

Olli Riikonen

LEIKKAUSVOIMAN AIHEUTTAMA BETONIN MURTUMINEN PERUSTUSLIITOKSESSA

Rakennetun ympäristön tiedekunta
Diplomityö
Toukokuu 2019

TIIVISTELMÄ

Riikonen, Olli: Leikkausvoiman aiheuttama betonin murtuminen perustusliitoksessa
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Toukokuu 2019

Perinteisesti pilarin leikkausvoima siirretään perustukselle pilarin pohjan ja perustuksen välisen kitkan välityksellä. Tapauksissa, joissa pilarin aksiaalinen puristava voima on pieni suhteessa leikkausvoimaan, kuten jäykistyssiteiden liittymäkohdat ja maanjäristystilanteet, leikkausvoima joudutaan välittämään perustukselle vaihtoehtoisia keinoja käyttäen. Yleisesti käytettyjä vaihtoehtoja ovat ankkurointipultit ja pilarin pohjaan asennettava leikkausvoimia siirtävä teräsosa, leikkausvaarna. Vuonna 2018 julkaistussa betonirakentamisessa käytettävien ankkurointipulttien suunnittelua koskevassa standardissa *EN 1992-4* keskitytään ankkuroinnin aiheuttamiin betonin murtotapoihin. Standardi rajoittaa normaaleja Suomessa käytettyjä suunnitteludetaljeja, eikä se anna keinoja leikkausvaarujen aiheuttaman betonin murtotapojen määrittämiseen, lisäksi se on ristiriitainen *EN 1993-1-8*:ssa esitettyjen perustusruuvien laskentaperiaatteiden kanssa.

Työssä perehdytään standardin *EN 1992-4* mukaisiin veto- ja leikkausrasitettujen ankkurointipulttien aiheuttamiin betonin hauraisiin murtotapoihin. Osana työtä pohditaan ankkurointipulttien käyttämistä leikkausvoiman siirtämiseen ja siinä mahdollisesti ilmaantuvia ongelmia. Samalla nostetaan esille eroja standardien *EN 1992-4* ja *EN 1993-1-8* mukaisissa laskentaperiaatteissa, jotka koskevat ankkurointipultteja.

Standardin *EN 1992-4* sekä sen taustalla olevan teorian pohjalta muodostetaan yksinkertaistettu laskentatapa leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman betonin murtotapojen kestävyuden arvioimiseksi. Samoja periaatteita käyttäen muodostetaan myös laskentatapa, jolla voidaan arvioida kestävyys betonin reunan murtumiselle, kun leikkausvoima siirretään kitkan avulla. Ehdotetut laskentatavat on muodostettu siten, että niitä voisi käyttää standardin *EN 1992-4* mukaisen yhteisvaikutuskestävyyden tarkistamisessa, kun liitoksen vetovoimat siirretään perustukselle ankkurointipulteilla.

Työssä ehdotettuja laskentatapoja vertaillaan kirjallisuudesta löytyneisiin kokeellisten tutkimusten tuloksiin, jotta muodostettujen laskentakaavojen oikeellisuutta voitaisiin arvioida. Osana työtä leikkausvaarnan aiheuttaa betonin reunan murtumista tutkittiin numeerisen laskentamallin avulla. Numeerinen laskenta tehtiin *Abaqus*-ohjelmalla, jonka CDP-mallin (Concrete Damaged Plasticity) avulla voidaan mallintaa betonin epälineaarisista käyttäytymistä veto- ja puristusrasituksessa. Numeerisen laskennan tuloksia vertaillaan työssä muodostettuun laskentakaavaan, jolla kestävyys leikkausvaarnan aiheuttamalle betonin reunan murtumiselle voidaan laskea.

Avainsanat: ankkurointipultti, leikkausvaarna, kampeamismurto, kartiomurto, reunamurto, perustusliitos

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Riikonen, Olli: Concrete Failure in Column Base Subjected to Shear
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
May 2019

The shear force is transferred from column to foundation traditionally by the friction between the column base and the foundation. In some cases, like in bracing connection or in earthquakes, the axial compression force of the column is relatively small compared to the shear forces. In these cases, alternative methods are needed to transfer the shear forces to the foundation. Anchor bolts and shear lugs are commonly used to improve the shear transfer. In 2018 the design standard *EN 1992-4* was published and it focuses concrete failure modes caused by anchorage used in concrete construction. The Standard restricts the use of the normal design details used in Finland and it doesn't give means to calculate the resistance of concrete failures caused by the use of shear lug. The design rules for the anchor bolts given in *EN 1992-4* are also in conflict with the rules given in *EN 1993-1-8*.

The brittle failure modes of the concrete in standard *EN 1992-4* that are caused by the tension or shear loaded anchor bolts are introduced in this study. As a part of this study the usage of anchor bolts to transfer the shear loads are discussed and problems that might occur in that. The differences between calculation principles of anchor bolts in the standards *EN 1992-4* and *EN 1993-1-8* are also discussed.

Based on the standard *EN 1992-4* and its background theory a simplified calculation method is formed to evaluate the resistance of the concrete failure modes that are caused by the shear transfer via shear lug. Using the same principles a calculation formula is also suggested for checking the resistance of concrete edge failure when friction is used to transfer the shear load to the foundation. The suggested calculation methods are formed in such manner that they could be used with tension loaded anchor bolts to check the combined tension and shear resistance according to *EN 1992-4*.

Suggested calculation methods are also evaluated in this study by comparing them to results of experimental researches found in the literature. The edge failure of the concrete caused by the shear transfer via shear lug is also studied with numerical analyses as a part of this study. The numerical analyses were done with Abaqus software using the CDP-model (Concrete Damaged Plasticity) to model the non-linear behavior of the concrete in compression and tension. The results of the numerical study are also compared to the suggested calculation method that could be used to check the resistance of the concrete when shear forces are transferred to foundation with shear lug.

Keywords: anchor bolt, column base, concrete cone failure, edge failure, pry-out, shear lug

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

ALKUSANAT

Diplomityön tekeminen oli mielenkiintoinen prosessi, joskin välillä hieman raskas. Työn edistymistä vauhditti kiinnostava aihe, jonka kautta sain tutustua betonirakentamisessa käytettävään ankkurointiin. Tämä diplomityö tehtiin Pöyry Finland Oy:n tilauksesta.

Haluaisin erityisesti kiittää Kimmo Ylistä (Pöyry Finland Oy) ohjauksesta ja avusta työn tekemisessä. Erityisen suuri kiitos kuuluu myös Olli Kerokoskelle työn ohjauksesta ja neuvoista sekä työn tarkastamisesta. Kiitos myös diplomityön toiselle tarkastajalle Kristo Melalle.

Lopuksi haluaisin vielä kiittää kaikki, jotka auttoivat työn edistymisessä, mutta erityisesti haluaisin kiittää vaimoani hänen antamastaan tuesta. Nyt on aika nostaa katse kohti uusia haasteita.

Vantaalla, 7.5.2019

Olli Riikonen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Työn tausta.....	1
1.2	Tutkimusongelmat	2
1.3	Työn tavoitteet ja rajaus.....	3
2.	TYÖN TAUSTALLA OLEVA TEORIA.....	4
2.1	Betonin käyttäytyminen vedossa	4
2.2	Betonin vetokestävyys ja pultin ankkurointi.....	6
2.3	Betonin halkeilun vaikutus ankkurointiin	6
2.4	Ankkurointipulttien voimien jakaantuminen kimmoteorian mukaan.....	8
2.5	Ankkurointipulttien voimien jakaantuminen epälineaarisesti.....	9
3.	VEDETTYJEN ANKKUROINTIPULTTIEN AIHEUTTAMA BETONIN MURTUMINEN	12
3.1	Betonin hauraat murtomekanismit	12
3.1.1	Kartiomurto	13
3.1.2	Ulosvetomurto.....	21
3.1.3	Halkeamismurto.....	22
3.1.4	Betonin paikallinen sivustamurto.....	24
3.2	Betonin hauraiden murtotapojen estäminen raudoittamalla	27
3.2.1	Kartiomurron estävä raudoitus	27
3.2.2	Betonin paikallisen sivustamurron estävä raudoitus	29
3.2.3	Raudoituksen ankkurointi.....	30
3.3	Vedetyt ankkurointipultit siirtymä.....	31
3.3.1	Siirtymä teräksen vetomurrossa.....	32
3.3.2	Siirtymä ulosvetomurrossa	33
3.3.3	Siirtymä kartiomurrossa	33
3.3.4	Siirtymä ankkurointipultin lisäraudoituksessa	34
3.3.5	Siirtymien yhteisvaikutus.....	34
4.	LEIKKAUSRASITETUN ANKKUROINTIPULTIN AIHEUTTAMA BETONIN MURTUMINEN	36
4.1	Betonin hauraat murtomekanismit	36
4.1.1	Kampeamismurto.....	37
4.1.2	Betonin reunamurto	39
4.2	Reunamurron estävä raudoitus.....	45
5.	LEIKKAUSVOIMAN SIIRTÄMINEN ANKKUROINTIPULTEILLA.....	48

5.1	Pulttireikien välys.....	48
5.2	Ankkurointipulttien asennustoleranssit.....	49
5.3	Aluslevyn hitsaaminen pohjalevyyen ja reiän täyttäminen massalla.....	49
5.4	Ankkurointipulttien leikkauskestävyys.....	50
5.4.1	Ankkurointipulttien leikkauskestävyys EN 1992-4:n mukaan.....	50
5.4.2	Ankkurointipulttien leikkauskestävyys EN 1993-1-8:n mukaan.....	52
6.	KITKA PERUSTUSLIITOKSESSA.....	53
6.1	Kitkavoiman suuruus.....	53
6.2	Leikkausvoiman siirtyminen eri aikaan valettujen betoneiden rajapinnalla.....	53
6.3	Betonielementtipilarin pohjan vaarnaaminen.....	54
6.4	Ehdotus kitkalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman reunamurron kestävyuden laskemiseksi.....	56
7.	LEIKKAUSVOIMAN SIIRTÄMINEN LEIKKAUSVAARNALLA.....	59
7.1	Betonin puristusmurtuminen leikkausvaarnan kuormansiirtoalueella.....	60
7.2	Leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttama betonin reunan murtuminen.....	61
7.2.1	Reunamurtokestävyys kartiomenetelmällä.....	61
7.2.2	Reunamurtokestävyuden laskentaehdotus.....	63
7.2.3	Reunamurtokestävyuden vertailu kokeellisiin tuloksiin.....	66
7.2.4	Reunamurtokestävyuden vertailu numeeriseen tutkimukseen.....	68
7.2.5	Betonikappaleen korkeuden vaikutus.....	70
7.3	Kampeamismurtokestävyuden laskentaehdotus.....	71
7.4	Reunamurron estävä raudoitus.....	73
8.	MURTOTAPOJEN YHTEISVAIKUTUS.....	74
8.1	Yhteisvaikutus lisäraudoittamattomassa betoniosassa.....	74
8.2	Yhteisvaikutus lisäraudoitetussa betoniosassa.....	75
8.3	Yhteisvaikutuskestävyyden vertailu kokeellisiin tutkimuksiin.....	75
9.	YHTEENVETO.....	79
	LÄHTEET.....	81

LIITE A: LEIKKAUSVAARNASTA AIHEUTUVA BETONIN REUNAMURTO

LIITE B: NUMEERISESSA ANALYYSISSA KÄYTETTY LASKENTAMALLI

LIITE C: LEIKKAUSVAARNAN REUNAMURRON NUMEERINEN ANALYYSI

LIITE D: LEIKKAUSVAARNAN JA ANKKUROINTIPULTTIEN YHTEISVAIKUTUS

LYHENTEET JA MERKINNÄT

ACI	American Concrete Institute
CC-menetelmä	Concrete Capacity-menetelmä
CDP	Concrete Damaged Plasticity
EAD	European Assessment Document
EN	EN-standardi
EOTA	European Organisation for Technical Assessment
et al.	lat. et alii tai et aliae, ja muut
FEM	Finite element method, elementtimenetelmä
fib	International Federation for Structural Concrete
SFS	Suomen Standardisoimisliitto
α	ankkurointipultin vetovoiman ja kannan aiheuttaman halkaisuvoiman suhde
α_c	kerroin kartiomurtojäykkyyden laskemiseksi
α_M	kerroin pohjalevyn kiertymiselle
α_s	kerroin lisäraudoituksen siirtymän laskennassa
α_p	kerroin ankkurointipultin leikkauskestävyyden laskennassa
γ_c	kerroin betonin jännitys-venymä käyrän laskennassa
$\gamma_{Ms,re}$	betoniteräksen osavarmuuskerroin
δ_0	siirtymä lopputilanteessa
δ_c	siirtymä kartiomurrossa
$\delta_{N,0}$	vedetyn ankkurointipultin siirtymä
$\delta_{Rk,s}$	siirtymä teräksen vetomurrossa
$\delta_{Rk,p}$	siirtymä ulosvetomurrossa
$\delta_{Rk,s,re}$	siirtymä lisäraudoituksen venymisessä
δ_{sys}	jousisysteemin siirtymä
ε_c^{ch}	epäelastinen venymä puristuksessa
ε_c^{el}	elastinen venymä puristuksessa
ε_c^{pl}	plastinen venymä puristuksessa
ε_{cm}	puristusvenymä jännityksellä
ε_s	teräksen venymä
μ	rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
ρ	suhteellinen rauditusmäärä
σ_n	jännitys
σ_c	puristusjännitys
σ_t	vetojännitys
$\psi_{\alpha,V}$	kerroin leikkausvoiman suunnan huomioimiseksi reunamurtoon
$\psi_{A,V}$	kuormansiirtoalan vaikutus reunamurtokestävyyteen
$\psi_{ec,N}$	kerroin vetovoiman epäkeskisyyden huomioimiseksi kartiomurrossa
$\psi_{ec,Nb}$	kerroin vetovoiman epäkeskisyyden huomioimiseksi sivustamurrossa
$\psi_{ec,V}$	kerroin leikkausvoiman epäkeskisyyden huomioimiseksi reunamurrossa
$\psi_{g,Nb}$	kerroin ankkurointipultin kannalla olevan paineen huomioimiseksi

$\psi_{h,sp}$	kerroin, jolla huomioidaan betonikappaleen paksuuden h vaikutus halkeamiskestävyyteen
$\psi_{h,V}$	kerroin betonikappaleen paksuuden huomioimiseksi
$\psi_{M,N}$	kerroin momentista aiheutuvan puristusvoiman huomioimiseksi
$\psi_{re,N}$	kerroin raudoituksesta johtuvan pinnan lohkeilun huomioimiseksi
$\psi_{re,V}$	kerroin reunaraidoituksen vaikutuksen huomioimiseksi reunamurrossa
$\psi_{s,N}$	kerroin reunan aiheuttaman epätasaisen jännityksen jakaantumisen huomioimiseksi
$\psi_{s,Nb}$	kerroin nurkan aiheuttaman epätasaisen jännityksen jakaantumisen huomioimiseksi
$\psi_{s,Np}$	kerroin
$\psi_{s,V}$	kerroin reunan aiheuttaman epätasaisen jännityksen jakaantumisen huomioimiseksi
A_{c0}	leikkausvaarnan kuormansiirtoala
$A_{c,N}$	toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala kartiomurrossa
$A_{c,N}^0$	murtokappaleen projektion pinta-alan vertailuarvo kartiomurrossa
$A_{c,Nb}$	toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala sivustamurrossa
$A_{c,Nb}^0$	murtokappaleen projektion pinta-alan vertailuarvo sivustamurrossa
$A_{c,V}$	toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala reunamurrossa
$A_{c,V}^0$	murtokappaleen projektion pinta-alan vertailuarvo reunamurrossa
A_h	ankkurointipultin kannan kuormansiirtoala
$A_{s,re}$	raudoituksen poikkipinta-ala
b_f	kitkan vaikutusalueen leveys
b_l	leikkausvaarnan leveys
C	puristusjännityksen resultantti
c	ankkurointipultin reunaetäisyys
c_{cr}	reunaetäisyyden ominaisarvo
$c_{cr,sp}$	ankkurointipultin reunaetäisyyden ominaisarvo halkeamismurrossa
C_{Ed}	puristusjännityksen resultantin mitoitusarvo
c_f	kitkavoiman reunaetäisyys
$C_{f,d}$	kitkakerroin
c_i	reunaetäisyys suunnassa i
c_l	leikkausvaarnan reunaetäisyys
c_{min}	pienin reunaetäisyys
c_{max}	suurin reunaetäisyys
d_a	ankkurointipultin varren halkaisija
d_h	ankkurointipultin kannan halkaisija
d_l	leikkausvaarnan upotussyvyys
d_{nom}	ankkurointipultin halkaisija
$d_{s,re}$	raudoitustangon halkaisija

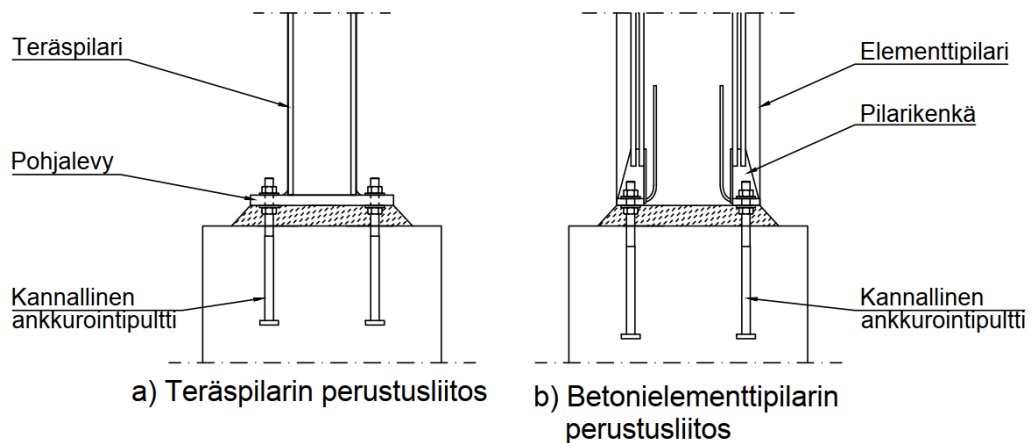
E_s	teräksen kimmokerroin
e_N	vetovoiman epäkeskisyys
e_V	leikkausvoiman epäkeskisyys
F_b	ankkurointipultin kannan aiheuttama halkaisuvoima
f_{bd}	betonin tartuntalujuus
f_{ck}	betonin lieriöpuristuslujuus
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiopuristuslujuus
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$F_{f,Rk}$	kitkavoima
f_{uk}	teräksen murtolujuus
f_{yk}	teräksen myötölujuus
$f_{yk,re}$	betoniteräksen myötölujuus
G_{ch}	murtoenergia
G_f	halkeamaenergia
h_{ef}	tehollinen upotussyvyys
h'_{ef}	tehollinen upotussyvyys kapeissa betoniosissa
h_{min}	betonikappaleen minimipaksuus
k_1	kerroin kartiomurtokestävyydelle
k_2	kerroin ulosvetomurtokestävyydelle
k_4	kerroin halkeamismurtokestävyydelle
k_5	kerroin sivustamurtokestävyydelle
k_6	kerroin ankkurointipultin leikkauskestävyydelle
k_8	kerroin kampeamismurtokestävyydelle
k_9	kerroin reunamurtokestävyydelle
k_{10}	raudoituksen hyötykerroin
k_{11}	eksponentti yhteisvaikutuskestävyydelle
k_{12}	ankkurointipultin halkaisijasta riippuva kerroin siirtymälle
k_{13}	betonin halkeilusta riippuva kerroin siirtymälle
k_c	jäykkyys kartiomurrossa
$k_{cr,N}$	kerroin halkeilleelle betonille
k_l	kerroin reunamurrolle
$k_{ucr,N}$	kerroin halkeilemattomalle betonille
k_s	ankkurointipultin varren jäykkyys
k_{sys}	jousisysteemin jäykkyys vedossa
l_1	ankkurointipituus murtokappaleessa
l_a	leikkausvoiman vipuvarsi
l_{bd}	ankkurointipituus
l_f	ankkurointipultin pituus
l_h	ankkurointipultin varren pituus
$M_{Rk,s}$	taivutuskestävyys
$M_{Rk,s}^0$	taivutuskestävyyden ominaisarvo
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
$N_{Rd,a,i}^0$	betoniteräksen ankkurointikestävyys
n_a	ankkurointipulttien lukumäärä
n_{re}	raudoitustankojen lukumäärä
$N_{Rk,a}$	lisäraudoituksen vetomurtokestävyys
$N_{Rk,c}$	betonin kartiomurtokestävyys
$N_{Rk,c}^0$	betonin kartiomurtokestävyyden perusarvo

