{c.tr} := \frac{b_{eff} \cdot \frac{h_f^2}{2} + b_w \cdot h_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + h_f \right) + b_3 \cdot h_3 \cdot \left(\frac{h_3}{2} + h_f + h_w \right) \downarrow \\ + A_{s.tot} \cdot d_s \cdot (\alpha - 1)}{A_{c.tr}} = 540 \text{ mm}$$

Palkin jäyhyysmomentti määritetään osien avulla

Osan 3 jäyhyysmomentti

$$I_{c3} := \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} + b_3 \cdot h_3 \cdot \left(h_{tot} - \frac{h_3}{2} - y_{c.tr} \right)^2$$

Uuman jäyhyysmomentti

$$I_{cw} := \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} + b_w \cdot h_w \cdot \left(h_{tot} - \frac{h_w}{2} - y_{c.tr} - h_3 \right)^2$$

Laipan jäyhyysmomentti

$$I_{cf} := \frac{b_{eff} \cdot h_f^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(y_{c.tr} - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

Terästen jäyhyysmomentti

$$I_{cs} := A_{s.tot} \cdot (d_s - y_{c.tr})^2 \cdot (\alpha - 1)$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
halkeilemattomana

$$I_c := I_{c3} + I_{cw} + I_{cf} + I_{cs} = 0.181 \text{ m}^4$$

Taivutusvastus yläreunan suhteen

$$W_{top} := \frac{I_c}{y_{c.tr}} = 0.334 \text{ m}^3$$

Taivutusvastus alareunan suhteen

$$W_{bot} := \frac{I_c}{h_{tot} - y_{c.tr}} = 0.297 \text{ m}^3$$

3. Kuormitustiedot

Rakenteen omapaino

$$g_{sw,k} := A_c \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 18.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yläpohjan omapaino.

Pintavalu 3 + ripustuskuorma 2 + muu yläpohja 0,5

$$p_{dl} := 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pysyvä kuorma $g_{dl.k} := (b_1 + b_2 + b_w) \cdot p_{dl} = 37.5 \frac{kN}{m}$

Muuttuva hyötykuorma $p_{lumi} := 2.2 \frac{kN}{m^2}$

Kinostuskuorma vaikuttaa ainoastaan leikkausvoimaan, koska kinostuksen resultantti sijaitsee palkin reunassa.

$$P_{kinos} := 1.7 \cdot 2.75 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.25 \cdot (b_1 + b_2 + b_w) \cdot 6 \text{ m} \cdot 0.5 = 119.6 \text{ kN}$$

Yhdistelykertoimet lumelle $\psi_0 := 0.7$

$$\psi_1 := 0.4$$

$$\psi_2 := 0.2$$

Lumikuorman jatkuvuus ja epätasainen jakautuminen otettu huomioon kertoimella 1.25

$$q_{lumi.k} := 1.25 (b_1 + b_2 + b_w) \cdot p_{lumi} = 18.8 \frac{kN}{m}$$

3.1 Kuormitusyhdistelmät

Jännittämisen aikainen pysyvä kuorma omapainon lisäksi $p_{dl.ini} := 0.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Jännittämisen aikainen yhdistelmä $p_{ini} := (b_1 + b_2 + b_w) \cdot p_{dl.ini} + g_{sw.k} = 22.2 \frac{kN}{m}$

Kuormien ominaisyhdistelmä $p_c := g_{sw.k} + g_{dl.k} + q_{lumi.k} = 75.1 \frac{kN}{m}$

Kuormien tavallinen yhdistelmä $p_f := g_{sw.k} + g_{dl.k} + \psi_1 \cdot q_{lumi.k} = 63.8 \frac{kN}{m}$

Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä $p_{qp} := g_{sw.k} + g_{dl.k} + \psi_2 \cdot q_{lumi.k} = 60.1 \frac{kN}{m}$

Murtorajatilan yhdistelmä

$$p_{Ed} := \max(1.35 \cdot (g_{sw.k} + g_{dl.k}), 1.15 \cdot (g_{sw.k} + g_{dl.k}) + 1.5 \cdot q_{lumi.k}) = 92.9 \frac{kN}{m}$$

3.2 Kuormien vaikutus

Jännittämisen aikainen yhdistelmä $M_{ini} := \frac{p_{ini} \cdot L^2}{8} = 625 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormien ominaisyhdistelmä $M_c := \frac{p_c \cdot L^2}{8} = 2111 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormien tavallinen yhdistelmä $M_f := \frac{p_f \cdot L^2}{8} = 1795 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä $M_{qp} := \frac{p_{qp} \cdot L^2}{8} = 1689.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Murtorajatilan yhdistelmä $M_{Ed} := \frac{p_{Ed} \cdot L^2}{8} = 2612.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Leikkausvoima murtorajatilassa.
Lisätään lumen kinostuminen
leikkausvoimaan. Jätetään kuorma d:n
päästä tuelta huomioimatta $V_{Ed} := \frac{p_{Ed} \cdot (L - 2 \cdot d_s)}{2} + P_{kinos} = 717 \text{ kN}$

4. Kantokestävyyden tarkastus

4.1 Rakenteen jännityksien tarkastus

Kuormien ominaisyhdistelmä $\sigma_{c.top} := \frac{M_c}{-W_{top}} = -6.3 \text{ MPa}$

$\text{format}\left(\left\{\{0\} f_{ck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{c.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.39 fck"} \quad \text{abs}(\sigma_{c.top}) < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$

$\sigma_{c.bot} := \frac{M_c}{W_{bot}} = 7.1 \text{ MPa}$

$\text{if}(\sigma_{c.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}) = \text{"halkeilee"}$

Kuormien tavallinen yhdistelmä $\sigma_{f.top} := \frac{M_f}{-W_{top}} = -5.4 \text{ MPa}$

$\text{format}\left(\left\{\{0\} f_{ck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{f.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.34 fck"} \quad \text{abs}(\sigma_{f.top}) < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$

$\sigma_{f.bot} := \frac{M_f}{W_{bot}} = 6.1 \text{ MPa}$

$\text{if}(\sigma_{f.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}) = \text{"halkeilee"}$

Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sigma_{qp.top} := \frac{M_{qp}}{-W_{top}} = -5 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} f_{ck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}\left(\sigma_{qp.top}\right)}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.32 fck"} \quad \text{abs}\left(\sigma_{qp.top}\right) < 0.45 \cdot f_{ck} = 1$$

$$\sigma_{qp.bot} := \frac{M_{qp}}{W_{bot}} = 5.7 \text{ MPa}$$

$$\text{if}\left(\sigma_{qp.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}\right) = \text{"halkeilee"}$$

Halkeilleen betonin poikkileikkauksominaisuudet ja jännitykset

Täysin haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin korkeus voidaan iteroida puhtaassa taivutuksessa asettamalla neutraaliakselin ylä- ja alapuolen staattiset momentit yhtä suureksi. Jätetään betonin vetolujuus huomioimatta.

Puristuspinnan korkeus haljenneena

$$y_{cr} := 459 \text{ mm}$$

Yläpuolen staattinen momentti

$$S_{top} := b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(y_{cr} - \frac{h_f}{2}\right) + b_w \cdot \frac{(y_{cr} - h_f)^2}{2} \quad S_{top} = 151392510 \text{ mm}^3$$

Alapuolen staattinen momentti

$$S_{bot} := \alpha \cdot A_{s.tot} \cdot (d_s - y_{cr}) \quad S_{bot} = 151096149 \text{ mm}^3$$

Palkin jäyhyysmomentti määritetään osien avulla

Uuman jäyhyysmomentti

$$I_{cw2} := \frac{b_w \cdot (y_{cr} - h_f)^3}{12} + b_w \cdot (y_{cr} - h_f) \cdot \left(y_{cr} - \frac{(y_{cr} - h_f)}{2}\right)^2$$

Laipan jäyhyysmomentti

$$I_{cf2} := \frac{b_{eff} \cdot h_f^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(y_{cr} - \frac{h_f}{2}\right)^2$$

Terästen jäyhyysmomentti

$$I_{cs2} := A_{s.tot} \cdot (d_s - y_{cr})^2 \cdot \alpha$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti halkeilemattomana

$$I_{cr} := I_{cw2} + I_{cf2} + I_{cs2} = 0.1559 \text{ m}^4$$

**Betonin puristusjännitys
yläpinnassa ominaisyhdistelmällä**

$$\sigma_{c.top} := \frac{M_c}{I_{cr}} \cdot y_{cr} = 6.2 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{c.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.39 fck"} \quad \sigma_{c.top} < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$$

**Jännitys betoniteräksissä
ominaisyhdistelmällä**

$$\sigma_s := \alpha \cdot \frac{M_c}{I_{cr}} \cdot (d_s - y_{cr}) = 219 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fyk}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_s)}{f_{yk}}, 2\right)\right) = \text{"0.93 fyk"} \quad \sigma_s < 0.68 \cdot f_{yk} = 0$$

**Betonin puristusjännitys yläpinnassa
pitkäaikaisyhdistelmällä**

$$\sigma_{qp.top} := \frac{M_{qp}}{I_{cr}} \cdot y_{cr} = 5.0 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{qp.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.31 fck"} \quad \sigma_{qp.top} < 0.45 \cdot f_{ck} = 1$$

Jännitystarkastelun huomioita:

- Poikkileikkaus halkeilee jokaisella kuormitusyhdistellä
- Betonin puristusjännitys pysyy kaikilla kuormitusyhdistelmillä sallituissa rajoissa
- Betoniterästen jännitys ylittää sallitun raja-arvon ominaisyhdistelmällä

4.2 Murtorajatilan momenttikapasiteetti

Oletetaan rakenteen plastinen käyttäytyminen murtorajatilanteessa

Tehollisen puristuspuunnan
kerroin

$$\lambda := 0.8$$

Puristuspuunnan korkeus
voimatasapainon avulla

$$x_{ULS} := \frac{A_{s.tot} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = 54 \text{ mm}$$

Momenttikapasiteetti

$$M_{Rd} := A_{s.tot} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{\lambda \cdot x_{ULS}}{2}\right) = 1367.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 1.91$$

Betoniterästen venymä
murtorajatilassa

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (d_s - x_{ULS})}{x_{ULS}} = 0.0657$$

4.3 Murtorajatilan leikkauskapasiteetti

Leikkauskapasiteetti määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan ristikkoanalogialla leikkausteräksille. Tarkastetaan uuman puristusmurto.

Työntöterästen kaltevuus	$\alpha_s := 45^\circ$
Halkeilleen betonin pienennyskerroin	$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.562$
Työntöterästen jakoväli	$s_1 := 1200 \text{ mm}$
Työntöterästen halkaisija	$\phi_{w1} := 32 \text{ mm}$
Leikkeiden lukumäärä	$n_{w1} := 2$
Työntöterästen pinta-ala	$A_{sw1.tot} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{w1}}{2}\right)^2 \cdot n_{w1} = 1608 \text{ mm}^2$
Pystyhakojen jakoväli	$s_2 := 300 \text{ mm}$
Pystyhakojen halkaisija	$\phi_{w2} := 6 \text{ mm}$
Leikkeiden lukumäärä	$n_{w2} := 4$
Pystyhakojen pinta-ala	$A_{sw2.tot} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{w2}}{2}\right)^2 \cdot n_{w2} = 113 \text{ mm}^2$
Betonin puristussauvan kaltevuus	$\theta_f := 45^\circ$
Sisäinen momenttivarsi	$z := 0.9 \cdot d_s = 959 \text{ mm}$
Työntöterästen leikkauskestävyys	
	$V_{Rd.s1} := f_{yd} \cdot \frac{A_{sw1.tot}}{s_1} \cdot z \cdot (\cot(\theta_f) + \cot(\alpha_s)) \cdot \sin(\alpha_s) = 254.4 \text{ kN}$
Pystyhakojen leikkauskestävyys	$V_{Rd.s2} := f_{yd} \cdot \frac{A_{sw2.tot}}{s_2} \cdot z \cdot \cot(\theta_f) = 51 \text{ kN}$
Leikkausterästen kapasiteetti	$V_{Rd.s} := V_{Rd.s1} + V_{Rd.s2} = 305 \text{ kN}$

Uuman puristusmurtokestävyys

$$V_{Rd,max} := v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot(\theta_f) + \cot(\alpha_s)}{1 + \cot(\theta_f)^2} = 793 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = 305 \text{ kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 2.35$$

4.4 Laipan leikkautuminen uumasta

Tässä osiossa laipan paksuus $2 \cdot h_f$.

Tarkastelupituus

$$\Delta x := \frac{L}{4} = 3750 \text{ mm}$$

Taivutusmomentin muutos
tarkastelupituudella

$$\Delta M_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{2} = 1306.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normaalivoiman muutos
laipassa pituudella Δx

$$\Delta F_{Ed} := \frac{b_{eff,1}}{b_{eff}} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{z} = 648 \text{ kN}$$

Pituussuuntainen
leikkausjännitys

$$v_{Ed} := \frac{\Delta F_{Ed}}{2 \cdot h_f \cdot \Delta x} = 1.2 \text{ MPa}$$

Vaadittu poikittaisraudoitus

$$A_{sf,req} := \frac{v_{Ed} \cdot 2 \cdot h_f}{f_{yd} \cdot \cot(\theta_f)} = 1235 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Nykyinen raudoitus

$$A_{sf} := 94.2 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Laipan ja uuman välinen
leikkauskestävyys

$$v_{Rd} := \frac{A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta_f)}{2 \cdot h_f} = 0.09 \text{ MPa}$$

Tarkastetaan ehto 6.2.4(6)

$$0.4 \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} < v_{Ed} = 1$$

Laatan taivutuksen vaatimaa raudoitusta lisättävä laipan leikkautumisen estämiseksi.

Betonin vinon puristusmurron yläraja

$$v_{Rd,max} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 1.9 \text{ MPa}$$

4.5 Halkeamaleveyden tarkistus

Määritetään halkeamaleveys standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan.