$N_{Rk,cb}$	betonin sivustamurtokestävyys
$N_{Rk,cb}^0$	betonin sivustamurtokestävyyden perusarvo
$N_{Rk,p}$	ankkurointipultin ulosvetomurtokestävyys
$N_{Rk,re}$	lisäraudoituksen kestävyys
$N_{Rk,s}$	ankkurointipultin teräsmurtokestävyyden vetorasituksessa
$N_{Rk,sp}$	betonin halkeamismurtokestävyys
$N_{Rk,sp}^0$	betonin halkeamismurtokestävyyden perusarvo
p	paine
s_i	ankkurointipulttien välinen etäisyys suunnassa i
s_{min}	ankkurointipulttien välinen minimietäisyys
t_{gr}	jälkivalun paksuus
t_h	ankkurointipultin kannan paksuus
V_b	kampeamisen aiheuttama betonin tukireaktio
$V_{Rk,c}$	reunamurtokestävyys
$V_{Rk,c}^0$	reunamurtokestävyyden perusarvo
$V_{Rk,cf}$	kestävyys kitkan aiheuttamalle reunamurrolle
$V_{Rk,cf}^0$	kestävyyden perusarvo kitkan aiheuttamalle reunamurrolle
$V_{Rk,cl}$	kestävyys leikkausvaarnan aiheuttamalle reunamurrolle
$V_{Rk,cl}^0$	kestävyyden perusarvo leikkausvaarnan aiheuttamalle reuna- murrolle
$V_{Rk,cp}$	kampeamismurtokestävyys
$V_{Rk,cp}^0$	kampeamismurtokestävyyden perusarvo
$V_{Rk,cpl}$	leikkausvaarnan kampeamismurtokestävyys
$V_{Rk,cpl}^0$	leikkausvaarnan kampeamismurtokestävyyden perusarvo
$V_{Rk,s}$	ankkurointipultin leikkausvoimakestävyys
$V_{Rk,s,M}$	ankkurointipultin leikkausvoimakestävyys, kun leikkausvoima vaikuttaa vipuvarrella
w	halkeamaleveys
w_c	kriittinen halkeamaleveys
w_k	halkeamaleveys käyttörajatilassa
W_{el}	elastinen taivutusvastus
z	sisäinen momenttivarsi

1. JOHDANTO

1.1 Työn tausta

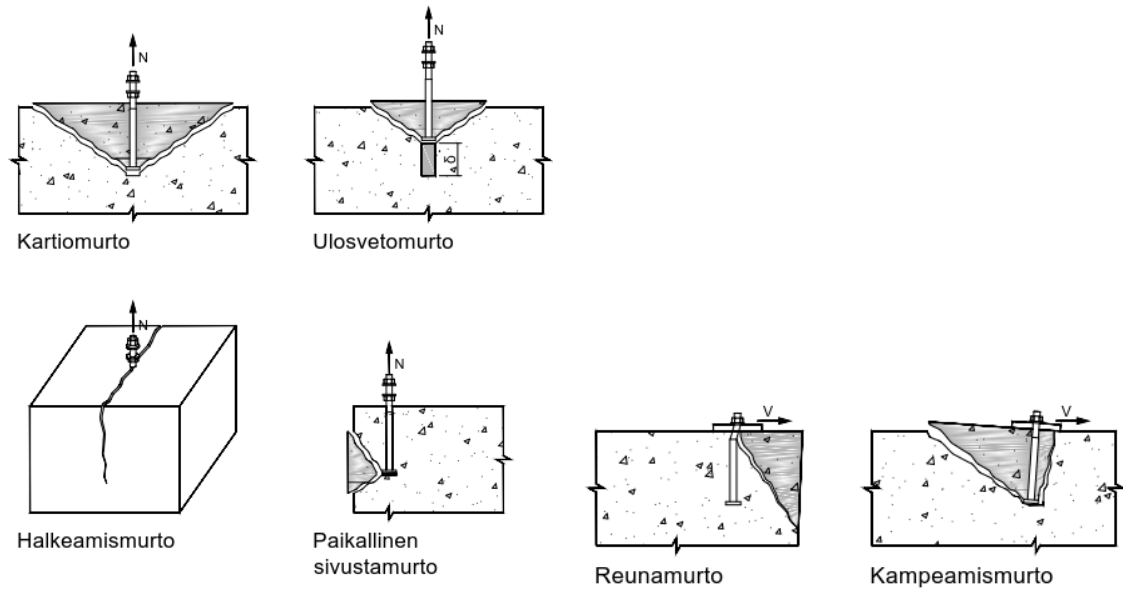
Tavanomaisesti pilari kiinnitetään perustuksiin valuu asennettujen ankkurointipulttien avulla. Teräspilareissa ankkurointipultit kiinnitetään pilarin pohjaan hitsatun pohjalevyn reikiin muttereilla kuten kuvassa 1a. Betonielementtipilareissa ankkurointipultit asennetaan tavallisesti muttereilla elementtipilarin pilarikenkien reikiin kuten kuvassa 1b.



Kuva 1. a) Teräspilarin ja b) elementtipilarin tavanomainen perustusliitos.

Perinteisesti pilarin leikkausvoima siirretään perustukselle täysin kitkan välityksellä, mutta leikkausvoiman ollessa melko suuri puristavaan aksiaaliseen voimaan nähden kitkavoima ei riitä leikkausvoiman siirtämiseksi. Tällöin joudutaan käyttämään muita keinoja leikkausvoiman siirtämiseksi perustuksille, kuten ankkurointipultteja tai erityisiä leikkausvoimia siirtäviä teräsosia kuten leikkausvaarvoja.

SFS (Suomen Standardisoimisliitto) vahvisti elokuussa 2018 uuden betonieurokoodiosan *EN 1992-4*, joka koskee betonirakentamisessa käytettävien ankkureiden suunnittelua. Siinä esitetään menetelmiä, joilla betonille voimia siirtävien ankkureiden kestävydet voidaan laskea. *EN 1992-4*:n mukaisia vetorasitetun ankkurointipultin aiheuttamia murtotapoja on esitetty kuvassa 2 ja leikkausrasitetun ankkurointipultin aiheuttamia murtotapoja kuvassa 3. Kannallisten ankkurointipulttien murtotapoja on käsitelty tarkemmin tämän työn kohdissa 3 ja 4.



Kuva 2. Vetorasitetun kannallisen ankkurointipultin aiheuttaman betonin hauraat murtotavat.

Kuva 3. Leikkausrasitetun kannallisen ankkurointipultin aiheuttaman betonin hauraat murtotavat.

Standardissa *EN 1992-4* esitettyjen murtotapojen kestävyysien määrittäminen perustuvat *Fuchs*in et al. [1] vuonna 1995 ehdottamaan CC-menetelmään (Concrete Capacity design). Saman menetelmän pohjalta on myös tehty tässä työssä ehdotetut laskentamenetelmät.

1.2 Tutkimusongelmat

Standardissa *EN 1992-4* käsitellään ankkurointipulttien aiheuttamia murtotapoja sekä niiden yhteisvaikutuksia, mutta murtotavoissa kitkan vaikutus jätetään huomiotta. Standardissa ei myöskään oteta kantaa siihen, kuinka kitkan välityksellä siirretty leikkausvoima vaikuttaa muihin murtotapoihin.

Standardien *EN 1993-1-8* [2, s. 70] ja *EN 1994-2* [3, s. 39] mukaan ankkurointipultteja voidaan käyttää leikkausvoiman siirtämiseen, mikäli ne eivät sijaitse ylisuurissa rei'issä. Ankkurointipulttien asennustoleransseista johtuen joudutaan usein käyttämään pohjalevyssä ylisuuria reikiä, jolloin ylisuuret reiät joudutaan *EN 1992-4*:n mukaisesti joko täyttämään massalla tai hitsaamaan aluslevy kiinni pohjalevyyn, jos ankkurointipultteja halutaan käyttää leikkausvoimien siirtämiseen.

Standardissa *EN 1992-4* annetaan laskentatapoja leikkausrasitettujen ankkurointipulttien aiheuttamien betonin murtotapojen kestävyysien arvioimiseksi, mutta ne eivät sellaisenaan sovellu käytettäväksi leikkausvaarnojen kanssa. Siinä ei myöskään anneta ohjeita siihen, miten leikkausvaaralla välitetty leikkausvoima tulisi huomioida vedettyjen ankkuripulttien kanssa.

1.3 Työn tavoitteet ja rajaus

Työn alkuosassa selvitetään veto- ja leikkausrasitettujen ankkurointipulttien aiheuttamien betonin haurauden murtotapojen taustalla olevaa teoriaa sekä murtotapojen kestävyksien määrittäminen *EN 1992-4*:n mukaan. Työn laajuudesta johtuen työssä käsitellään ainoastaan valuun asennettavia kannallisia ankkurointipultteja sekä betonin murtotapoja. Kannallisia ankkurointipultteja on työssä kutsuttu myös lyhyemmin ankkurointipulteiksi.

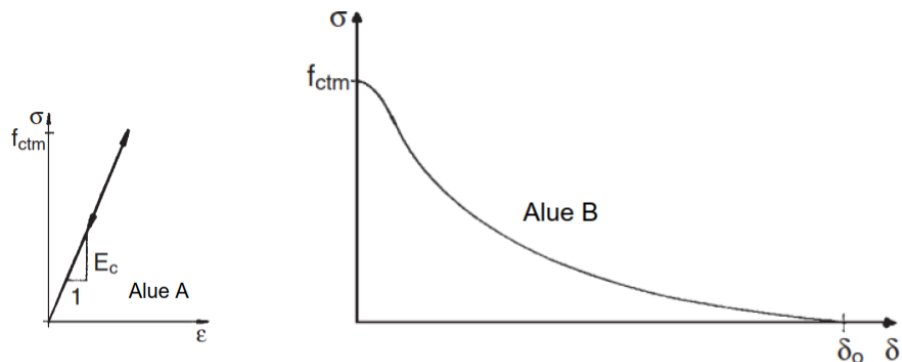
Työn tavoitteena on esittää suunnitteluun soveltuva laskentamenetelmä, jolla standardissa *EN 1992-4* esitetyt betonin hauraat murtotavat voidaan huomioida, kun leikkausvoima siirretään kitkan tai leikkausvaarnan välityksellä. Lisäksi esitetään laskentamenetelmä, jolla kitkalla tai leikkausvaarnalla välitetyn leikkausvoiman yhteisvaikutus voidaan huomioida *EN 1992-4*:ssä esitettyjen vedettyjen ankkuripulttien murtotapojen kanssa. Työssä on myös arvioitu esitettyjen laskentamenetelmien oikeellisuutta vertailemalla niitä olemassa oleviin kokeellisiin tutkimuksiin ja numeerisella analyysillä saatuihin tuloksiin. Työssä olevat kaavat ovat esitetty siten, että niissä käytettyjen pituuksien yksikkö on mm, pinta-alojen mm^2 , voimien N ja jännitysten N/mm^2 .

2. TYÖN TAUSTALLA OLEVA TEORIA

Kannalliset ankkurointipultit siirtävät ulkoisia kuormia pohjamateriaalille mekaanisen vaarnautumisen avulla. Ulkoisten kuormien vaikutus aikaansaa vetojännityksiä betoniin ja useimmissa tapauksissa ankkurointipultin peittäminen ei johdu pultin teräksen murtumisesta vaan siitä, että betoniin syntyvät vetojännitykset ylittävät betonin vetokestävyyden. Jotta betonin murtotapoja voisi paremmin ymmärtää, tulee ymmärtää betonin käyttäytymistä vedossa ja murtomekanismien syntymistä.

2.1 Betonin käyttäytyminen vedossa

Halkeilemattoman betonin käyttäytymistä vetokokeessa on havainnollistettu kuvassa 4 alueella A, jossa vetojännitys on vetokestävyyttä pienempi $\sigma < f_{ctm}$. Tällä alueella voidaan havaita halkeilemattoman betonin vetojännityksen kasvavan lähes lineaarisesti suhteessa venymään. Vetojännityksen saavuttaessa noin 90 prosenttiin betonin vetokestävyydestä f_{ctm} betoniin alkaa muodostua mikrohalkeamia, joiden seurauksesta betonin jäykkyys pienenee [4, s. 130].

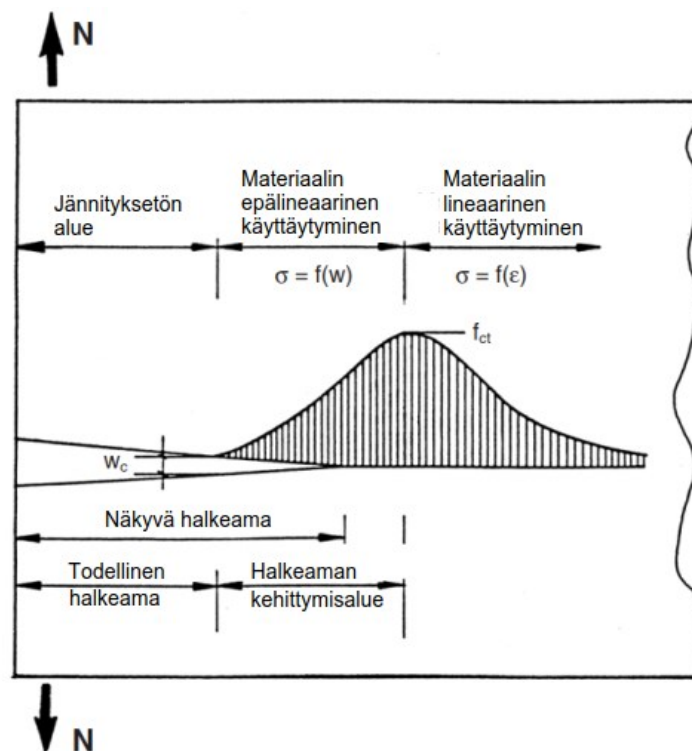


Kuva 4. Betonin jännitys-muodonmuutos kuvaaja vedossa [5, s. 34, muokattu].

Vetojännityksen lähestyessä vetokestävyyttä f_{ctm} mikrohalkeamista muodostuu erillinen halkeama. Koska betoni ei kykene siirtämään vetovoimia halkeaman yli, betonikappaleen keskimääräinen vetojännitys pienenee halkeaman edetessä (alue B kuvassa 4). Lopulta saavutetaan siirtymä δ_0 , jolloin halkeama on kasvanut koko betonikappaleen poikkileikkauksen suuruiseksi ja poikkileikkaus on täysin murtunut, eikä betoni kykene enää ottamaan vastaan vetojännityksiä. Vedetyn halkeilemattoman betonin kimmo kerroin vedossa vastaa karkeasti yksiaksiaalisella puristuskokeella mitattua kimmo-

kertoimen arvoa. Tästä syystä on perusteltua olettaa betonin käyttäytyvän kimmoisesti ja *Hooken* lain olevan voimassa vetomurtojännitykseen saakka. Betonin vetokestävyys johtuu pääosin adheesioon kovettuneen sementin ja kiviaineksen välillä. Tästä syystä kiviaineksen rakeiden määrällä, muodolla, pinnan ominaisuuksilla ja maksimiraekoolla on vaikutusta betonin vetokestävyyteen. [5, s. 35]

Betonin käyttäytymistä liitoksissa, joissa betoniin aiheutuu vetojännityksiä ja muodonmuutosgradientteja, kuten ankkurointipultin kuormansiirtoalueella, voidaan kuvata *Hillerborgin* (1983) fiktiivisen halkeaman mallilla. Mallia on myöhemmin muokattu *Ingraffean* ja *Gerstlen* toimesta (1984) ja sitä voidaan havainnollistaa kuvan 5 avulla. [5, s. 37]



Kuva 5. Jännitysjaakauma halkeaman kärjessä [5, s. 37, muokattu].

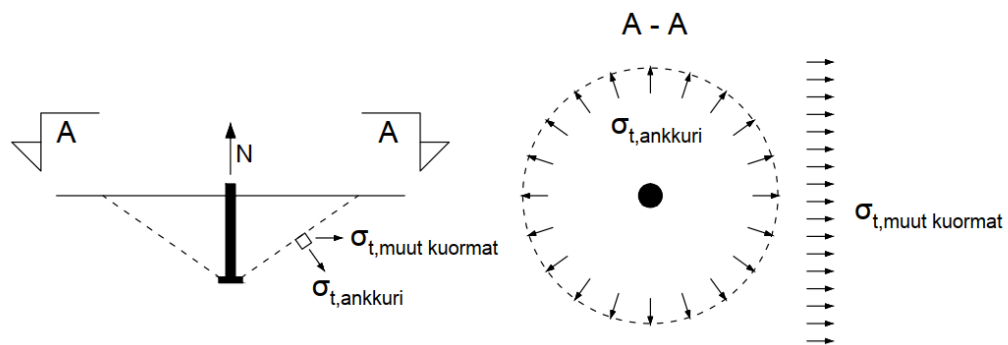
Kuvassa 5 esitetään jännityksen jakaumaa halkeaman kärjessä. Betonikappaleen vasemmassa reunassa halkeamaleveys on ylittänyt kriittisen halkeamaleveyden w_c , mikä seurauksena tällä alueella ei ilmene vetojännityksiä. Halkeaman kehittymisalueella betonin käyttäytyminen on epälineaarista ja vetojännityksen suuruus on riippuvainen halkeaman leveydestä. Halkeama-alueen ulkopuolella betonin jännitys ei ole vielä ylittänyt vetojännitystä, mistä johtuen betoni käyttäytyy lineaarisesti tällä alueella.

Kun betonissa esiintyy vetojännityksiä muodonmuutosgradienttien kanssa, betonin epälineaarinen käyttäytyminen mahdollistaa suurien jännitysten uudelleenjakaantumi-

sen vähemmän jännitetyille alueille. Jännitysten uudelleenjakaantumisella on positiivinen vaikutus ankkurointipulttien kuormansiirtoon. [5, s. 37]

2.2 Betonin vetokestävyys ja pultin ankkurointi

Betonin vetokestävyys jätetään yleensä huomioimatta taivutetuilla ja vedetyillä rakenteilla ja raudoituksen oletetaan kantavan kaikki vetojännitykset, mutta ankkurointipulttien suunnittelussa betonin vetokestävyyttä voidaan kuitenkin hyödyntää. Vedetyn ankkurointipultin aiheuttama murtopinta on kalteva betonin pintaan nähden sekä sen betoniin aiheuttama jännitysjaakauma on pyörähdyssymmetrinen pultin akselin suhteen. Tällöin ulkoisten ja sisäisten rasitusten, kuten viruman, kutistuman ja lämpöliikkeiden, aiheuttamat pituussuuntaiset vetojännitykset ovat yhdensuuntaisia ainoastaan murtopinnan vetojännitysten samansuuntaisen komponenttien kanssa kuten kuvassa 6 [5, s. 54]. Kuvassa on esitetty vedetyn ankkurointipultin aiheuttamat vetojännitykset $\sigma_{t,ankkuri}$ ja muiden ulkoisten tai sisäisten kuormien aiheuttamat vetojännitykset $\sigma_{t, muut kuormat}$.



Kuva 6. Vedetyn ankkurointipultin ja muiden ulkoisten tai sisäisten kuormien aiheuttamat jännitykset betonissa [5, s. 54, muokattu].

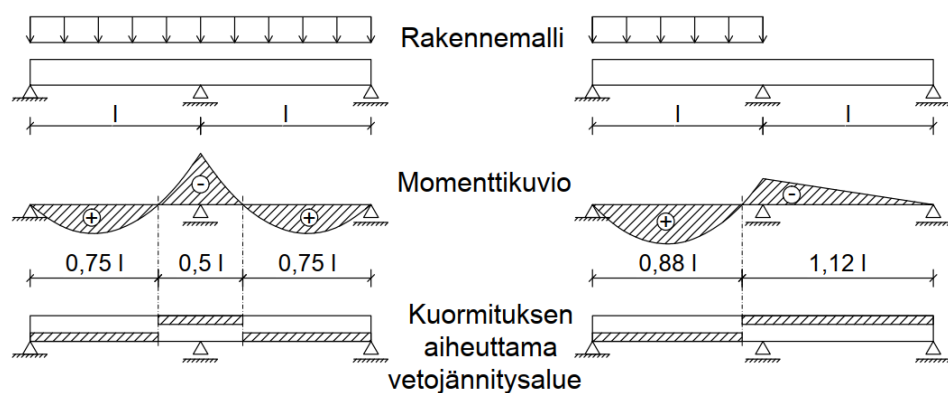
Yksinkertaisella geometrisella tarkastelulla kuvasta 6 voidaan arvioida 20 % pienennys betonin kartiomurtokestävyyteen, kun huomioidaan muista rasituksista aiheutuvat vetojännitykset samalla alueella, jolla ankkurointipultti sijaitsee. Kun ankkurointipultteja suunnitellaan halkeilleelle betonille, halkeilun vaikutus otetaan huomioon erilaisten kertoimien avulla. Kertoimilla saadut kestävyys pienennykset ovat suurempia kuin yksinkertaisella geometrisellä tarkastelulla saatu pienennys, jolloin muiden kuormien aiheuttamat jännitykset betonissa on otettu riittävästi huomioon. [5, s. 54]

2.3 Betonin halkeilun vaikutus ankkurointiin

Betonin melko heikosta vetokestävyydestä johtuen betonin oletetaan olevan halkeillutta taivutetun tai vedetyn kappaleen vedetyllä alueella, minkä seurauksena betonin veto-

kestävyyttä ei yleensä oteta huomioon suunnittelussa. Halkeamien muodostumista on syytä pitää todennäköisenä kuormien ollessa käyttörajatilan suuruisia, minkä seurauksena on hyvin todennäköistä, että ankkurointipultit sijaitsevat betoni halkeilleella alueella [5, s. 142]. Koska betonin halkeilulla on suuri vaikutus ankkurointipultin kestävyysalueeseen, on sen vaikutus huomioitava ankkurointipulttien suunnittelussa.