Kerroin sileille tangoille $k_1 := 1.6$

Kerroin kuormitustavalle $k_2 := 0.5$

Vakiot $k_3 := 3.4$

$$k_4 := 0.425$$

Kerroin kuorman vaikutusajalle $k_t := 0.4$

Suojabetoni alapintaan $c_{ap} := 50 \text{ mm}$

Vetojännityksen alaisen betonin tehollinen korkeus
$$h_{ef} := \min\left(\frac{h_{tot}}{2}, 2.5 \cdot (h_{tot} - d_s), \frac{(h_{tot} - y_{cr})}{3}\right)$$

$$h_{ef} = 213 \text{ mm}$$

Vetojännityksen alaisen betonin tehollinen korkeus

$$A_{c,eff} := b_3 \cdot h_{ef} = 80750 \text{ mm}^2$$

Vetojännityksen alaisen betonin raudoitussuhde

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,tot}}{A_{c,eff}} = 0.116$$

Halkeamaväli

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{ap} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_2}{\rho_{p,eff}} = 281 \text{ mm}$$

Betoniterästen jännitys pitkäaikaisyhdistelmällä

$$\sigma_{s,qp} := \alpha \cdot \frac{M_{qp}}{I_{cr}} \cdot (d_s - y_{cr}) = 175 \text{ MPa}$$

Venymän muutos vetoteräksissä

$$\Delta\varepsilon_{sm} := \max\left(0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,qp}}{E_s}, \frac{\sigma_{s,qp} - k_t \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}\right) = 0.00074$$

Halkeamaleveys

$$w_k := \Delta\varepsilon_{sm} \cdot s_{r,max} = 0.21 \text{ mm}$$

Sallittu halkeamaleveys

$$w_{k,max} := 0.3 \text{ mm}$$

Käyttöaste

$$\frac{w_k}{w_{k,max}} = 0.69$$

4.6 Taipuman tarkistus

Halkeamamomentti $M_{cr} := W_{bot} \cdot f_{ctm,ft} = 565 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Taivutusmomentti tavallisella kuormitusyhdistelmällä $M_f = 1795 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Taivutusmomentti pitkäaikaisyhdistelmällä $M_{qp} = 1689 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Palkki halkeilee tavallisella kuormitusyhdistelmällä, jolloin taipuman tarkastelussa käytetään halkeilleen rakenteen poikkileikkausominaisuuksia.

Halkeilun vaikutus otetaan huomioon jakaumakertoimen avulla.

Kerroin pitkäaikaisille kuormille $\beta := 0.5$

Vetojäykistyksen huomioiva kerroin $\xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_f} \right)^2 = 0.95$

Taipuman suuruus pitkäaikaisyhdistelmälle halkeilemattomalle poikkileikkaukselle

$$v_{qp.uc} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{qp} \cdot L^4}{E_{c,eff} \cdot I_c} = 29 \text{ mm}$$

Taipuman suuruus pitkäaikaisyhdistelmälle halkeilleelle poikkileikkaukselle

$$v_{qp.cr} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{qp} \cdot L^4}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} = 34 \text{ mm}$$

Taipuma $v_{qp} := \xi \cdot v_{qp.cr} + (1 - \xi) \cdot v_{qp.uc} = 34 \text{ mm}$

Sallittu taipuma $v_{sall} := \frac{L}{300} = 50 \text{ mm}$

Käyttöaste $\frac{v_{qp}}{v_{sall}} = 0.67$

5. Johtopäätökset

- Betoniterästen vetojännitys ylittää sallitun rajan ominaisyhdistelmällä
- Rakenteen momenttikapasiteetti ei ole riittävä murtorajatilanteessa
- Leikkaukskapasiteetti ylitetään
- Rakenteen taipuma ja halkeamaleveys ovat sallituissa rajoissa

Rakennetta vahvistetaan ulkoisilla teräsjänteillä.

Vahvistuksen suunnittelu

1. Vahvistuksen geometria ja jännevoima

Ohjainten etäisyys tuelta	$l := 5 \text{ m}$
Ohjainten etäisyys rakenteen alapinnasta	$e_{ap} := 180 \text{ mm}$
Jänneteräksen epäkeskisyys halkeilemattomana	$e_{max} := h_{tot} + e_{ap} - y_{c.tr} = 789.6 \text{ mm}$
Jänneteräksen tehollinen korkeus	$d_p := h_{tot} + e_{ap} = 1330 \text{ mm}$
Jänneteräksen halkaisija	$d := 32 \text{ mm}$
Yhden jänteen poikkileikkausala	$A_{p.1} := \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = 804 \text{ mm}^2$
Jänneteräksien lukumäärä	$n_p := 2$
Jänneteräksien kokonaispinta-ala	$A_p := A_{p.1} \cdot n_p = 1608 \text{ mm}^2$
Arvioitu tunkkausvoima. Valitaan, että arvioitu parantunut kestävyys > vahvistustarve	$P_{arvio} := 800 \text{ kN}$
Arvioitu jännityshäviö	$\alpha_p := 0.3$
Arvioitu jännityksen lisäys murtorajatilassa	$\Delta\sigma_{p.ULS} := 150 \text{ MPa}$
Arvioitu puristuspuunnan korkeus murtorajatilassa	
	$x := \frac{A_{s.tot} \cdot f_{yd} + P_{arvio} \cdot (1 - \alpha_p) + A_p \cdot \Delta\sigma_{p.ULS}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} = 86.8 \text{ mm}$
Vahvistuksen jälkeinen murtorajatilan momentti	$M_{Ed2} := M_{Ed} - P_{arvio} \cdot (1 - \alpha_p) \cdot e_{max} = 2170 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Vahvistustarve	$\Delta M_{Ed} := M_{Ed2} - M_{Rd} = 803 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Parantunut kestävyys murtorajatilassa arvioidulla jännevoiman arvolla

$$\Delta M_{Rd} := (P_{arvio} \cdot (1 - \alpha_p) + A_p \cdot \Delta \sigma_{p,ULS}) \cdot \left(d_p - \frac{\lambda \cdot (x_{ULS} + x)}{2} \right) = 1021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tunkkausvoima per jänne

$$P_{max.1} := 400 \text{ kN}$$

Tunkkausvoima yhteensä

$$P_{max} := P_{max.1} \cdot n_p = 800 \text{ kN}$$

Arvioitu keskimääräinen
jännitys jänteessä

$$\sigma_{p,m} := \frac{P_{arvio} \cdot (1 - \alpha_p)}{2 \cdot A_{p,1}} = 348 \text{ MPa}$$

Jännityshetken jännitys

$$\sigma_{p,max} := \frac{P_{max.1}}{A_{p,1}} = 497 \text{ MPa}$$

Tarkistetaan suurin sallittu
jännevoima laukaisussa

$$\sigma_{p,max} < \sigma_{p,max.sall} = 1$$

2. Jännehäviöt

2.1 Välittömät häviöt

2.1.1 Betonin välittömästä muodonmuutoksesta aiheutuva häviö

Oletetaan jänteiden jännitys yhtä aikaa, jolloin jännityshäviöitä ei aiheudu kimmoisesta kokoonpuristumisesta. Tarkistetaan palkin lyhentymä puristusvoimasta, joka on oltava riittävän pieni, jotta palkki ei putoa tuelta tai esiinny muita haitallisia vaikutuksia.

$$\text{Betonipoikkileikkauksen puristuma} \quad \varepsilon_c := \frac{P_{max}}{E_{c,eff} \cdot A_c} = 0.000142$$

Palkin puristuma

$$\Delta L := \varepsilon_c \cdot L = 2.1 \text{ mm}$$

2.1.2 Ankkurointi ja lukitushäviö

Lukitusliukuma

$$\Delta := 1.7 \text{ mm}$$

Ankkurointihäviö

$$\Delta P_a := 2 \cdot \frac{\Delta}{L} \cdot E_p \cdot A_{p,1} = 112 \text{ kN}$$

Jännevoima välittömien häviöiden jälkeen

$$P_{m,0} := P_{max} - \Delta P_a = 687.9 \text{ kN}$$

Jännitys välittömien
häviöiden jälkeen

$$\sigma_{m,0} := \frac{P_{m,0}}{A_p} = 428 \text{ MPa}$$

Tarkistetaan suurin sallittu jännevoima välittömien häviöiden jälkeen

$$\sigma_{m.0} < \sigma_{p.0.sall} = 1$$

Jännevoiman välittömät häviöt

$$\Delta P_{m.0} := \Delta P_a = 112.1 \text{ kN}$$

Jännevoiman välittömät häviöt

$$\Delta P_{m.0} := \frac{\Delta P_a}{P_{max}} = 0.14$$

2.2 Pitkäaikaiset häviöt

2.2.1 Relaksaatio häviö

Jännittämishetken jännitys

$$\sigma_{pi} := \frac{P_{m.0}}{A_p} = 428 \text{ MPa}$$

Relaksaatiohäviön arvo

$$\Delta \sigma_{pr} := 3 \cdot \rho_{1000} \cdot \sigma_{pi} = 64.1 \text{ MPa}$$

Relaksaatiohäviö

$$\Delta P_{pr} := \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p = 103 \text{ kN}$$

2.3 Jännityksien tarkastelu jännehäviöiden jälkeen

Jänneterästen jännityshäviöt

$$\Delta P := \Delta P_a + \Delta P_{pr} = 215 \text{ kN}$$

Jänneterästen jännityshäviöt

$$\Delta P := \frac{\Delta P}{P_{max}} = 0.27$$

Jänneterästen keskimääräinen voima

$$P_{m.\infty} := P_{m.0} - \Delta P_{pr} = 585 \text{ kN}$$

Jänneterästen keskimääräinen jännitys

$$\sigma_{m.\infty} := \frac{P_{m.\infty}}{A_p} = 364 \text{ MPa}$$

Keskimääräinen puristusjännitys betonipoikkileikkauksessa

$$\sigma_{c.m} := \frac{P_{m.\infty}}{A_c} = 0.8 \text{ MPa}$$

Ohjausvoiman suuruus häviöiden jälkeen

$$R := \frac{P_{m.\infty} \cdot e_{max}}{l} = 92 \text{ kN}$$

3. Kuormien vaikutus

Taivutusmomentti jännevoimasta kaikkien häviöiden jälkeen

$$M_{bal} := -P_{m.\infty} \cdot e_{max} = -462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jännittämisen aikainen yhdistelmä

$$M_{ini} := \frac{p_{ini} \cdot L^2}{8} - P_{m.0} \cdot e_{max} = 81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kuormien ominaisyhdistelmä

$$M_c := M_c + M_{bal} = 1649 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kuormien tavallinen yhdistelmä	$M_f := M_f + M_{bal} = 1333 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä	$M_{qp} := M_{qp} + M_{bal} = 1227 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Murtorajatilän yhdistelmä	$M_{Ed} := M_{Ed} + M_{bal} = 2151 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Leikkausvoima murtorajatilassa	$V_{Ed} := V_{Ed} - R = 625 \text{ kN}$

4. Rakenteen kantokestävyyden tarkistus

4.1 Rakenteen jännityksien tarkistus

Jännittämisen aikainen yhdistelmä $\sigma_{ini.top} := \frac{M_{ini}}{-W_{top}} - \frac{P_{m.0}}{A_c} = -1.2 \text{ MPa}$

$\text{format}\left(\text{"\{0\} fck"}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{ini.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.07 fck"} \quad \sigma_{c.top} < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$

$$\sigma_{c.bot} := \frac{M_{ini}}{W_{bot}} - \frac{P_{m.0}}{A_c} = -0.6 \text{ MPa}$$

$\text{if}(\sigma_{c.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}) = \text{"ei halkeile"}$

Kuormien ominaisyhdistelmä $\sigma_{c.top} := \frac{M_c}{-W_{top}} - \sigma_{c.m} = -5.7 \text{ MPa}$

$\text{format}\left(\text{"\{0\} fck"}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{c.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.36 fck"} \quad \sigma_{c.top} < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$

$$\sigma_{c.bot} := \frac{M_c}{W_{bot}} - \sigma_{c.m} = 4.8 \text{ MPa}$$

$\text{if}(\sigma_{c.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}) = \text{"halkeilee"}$

Kuormien tavallinen yhdistelmä $\sigma_{f.top} := \frac{M_f}{-W_{top}} - \sigma_{c.m} = -4.8 \text{ MPa}$

$\text{format}\left(\text{"\{0\} fck"}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{f.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.3 fck"} \quad \sigma_{f.top} < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$

$$\sigma_{f.bot} := \frac{M_f}{W_{bot}} - \sigma_{c.m} = 3.7 \text{ MPa}$$

$\text{if}(\sigma_{f.bot} < f_{ctm.fl}, \text{"ei halkeile"}, \text{"halkeilee"}) = \text{"halkeilee"}$

Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sigma_{qp.top} := \frac{M_{qp}}{-W_{top}} - \sigma_{c.m} = -4.4 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{qp.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.28 fck"} \quad \sigma_{qp.top} < 0.45 \cdot f_{ck} = 1$$

$$\sigma_{qp.bot} := \frac{M_{qp}}{W_{bot}} - \sigma_{c.m} = 3.4 \text{ MPa}$$

if ($\sigma_{qp.bot} < f_{ctm.fl}$, "ei halkeile", "halkeilee") = "halkeilee"

Määritetään poikkileikkauksominaisuudet haljenneen poikkileikkauksen mukaan

Käytetään vahvistamattoman rakenteen neutraaliakselin korkeutta, johon lisätään normaalivoiman vaikutus.

Neutraaliakselin sijainti painopisteestä

$$y_i := \sigma_{c.m} \cdot \frac{I_{cr}}{M_c} = 74 \text{ mm}$$

Neutraaliakselin sijainti yläreunasta ominaiskuormitusyhdistelmällä

$$y_{cr} := y_{cr} + y_i = 533 \text{ mm}$$

**Betonin puristusjännitys
yläpinnassa ominaisyhdistelmällä**

$$\sigma_{c.top} := \frac{-M_c}{I_{cr}} \cdot y_{cr} = -5.6 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{c.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.35 fck"} \quad \sigma_{c.top} < 0.6 \cdot f_{ck} = 1$$

**Jännitys betoniteräksissä
ominaisyhdistelmällä**

$$\sigma_s := \alpha \cdot \frac{M_c}{I_{cr}} \cdot (d_s - y_{cr}) = 150 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fyk}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_s)}{f_{yk}}, 2\right)\right) = \text{"0.64 fyk"} \quad \sigma_s < 0.68 \cdot f_{yk} = 1$$

**Betonin puristusjännitys yläpinnassa
pitkäaikaisyhdistelmällä**

$$\sigma_{qp.top} := \frac{-M_{qp}}{I_{cr}} \cdot y_{cr} = -4.2 \text{ MPa}$$

$$\text{format}\left(\left\{\{0\} \text{ fck}\right\}, \text{round}\left(\frac{\text{abs}(\sigma_{qp.top})}{f_{ck}}, 2\right)\right) = \text{"0.26 fck"} \quad \sigma_{qp.top} < 0.45 \cdot f_{ck} = 1$$

Jännitystarkastelun huomioita:

- Poikkileikkaus halkeilee jokaisella hyötykuorman kuormitusyhdistellä
- Betonin ja betoniterästen jännitykset pysyvät kaikilla kuormitusyhdistelmillä sallituissa rajoissa

4.2 Jänneterästen jännityksen lisäys murtorajatilanteessa

Jännityslisä määritetään ominaisyhdistelyn mukaan lasketun muodonmuutoksen avulla.