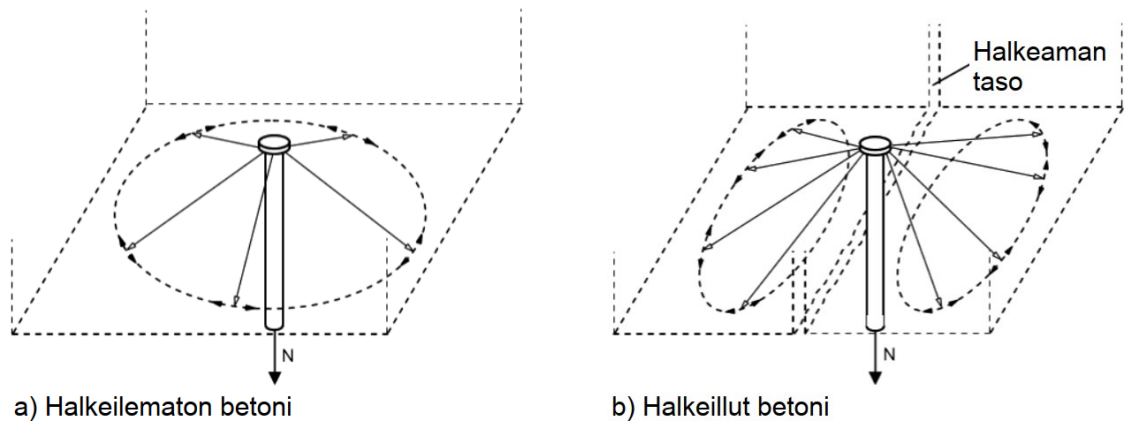
Käytännössä voi olla vaikeaa erotella alueet, joissa betoni on halkeillut ankkurointipultin elinkaaren aikana. Vain käyttämällä varovaisia staattisia analyysejä voidaan mahdollisten teoreettisten halkeama-alueiden saada selville [5, s. 53]. Tarkastellaan kuvassa 7 havainnollistettua kaksiaukkoista nivelellisesti tuettua palkkia, jolle on esitetty kaksi eri kuormitustapaa.



Kuva 7. Kaksiaukkoisen palkin vetojännitysalueet eri kuormitustilanteissa. [5, s. 53, muokattu]

Erilaisilla kuormitustapauksilla ilmenevät vetojännitysalueet voivat olla hyvin laajoja. Tästä johtuen on usein yksinkertaisempaa olettaa betonin olevan halkeillutta kuin selvittää betonin mahdollista halkeilua ankkurointipultin läheisyydessä.

Ankkurointipultin lähellä olevan halkeaman vaikutus betonimurtokestävyyteen selittyy erilaisilla jännitysjakaumien muodostumisilla. Halkeilemattomassa betonissa ankkurista aiheutuu betoniin pyörähdyssymmetrinen jännitysjakouma kuvan 8a mukaisesti. Halkeaman sijaitessa ankkurointipultin kuormansiirtoalueella vetovoimat eivät siirry halkeaman ylitse, minkä seurauksena vedetyn ankkurointipultin aiheuttama jännitysjakouma muuttuu ja kuormansiirtoalue pienenee. Tätä tilannetta on esitetty kuvassa 8b. [6, s. 46-47]

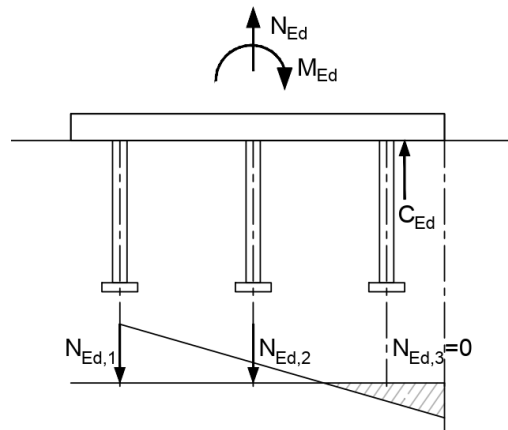


Kuva 8. Jännitysten jakaantuminen halkeilemattomassa ja halkeilleessa betonissa [6, s. 47, muokattu].

Halkeamat vaikuttavat oleellisesti ankkurointipulttien aiheuttamiin jännityskenttiin betonissa, minkä seurauksena niillä on myös vaikutus betonin eri murtotapojen kestävyysiin. Ankkurointipulttien suunnittelussa halkeamien vaikutus otetaan huomioon käyttämällä laskentakaavoissa erilaisia kertoimia halkeilemattomalle ja halkeilleelle betonille.

2.4 Ankkurointipulttien voimien jakaantuminen kimmoteorian mukaan

Pulttiryhmään kohdistuva vetovoima ja taivutusmomentti voidaan jakaa yksittäisille ankkurointipulteille kimmoteorian mukaisesti, mikäli pohjalevy on tarpeeksi jäykkä. Pohjalevyn voidaan katsoa olevan riittävän jäykkä, kun rasituksista aiheutuvat levyn jännitykset pysyvät kimmoisalla alueella ($\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$) ja levyn muodonmuutokset ovat merkityksettömiä ankkurointipulttien aksiaalisiin siirtymiin verraten [3, s. 37]. Pohjalevyn on myös oltava kosketuksissa alapuolisen betonin tai jälkivalun kanssa, lisäksi ankkurointipulttien tulee olla keskenään yhtä jäykkiä. Kimmoteorian mukainen vetovoiman ja taivutusmomentin jakautuminen on esitetty kuvassa 9, jossa puristetun puolen ankkurointipultteihin ei kohdistu lainkaan veto- tai puristusvoimia. [5, s. 58]



Kuva 9. Vetovoimien jakaantuminen ankkurointipulttien kesken kimmoteorian mukaisesti [3].

Kuten kuvasta 9 voidaan havaita, ankkurointipultteihin voi momentin seurauksena kohdistua erisuuria vetovoimia. Vetovoima jakaantuu pulteille siten, että $N_{,1} > N_{Ed,2}$ ja puristetun puolen ankkurointipulttiin ei kohdistu lainkaan aksiaalista voimaa. Voimien epätasaisella jakaantumisella on vaikutus betonin murtotapojen, kuten betonin kartiomurron, halkeamismurron ja reunamurron, kestävyksiin. Suunnittelussa voimien epätasainen jakautuminen yksittäisille ankkurointipulteille otetaan huomioon ankkurointipulttien epäkeskisyyden avulla. Epäkeskisyys määritetään vektorasitettujen ankkurointipulttien painopisteen ja normaalivoiman resultantin välisenä etäisyytenä. [3, s. 37]

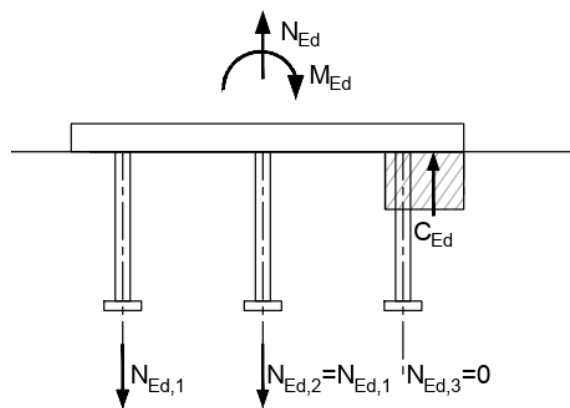
Leikkausvoimien jakaantumiseen pulttiryhmän yksittäisille ankkurointipulteille riippuu pohjalevyn reikien väljyydestä, ankkurointipultin sijainnista reiässä sekä ankkurointipultin muodonmuutoskyvystä [5, s. 60]. Leikkausvoiman jakaantumista yksittäisille ankkurointipulteille on lähes mahdotonta selvittää, mistä johtuen on perusteltua olettaa, että pulttiryhmän epäedullisimmat ankkurointipultit ottavat vastaan pulttiryhmään kohdistuvan leikkausvoiman. Tämä olettamus yksinkertaistaa laskentaa, mutta saattaa johtaa hyvin konservatiiviseen kestävyuden arvioimiseen.

2.5 Ankkurointipulttien voimien jakaantuminen epälineaarisesti

Epälineaarisen analyysin käyttäminen määrittäessä voimien jakaantumista ankkurointipulttien kesken vaatisi realistisia oletuksia betonin jännitysmuodonmuutos -käyttäytymisestä, pohjalevyn jäykkyydestä ja ankkurointipulttien siirtymistä veto- ja leikkausrasituksessa. Analyysissä tulisi ottaa huomioon sekä tasapainoehdot ja yhteensopivuusehdot. Kyseinen analyysi olisi yksityiskohtainen ja aikaa vievä ja voidaan suorittaa ainoastaan numeerisilla analyyseillä. Yksinkertaisempi vaihto-

ehto ei-lineaarille analyysille on plastisuusteoria, jonka mukaan ainoastaan voimien tasapainoehtojen tulee toteutua, kun taas yhteensopivuusehdot jätetään huomioimatta. Leikkaus- ja vetovoimien jakaantuminen pulttiryhmän yksittäisille ankkurointipulteille voidaan päättää mielivaltaisesti kunhan tasapainoehdot täyttyvät. [5, s. 61]

Yhdistetyssä taivutuksessa ja vedossa käytetään usein oletusta, että vetorasitetut ankkurointipultit ottavat vastaan yhtä suuret vetovoimat ja suorakulmainen puristusalue muodostuu pohjalevyn alapuolelle (kuva 10). Leikkausvoimien oletetaan kohdistuvan aluksi puristusvyöhykkeellä oleville ankkurointipulteille. Puristusvyöhykkeellä olevien ankkurointipulttien puristuskapasiteetin ylittyessä leikkausvoima jakaantuu edelleen myös vedetyille ankkurointipulteille. [5, s. 61]



Kuva 10. Voimien jakaantuminen ankkurointipulteille plastisuusteorian mukaisesti.

Leikkausvoimien jakaminen ankkurointipulteille plastisuusteorian mukaisen mallin mukaan voi johtaa leikkauskestävyyden yliarvioimiseen. Syynä tälle yliarvioinnille voidaan pitää sitä, että pulttiryhmän murtuminen saa alkunsa liitoksen puristetulla puolella olevan ankkurointipultin leikkausmurtumasta. Puristetun puolen ankkurointipulttien muodonmuutoskyky on myös pienempi kuin vedettyjen ankkurointipulttien, mistä johtuen pulttiryhmän leikkauksesta aiheutuva murto alkaa puristuspuolelta. Tällöin vedettyjen ankkurointipulttien täyttä kapasiteettiä ei pystytä hyödyntämään ja vedettyjen ankkurointipulttien siirtämä leikkausvoima jää pienemmäksi kuin yhteisvaikutusyhtälön mukaan laskettu kestävyys. Tämän takia on suositeltavaa käyttää kimmoteoriaa, kun halutaan määrittää leikkausvoimien jakaantuminen ryhmän yksittäisille ankkurointipulteille, sillä se johtaa konservatiivisempiin kestävyys arvioihin. [5, s. 61]

Plastisuusteorian käyttäminen edellyttää, että pulttiryhmän myötörajan ylittäneet ankkurointipultit kykenevät siirtämään kuormia ryhmän muille ankkurointipulteille ennen murtumistaan. Tämä edellyttää, että ankkurointipultit ovat valmistettu riittävän sitkeästä teräksestä ja että niillä on riittävä muodonmuutoskyky. Betonin hauraat murtomekanismit

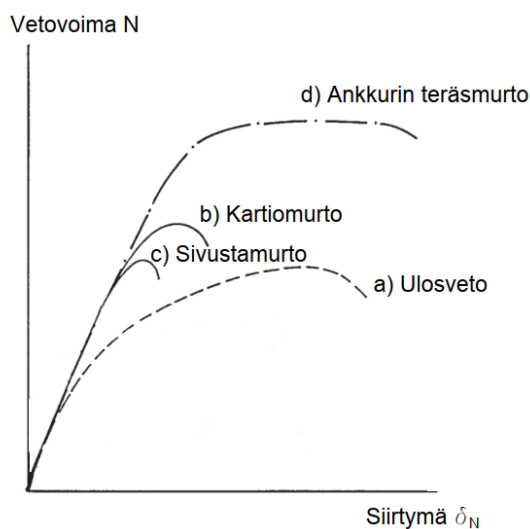
eivät myöskään saa rajoittaa ankkurointipulttien kapasiteettia vaan kestävyys tulisi määräytyä ankkurointipultin teräsmurron perusteella. Plastisuusteorian mukaan suunnittelussa pulttiryhmässä pystytään paremmin hyödyntämään ankkurointipulttien kapasiteetteja kuin kimmoteorian mukaisessa suunnittelussa. Käytännössä kuitenkin plastisuusteorian mukaista suunnittelua voidaan soveltaa vain harvoissa tapauksissa johtuen vaatimuksesta, jonka mukaan ankkurointipultin teräsmurron on oltava määräävä. Tämä vaatimus johtaa usein betonikappaleen suhteellisen suuriin mittoihin. [6, s. 121]

3. VEDETTYJEN ANKKUROINTIPULTTIEN AIHEUTTAMA BETONIN MURTUMINEN

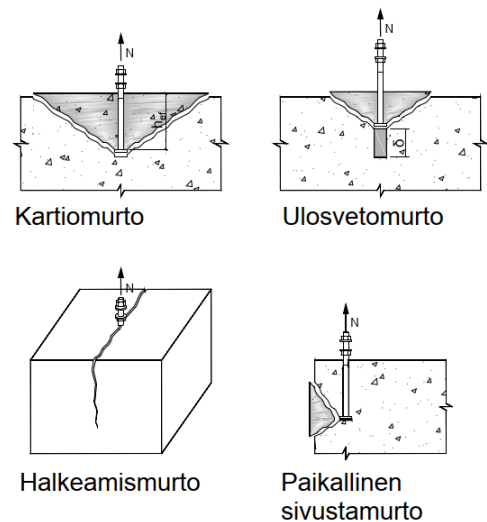
Tässä luvussa esitellään vetorasitettujen kannallisten ankkurointipulttien aiheuttamia betonin hauraita murtotapoja sekä niiden kestävyysien määrittämistä laskennalla. Vedettyjen ankkurointipulttien murtotapojen pohjalta on myös muodostettu laskentamenetelmä leikkausvaarnalla tai kitkalla siirrettyjen leikkausvoimien aiheuttamien murtotapojen kestävyysien määrittämiseksi. Lisäksi tämän luvun mukaisia murtokestävyysiksi on käytetty, kun leikkausvaarnan ja vedettyjen ankkurointipulttien yhteisvaikutuskestävyyttä on vertailtu kokeellisiin tuloksiin.

3.1 Betonin hauraat murtomekanismit

Vetorasitetuilla kannallisilla ankkurointipulteilla on neljä mahdollista betonin murtumisesta johtuvaa murtotapaa (kuva 12), joita ovat betonin ulosvetomurto, kartiomurto, halkeamismurto ja sivustamurto. Jokaiselle näistä neljästä murtotavasta on havaittavissa ominainen voima-siirtymä yhteys, jotka ovat esitetty kuvassa 11.



Kuva 11. Voiman ja siirtymän välinen yhteys eri murtovoilla [5, s. 66, muokattu].



Kuva 12. Vedetyn ankkurointipultin murtotavat.

Kuvassa 11 betonin pinnasta mitattu ankkurointipultin kokonaissiirtymä koostuu ankurin ja betonin välisestä liukumasta sekä betonin ja ankkurointipultin teräsosan muodon-

muutoksista. Kannallisen ankkurointipultin ulosvetomurto tapahtuu, kun betoni puristuskestävyys ylittyy ankkurointipultin kannan kuormansiirtoalueella. Tätä murtomekanismia kuvaa käyrä a kuvassa 11.

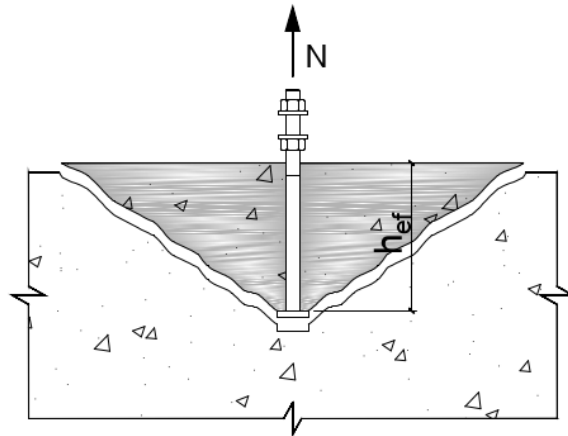
Betonin kartiomurrolle ominaista on kartion muotoisen murtopinnan muodostuminen betoniin ja sille ominaista voiman ja siirtymän välistä yhteyttä kuvasta käyrä b (kuva 11). Kuvaajan perusteella tätä murtotapaa voidaan pitää melko hauraana. Kannalliset ankkurointipultit siirtävät siihen kohdistuvan vetovoiman pohjamateriaalille ankkurointipultin kannan kuormansiirtoalueen ja betonin välisen puristusjännityksen avulla, minkä seurauksena voiman ollessa vakio siirtymä on riippuvainen kuormansiirtoalasta.

Reunan lähellä sijaitsevan vedetyn ankkurointipultin kanta saattaa aiheuttaa betonin paikallisen murtumisen betonikappaleen sivusta. Tässä tapauksessa voiman yhteyttä siirtymään kuvastaa käyrä c kuvassa 11. Betonin murtokestävyys tässä murtotavassa määräytyy ankkurointipulttien välisen etäisyyden ja reunaetäisyyden perusteella, eikä ankkurointipultin jäykkyydellä ole juurikaan merkitystä [5, s. 67].

Neljäs vetorasitetuista ankkureista johtuva betonin murtotapa on halkeamismurto. Halkeamismurto ilmenee yleensä, kun betonikappaleen mitat ovat melko pienet, ankkurointipultit ovat asennettu reunan lähelle tai ne ovat asennettu lähekkäin toisiaan. Halkeamismurrossa vedetyn ankkurointipultin voiman ja siirtymän välinen yhteys on hyvin samanlainen kuin betonin kartiomurrossa [5, s. 67].

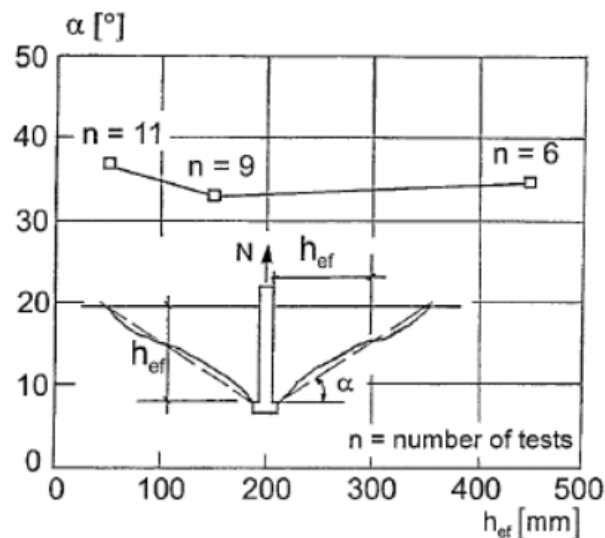
3.1.1 Kartiomurto

Kun vedetty ankkurointipultti sijaitsee kaukana reunasta ja sen tehollinen upotussyvyys h_{ef} on melko pieni, yleisin syy betonin murtumiseen on kartiomurto. Kartiomurrossa muodostuu murtokappale kuvan 13 mukaisesti pultin kannan yläreunasta kaltevasti kohti betonin pintaa.



Kuva 13. Vedetyn ankkurointipultin aiheuttama betonin kartiomurto. Tehollinen upotussyvyys h_{ef} voidaan määrittää ankkurointipultin kannan yläpinnan ja betonin pinnan välisenä etäisyytenä.