Apusuureet taipuman laskentaan $a := l = 5 \text{ m}$ $b := L - l = 10 \text{ m}$

Ristikon korkeus $h := 720 \text{ mm}$

Taipuma ominaisyhdistelmällä

$$v_c := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_c \cdot L^4}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} - \frac{2 \cdot R \cdot L^2}{6 \cdot E_{c,eff} \cdot I_{cr}} \left(\frac{a \cdot b}{L^2} (L + b) \frac{1}{2} - b \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^3 + \frac{\left(\frac{L}{2} - a\right)^3}{L^2} \right) = 33 \text{ mm}$$

Jänneterästen venymä $\Delta \varepsilon_p := \frac{h \cdot v_c}{(h^2 + l^2) + l \cdot \left(\frac{L}{2} - l\right)} = 0.0006215$

Jännityslisä $\Delta \sigma_{p,ULS} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p = 127 \text{ MPa}$

Lopullinen jännitys murtorajatilassa $\sigma_{p,ULS} := \sigma_{m,\infty} + \Delta \sigma_{p,ULS} = 491 \text{ MPa}$

Lopullinen voima jänneteräksissä $P_{m,ULS} := \sigma_{p,ULS} \cdot A_p = 790 \text{ kN}$

4.3 Murtorajatilan momenttikapasiteetti

Oletetaan betonin puristusjännitys jakauman sijaitsevan laipassa

Neutraaliakselin korkeus voimatasapainon avulla $x_{ULS} := \frac{A_{s,tot} \cdot f_{yd} + P_{m,ULS}}{\lambda \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = 86 \text{ mm}$

Puristuspuunnan tehollinen korkeus $\lambda \cdot x_{ULS} = 69 \text{ mm}$

Betonin puristusjännitys sijaitsee laipassa, joten oletus ok

Betoniterästen myötämisen tarkastus $\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (d_s - x_{ULS})}{x_{ULS}} = 0.04$

Betoniteräs myötää, joten murtorajatilan oletus ok

Momenttikapasiteetti

$$M_{Rd} := A_{s,tot} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{\lambda \cdot x_{ULS}}{2} \right) + P_{m,ULS} \cdot \left(d_p - \frac{\lambda \cdot x_{ULS}}{2} \right) = 2373.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.906$$

4.4 Leikkauskapasiteetin tarkastus

Betonin puristusmurto kapasiteetti kasvaa.

Puristusjännityksen suhde
betonin mitoituslujuuteen

$$\frac{\sigma_{c,m}}{f_{cd}} = 0.12$$

Betonin puristusjännityksen
huomioiva kerroin

$$\alpha_{cw} := 1 + \frac{\sigma_{c,m}}{f_{cd}} = 1.1$$

Uuman puristusmurtokestävyys

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot(\theta_f) + \cot(\alpha_s)}{1 + \cot(\theta_f)^2} = 886 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = 305 \text{ kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 2.05$$

Murtorajatilassa leikkauskapasiteetti ylitetään. Leikkauskestävyyttä parannettava.
Betonin puristusmurtokestävyyttä ei ylitetä.

4.5 Laipan leikkautuminen uumasta

Tässä osiossa laipan paksuus $2 \cdot h_f$.

Tarkastelupituus

$$\Delta x := \frac{L}{4} = 3750 \text{ mm}$$

Taivutusmomentin muutos
tarkastelupituudella

$$\Delta M_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{2} = 1075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normaalivoiman muutos
laipassa pituudella Δx

$$\Delta F_{Ed} := \frac{b_{eff,1}}{b_{eff}} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{z} = 534 \text{ kN}$$

Pituussuuntainen
leikkausjännitys

$$v_{Ed} := \frac{\Delta F_{Ed}}{2 \cdot h_f \cdot \Delta x} = 1.02 \text{ MPa}$$

Vaadittu poikittaisraudoitus	$A_{sf.req} := \frac{v_{Ed} \cdot 2 \cdot h_f}{f_{yd} \cdot \cot(\theta_f)} = 1017 \frac{mm^2}{m}$
Nykyinen raudoitus	$A_{sf} := 94.2 \frac{mm^2}{m}$
Laipan ja uuman välinen leikkauskestävyys	$v_{Rd} := \frac{A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta_f)}{2 \cdot h_f} = 0.09 \text{ MPa}$
Tarkastetaan ehto 6.2.4(6)	$0.4 \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} < v_{Ed} = 1$
Laatan taivutuksen vaatimaa raudoitusta lisättä laipan leikkautumisen estämiseksi	
Betonin vinon puristusmurron yläraja	$v_{Rd.max} := v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 1.9 \text{ MPa}$

4.6 Halkeamaleveyden tarkistus

Määritetään halkeamaleveys standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC mukaan.

Kerroin sileille tangoille	$k_1 := 1.6$
Kerroin kuormitustavalle	$k_2 := 0.5$
Vakiot	$k_3 := 3.4$
	$k_4 := 0.425$
Kerroin kuorman vaikutusajalle	$k_t := 0.4$
Suojabetoni alapintaan	$c_{ap} := 50 \text{ mm}$
Vetojännityksen alaisen betonin tehollinen korkeus	$h_{ef} := \min\left(\frac{h_{tot}}{2}, 2.5 \cdot (h_{tot} - d_s), \frac{(h_{tot} - y_{cr})}{3}\right)$ $h_{ef} = 206 \text{ mm}$
Vetojännityksen alaisen betonin tehollinen korkeus	$A_{c.eff} := b_3 \cdot h_{ef} = 78215.6 \text{ mm}^2$
Vetojännityksen alaisen betonin raudoitussuhde	$\rho_{p.eff} := \frac{A_{s.tot}}{A_{c.eff}} = 0.12$
Halkeamaväli	$s_{r.max} := k_3 \cdot c_{ap} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_2}{\rho_{p.eff}} = 278 \text{ mm}$

Betoniterästen jännitys
pitkäaikaisyhdistelmällä

$$\sigma_{s.qp} := \alpha \cdot \frac{M_{qp}}{I_{cr}} \cdot (d_s - y_{cr}) = 112 \text{ MPa}$$

Venymän muutos vetoteräksissä

$$\Delta \varepsilon_{sm} := \max \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.qp}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.qp} - k_t \cdot \frac{f_{ctm.fl}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} \right) = 0.000425$$

Halkeamaleveys

$$w_k := \Delta \varepsilon_{sm} \cdot s_{r.max} = 0.12 \text{ mm}$$

Sallittu halkeamaleveys

$$w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$$

Käyttöaste

$$\frac{w_k}{w_{k.max}} = 0.39$$

4.7 Taipuman tarkistus

Halkeamamomentti

$$M_{cr} := W_{bot} \cdot (f_{ctm.fl} + \sigma_{c.m}) = 795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentti tavallisella
kuormitusyhdistelmällä

$$M_f = 1333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentti
pitkäaikaisyhdistelmällä

$$M_{qp} = 1227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Palkki halkeilee tavallisella kuormitusyhdistelmällä, jolloin taipuman tarkastelussa käytetään halkeilleen rakenteen poikkileikkausominaisuuksia.