Betoniin muodostuvan murtokartion kaltevuus ei ole vakio, vaan kaltevuus vaihtelee tehollisen upotussyvyyden h_{ef} ja ankkurointipultin kannan halkaisija mukaan, lisäksi kaltevuuden on havaittu vaihtelevan eri kokeiden välillä. Vaakatason ja murtokartion keskimääräisen kaltevuuden välinen kulma vaihtelee 30 ja 40 asteen välillä ollen keskimäärin 35 astetta. Murtokartion kaltevuuden vaihtelua on havainnollistettu kuvassa 14, jossa kullekin tutkitulle upotussyvyydelle on tehty n määrä kokeita ja niistä saatu keskimääräinen murtokartion kaltevuus α on esitetty tehollisen upotussyvyyden h_{ef} funktiona. [5, s. 69]



Kuva 14. Murtokartion keskimääräinen kaltevuus tehollisen ankkurointisyvyyden funktiona [5, s. 49].

Malléen et al. [6, s. 46] mukaan kestävyys ankkurointipultin aiheuttamalle betonin kartiomurrolle voidaan laskea melko tarkasti numeerisesti, kun laskennassa käytetään realistisia oletuksia betonin käyttäytymisestä. Tällaiset numeeriset analyysit (FEM)

ovat kuitenkin aikaa vieviä, minkä takia betonin kartiomurtokestävyys määritetään empiirisillä kaavoilla, jotka perustuvat kokeista saatuihin tuloksiin. Tulosten perusteella kestävyys aksiaalisesti vedetyn kannallisen ankkurointipultin betonin kartiomurrolle voidaan laskea kaavalla:

$$N_{Rk,c}^0 = k_{1,1} \cdot f_{ck,cube}^{0,5} \cdot k_{1,2} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_{1,3}}{h_{ef}^{0,5}} \quad (1)$$

Kaavassa esiintyvä termi $k_{1,1} \cdot f_{ck,cube}^{0,5}$ määrittää betonin vetokapasiteettia, $k_{1,2} \cdot h_{ef}^2$ betonin murtokartion pinnan pinta-alaa ja $k_{1,3}/h_{ef}^{0,5}$ ottaa huomioon murtokartion koon vaikutuksen lineaariseen murtomekanismiin [5, s. 71]. Murtokappaleen koko vaikuttaa kestävyteen siten, että murtokuormalla murtopinnan keskimääräinen vetojännitys pienenee murtokappaleen syvyyden kasvaessa. Murtokappaleen koon vaikutuksen (*size effect*) vetokestävyteen huomasi ensimmäisenä *Bažant* [7] vuonna 1984. Betonin murtokartion kaltevuuteen vaikuttaa myös ympäröivän betonin jännitystilä ankkurointipultin lähellä. Ankkurointipultin suuntainen puristus- tai vetojännitys ankkurointipultin lähellä aiheuttaa murtokartion kaltevuuden jyrkistymisen tai loiventumisen.

Standardin *EN 1992-4* mukainen kartiomurtokestävyden laskenta perustuu oletukseen, jossa murtokappale muodostaa noin 35° kulma vaakatason kanssa. Kestävyden perusarvo yksittäisen ankkurointipultin aiheuttamalle betonin kartiomurrolle, kun kestävyteen ei vaikuta vierekkäiset ankkurointipultit eikä ankkurointipultti sijaitse reunan lähellä, saadaan laskettua aikaisemmin esitetyllä kaavalla (1), joka on sievennetty *EN 1992-4*:ssä [3, s. 49] muotoon:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (2)$$

missä h_{ef} on tehollinen upotussyvyys millimetreinä (kuva 13) ja k_1 kerroin, jolla huomioidaan muun muassa betonin halkeilu siten, että:

$$\begin{aligned} k_1 &= k_{cr,N} && \text{halkeillelle betonille} \\ &= k_{ucr,N} && \text{halkeilemattomalle betonille} \end{aligned}$$

Kertoimien $k_{cr,N}$ ja $k_{ucr,N}$ arvoina voidaan käyttää tuotteen eurooppalaisessa teknisessä eritelmässä annettuja arvoja. Vaihtoehtoisesti kertoimille voidaan käyttää *EN 1992-4*:n mukaisia arvoja: $k_{cr,N} = 8,9$ ja $k_{ucr,N} = 12,7$. Kaavalla (2) lasketun kartiomurtokestävyden perusarvo sopii ainoastaan ideaalisiin tilanteisiin. Kun otetaan huomioon kestävyteen vaikuttavat muut tekijät, kuten murtokappaleen rajoittuminen betonikappaleen reunoihin, ankkurointipultteihin kohdistuvan vetovoiman epäkeskeisyys, betonin pinnassa oleva rauditus ja ankkurointipultin lähellä oleva puristava voi-

ma, voidaan kartiomurtokestävyyden ominaisarvo esittää *EN 1992-4*:n mukaisessa muodossa:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \quad (3)$$

Kaavassa suhde $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ on toteutuneen murtokartion projektion pinta-alan ja vertailupinta-alan suhde. Kaavan muut kertoimet voidaan laskea kaavoilla (4) – (6). Kun ankkurointipultit sijaitsevat reunan lähellä ($c_{min} < 1,5h_{ef}$), betonin reuna rajoittaa murtokartion muodostumista. Reunan vaikutus jännitysten jakaantumiseen otetaan huomioon kertoimella $\psi_{s,N}$, joka lasketaan *EN 1992-4*:n [3, s. 51] mukaan kaavalla:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5h_{ef}} \leq 1 \quad (4)$$

missä c tarkoittaa ankkurointipultin reunaetäisyyttä ja sen arvona tulee käyttää pienintä reunaetäisyyttä. Kertoimella huomioidaan reunan läheisyyden aiheuttama jännitysten epätasainen jakaantuminen.

Jos ankkurointipultti sijaitsee betoniraudoituksen suojabetonissa tai lähellä tiheää raudoitusta, raudoituksella voi olla ei-toivottuja vaikutuksia kartiomurtokestävyyteen. Betoniraudoitusten tartunnoista syntyvät jännitykset voivat vaikuttaa samaan aikaan vedetyistä ankkurista aiheutuvien vetojännitysten kanssa [6, s. 57]. Tällöin tiheä raudoitus häiritsee voiman välittymistä betoniin, mikä otetaan huomioon kaavassa (3) pinnan lohkeilukertoimella $\psi_{re,N}$ [3, s. 51].

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad (5)$$

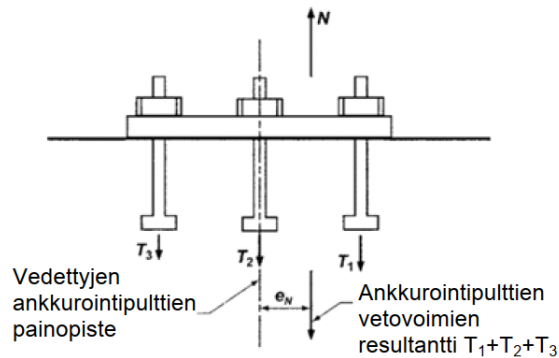
Kertoimelle $\psi_{re,N}$ voidaan käyttää arvoa 1,0 tapauksissa, kun:

- Käytetään raudoitusta, jonka jakoväli on suurempi kuin 150 mm. Käytetyn raudoituksen halkaisijalla ei ole merkitystä.
- Käytetään raudoitusta, jonka halkaisija on 10 mm tai pienempi ja jakoväli on suurempi kuin 100 mm.

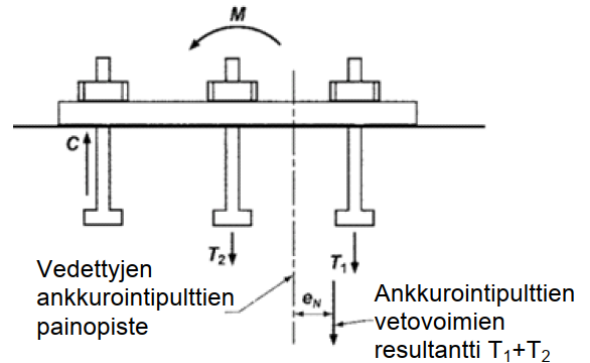
Kun raudoitusta käytetään kahteen suuntaan, kummankin suunnan raudoituksen tulee täyttää edellä mainitut ehdot, jotta kertoimena $\psi_{re,N}$ voidaan käyttää arvoa 1,0. Mikäli ankkurointipulttien vetovoimien resultantti sijaitsee epäkeskeisesti vedettyjen ankkurointipulttien muodostaman ryhmän keskiöön nähden, tulee epäkeskeisyys ottaa huomioon kertoimella $\psi_{ec,N}$. Kertoimen $\psi_{ec,N}$ arvo voidaan määrittää *EN 1992-4*:n kaavalla:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot (e_N / 3h_{ef})} \leq 1 \quad (6)$$

missä e_N vetojännitysresultantin ja pulttiryhmän painopisteen välinen etäisyys. Etäisyys voidaan määrittellä geometrisesti kuvien 15 ja 16 avulla.

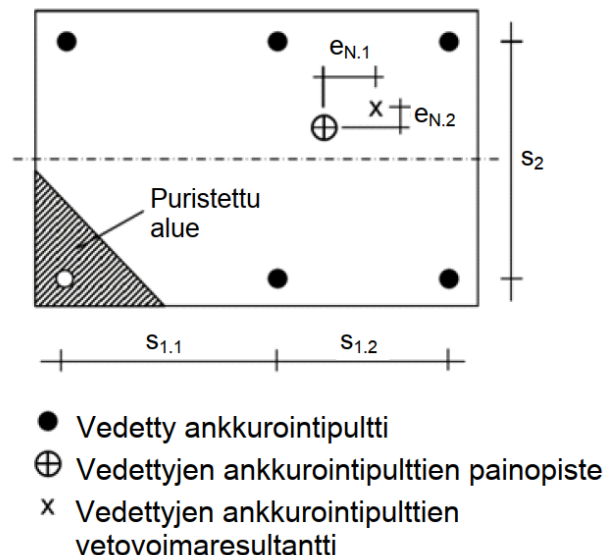


Kuva 15. Voimaresultantin ja pulttiryhmän keskiön etäisyys, kun kaikki ankkurointipultit ovat vedettyjä. [8, s. 239, muokattu].



Kuva 16. Voimaresultantin ja vedettyjen ankkureitten etäisyys, kun vain osa ankkureista on vedettyjä. [8, s. 239, muokattu].

Kun vedettyjen ankkurointipulttien vetovoimaresultantti on epäkeskeisesti pulttiryhmän kummassakin suunnassa, tulee kerroin $\psi_{ec,N}$ laskea erikseen kummallekin suunnalle ja molemmat arvot sijoitetaan kaavaan (3). Kuvan 17 esimerkissä pulttiryhmään kohdistuu vinotaivutus, jolloin epäkeskisyyttä määritetään vedettyinä olevien ankkurointipulttien painopisteen ja vetovoimaresultantin välisenä etäisyytenä. Kerroin $\psi_{ec,N}$ lasketaan erikseen kummankin suunnan epäkeskisyyksille $e_{,1}$ ja $e_{N,2}$.



Kuva 17. Vinon taivutuksen epäkeskisyyttä [6, s. 58, muokattu].

Kuvan 17 mukaisia tapauksia voidaan yksinkertaistaa olettamalla vedettyjen ankkurointipulttien painopisteen olevan sama kuin koko pulttiryhmän painopiste. Oletusta voidaan pitää konservatiivinen, sillä se johtaa suurempiin epäkeskisyyksiin [6, s. 58].

Viimeinen kaavassa (3) esiintyvä kerroin $\psi_{M,N}$ ottaa huomioon vaikuttavan momentin aiheuttaman puristusvoiman positiivisen vaikutuksen kartiomurtokestävyyteen. Vedetyn ankkurointipultin sijaitessa reunan lähellä kertoimen $\psi_{M,N}$ käyttäminen johtaa ei-konservatiivisiin kestävyysarvoihin, minkä takia sen käyttöä on rajoitettu reunan läheisyydessä. Kertoimen $\psi_{M,N}$ arvo määritellään taulukon 1 mukaan [3, s. 52].

Taulukko 1. Kertoimen $\psi_{M,N}$ arvot.

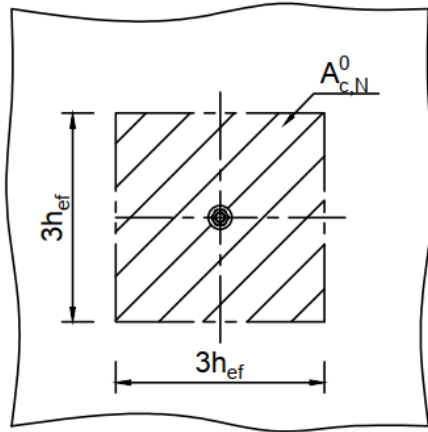
Kertoimen $\psi_{M,N}$ arvo	Tapaukset, joissa arvoa voidaan käyttää
$\psi_{M,N} = 1$	<ul style="list-style-type: none"> - Ankkurointipultit, joiden reunaetäisyys $c < 1,5h_{ef}$ - Ankkurointipultit, joiden reunaetäisyys $c \geq 1,5h_{ef}$ ja joita rasittaa taivutusmomentin lisäksi vetovoima siten, että $C_{Ed}/N_{Ed} < 0,8$. - Ankkurointipultit, joiden $z/h_{ef} < 1,5$
$\psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1,5h_{ef}} \geq 1$	- Muissa tapauksissa

Taulukossa 1 esiintyvä suhde C_{Ed}/N_{Ed} tarkoittaa betonin ja pohjalevyn välisen puristusjäännityksen resultantin C_{Ed} ja vedettyjen ankkurointipulttien vetovoimien resultantin N_{Ed} suhdetta. Kahden suunnan taivutuksessa momenttivarsi z määritetään kummankin suunnan momentin ja aksiaalisen voiman yhteisvaikutukselle [3, s. 52].

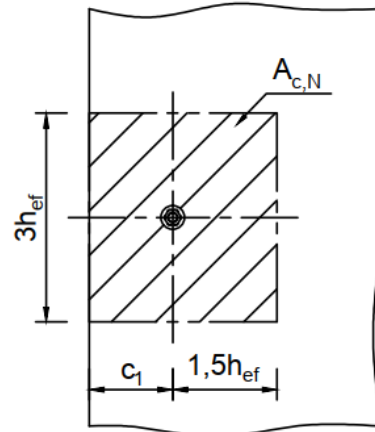
Betonin kartiomurtokestävyyden laskennassa vierekkäisten ankkurointipulttien ja reunan vaikutus kestävyteen otetaan huomioon toteutuneen murtokartion projektion pinta-alan ja vertailupinta-alan suhteella $A_{c,N}/A_{c,N}^0$. Murtokartion projektion vertailupinta-ala määritetään kuvan 18 mukaisesti, jolloin saadaan:

$$A_{c,N}^0 = 3h_{ef} \cdot 3h_{ef} \quad (7)$$

Projektioiden pinta-alojen laskennan yksinkertaistamiseksi pinta-alat oletetaan suorakulmioiksi. Todellisuudessa murtokartiot ovat pyörähdyssymmetrisen ankkurointipultin varren suhteen, jolloin projektioiden pinta-alat olisivat ympyrän muotoisia.



Kuva 18. Yksittäisen vedetyn ankkurointipultin murtokartion projektion pinta-alan vertailuarvo $A_{c,N}^0$.

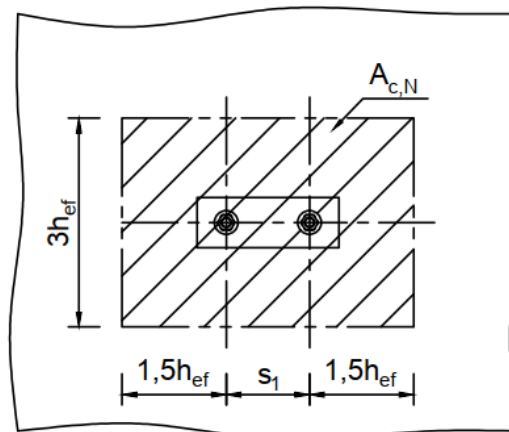


Kuva 19. Toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala $A_{c,N}$, kun murtokartio rajoittuu betonin reunaan ($c_1 < 1,5h_{ef}$).

Ankkurointipultin reunaetäisyyden ollessa $c_1 < 1,5 h_{ef}$ murtokartio rajoittuu betonikapaleen reunaan, jolloin kuvassa 19 esitetyn toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala lasketaan kaavalla:

$$A_{c,N} = (c_1 + 1,5h_{ef}) \cdot (3h_{ef}) \quad (8)$$

Tapauksissa, joissa pulttiryhmän yksittäisten ankkurointipulttien murtokartiot leikkaavat toisensa, pulttiryhmän toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala voidaan määrittää kuvan 20 mukaisesti. Yksittäisten ankkurointipulttien murtokartiot leikkaavat toisensa, kun niiden välinen etäisyys toteuttaa ehdon $s < 3h_{ef}$.



Kuva 20. Toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala $A_{c,N}$, kun vierekkäisten ankkurointipulttien murtokartiot leikkaavat toisensa ($s_1 < 3h_{ef}$).

Kuvan 20 mukainen pinta-ala $A_{c,N}$ voidaan laskea kaavalla:

$$A_{c,N} = (2 \cdot 1,5h_{ef} + s_1) \cdot (3h_{ef}) \quad (9)$$

Projektion todellista pinta-alaa $A_{c,N}$ voi myös rajoittaa viereisten ankkurointipulttien ($s \leq 3h_{ef}$) sekä betonikappaleen reunan sijainti ($c \leq 1,5h_{ef}$). Tällöin $A_{c,N}$ saadaan yhdistelemällä edellä mainittuja periaatteita.

Erityistapauksissa, joissa ankkurointipulttien reunaetäisyys on kolmelta tai useammalta sivulta alle $1,5h_{ef}$, kaavalla (3) saatu vedetyn yksittäisen ankkurointipultin ja pulttiryhmän aiheuttaman betonin kartiomurtumisen kestävyys saattaa antaa ei-konservatiivisia arvoja. Realistisempien kestävyysien saamiseksi yksittäisen ankkurointipultin aiheuttaman betonin kartiomurtumisen kaavassa (2) käytetään tehollisen upotussyvyyden h_{ef} tilalla arvoa h'_{ef} , joka voidaan määrittää EN 1992-4:n [3, s. 52-53] mukaan kaavalla:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{1,5h_{ef}} \cdot h_{ef} \quad \text{yksittäiselle ankkurointipultille} \quad (10)$$

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{max}}{1,5h_{ef}} \cdot h_{ef}; \frac{s_{max}}{3h_{ef}} \cdot h_{ef} \right\} \quad \text{ankkurointipulttiryhmälle} \quad (11)$$

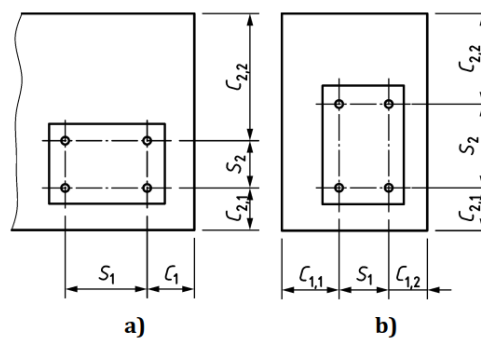
missä

c_{max} on suurin etäisyys ankkurointipultin keskeltä betonikappaleen reunaan $\leq 1,5h_{ef}$

$s_{max} = s_2 \leq 3h_{ef}$ kuvan 21 tapaus a)

$= \max(s_1, s_2) \leq 3h_{ef}$ kuvan 21 tapaus b)

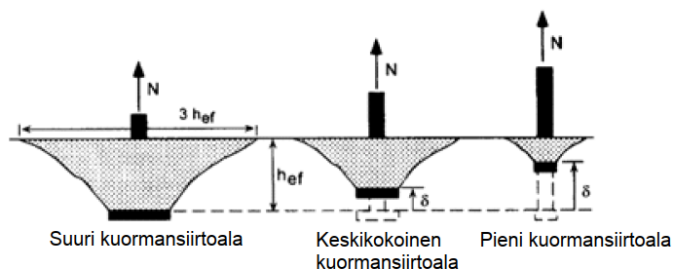
Kuvassa 21 on esitetty ankkurointipulttiryhmä, joka sijaitsee a) kolmen ja b) neljän reunan lähellä. Kuvan tapauksissa ankkurointipulttien reunaetäisyydet toteuttavat ehdon $(c_1; c_{1,1}; c_{1,2}; c_{2,1}; c_{2,2}) \leq 1,5h_{ef}$. Kartiomurtokestävyyttä laskettaessa myös kaavoissa (4), (6) ja (7) esiintyvä tehollinen upotussyvyys h_{ef} tulee korvata termillä h'_{ef} , jos toteutunut murtokartio rajoittuu vähintään kolmeen reunaan.



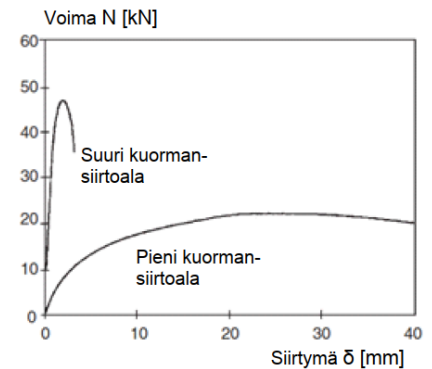
Kuva 21. Tapauksia, joissa ankkurointipulttiryhmä sijaitsee a) kolmen ja b) neljän reunan lähellä [3, s. 53].

3.1.2 Ulosvetomurto

Kannallisen ankkurointipultin käyttäytymiseen vetorasituksessa vaikuttaa paine pultin kannan kuormansiirtoalueen ja betonin välillä. Kun paine kasvaa riittävän suureksi, betoni murtuu kuormansiirtoalueella ja ankkurointipulttiin muodostuu siirtymiä. Siirtymistä seuraa ankkurointipultin tehollisen upotussyvyyden pientyminen, mitä on havainnollistettu kuvassa 22. [5, s. 98]



Kuva 22. Kuormansiirtoalan vaikutus murtokartion muodostumiseen [5, s. 98, muokattu].



Kuva 23. Kuormansiirtoalan vaikutus ankkurointipultin siirtymiin [5, s. 99, muokattu].

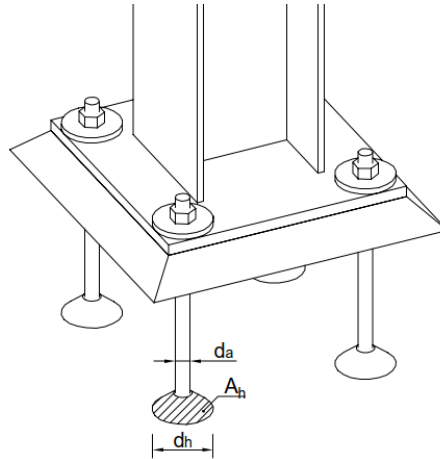
Kuten kuvasta 22 on havaittavissa, ankkurointipultin siirtymä pienentää myös vedetyn sen aiheuttaman murtokartion kokoa ja näin ollen myös kaavalla (3) saatavaa betonin kartiomurron kestävyttä [5, s. 98]. Kuormansiirtoalan koolla on myös hyvin suuri merkitys voiman ja siirtymän väliseen yhteyteen, mitä on havainnollistettu kuvassa 23. Kuormansiirtoalan kasvaessa murtotilanteen siirtymä pienenee, mutta murtotavasta tulee hauraampi.

Kannallisen ankkurointipultin ulosvetokestävyuden määrittäminen perustuu paineen rajoittamiseen kuormansiirtoalueella. EN 1992-4:n [3, s. 54-55] mukaan kannallisen ankkurointipultin ulosvetokestävyys voidaan laskea kaavalla:

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} \quad (12)$$

Kaavassa esiintyvä termit A_h tarkoittaa ankkurointipultin kannan kuormansiirtoalaa (kuva 24) ja kerroin k_2 ottaa huomioon halkeilleen betonin vaikutuksen kestävyteen, siten että:

$$\begin{aligned} k_2 &= 7,5 \text{ halkeilleelle betonille} \\ &= 10,5 \text{ halkeilemattomalle betonille} \end{aligned}$$



Kuva 24. Esimerkki pinta-alan määrytyksestä A_h .

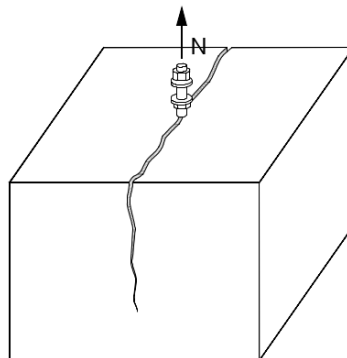
Kuormansiirtoalalla A_h tarkoitetaan pultin kannan ja betonin välistä tukipintaa. Yksittäisen ankkurointipultin kuormansiirtoalaksi saadaan kuvan 24 mukaisesti:

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_a^2) \quad (13)$$

missä d_h on ankkurointipultin kannan halkaisija ja d_a ankkurointipultin varren halkaisija. Yllä olevassa kaavassa ei tulisi käyttää kannan halkaisijana suurempaa arvoa kuin $d_h \leq 6t_h + d$, missä t_h on pultin kannan paksuus. [3, s. 55]

3.1.3 Halkeamismurto

Standardin *EN 1992-4* mukainen halkeamismurron (kuva 25) tarkastaminen on yksinkertaistettu laskentamenetelmä, joka perustuu samankaltaiseen lähestymistapaan kuin kartiomurtokestävyyden laskeminen. Halkeamismurtokestävyyteen, kuten kartiomurtokestävyyteen, vaikuttaa ankkurointipultin tehollinen upotussyvyys, pulttiryhmän pulttien välinen etäisyys, reunaetäisyys sekä vetovoiman epäkeskisyys. Halkeamismurtokestävyyden lisäksi betonikappaleen paksuus.



Kuva 25. Vedetyn kannallisen ankkurointipultin aiheuttama betonin halkeamismurto.

Betonin reunojen suuntaisilla raudoituksilla voidaan tehokkaasti ottaa vastaan halkaisuvoimia, vaikka niillä ei pystytäkään estämään halkeamien muodostumista. Halkeamismurrossa raudoituksella pyritään estämään halkeamaleveyden liiallinen kasvaminen. Kun ankkurointipulttien aiheuttamien murtotapojen kestävyys on laskettu olettaen betonin olevan halkeillutta, halkeamismurto ei pienennä kartiomurto- tai ulosveto-kestävyyttä, kun halkeamaleveyksiä on rajoitettu raudoituksella [5, s. 103]. Raudoitusta voidaan pitää riittävänä, kun se rajoittaa halkeamaleveyden w_k arvoon $w_k \leq 0,3$ mm [3, s. 57]. Tarkemman tiedon puuttuessa, voidaan tarvittava raudoitusmäärä $\sum A_{s,re}$ halkaisuvoimille määrittää EN 1992-4:n [3, s. 58] mukaisella kaavalla:

$$\sum A_{s,re} = k_4 \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}} \quad (14)$$

missä

$k_4 = 0,5$ kerroin kannallisille ankkurointipulteille

$\sum N_{Ed}$ on ankkurointipulttien vetovoimien mitoitusarvojen summa

$f_{yk,re}$ on raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo (≤ 600 N/mm²)

$\gamma_{Ms,re}$ betoniterästen osavarmuuskerroin.

Mikäli halkeamaleveyden liiallista kasvamista ei rajoiteta raudoituksella, halkeamismurtokestävyys tulee tarkistaa EN 1992-4:n [3, s. 57] mukaan tapauksissa, joissa ankkurointipultin reunaetäisyys on $c < c_{cr,sp}$ tai pulttiryhmän reunaetäisyys on $c < 1,2 c_{cr,sp}$. Halkeamismurtokestävyden tarkistaminen tulee myös tehdä, kun betonikappaleen paksuus toteuttaa ehdon $h < h_{min}$. Termeillä $c_{cr,sp}$ ja h_{min} tarkoitetaan ominaisreunaetäisyyttä ja betonikappaleen minimipaksuutta ja niiden arvoina tulisi käyttää tuotteen teknisessä eritelmässä määritettyjä arvoja. *Eligehausenin et al.* [5, s. 102] mukaan kannalliselle ankkurointipultille reunaetäisyyden ominaisarvon likiarvo on yhtä suuri kuin ankkurointipultin tehollinen upotussyvyys $c_{cr,sp} = 1,0 \cdot h_{ef}$. Halkaisumurtokestävyys voidaan laskea alla olevalla kaavalla [3, s. 58].

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad (15)$$

Kaava (15) muistuttaa hyvin paljon vedetyn ankkurointipultin kartiomurtokestävyyskaavaa (3), joten siinä esiintyvät termit $A_{c,N}$, $A_{c,N}^0$, $\psi_{s,N}$, $\psi_{re,N}$ ja $\psi_{ec,N}$ määritellään kuten luvussa 3.1.1. Kuitenkin termien määrittelyissä käytetyt arvot $c_{cr,N}$ ja $s_{cr,N}$ tulee kumpikin korvata arvoilla $c_{cr,sp}$ ja $s_{cr,sp}$, riippuen siitä kumpi näistä arvoista vastaa paremmin

betonikappaleen minipaksuutta h_{min} [3, s. 58]. Ankkurointipulttien jakovälin ominaisarvo $s_{cr,sp}$ määritetään siten, että $s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp}$.

Halkeamismurtokestävyyteen vaikuttaa lisäksi syntyneen halkeamapinnan pinta-ala, joka puolestaan riippuu betonikappaleen paksuudesta. Betonikappaleen paksuuden vaikutus kestävyys otetaan huomioon termillä $\psi_{h,sp}$, jonka määritelmä on EN 1992-4:n [3, s. 58] mukaan:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2 \quad (16)$$

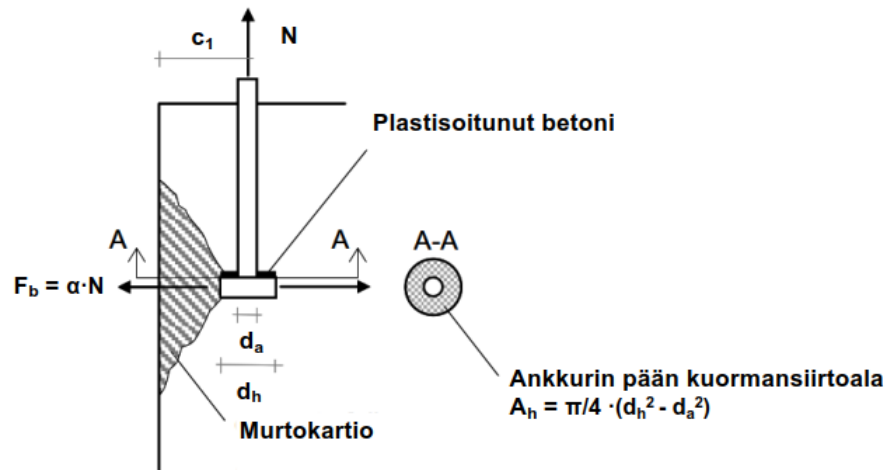
Betonikappaleen minimipaksuuden määrittämiseksi standardissa ei anneta sen tarkempia ehtoja vaan se tulisi olla annettu tuotteen teknisessä eritelmässä. Mikäli tuotteen teknisessä eritelmässä ei ole annettu halkeamismurtokestävyyden perusarvoa $N_{Rk,sp}^0$, voidaan sen arvona käyttää kaavasta (17) saatua arvoa.

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}; N_{Rk,c}^0) \quad (17)$$

missä $N_{Rk,p}$ lasketaan kohdassa 3.1.2 esitetyllä kaavalla (12) ja kartiomurtokestävyyden perusarvo $N_{Rk,c}^0$ lasketaan kohdan 3.1.1 kaavalla (2). Kaavalla (15) laskettu betonin halkeamismurtokestävyys perustuu kartiomaiseen murtokappaleeseen, joten se ei kuvasta betonin todellista käyttäytymistä, mutta kaavalla saatua kestävyyttä voidaan pitää konservatiivisena arviona halkeamismurtokestävyydelle [5, s. 102]. Kirjallisuudesta on myös löydettävissä tarkempia laskentatapoja halkeamismurtokestävyyteen, mutta ne usein rajoittuvat tietyn tyyppisille ankkurointipulteille tai soveltuvat huonosti suunnitteluun.

3.1.4 Betonin paikallinen sivustamurto

Reunan lähellä ankkurointipultin vetokestävyyttä voi rajoittaa betonin sivun murtuminen (kuva 26) ankkurointipultin kannan vieressä. Betonin paikallinen sivustamurto johtuu näennäisestä hydrostaattisesta paineesta pultin kannan lähellä. Paineesta aiheutuu poikittainen halkaisuvoima F_b , jonka suuruus on α kertaa vetovoima N . Kirjallisuudesta ei löydy yksiselitteistä määritelmää kertoimelle α , mutta *Furche* ja *Eligehausen* havaitsivat tutkimuksessaan [1] tämän kertoimen olevan riippuvan tukipaineen suuruudesta ankkurointipultin kannan kuormansiirtoalueella A_h .



Kuva 26. Poikittainen halkaisuvoima [10, s. 252, muokattu].

Kuvassa 26 on esitetty vedetyn ankkurointipultin aiheuttama betonin paikallinen sivustamurto betonikappaleen reunan lähellä. Paikallisen sivustamurtokestävyyden määrittäminen perustuu *Furchen* ja *Eligehausenin* [9] ehdotukseen, jonka mukaan murto-kuorma voidaan arvioida samankaltaisella CC-menetelmällä kuin vedetyn ankkurointipultin aiheuttama kartiomurto.

Standardin *EN 1992-4* [3, s. 59] mukaan vetorasitettujen kannallisten ankkurointipulttien aiheuttama betonin paikallinen sivustamurto tulee tarkistaa tilanteissa, joissa ankkurointipultti reunaetäisyys on $c_i \leq 0,5 h_{ef}$. Yksittäisen ankkurointipultin sivustamurtokestävyyden perusarvo voidaan laskea kaavalla (18). Perustapauksessa yksittäisen ankkurointipultin kestävyys ei vaikuta viereiset ankkurointipultit ja ankkurointipultti sijaitsee kaukana betonikappaleen muista reunoista.

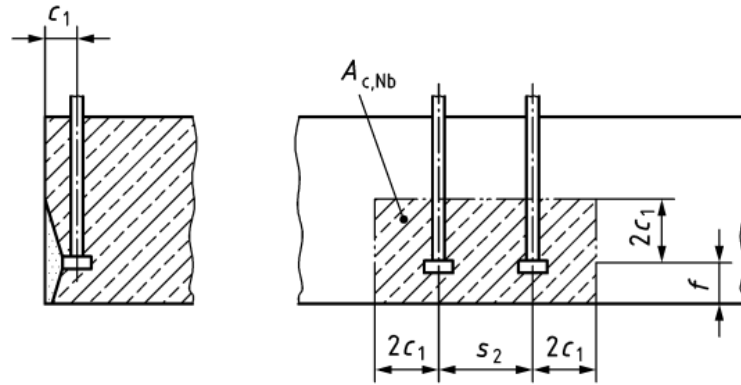
$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [\text{N}] \quad (18)$$

missä

$$k_5 = 8,7 \text{ halkeilleelle betonille} \\ = 12,2 \text{ halkeilemattomalle betonille}$$

A_h on ankkurointipultin kannan kuormansiirtoala (ks. kuva 26).

Liitoksen geometria otetaan huomioon toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-alan ja projektion vertailupinta-alan suhteella $A_{c,Nb}/A_{c,Nb}^0$. Toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala $A_{c,Nb}$ voidaan määrittää esimerkiksi alla olevan kuvan avulla.



Kuva 27. Toteutuneen projektion pinta-ala $A_{c,Nb}$ [3, s. 60].

Kuvan 27 tapauksessa projektion pinta-ala $A_{c,Nb}$ voidaan määrittää kaavalla:

$$A_{c,Nb} = \begin{cases} (2c_1 + f)(4c_1 + s_2) & \text{kun } f \leq 2c_1 \text{ ja } s_2 \leq 4c_1 \\ (2c_1 + 2c_1)(4c_1 + s_2) & \text{kun } f > 2c_1 \text{ ja } s_2 \leq 4c_1 \end{cases} \quad (19)$$

Yksittäisen ankkurointipultin projektion vertailupinta-ala voidaan määrittää kaavalla (20):

$$A_{c,Nb}^0 = (4c_1)^2 \quad (20)$$

Kun huomioidaan vielä betonikappaleen muiden reunojen tai viereisten ankkurointipulttien läheisyys ja vetovoiman epäkeskisyys, voidaan vetorasitetun ankkurointipultin tai pulttiryhmän sivustamurtokestävyys laskea *EN 1992-4:n* [3, s. 59] kaavalla:

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb}, \quad (21)$$

missä $\psi_{s,Nb}$, $\psi_{g,Nb}$ ja $\psi_{ec,Nb}$ ovat kaavojen (22) – (24) mukaisia kertoimia. Kerroin $\psi_{s,Nb}$ ottaa huomioon betonikappaleen kulman aiheuttaman epätasaisen jännityksen jakaantumisen ja se voidaan määrittää *EN 1992-4:n* [3, s. 61] mukaan kaavalla:

$$\psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{2c_1} \leq 1 \quad (22)$$

Mikäli useampi vetorasitettu ankkurointipultti sijaitsee rivissä reunan suunnassa ja niiden välinen etäisyys $s_2 \leq 4c_1$, yksittäisten ankkurointipulttien aiheuttamat murtokappaleet limittyvät. Murtokappaleiden limittymisen seurauksena yksittäisen ankkurointipultin kestävyys on pienempi kuin kaavan (18) mukainen kestävyys. Tästä johtuen myös paine yksittäisen ankkurointipultin kuormansiirtoalalla A_h pienenee. Kuten aikaisemminkin todettiin, kannallisen ankkurointipultin aiheuttama poikittainen halkaisuvoiman F_b on riippuvainen paineesta ankkurointipultin kuormansiirtoalalla. Paineen pieneminen kuormansiirtoalalla otetaan huomioon kertoimella $\psi_{g,Nb}$.

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n_a}) \cdot \frac{s_2}{4 c_1} \geq 1 \quad (23)$$

missä n on reunan suuntaisten ankkurointipulttien lukumäärä. Viimeinen kaavassa (21) esiintyvä kerroin $\psi_{ec,N}$ ottaa huomioon vetovoiman epäkeskisyyden pulttiryhmässä ja sen arvo voidaan *EN 1992-4*:n [3, s. 61] mukaan laskea kaavalla:

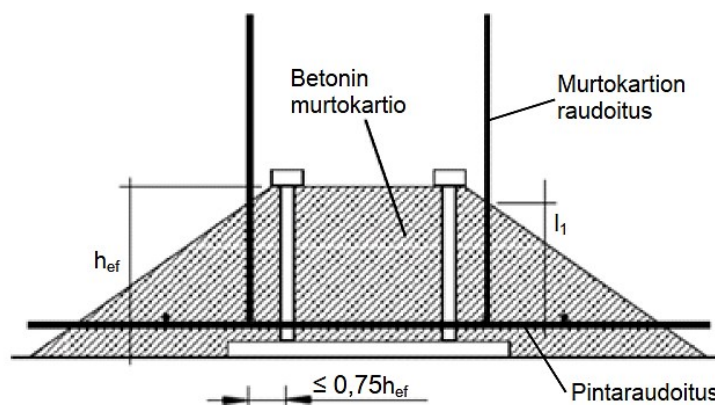
$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot (e_N/4 c_1)} \leq 1 \quad (24)$$

Betonin reunamurron tarkistus vaaditaan ainoastaan pulttiryhmän reunimmaisilta ankureilta. Jos ankkurointipultti tai pulttiryhmä sijaitsee useamman kuin yhden reunan lähellä, tulee tämän luvun mukainen tarkistus tehdä erikseen kummankin reunan suhteen.

3.2 Betonin hauraiden murtotapojen estäminen raudoittamalla

3.2.1 Kartiomurron estävä raudoitus

Osa betonin hauraista murtotavoista voidaan estää betonin raudoituksella. Standardissa *EN 1992-4* annetaan ohjeet vetorasitetun ankkurointipultin aiheuttaman kartiomurron estämiseksi raudoituksen avulla. Raudoitushakojen ja -lenkkien käyttäminen ankkurointipultin voimansiirtovyöhykkeellä voi olennaisesti kasvattaa ankkurointipultin vetokestävyyttä sekä lisätä sen sitkeyttä. Tämä edellyttää, että raudoitus ankkuroituu riittävästi oletettuun murtokartioon sekä sitä ympäröivään betoniin. Esimerkki kartiomurron estävästä raudoituksesta on esitetty kuvassa 28, jossa raudoitus on ankkuroitu kohdan 3.1.1 mukaiseen murtokappaleeseen pituudella l_1 .



Kuva 28. Kartiomurron estävä raudoitus [6, s. 36, muokattu].