Halkeilun vaikutus otetaan huomioon jakaumakertoimen avulla.

Kerroin pitkäaikaisille kuormille

$$\beta := 0.5$$

Vetojäykistyksen huomioiva
kerroin

$$\xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_f} \right)^2 = 0.822$$

Taipuman suuruus pitkäaikaisyhdistelmälle halkeilemattomalle poikkileikkaukselle

$$v_{qp.uc} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{qp} \cdot L^4}{E_{c.eff} \cdot I_c} - \frac{2 \cdot R \cdot L^2}{6 \cdot E_{c.eff} \cdot I_c} \left(\frac{a \cdot b}{L^2} (L+b) \frac{1}{2} - b \cdot \left(\frac{1}{2} \right)^3 + \frac{\left(\frac{L}{2} - a \right)^3}{L^2} \right) = 21 \text{ mm}$$

Taipuman suuruus pitkäaikaisyhdistelmälle halkeilleelle poikkileikkaukselle

$$v_{qp.cr} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{qp} \cdot L^4}{E_{c.eff} \cdot I_{cr}} - \frac{2 \cdot R \cdot L^2}{6 \cdot E_{c.eff} \cdot I_{cr}} \left(\frac{a \cdot b}{L^2} (L+b) \frac{1}{2} - b \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^3 + \frac{\left(\frac{L}{2} - a\right)^3}{L^2} \right) = 24 \text{ mm}$$

Taipuma

$$v_{qp} := \xi \cdot v_{qp.cr} + (1 - \xi) \cdot v_{qp.uc} = 24 \text{ mm}$$

Sallittu taipuma

$$v_{sall} := \frac{L}{300} = 50 \text{ mm}$$

Käyttöaste

$$\frac{v_{qp}}{v_{sall}} = 0.48$$

5. Yhteenveto

- Betonin ja terästen jännitykset ovat sallituissa rajoissa kaikilla kuormitusyhdistelmillä
- Murtorajatilassa taivutuskapasiteetti on riittävä
- Murtorajatilassa leikkaukskapasiteetti ylitetään. Leikkauskestävyyttä parannettava.
- Laipan leikkautumiskestävyys uumasta ei ole riittävä. Laippaa on vahvistettava.
- Taipuma ja halkeamaleveys ovat sallituissa rajoissa

Ankkurointialueen kestävyys

Ankkurialueen mitat	leveys	$b_0 := 320 \text{ mm}$
	korkeus	$h_0 := 150 \text{ mm}$
Ankkurialueen pinta-ala		$A_0 := b_0 \cdot h_0 = 48000 \text{ mm}^2$
Mitoittava ankkurointivoima		$F_d := 1.2 \cdot P_{max} = 960 \text{ kN}$
Puristusjännitys ankkurikappaleen takana		$\sigma_0 := \frac{F_d}{A_0} = 20 \text{ MPa}$

Ankkurointialueen takana ei voida käyttää tässä tapauksessa standardin SFS-EN 1992-1-1+A1+AC kohdan 6.7 betonin kasvatettua puristuslujuutta paikallisessa kuormituksessa, koska puristusalue ei voi jakaantua suuremmalle yhdenmuotoiselle alueelle. Tämän vuoksi ympäröivän betonin sulkemisvaikutus jätetään huomioimatta.

Betonin puristusjännityksen käyttöaste	$\frac{\sigma_0}{f_{cd}} = 2.99$
---	----------------------------------

Betonin puristuslujuus ankkurointialueen takana ei ole riittävä ilman ympäröivän betonin sulkemisvaikutusta. Betonin puristuslujuus ankkurointialueen takana on suositeltavaa varmistaa rakenteesta rakennekoekappaleiden avulla.

Tarkastetaan ankkurointialueen kestävyys poikittaisille vetovoimille Liikennevirasto (2017) mukaan.

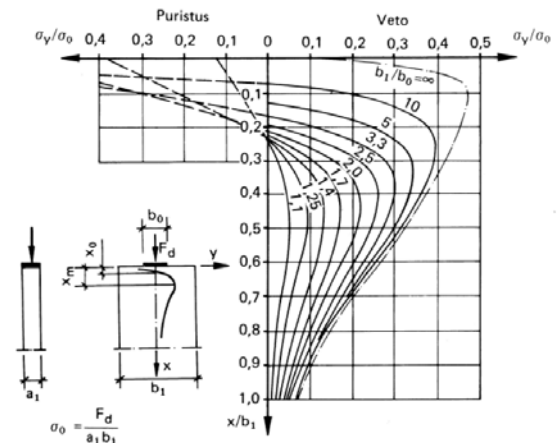
Suurin poikittainen vetojännitys

$$\sigma_{y,max} := \frac{3}{4} \cdot \frac{F_d}{h_{tot} \cdot b_0} \cdot \left(1 - \frac{h_0}{h_{tot}}\right) = 1.7 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden suunnitteluarvo

$$f_{ctd} := \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y,max} > f_{ctd} = 1 \quad \text{rakenne halkeilee}$$



Kuva. Poikittaisten jännityksien jakautuminen (Liikennevirasto 2017).

Tarvitaan poikittaisia vetojännityksiä ottava rauditus

Poikittainen vetojännitys $T := \frac{1}{4} \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{h_0}{h_{tot}}\right) = 208.7 \text{ kN}$

Rakenteessa oleva hakarautoitus 4-leikkeinen T8 k/k 300

4-leikkeisen hakarautoituksen pinta-ala $A_{sw} := 4 \cdot \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 = 201.1 \text{ mm}^2$

4-leikkeisen hakarautoituksen kestävyys $F_{sw} := A_{sw} \cdot f_{yd} = 28.1 \text{ kN}$

Vetojännityksen matkalla $1,2 \cdot h_{tot}$ on 5 hakarautoitusta $F_{sw} := 5 \cdot F_{sw} = 140.7 \text{ kN}$

Käyttöaste $\frac{T}{F_{sw}} = 1.5$

Olemassa oleva raudoitus on riittämätön poikittaisille vetovoimille.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvoa voidaan arvioida uudelleen rakennekoekappaleiden avulla.

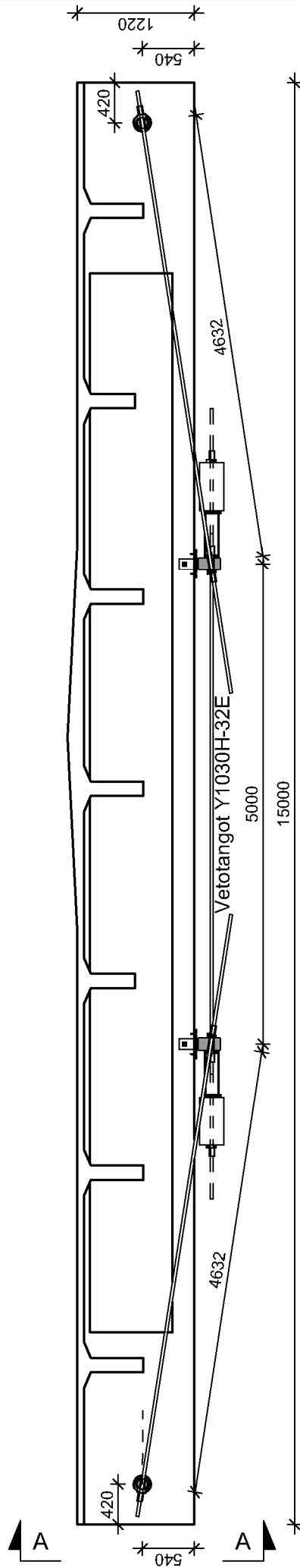
Yhteenveto ankkurointialueesta

Ankkurointialueen kestävyys ei ole alkuperäisillä suunnitteluarvoilla riittävä.

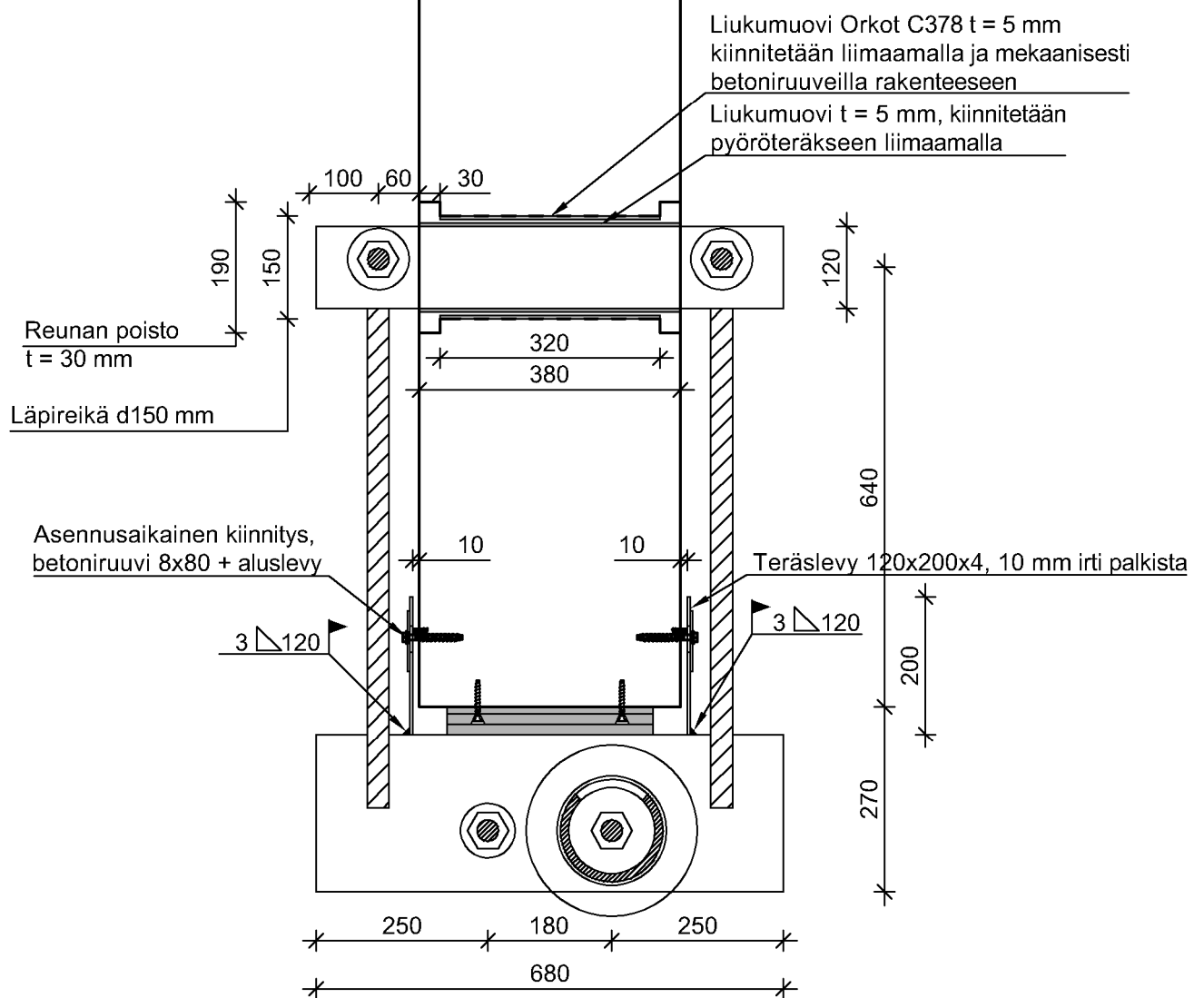
Rakennekoekappaleiden avulla voidaan selvittää betonin kestävyys ankkurointialueella.

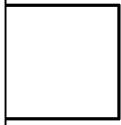
Lisäksi leikkausvoimakestävyyttä kasvattaessa kasvatetaan samalla rakenteen kestävyyttä ankkuroinnista aiheutuille poikittaisille vetovoimille.

LIITE C: LAATTAPALKIN VAHVISTAMISEN RAKENNESUUNNITELMAT



A - A
PYSTYLEIKKAUS
1:10





Asennusaikainen kiinnitys

Alusta tasoitetaan ja puhdistetaan

2x teräslevy 120x200x4
Hitsataan paikalla. Kts. leikkaus A-A

Neopreenilevy 300x300x10 Shore 60,
kiinnitys liimamalla ja mekaanisesti alustaan

4x betoniruuvi 5x60

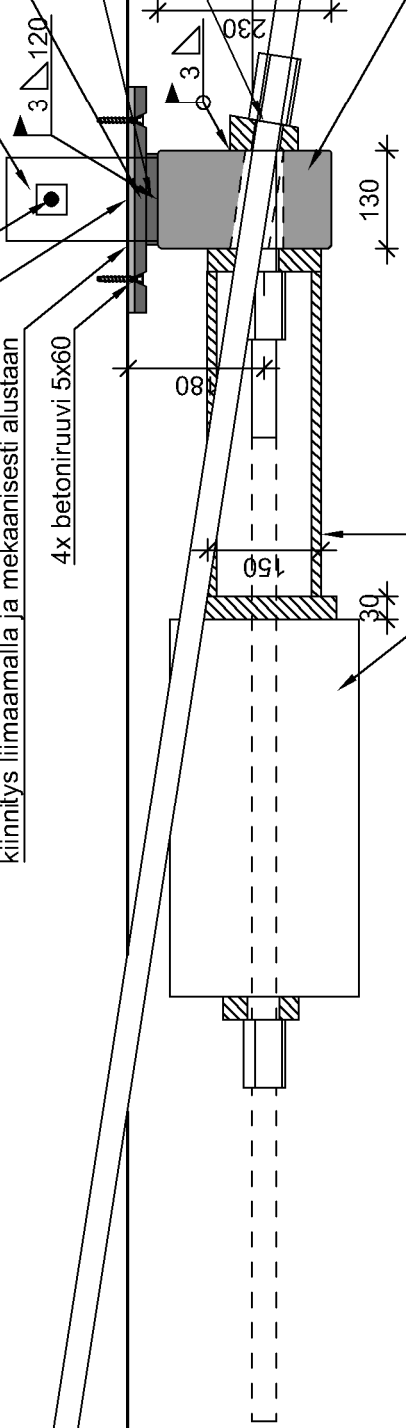
Orkot C378 levy 300x300x15,
kiinnitetään mekaanisesti rakenteeseen
Orkot C378 levy 120x300x15,
kiinnitetään liimamalla neliöteräkseen