Murtokartion estävän raudoituksen täyden kapasiteetin hyödyntäminen edellyttää murtokartion muodostumista betoniin. Tästä johtuen on konservatiivista suunnitella lisä-

raudoitus kestävään ankkurointipulttien täysi vetovoima ja jättää betonin kartiomurto-kestävyyden vaikutus huomioimatta [5, s. 90]. Raudoituksen vetokestävyys voidaan laskea *EN 1992-4*:ssä [3, s. 61] esitetyllä kaavalla:

$$N_{Rk,re} = \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s,re,i} \cdot f_{yk,re} \quad (25)$$

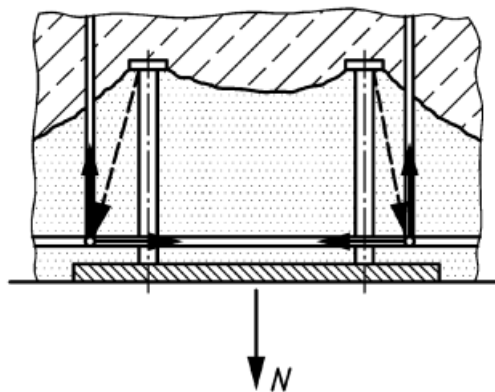
missä

$$f_{yk,re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$$

n_{re} on yhdelle ankkurointipultille tarkoitettujen raudoitustankojen lukumäärä.

Käytetyn lisäraudoituksen tulee *EN 1992-4*:n kohdan 7.2.1.2 mukaan täyttää seuraavat ehdot: raudoituksen tulee olla harjakuvioitu, tankojen halkaisija korkeintaan 16 mm ja taivutettujen tankojen taivutustelan säde tulee olla standardin *EN 1992-1-1* mukainen. Jotta suunniteltu lisäraudoitusta voidaan katsoa osallistuvan voimien siirtämiseen, sen tulee olla korkeintaan $0,75 h_{ef}$ etäisyydellä ankkurointipultin keskeltä mitattuna (kuva 28) ja ankkuroitua murtokartioon vähintään matkalta $l_1 \geq 4\emptyset$ (taivutetut tangot, haat, lenkit) tai $l_1 \geq 10\emptyset$ (suorat tangot) [3, s. 63-64]. Pituus l_1 tarkoittaa ankkurointipituutta murtokartiassa kuten kuvassa 28.

Lisäraudoitus ankkuroidaan oletetun murtokartion ulkopuoliseen betoniin *EN 1992-1-1*:n [11, s. 134] mukaan määräytyvällä ankkurointipituudella l_{bd} . Myös lisäraudoituksesta voi aiheutua betonin kartiomurto, joka tulee tarkistaa kohdan 3.1.1 mukaisesti olettaen tehollisen syvyyden h_{ef} olevan lisäraudoituksen loppupäähän asti. Tämä tarkistus voidaan jättää tekemättä, jos lisäraudoituksen vetovoima siirretään rakenteelle riittävällä limityspituudella. [3, s. 48]



Kuva 29. Raudoituksen ristikkomalli [3, s. 48].

Kuvassa 29 on esitetty esimerkki voimien määrittämisestä ristikkomallin avulla. Ristikkomalliin kuuluu puristusjännityskaistoja edustavat puristussauvoja, raudoitusta edustavia vetosauvoja sekä näitä yhdistäviä solmuja. Sauvoissa vaikuttavat voimat määritellään ristikkomallissa siten, että ne ovat tasapainossa murtorajatilän kuormien kanssa. Vetosauvat edustavat lisäraudoitusta ja pintaraudoitusta (kuva 28), joten niiden suunnat ja paikat valitaan vastaamaan raudoitusta.

3.2.2 Betonin paikallisen sivustamurron estävä raudoitus

Ankkurointia koskevassa kirjallisuudessa on myös esitetty suunnitteluohjeita betonin paikallisen sivustamurron estämiseksi raudoituksella, mutta standardissa *EN 1992-4* tällaisia ohjeita ei ole annettu. Raudoituksen on huomattu parantavan betonin paikallista sivustamurtokestävyyttä, kun raudoitus toteutetaan tiheästi asetetuilla lenkeillä tai kierrehaoilla. Toisaalta tutkimustieto on tältä osin puutteellista, jotta tarvittava raudoitusmäärä voitaisiin luotettavasti laskea. Myöskään standardissa *EN 1992-4* ei ole otettu kantaa paikallisen sivustamurron estävän raudoituksen laskentaan, joten sivustamurtokestävyyden parantamiseksi on suositeltavampaa kasvattaa reunaetäisyyttä c_1 , ankkurointipultin kannan kuormansiirtoalaa A_h tai betonin lujuutta f_{ck} . Raudoituksen määrittämisen tekee haasteelliseksi se, että vedetyn ankkurointipultin aiheuttama poikittainen halkaisuvoima riippuu kohdassa 3.1.4 esitetystä kertoimesta α . *Furche* ja *Eligehausen* esittivät vuonna 1991 [9] kertoimelle α määritelmän:

$$\alpha = 0,11 \cdot \sqrt{\frac{p}{f_{ck,cube}}} = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{N/A_h}{f_{ck}}} \quad (26)$$

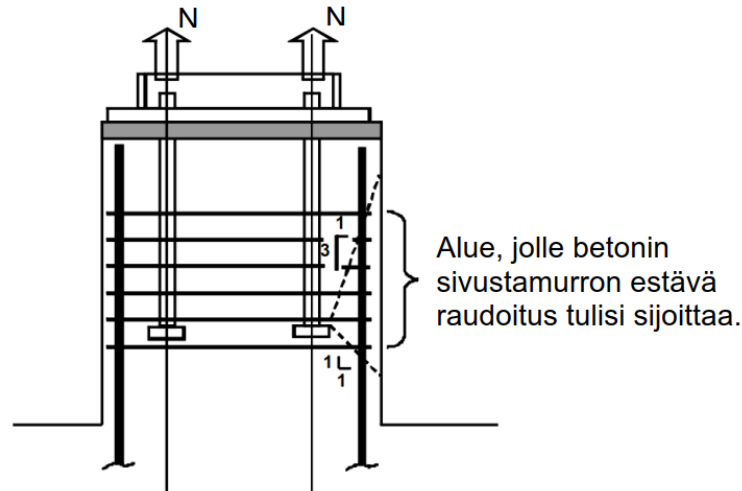
missä p on ankkurointipultin kuormansiirtoalalla $p = N/A_h$. Vuonna 2002 *Hofmann* ja *Eligehausen* [12] suorittivat epälineaarisia numeerisia tutkimuksia, joiden perusteella tehtiin ehdotus:

$$\alpha = 0,045 \cdot \frac{p}{f_{ck,cube}} = 0,037 \cdot \frac{N/A_h}{f_{ck}} \leq 0,5 \quad (27)$$

ASCE:n (American Society of Civil Engineers) Energiadivisioonan petrokemian komitea suosittelee ankkurointipulttien suunnittelua koskevassa ohjeessaan [13], että tarkemman tutkimustiedon puuttuessa termin α arvo lasketaan alla olevan kaavan mukaan.

$$\alpha = \max\left(0,25; 0,1 \cdot \sqrt{\frac{N/A_h}{f_{ck}}}; 0,037 \cdot \frac{N/A_h}{f_{ck}}\right) \quad (28)$$

Raudoitus mitoitetaan voimalle $F_b = \alpha \cdot N$ ja raudoituksen kestävyys voidaan laskea kaavoilla (25) ja (29) kuten kartiomurron yhteydessä. Raudoitus voidaan tehdä käyttäen hakoja tai lenkkejä, jotka tulisi sijoittaa mahdollisimman lähellä ankkurointipultin kannallista päätä.



Kuva 30. Betonin sivustamurron estävän raudoituksen sijoittaminen [13, s. 47, muokattu].

ASCE:n [2] suunnitteluohjeen mukaan betonin sivustamurron estävä raudoitus tulisi sijoittaa mahdollisimman lähelle vedetyn ankkurointipultin kuormansiirtoaluetta. Mikäli kuormansiirtoalueen lähellä ei ole riittävästi tilaa raudoituksen sijoittamiselle, tulisi ohjeen mukaan raudoitus sijoittaa kuvassa 30 esitetylle alueelle. [13, s. 46]

3.2.3 Raudoituksen ankkurointi

Lisäraudoituksen kestävyden lisäksi on myös tarkasteltava raudoituksen ankkuroituminen murtokartioon sekä murtokartion ulkopuoliseen betoniin. Ankkuroinnin kestävyys lasketaan EN 1992-4:n [3, s. 61] mukaan kaavalla:

$$N_{Rd,a} = \sum_{i=1}^{n_{re}} N_{Rd,a,i}^0 \quad (29)$$

missä n_{re} on ankkuroitujen tankojen määrä ja $N_{Rd,a,i}^0$ on yksittäisen raudoitustangon EN 1992-1-1:n mukainen ankkurointikestävyys. Ankkurointikestävyys voidaan laskea kaavalla:

$$N_{Rd,a,i}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \emptyset \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} \quad (30)$$

missä

l_1 on murtokappaleessa oleva ankkurointipituus, joka on murtokappaleessa vähintään $l_1 \geq 4\emptyset$ (taivutetut tangot, haat, lenkit) tai $l_1 \geq 10\emptyset$ (suorat tangot),

\emptyset raudoitustangon halkaisija

f_{bd} EN 1992-1-1:n mukainen betonin tartuntalujuus

α_i EN 1992-1-1:n kohdan 8.4.4 mukaiset kertoimet raudoitustankojen ankkuroinnille

Kaavalla (30) saatava kestävyiden arvo ei saa kuitenkaan ylittää raudoituksen vetokapasiteettia $N_{rd,a}^0 \leq A_{s,re} \cdot f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}$. Kun vedetyn ankkurointipultin aiheuttama betonin kartiomurto on estetty soveltuvaa raudoitusta käyttäen, ei kohdan 3.1.1 mukaista betonin kartiomurtokestävyiden tarkastelua tarvitse tehdä.

3.3 Vedetyn ankkurointipultin siirtymä

Valuun asennettavien ankkurointipulttien eurooppalaisen arviointidokumentin EAD 330924-00-0601 [14, s. 13] mukaan ankkurointipultin siirtymä vedossa voidaan laskea *Furchen* vuonna 1994 esittämällä kaavalla:

$$\delta_{N,0} = \frac{\varepsilon_s}{E_s} \cdot l_s + \frac{k_9}{k_{10}} \left(\frac{p}{f_{ck}} \right)^2 \quad (31)$$

missä ε_s on ankkurointipultin varren venymä, E_s teräksen kimmokerroin ja k_9 ja k_{10} ovat alla olevien määritelmien mukaisia kertoimia:

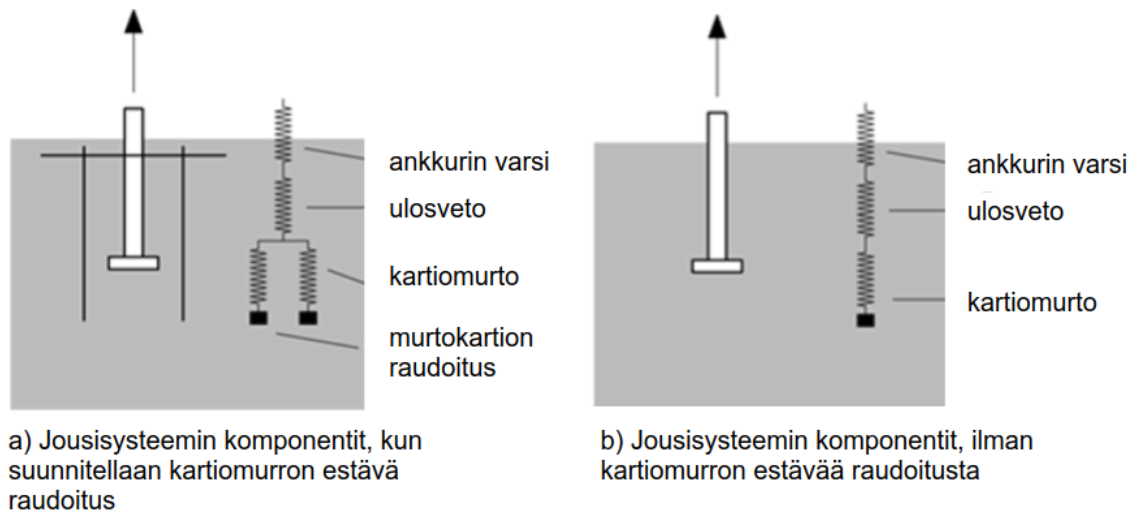
$$k_9 = 15, \text{ kun } d_a \leq 10 \text{ mm}$$

$$= 25, \text{ kun } d_a > 10 \text{ mm}$$

$$k_{10} = 200 \text{ halkeillelle betonille}$$

$$= 400 \text{ halkeilemattomalle betonille.}$$

Kuhlmann et al. esittivät vuonna 2012 [15] kokeellisten tutkimusten perusteella komponenttimenetelmän vedettyjen ankkurointipulttien siirtymän laskemiseksi. Menetelmässä yksittäisistä komponenteista muodostetaan jousisysteemi kuvan 31 mukaisesti.



Kuva 31. Vedetyn ankkurointipultin jousisysteemi [16, s. 24, muokattu].

Kun ankkurointipultille suunnitellaan betonin kartiomurron estävä raudoitus, jousisysteemi koostuu kartiomurron ja murtokartion muodostamista rinnakkain kytketyistä komponenteista, jotka ovat sarjaan kytketty ulosvetomurron ja ankkurointipultin varren kanssa. Ilman murtokartion raudoitusta jousisysteemi koostuu ainoastaan sarjaan kytketyistä komponenteista, joita ovat ankkurointipultin varsi, ankkurointipultin ulosveto ja betonin kartiomurto.

3.3.1 Siirtymä teräksen vetomurrossa

Kannallisen ankkurointipultin vetovoima siirtyy betonille lähinnä sen kannan ja betonin välisen puristusjännityksen avulla, jolloin ankkurointipultin varressa tapahtuu venymistä pohjalevyn ja pultin kannan välillä. Olettamalla ankkurointipultin käyttäytyvän elastisesti myötörajaan saakka, voidaan ankkurointipultin varren jäykkyys laskea *Kuhlmannin et al.* mukaan [16] kaavalla:

$$k_s = \frac{n_a \cdot A_s \cdot E_s}{l_h} \quad (32)$$

missä n_a on ankkurointipulttien lukumäärä, l_h on ankkurointipultin varren pituus ja A_s ankkurointipultin varren poikkipinta-ala. Kaava on voimassa ankkurointipultin jännityksen ollessa varren teräksen myötölujuutta pienempi. Ankkurointipultin siirtymäksi varren pituuden matkalla saadaan näin ollen:

$$\delta_{Rk,s} = \frac{N}{k_s} \quad (33)$$

Kun ankkurointipultin teräksen myötöjännitys saavutetaan, siirtymä kasvaa jännityksen pysyessä vakiona. Tästä seuraa, että ankkurointipultin varren jäykkyys toteuttaa yhtälön $k_s = 0$, kun ankkurointipultin jännitys on myötöjännityksen suuruinen. [16]

3.3.2 Siirtymä ulosvetomurrossa

Vedetyin ankkurointipultin kannasta kohdistuu betoniin puristusjäännitys, josta seuraa myös puristusvenymä betoniin. Komponentin jäykkyys on riippuvainen vetovoiman suuruudesta ja *Kuhlmann et al.* ehdottivat [15, s. 68] alla olevia kaavoja siirtymän laskemiseksi vetovoiman eri suuruuksilla.

$$\delta_{Rk,p} = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_7} \left(\frac{N}{A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot n_a} \right)^2 \quad (34)$$

missä

$\alpha_p = 0,25$ kerroin pultin kannalla olevalle puristukselle

$$k_a = \sqrt{\frac{5}{0,5 \cdot (d_h - d_a)}}$$

$$k_A = 0,5 \cdot \sqrt{d_a^2 + m(d_h^2 - d_a^2) + 0,5d_h}$$

$m = 9$ puristussuhde kannalliselle ankkurointipultille

$k_7 = 600$, halkeilemattomalle betonille
 $= 300$, halkeilleelle betonille

n_a ankkurointipulttien lukumäärä

A_h pultin kannan pinta-ala, kohta 3.1.2 kaava (13).

Kaava (34) on voimassa, kun vetovoima N ei ylitä ulosvetokestävyyttä $N_{Rk,p}$. Kaavassa on käytetty betonin puristuslujuutena kuutiopuristuslujuutta $f_{ck,cube}$.

3.3.3 Siirtymä kartiomurrossa

Kun vetorasitus ylittää betonin kartiomurtokestävyyden, kartiomurron jäykkyys laskee vetovoiman kasvaessa. Jäykkyys voidaan *Kuhlmannin et al.* mukaan [15, s. 66] määrittää kaavalla:

$$k_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{ck,cube} \cdot h_{ef} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N}} \quad (35)$$

Kaavassa (35) kertoimen arvona voidaan käyttää $\alpha_c = -537$ ja muut termit ovat kohdan 3.1.1 mukaiset. Siirtymä kartiomurrossa voidaan määrittää kaavalla:

$$\begin{aligned} \delta_c &= 0 && \text{kun } N \leq N_{Rk,c} \\ \delta_{Rk,c} &= \frac{N - N_{Rk,c}}{k_c} && \text{kun kartiomurtokestävyyden on ylitetty} \end{aligned} \quad (36)$$

Siirtymistä voidaan todeta, että kartiomurtokestävyyttä pienemmillä kuormilla kartiomurron siirtymäkomponentti on nolla. Tällöin ankkurointipultin kokonaissiirtymä koostuu ainoastaan ankkurointipultin varren ja ankkurointipultin ulosvedon siirtymäkomponenteista.

3.3.4 Siirtymä ankkurointipultin lisäraudoituksessa

Lisäraudoituksen siirtymän vetojännityksessä on havaittu pääsääntöisesti riippuvan betonin lujuudesta ja raudoituksen halkaisija. Raudoituksen siirtymä voidaan laskea kaavalla [15, s. 67]:

$$\delta_{Rk,s,re} = \frac{2 \cdot N^2}{\alpha_s \cdot f_{ck,cube} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \quad (37)$$

missä $\alpha_s = 12\,100$ [N/mm²], $d_{s,re}$ on raudoitustangon halkaisija ja n_{re} on leikkeiden lukumäärä. Raudoituksen siirtymän laskennassa on oletettu siirtymän tapahtuvan muodostuneen halkeaman kummallakin puolella, jolloin jäykkyys voidaan ilmaista kaavalla:

$$k_{b,re1} = \frac{\sqrt{\alpha_s \cdot f_{ck,cube} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2}}{\sqrt{2\delta}} \quad (38)$$

Jäykkyys on riippuvainen siirtymästä δ . Kaavat (37) ja (38) ovat voimassa kun raudoituksen voima ei ylitä sen veto- tai ankkurointikestävyyttä. Tätä suuremmilla vetovoimilla jäykkyys saa arvon $k_{b,re2} = 0$.

3.3.5 Siirtymien yhteisvaikutus

Tarkastellaan aluksi betonin kartiomurron ja lisäraudoituksen muodostaa systeemiä. Kun ankkurointipultin vetovoima on kartiomurtokestävyyttä pienempi, murtokartiota ei ole vielä muodostunut, mistä johtuen lisäraudoitus ei vielä osallistu vetovoiman siirtämiseen. Tällöin vetovoima toteuttaa yhtälön $N \leq N_{Rk,c}$, mistä seuraa:

$$k_{c1,1} = k_{c1} + k_{s,re} = \infty \quad \text{ja} \quad \delta_{c1,1} = 0$$

Vetovoiman kasvaessa kartiomurtokestävyyttä suuremmaksi betoniin muodostuu halkeama, jonka seurauksena osa vetovoimasta siirtyy leikkausraudoituksen kautta. Tällöin myös systeemin jäykkyys pienentyy. Jäykkyys voidaan laskea *Waldin et al.* mukaan [16, s. 32] alla olevalla kaavalla, kun vetovoima toteuttaa yhtälön $N_{Rk,c} < N_{Ek} \leq N_{Rk,a}$:

$$k_{c1,2} = k_{c2} + k_{s,re} \quad \text{ja} \quad \delta_{c1,2} > 0$$

Koko jousisysteemin jäykkyys saadaan yhdistämällä komponentit kaavalla:

$$\frac{1}{k_{sys}} = \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_{c1,i}} \quad (39)$$

mistä seuraa

$$\delta_{sys} = \delta_{Rk,s} + \delta_{Rk,p1} + \delta_{c1,i} \quad (40)$$

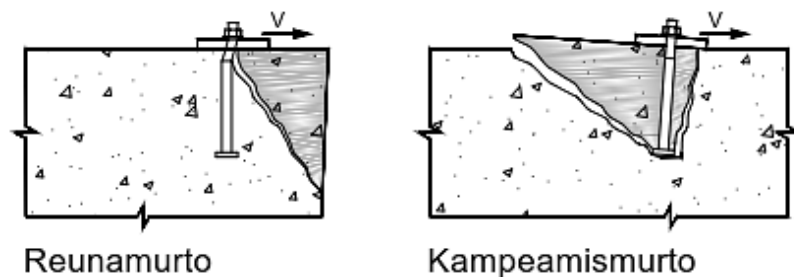
Siirtymän laskennassa ei ole lainkaan huomioitu mahdollista betonin paikallisesta sivustamurrosta johtuvaa jäykkyyden pienenemistä. Tästä johtuen siirtymän laskennan käyttöaluetta on syytä rajoittaa siten, ettei betonin paikallista sivustamurtoa pääse tapahtumaan. Kohdan 3.2.2 mukaan betonin paikallista sivustamurtoa ei tarvitse tarkistaa, kun ankkurointipultin reunaetäisyys toteuttaa yhtälön $c_i > 0,5 h_{ef}$.

4. LEIKKAUSRASITETUN ANKKUROINTIPULTIN AIHEUTTAMA BETONIN MURTUMINEN

Leikkausrasitetusta ankkurointipultista aiheutuvista betonin murtotavoista löytyy kirjallisuudesta paljon tietoa, joita on esitetty tässä luvussa. Työssä esitetyt laskentamenetelmät kitkalla ja leikkausvaarnalla välitetyn leikkausvoiman aiheuttamien betonin murtotapojen kestävyysien määrittämiseksi perustuvat osittain tässä luvussa esitettyihin murtotapoihin.

4.1 Betonin hauraat murtomekanismit

Leikkausrasitettujen ankkurointipulttien aiheuttamat betonin murtotavat ovat reunamurto ja kampeamismurto (kuva 32). Reunan lähellä olevat leikkausrasitetut ankkurointipultit voivat aiheuttaa betonikappaleen reunan murtumisen. Tällaista murtotapaa kutsutaan betonin reunamurroksi. Ankkurointipultin tai pulttiryhmän sijaitessa kauempana reunasta voivat ne kiertyä leikkausvoiman vaikutuksesta etenkin, jos niiden tehollinen upotussyvyys on suhteellisen pieni. Kiertymästä aiheutuvaa murtoa kutsutaan betoniin kampeamismurroksi.



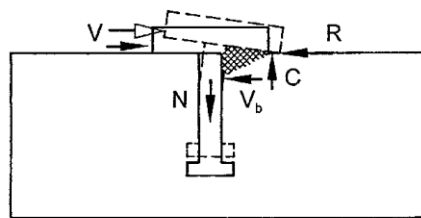
Kuva 32. Leikkausrasitetun ankkurointipultin aiheuttamat betonin murtotavat.

Pulttiryhmän leikkausvoimakestävyys vaikuttaa merkittävästi, miten leikkausvoiman ajatellaan jakaantuvan yksittäisille ankkurointipulteille. Ankkurointipulttien ollessa väljissä rei'issä leikkausvoiman jakaantumiseen yksittäisille ankkurointipulteille vaikuttaa merkittävästi reikävälyksen suuruus, ankkurointipultin alkuperäinen sijainti reiässä sekä ankkurointipultin jäykkyys. Kun reikävälyys on kohdan 5.1 taulukon 2 mukainen, voidaan kampeamismurtokestävyyttä tarkasteltaessa ankkurointipulttien muodonmuutoskykyä pitää riittävänä, jotta leikkausvoima jakaantuu tasaisesti kaikille ankkurointipulteille.

Reunamurtokestävyyttä tarkasteltaessa leikkausvoiman oletetaan jakaantuvan pahimman tapauksen mukaan, jolloin leikkausvoiman ajatellaan siirtyvän vain reunimmaisilla ankkurointipulteilla. Standardissa *EN 1992-4* ankkurointipulttien riittävä muodonmuutoskyky varmistetaan epäsuorasti rajoittamalla niiden teräksen murtojännitystä $f_{uk} \leq 1\,000 \text{ N/mm}^2$. Ylisuurten reikien tapauksessa on mahdollista, että ankkurointipulttien muodonmuutoskyky ei ole riittävä, jotta kaikki ankkurointipultit tukeutuisivat ylisuurten reikien reunoihin, ja yksittäiset ankkurointipultit saattavat murtua [6, s. 24].

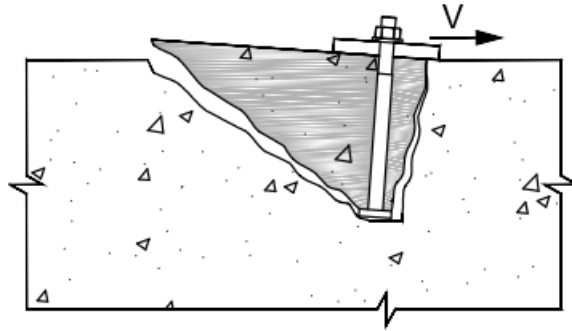
4.1.1 Kampeamismurto

Yksittäisen kannallisen ankkurointipultin voimansiirtomekanismia voidaan havainnollistaa kuvalla 33. Ankkurointipultin leikkausvoima aiheuttaa betoniin tukireaktion V_b , joka kasvaa leikkausvoiman kasvaessa. Leikkausvoiman kasvaessa riittävän suureksi betonin reuna murskaantuu tai sen pinta lohkeilee, jolloin betonin tukireaktio V_b siirtyy syvemmälle betoniin. [5, s. 109-110]



Kuva 33. Yksittäisen leikkausrasitetun kannallisen ankkurointipultin voimansiirtomekanismi [5, s. 109].

Leikkausvoiman kasvaminen ja ankkurointipultin venyminen saavat aikaan pohjalevyn kiertymisen, jolloin leikkausvoiman puoleinen osa pohjalevystä menettää kontaktin betonin kanssa. Nämä mekanismit kasvattavat leikkausvoiman V ja betonin tukivoiman V_b välistä epäkeskeisyyttä. Epäkeskeisyydestä johtuva momentti aiheuttaa betonin ja pohjalevyn välille puristusvoiman C sekä ankkurointipultin vetovoiman N . Kun vetovoiman N kasvaa riittävän suureksi, betoniin muodostuu kuvan 34 mukainen kartiomainen murtokappale. [5, s. 110]



Kuva 34. Leikkausvoimasta aiheutuvan kampeamismurron murtokartio.

Ankkurointipulttiin muodostuvan vetovoiman suuruus riippuu useista tekijöistä, kuten pohjalevyn koosta. Kokeellisissa tutkimuksissa on saatu arvio, että ankkurointipulttiin muodostuvan vetovoiman suuruus on noin 35 % siihen kohdistuvasta leikkausvoimasta. Tutkimusten perusteella on myös arvioitu kampeamisen aiheuttaman murtokartion olevan noin 60 – 70 % vastaavasta samankeskeisesti vetorasitettujen ankkurointipulttien murtokartiosta samoilla upotussyvyyksillä [5, s. 110].

Kun kampeamisesta aiheutuvan murtokappaleen muodostumisissa otetaan huomioon puristusvoiman C vaikutus, murtokappale alkaa pohjalevyn puristetusta reunasta. Murtokappaleen murtopinnan kaltevuus on myös loivempi, kun sitä verrataan tyypilliseen vetovoiman aiheuttamaan murtokappaleeseen. Jos oletetaan leikkausvoimien aiheuttamien vetojännitysten jakaantuvan samalla tavalla murtopinnalle kuin vetovoimien aiheuttamien vetojännitysten, ja kun puristavan voiman C vaikutus kartiomurtoon jätetään huomioimatta, saadaan yksittäisen ankkurointipultin kampeamismurtokestävyydelle kaava. [5, s. 110]

$$V_{Rk,cp}^0 = \frac{R_u}{N/V} \quad (41)$$

missä R_u on kampeamismurto kestävyys ja N/V on ankkurointipultin vetovoiman ja leikkausvoiman välinen suhde. Kun kaavaan huomioidaan aikaisemmin mainittujen kokeiden tulokset, joiden mukaan $R_u = 0,6 N_{Rk,c}^0 \dots 0,7 N_{Rk,c}^0$ ja $N/V = 0,35$ saadaan kaavalle (41) muoto:

$$V_{Rk,cp}^0 = 1,7 N_{Rk,c}^0 \dots 2,0 N_{Rk,c}^0 \quad (42)$$

Joka voidaan ilmoittaa vielä yksinkertaisemmassa muodossa:

$$V_{Rk,cp}^0 = k_8 \cdot N_{Rk,c}^0 \quad (43)$$

Kokeellisesti on myös osoitettu kertoimen k_8 olevan riippuvainen upotussyvyydestä ja se voi saada arvoja $k_8 \leq 2,0$ tehollisen syvyyden h_{ef} ollessa alle 60 mm. On myös ha-

vaittu, että kampeamismurto voi ilmetä pulttiryhmälle, jolloin murtokestävyyttä voidaan arvioida samalla tavalla kuin yksittäistä ankkuriakin, jolloin kaavalle (43) saadaan yleinen muoto, jota käytetään myös *EN 1992-4*:n mukaisessa mitoituksessa. [5, s. 111]

Laskennan yksinkertaistamiseksi standardissa *EN 1992-4* ei tarkisteta kampeamismurtokestävyyttä kovinkaan yksityiskohtaisesti, vaan kampeamismurtokestävyuden tarkistaminen tapahtuu epäsuorasti. Kannallisen ankkurointipultin kampeamismurtokestävyuden ominaisarvo lasketaan kaavalla [3, s. 66]:

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad \text{lisäraudoittamattomille ankkurointipulteille} \quad (44)$$

$$V_{Rk,cp} = 0,75 \cdot k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad \text{lisäraudoitetulle ankkurointipulteille} \quad (45)$$

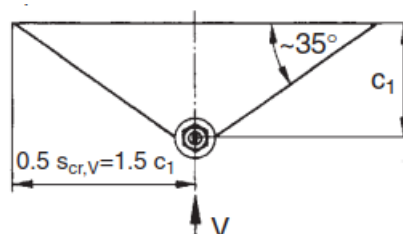
Kaavoissa esiintyvä kerroin k_8 saadaan tuotteen teknisestä eritelmästä ja $N_{Rk,c}$ kohdassa 3.1.1 esitetyllä kaavalla (3). *Grosser* [10, s. 286] esitti vuonna 2012 laskennallista tapaa kertoimen k_8 määrittämiselle:

$$k_8 = 0,01 \cdot h_{ef} + 1 \leq 2 \quad (46)$$

Mikäli leikkausvoiman vaikuttaa epäkeskeisesti pulttiryhmän keskiöön nähden, mutta sen ollessa kuitenkin pulttiryhmän sisäpuolella, kartiomurtokestävyuden $N_{Rk,c}$ laskemisessa käytetyn epäkeskeisyyden huomioivan kertoimen $\psi_{ec,N}$ laskenta tulisi suorittaa leikkausvoiman epäkeskeisyyden e_V avulla [6, s. 66]. Toisin sanoen kerrointa $\psi_{ec,N}$ laskettaessa kaavalla (6) epäkeskeisyyden e_N tilalla tulisi käyttää leikkausvoiman ja leikkausrasitettujen ankkurointipulttien keskiön välistä epäkeskeisyyttä e_V .

4.1.2 Betonin reunamurto

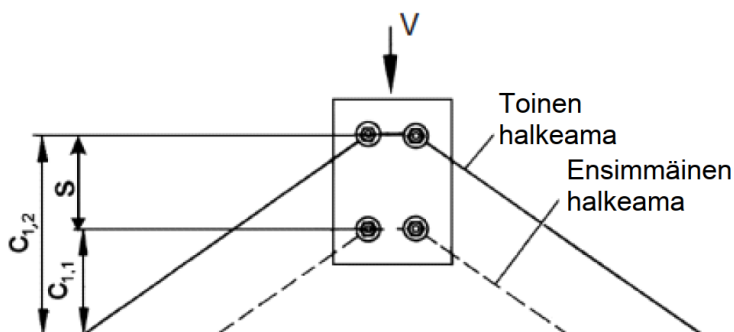
Leikkausvoiman rasittama ankkurointipultti saattaa aiheuttaa betonikappaleen reunan murtumisen, etenkin jos rasitettu ankkurointipultti sijaitsee reunan lähellä ja leikkausvoima on reunaan kohti. Betonikappaleeseen muodostuu murtokartion puolikas, jonka sivujen kaltevuus on noin 35 astetta (kuva 35). [5, s. 116-121]



Kuva 35. Leikkausvoimasta johtuvan reunamurron murtokartio [5, s. 113].

Kun ankkurointipultit on asennettu käyttäen pohjalevyä, asennustoleransseista johtuen pohjalevyn reiän halkaisija on yleensä hieman suurempi kuin ankkurointipultin halkaisi-

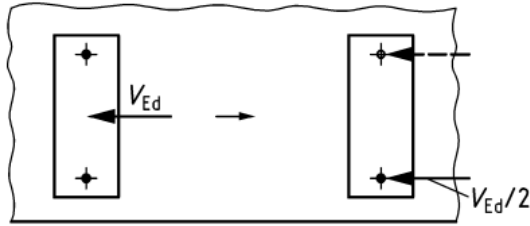
ja. Pulttiryhmän koostuessa useammasta pulttirivistä, jotka ovat kohtisuorassa reunaan nähden, leikkausvoiman jakautuminen ankkurointipulteille riippuu niiden sijainnista rei'issä. Reunamurtokestävyyden kannalta epäedullisimmassa tilanteessa leikkausvoiman ottavat vastaan aluksi vain reunimmaisista ankkurointipultit. Tällöin ensimmäinen murtokartio muodostuu reunimmaisista ankkureista kuten kuvassa 36, mutta siirtymien johdosta myös taaimmaisista ankkurointipultit osallistuvat leikkausvoiman siirtämiseen. Koska taaimmaisten ankkurointipulttien etäisyys betonin reunaan on suurempi, niiden reunamurtokestävyys on myös suurempi. Lopullinen murtuminen tapahtuu vasta kun taaimmaisten ankkurointipulttien reunamurtokapasiteetti ylittyy. [5, s. 118].



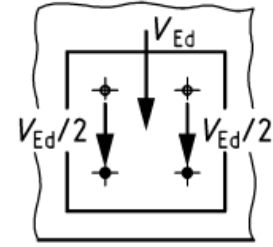
Kuva 36. Murtokartioiden muodostuminen [5, s. 118].

Vaikka lopullinen murtuma tapahtuu vasta taaimmaisten ankkurointipulttien betonin reunamurtokapasiteetin ylittyessä, standardin *EN 1992-4* mukaisessa laskennassa oletetaan vain reunaan lähinnä olevien ankkurointipulttien osallistuvan leikkausvoimien siirtämiseen reunamurtoa tarkisteltaessa. Useampaa reunaan lähellä olevien ankkurointipulttien reunamurto tulee tarkistaa jokaisen reunan suhteen, ja pulttiryhmän ankkurointipulttien välinen jakoväli tulee olla $s_{min} \geq 4 d_{nom}$, missä d_{nom} on ankkurointipultin ulkohalkaisija.

EN 1992-4:n mukainen leikkausvoiman jakaantuminen ankkurointipulteille on esitetty alla olevissa kuvissa 37 ja 38. Kuvan 37 mukaan reunan suuntainen leikkausvoima jaetaan kaikkien ryhmän ankkurointipulttien kesken ja reunamurron tarkistus tehdään reunaan lähinnä oleville ankkurointipulteille. Reunaa vasten kohtisuorassa oleva leikkausvoima jaetaan reunimmaisille ankkurointipulteille kuvan 38 mukaisesti.

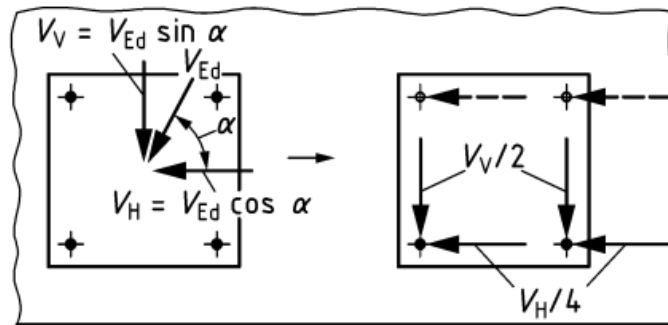


Kuva 37. Reunan suuntaisen leikkausvoiman jakaantuminen ankkurointipulteille [3, s. 40].



Kuva 38. Kohtisuoraa reunaa vasten olevan leikkausvoiman jakaantuminen ankkurointipulteille [3, s. 40].

Leikkausvoiman kohdistuessa vinosti ankkurointipulttiryhmään nähden saadaan yksittäisille ankkurointipulteille kohdistuvat leikkausrasitukset jakamalla leikkausvoima reunan suuntaiseen ja reunaa vastaan kohtisuoraan komponenttiin. Kuvan 39 tilanteessa leikkausvoiman reunan suuntainen komponentti V_H jaetaan kaikille ankkurointipulteille ja reunaa vasten kohtisuorassa oleva komponentti V_V jaetaan reunaa lähinnä reunaa oleville ankkurointipulteille.



Kuva 39. Vinosti reunaa kohti olevan leikkausvoiman jakaantuminen ankkurointipulteille [3, s. 40].

Kestävyyden perusarvo leikkausrasitetun ankkurointipultin aiheuttamalle reunan murtumiselle lasketaan standardin EN 1992-4 [3, s. 68] mukaan kaavalla:

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (47)$$

missä d_{nom} on ankkurointipultin ulkohalkaisija ja c_1 on ankkurointipultin reunaetäisyys.

Kaavan muut termit ovat alla olevien määritelmien mukaiset:

$$\begin{aligned} k_9 &= 1,7 \text{ halkeillelälle betonille} \\ &= 2,4 \text{ halkeilemattomalle betonille} \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} \quad (48)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad (49)$$

$l_f = h_{ef}$, jos ankkurointipultin varsi on tasapaksu

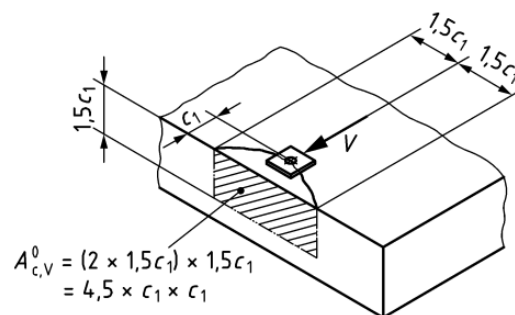
Kaavassa käytettyä ankkurointipultin pituutta l_f tulee *EN 1992-4*:n mukaan rajoittaa ankkurointipultin varren paksuuden mukaan, siten että:

$$l_f \leq \begin{cases} 12 d_{nom} & \text{kun } d_{nom} \leq 24 \text{ mm} \\ \max(8 d_{nom}; 300 \text{ mm}) & \text{kun } d_{nom} > 24 \text{ mm} \end{cases}$$

Ankkurointipultin tai ankkuripulttiryhmän kestävyys betonin reunamurrossa saadaan kaavalla [3, s. 68]:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (50)$$

Kaavan (50) termi $A_{c,V}/A_{c,V}^0$ ottaa huomioon vierekkäisten ankkurointipulttien, muiden reunojen vaikutuksen sekä betoniosan paksuuden, johon ankkurointipultti on asennettu. Termi $A_{c,V}^0$ tarkoittaa yksittäisen leikkausrasitetun ankkurointipultin aiheuttaman murtokappaleen projektion vertailupinta-alaa ja sen voidaan määrittää esimerkiksi kuvan 40 mukaisesti.



Kuva 40. Yksittäisen leikkausrasitetun ankkurointipultin murtokappale ja projektion pinta-ala $A_{c,V}^0$ [3, s. 69].

Kun ideaalista murtokappaletta ei pääse muodostumaan vierekkäisistä ankkureista ($s \leq 3 c_1$), leikkausvoiman suuntaisen reunan läheisyyden tai betonikappaleen paksuuden takia, tulee tämä ottaa huomioon todellisen murtokappaleen projektion pinta-alaa $A_{c,V}$ laskettaessa.