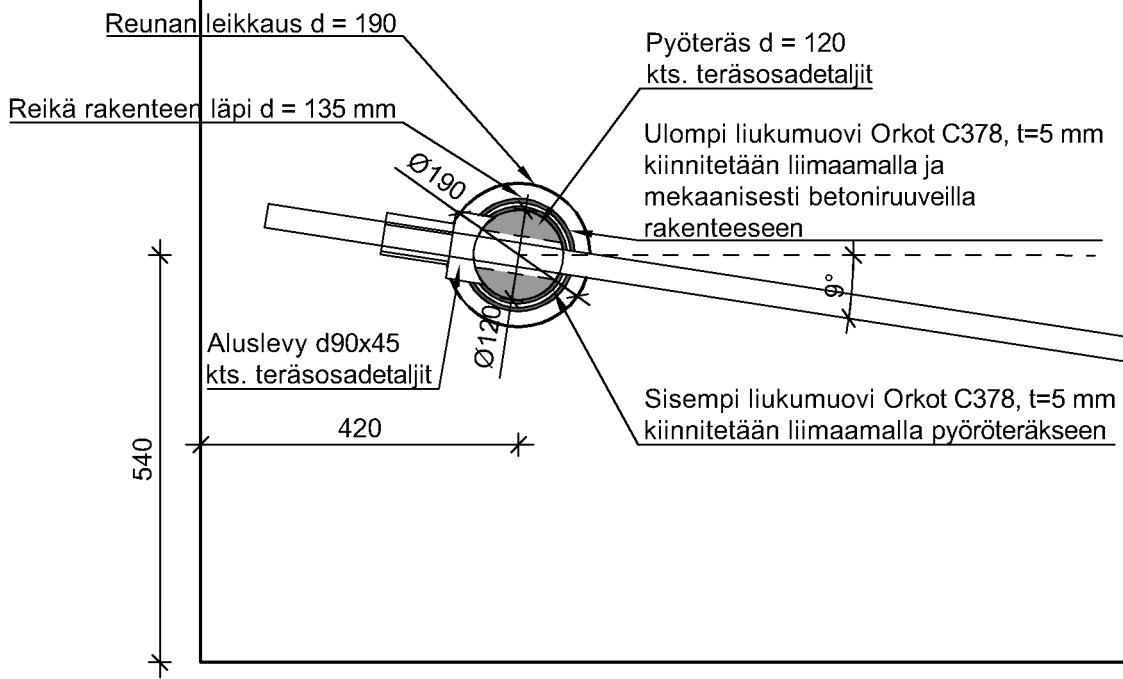
Aluslevy d90x45
kts. teräsosadetailit

Neliöteräs 130x230
kts. teräsosadetailit

Holkkiputki, arvioitu d150, t=12 mm

Työsylinteri, arvioitu koko D = 250 mm

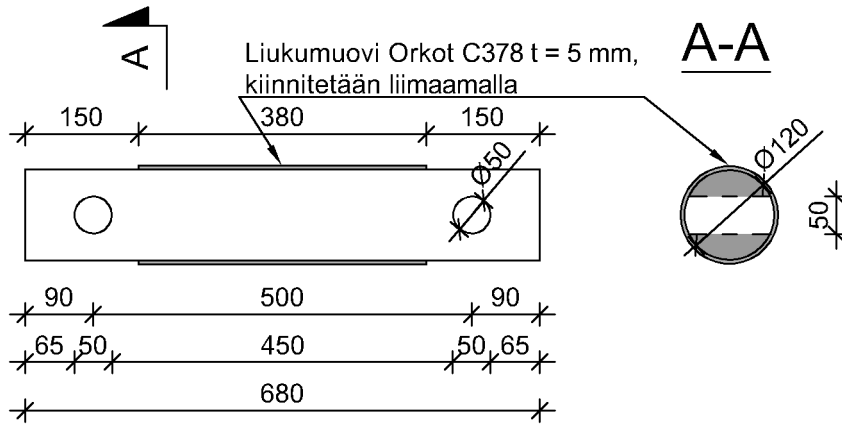




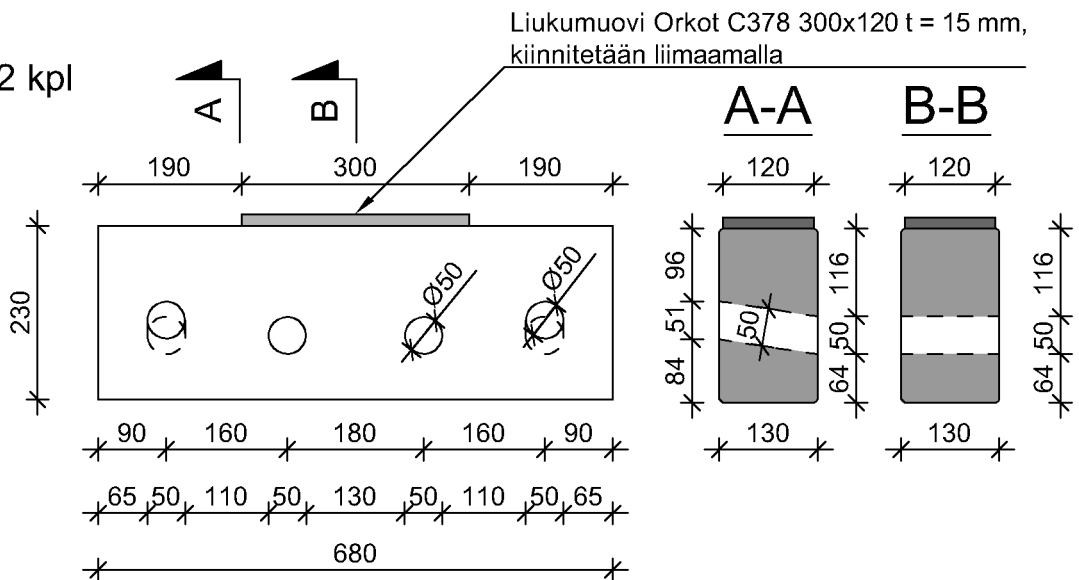
Teräsosadetailjit

1:10

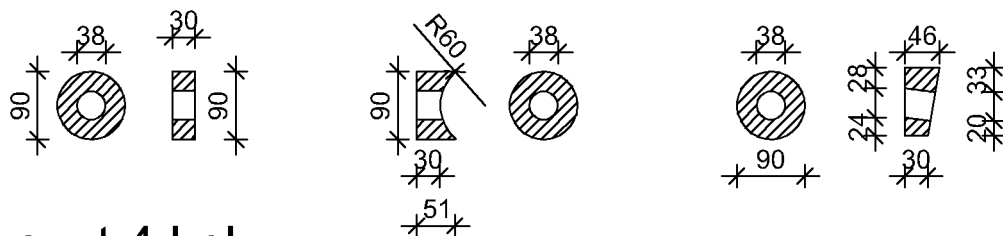
2 kpl



2 kpl



Aluslevyt 4 kpl / osa



Levyt 4 kpl