Kaavan (50) termillä $\psi_{s,V}$ otetaan huomioon betonikappaleen reunan aiheuttama jännitysten epätasaisen jakautumisen vaikutus reunamurtokestävyyteen ja sen arvo lasketaan *EN 1992-4*:n [3, s. 70] kaavalla:

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} \quad (51)$$

Kapeissa betonikappaleissa, jossa ankkurointipultin lähellä on kaksi leikkausvoiman suuntaista reunaa, pienempää näistä reunaetäisyyksistä tulee käyttää kaavassa (51) terminä c_2 . Betonin kestävyys reunamurrossa ei pienene verrannollisesti betonin paksuuteen kuten suhde $A_{c,V}/A_{c,V}^0$ olettaa. Tämä huomioidaan kertoimella $\psi_{h,V}$, määritellään *EN 1992-4:n* [3, s. 70] mukaan kaavalla:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1 \quad (52)$$

Ankkurointipulttiin kohdistuvan leikkausvoiman epäkeskisyys aiheuttaa yksittäisille ankkurointipulteille erisuuret leikkausvoimat, mikä otetaan huomioon kertoimella $\psi_{ec,V}$. Kerroin määritellään *EN 1992-4:ssä* [3, s. 71] kaavalla:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_V / (3c_1)} \leq 1 \quad (53)$$

missä e_V on yksittäisten ankkurointipulttien leikkausvoimien resultantin ja pulttiryhmän keskiön välinen etäisyys. Kun tarkasteltavien ankkurointipulttien leikkausvoiman resultantti ei vaikuta kohtisuorasti tarkasteltavaan reunaan, voidaan kohtisuoruudesta poikkeamisen myötävaikutus ottaa huomioon kertoimella $\psi_{\alpha,V}$, jonka suuruus lasketaan *EN 1992-4:n* [3, s. 70] mukaan kaavalla:

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0,5 \sin \alpha_v)^2}} \geq 1 \quad (54)$$

missä α_v on yksittäiseen ankkurointipulttiin tai pulttiryhmään kohdistuvan leikkausvoiman ja tarkasteltavan reunaan nähden kohtisuorassa olevan linjan välinen kulma. Kulman α_v määrittämistä on havainnollistettu kuvassa 39. Viimeinen betonin reunamurron kestävyden laskentakaavassa esiintyvä kerroin $\psi_{re,V}$ ottaa huomioon betonikappaleen reunan raudoituksen positiivinen vaikutus reunamurtokestävyyteen. *EN 1992-4:n* [3, s. 71] mukainen määritelmä kertoimelle on:

$$\begin{aligned} \psi_{re,V} &= 1,0 && \text{ankkurointipulteille halkeilemattomassa betonissa ja halkeilleessa} \\ &&& \text{betonissa ilman reunan raudoitusta tai lenkkejä} \\ &= 1,4 && \text{ankkurointipulteille halkeilleessa betonissa, jossa on reunan} \\ &&& \text{raudoitus ja lähelle asetetut lenkit tai verkko, jonka jakoväli} \\ &&& a \leq \min(2c_1, 100 \text{ mm}). \end{aligned}$$

Betonikappaleen reunaraudoituksen jakovälin rajoittamisella voidaan varmistaa, että reunan rauditus ankkuroituu riittävästi murtokappaleeseen, jolloin se toimii ankkurointipultin lisäraudoituksena [6, s. 77]. Erityistapauksessa, kun ankkurointipultti on matalassa ja kapeassa betonikappaleessa ($c_{2,max} \leq 1,5c_1$ ja $h_c \leq 1,5c_1$), kaavalla (50) laskettu kestävyys antaa liian konservatiivisia kestävyksiä. Tarkemman arvon saamiseksi kaavoissa (47), (50) ja (53) sekä pinta-alojen $A_{c,V}$ ja $A_{c,V}^0$ määrittämisessä tulisi käyttää c_1 tilalla arvoa c'_1 , jonka arvo määritellään standardissa EN 1992-4 [3, s. 72] erikseen yksittäiselle ankkurointipultille ja pulttiryhmälle:

$$c'_1 = \max\left(\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h_c}{1,5}\right) \quad \text{yksittäisille ankkurointipultille}$$

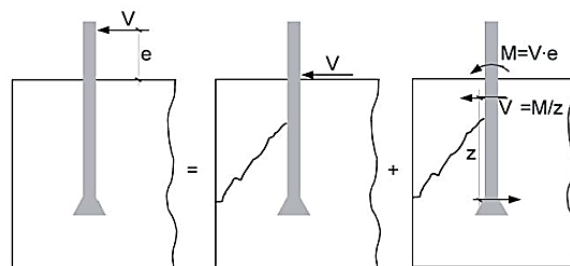
$$= \max\left(\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h_c}{1,5}; \frac{s_{2,max}}{3}\right) \quad \text{pulttiryhmälle}$$

missä

$c_{2,max}$ on suurempi reunaetäisyys leikkausvoiman suuntaisista reunoista.

$s_{2,max}$ on suurin ankkurointipultin välinen etäisyys reunamurtoa tarkasteltavan reunan suunnassa.

Leikkausvoiman vaikuttaessa vipuvarrella aiheutuu tästä leikkausvoiman epäkeskisyydestä momentti ankkurointipulttiin betonin pinnan lähellä. Momentin voidaan ajatella aiheuttavan lisävaakavoima betoniin, mitä on havainnollistettu kuvassa 41. Kuvassa vipuvarrella vaikuttava leikkausvoima on jaettu betonin pinnassa vaikuttavaan voimaan sekä leikkausvoiman epäkeskisyydestä johtuvaan momenttiin M . Momentti puolestaan aiheuttaa betoniin lisävaakavoiman V , jonka suuruus on $V = M/z$.

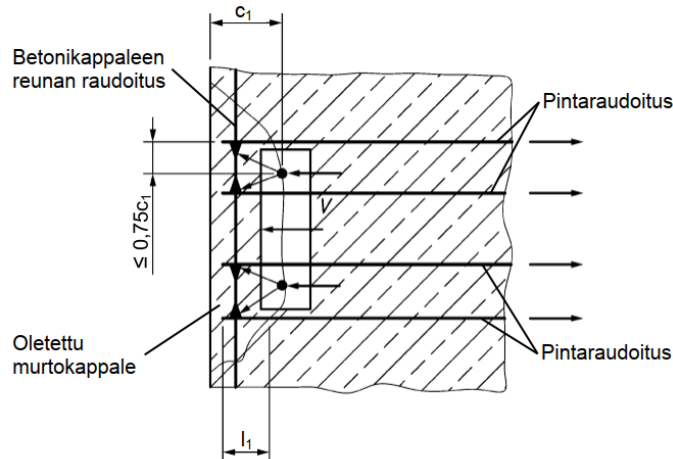


Kuva 41. Leikkausvoiman epäkeskisyydestä johtuva lisävaakavoima [5, s. 122].

Leikkausvoiman vipuvarren vaikutusta reunamurtokestävyyteen tutkivat kokeellisesti Paschen ja Schönhoff vuonna 1983 [17]. Kokeellisten tutkimusten avulla he havaitsivat betonin reunamurtokestävyyden pienenevän huomattavasti leikkausvoiman vipuvarren kasvaessa.

4.2 Reunamurron estävä raudoitus

Lisäraudoitus leikkausvoimille voidaan toteuttaa pintaraidoituksella, haoilla tai lenkeillä. Raudoitus suunnitellaan kestäväksi kokonaisrasitus tämän luvun mukaisesti, jolloin kohdan 4.1.2 mukaista betonin reunamurron kestävyttä ei tarvitse erikseen tarkistaa.



Kuva 42. Betonin pintaraidoitus leikkausvoimille. Reunan suuntainen raudoitus mitoitetetaan ristikkomallista saataville voimille [3, s. 64, muokattu].

Leikkausvoimalle tarkoitettua lisäraudoitusta koskevat samat ehdot kuin vedetyn ankkurointipulttien aiheuttaman kartiomurron tapauksessa. Tehokkaiksi oletetaan ainoastaan ne raudoitustangot, jotka ovat korkeintaan $0,75 c_1$ etäisyydellä ankkurointipultin keskilinjasta ja jotka ankkuroituu murtokappaleessa vähintään matkalla $l_1 \geq 4\phi$ (taivutetut tangot, haat, lenkit) tai $l_1 \geq 10\phi$ (suorat tangot) [3, s. 47-48]. Lisäraudoitus ankkuroidaan myös oletetun murtokartion ulkopuoliseen betoniin *EN 1992-1-1*:n mukaan määritetyllä ankkurointipituudella l_{bd} . Lisäraudoituksena käytettävien tankojen on oltava harjakuvioitu ja halkaisijaltaan korkeintaan 16 mm. Kuvassa 42 oleva murtokappale oletetaan samanmuotoiseksi kuin laskettaessa betonin reunamurtokestävyttä kohdan 4.1.2 mukaisesti. *EN 1992-4*:n mukainen kestävyys lasketaan kaavalla:

$$N_{Rk,re} = k_{10} \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s,re,i} \cdot f_{yk,re} \quad (55)$$

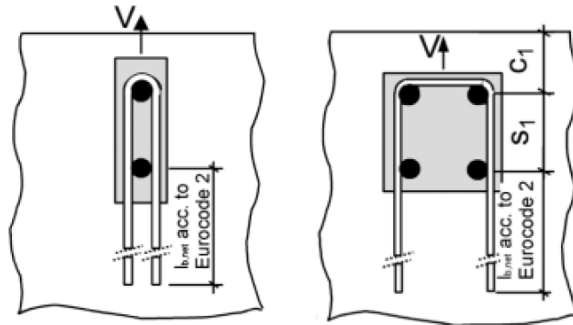
missä

k_{10} on raudoituksen hyötykerroin
 = 1,0 pinnan raudoitukselle (kuva 42)
 = 0,5 haoille ja lenkeille (kuva 43)

$$f_{yk,re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$$

n_{re} on yhdelle ankkurointipultille tarkoitettujen raudoitustankojen lukumäärä

Raudoituksen hyötykertoimen k_{10} arvo riippuu raudoituksen tyypistä. Kuvan 43 mukaiset haat ja lenkit tulee asentaa siten, että ne kiertävät ankkurointipultin varren ja ovat kosketuksissa ankkurointipultin varren kanssa. Raudoitus asennetaan mahdollisimman lähelle betonikappaleen yläpintaa, jotta leikkausvoiman ja raudoituksen vetovoiman välinen momenttivarsi olisi mahdollisimman pieni.



Kuva 43. Lisäraudoitus käyttäen hakoja ja lenkkejä [5, s. 124].

Vaikka ankkurointipultin varren ympäri kulkevat raudoitushaot ja -lenkit ovat tehokas tapa parantaa leikkauskapasiteettia, työteknisistä toleransseista johtuen ei pystytä varmentamaan, että ankkurointipultin varsi olisi kosketuksissa raudoituslenkkien kanssa. Kun ankkurointipultin ja raudoituslenkin välillä on rako, pystytään raudoituslenkin vetokapasiteetista hyödyntämään noin 65 % ennen kuin betoni murtuu ankkurointipultin ja raudoituksen välissä [5, s. 122]. Laskennassa tämä otetaan huomioon kertoimen k_{10} avulla. Lisäraudoituksen ankkurointikestävyys murtokappaleessa tulee myös tarkistaa. Ankkurointikestävyuden mitoitusarvo saadaan laskettua EN 1992-4:n mukaan kaavalla:

$$N_{Rd,a} = \sum_{i=1}^{n_{re}} N_{Rd,a,i}^0 \quad (56)$$

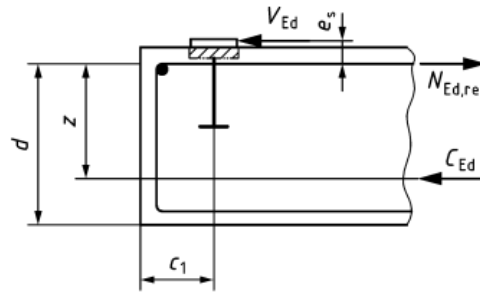
Kaavan termit määritellään kuten kohdan 3.2.3. Ankkurointipultin varren ympäri suunniteltujen hakojen ja lenkkien ankkurointipituutta murtokappaleessa ei tarvitse tarkistaa, sillä voiman voi olettaa siirtyvän suoraan ankkurointipultin varrelta raudoitukselle näiden välisen kosketuspinnan kautta. Tarvittavan lisäraudoituksen määrä lasketaan rasi-tetuimmalle ankkurointipultille ja samaa raudoitusta käytetään myös pulttiryhmän muille ankkurointipulteille [3, s. 48].

Ankkurointipulttiin kohdistuva leikkausvoima ja tälle suunnitelavan leikkausraudoituksen vetovoimien resultantti eivät sijaitse samassa tasossa, jolloin näiden voimien välinen epäkeskeisyys tulee ottaa huomioon kasvattamalla leikkausraudoitukseen kohdis-

tuva vetojännitystä. Kuvan 44 tapauksessa raudoituksen mitoituskuorma saadaan laskettua *EN 1992-4*:n kaavalla:

$$N_{Ed,re} = \left(\frac{e_s}{z} + 1 \right) \cdot V_{Ed} \quad (57)$$

missä e_s on leikkausvoiman ja leikkausraudoituksen resultantin välinen etäisyys ja z on momenttivarsi, jonka arvoksi voidaan olettaa $z \approx 0,85 \cdot d$. Korkeilla betonikappaleilla tehollisen korkeuden d arvoa on syytä rajoittaa, siten että $d = \min\{2 h_{ef}, 2 c_1\}$.



Kuva 44. Leikkausvoiman ja raudoituksen välinen epäkeskisyys [3, s. 46].

5. LEIKKAUSVOIMAN SIIRTÄMINEN ANKKUROINTIPULTEILLA

Työssä ei keskitytä kovinkaan tarkasti leikkausvoiman siirtämiseen ankkurointipulttien välityksellä. Tässä luvussa on pohdittu ankkurointipulteilla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamia ongelmia sekä eroja eri standardien laskentatapojen välillä. Näiden pohjalta esitetään vaihtoehtoisia menetelmiä leikkausvoiman siirtämiseksi pilarilta perustukselle.

5.1 Pulttireikien vällys

Teräsrakenteiden liitosten suunnittelustandardin *EN 1993-1-8*:n kohdan 6.2.2 mukaan pohjalevyllisen pilarin ja perustuksen välisen liitoksen leikkauskestävyys voidaan määrittää pohjalevyn kitkaan ja ankkurointipulttien leikkauskestävyyteen perustuvana leikkauskestävyytenä, kun pohjalevyssä ei käytetä erillisiä teräsosia leikkausvoiman siirtämiseen. Ankkurointipulttien käyttäminen leikkausvoiman siirtämisessä edellyttää kuitenkin, että pulttien reiät eivät ole ylisuuria. Tämä edellytys on esitetty teräsrakenteiden liitoksia koskevan standardin *EN 1993-1-8* kohdassa 6.2.2 (5) [2, s. 70]. Vastaavanlainen vaatimus on myös esitetty ankkurointipulttien suunnittelua koskevan standardin *EN 1992-4* kohdassa 6.2.2.2 (2) [3, s. 39]. Kohdan mukaan ankkurointipultit, joiden pulttireiän halkaisija on leikkausvoiman suuntaan suurempi kuin taulukossa 2 sallitut arvot, eivät ota vastaan leikkausvoimia.

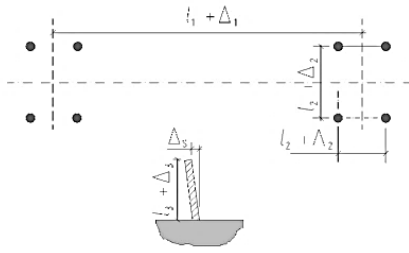
Taulukko 2. Standardissa *EN 1992-4* sallitut reiän halkaisijat eri kokoisille ankkurointipulteille.

Ankkurointipultin ulkohalkaisija d [mm]	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	>30
Reiän sallittu halkaisija [mm]	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33	$d+3$

Ylisuurten reikien tapauksessa on mahdollista, että ankkurointipulttien muodonmuutoskyky ei ole riittävän suuri, jolloin yksittäiset ankkurointipultit saattavat murtua ennen kuin muut pultit koskettavat ylisuurten reikien reunoja. Tällöin jopa teräsmurron ja kampeamismurron tapauksissa kaikki ankkuripultit eivät välttämättä ota vastaan leikkausvoimia ja vetoketjumainen murto saattaa tapahtua. [6]

5.2 Ankkurointipulttien asennustoleranssit

Betonirakenteiden toteutusta koskevassa standardissa *EN 13670* esitetään ankkuripulttien sallittuja mittapoikkeamia, joita on esitetty kuvassa 45. Kuvan mukaan pulttien välinen etäisyys saa poiketa korkeintaan ± 3 mm pulttiryhmän sisällä.

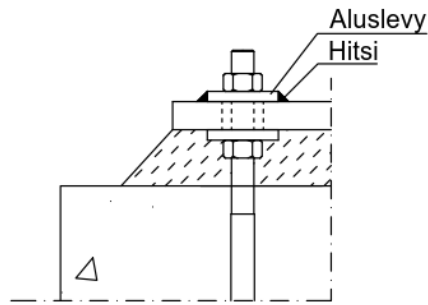
Nro	Poikkeamatyyppi	Kuvaus	Sallittu poikkeama Δ
			Toleranssiluokka 1
c	 <p>$l_1 + \Delta_1$</p> <p>Δ_1</p> <p>Δ_2</p> <p>l_2</p> <p>Δ_3</p> <p>$l_3 + \Delta_3$</p> <p>l_1</p> <p>l_2</p> <p>l_3</p> <p>l_1 Pulttiryhmien välinen etäisyys l_2 Pulttien välinen etäisyys ryhmän sisällä l_3 Pultin vapaa pituus</p>	<p>Ankkuripultit ja vastaavat tartuntaelimet</p> <p>Pulttien ja pulttiryhmän keskipisteen sijainti</p> <p>Pulttien välinen etäisyys ryhmän sisällä</p> <p>Ulkonema</p> <p>Kaltevuuskulma</p>	<p>$\Delta_1 = \pm 10$ mm</p> <p>$\Delta_2 = \pm 3$ mm</p> <p>$\Delta_3 = +25$ mm -5 mm</p> <p>$\Delta_3 =$ suurempi seuraavista: 5 mm tai $l_3 / 200$</p> <p>Ellei toteutusertelmässä ole määritetty toisin</p>

Kuva 45. Ankkuripulttien sallitut poikkeamat *EN 13670:n* mukaan [18, s. 58].

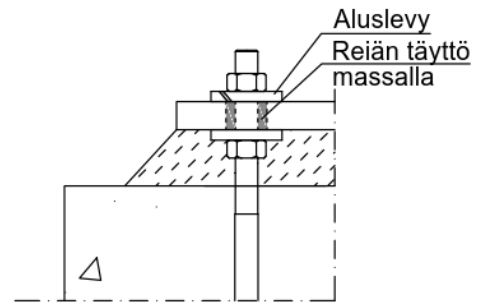
Asennustoleransseista johtuen pulttirei'istä joudutaan usein tekemään suurempia kuin taulukon 2 sallitut halkaisijat, jolloin pulttireiät ovat ylisuuria. Standardin *EN 1992-4* mukaan, jos välitys täytetään massalla tai aluslevy hitsataan pohjalevyyn kiinni, voidaan pulttireikiä pitää välyksettöminä [3, s. 39].

5.3 Aluslevyn hitsaaminen pohjalevyyn ja reiän täyttäminen massalla

Mikäli aluslevy hitsataan kiinni pohjalevyyn (kuva 46), leikkausvoima siirtyy pohjalevyllä hitsin välityksellä aluslevylle ja lopulta ankkurointipultin kautta perustukselle. Kun leikkausvoima siirtyy aluslevyn välityksellä, aluslevyn reiän välykseen on myös kiinnitettävä huomiota. Aluslevyn hitsaamisen huonoja puolia on, että se sisältää työmaahitsejä ja se kasvattaa ankkurointipultin momenttivartta, jolloin ankkurointipultin kapasiteetti pienenee. Lisäksi aluslevyn hitsaaminen pohjalevyyn ei sovellu käytettäväksi pilarikenkien kanssa.



Kuva 46. Aluslevyn hitsaaminen pohjalevyyn.



Kuva 47. Reiän täyttäminen massalla.

Kuvassa 47 on esimerkki ylisuuren reiän täyttämisestä massalla. *EN 1992-4:n* mukaan reiän täyttämiseen käytetyn massan puristuslujuuden täytyy olla vähintään 40 MPa [3, s. 39]. Ylisuuren reiän täyttäminen voi olla haasteellista toteuttaa työmaalla, jolloin se epäonnistuu helposti. Lisäksi reiän täyttämisen onnistumista on vaikea tarkistaa.

Mikäli aluslevy hitsataan pohjalevyyn kiinni tai ylisuurireikä täytetään massalla, ankkurointipultteja tulisi käsitellä kuten välyksettömiä pultteja. Tällöin *EN 1992-4:n* kohdan 6.2.2.2 mukaan kaikkien ankkurointipulttien ajatellaan ottavan leikkausvoimia, mikä pienentää puolestaan vedettyjen ankkurointipulttien kapasiteettia, kun joudutaan huomioimaan veto- ja leikkausvoiman yhteisvaikutus.

5.4 Ankkurointipulttien leikkauskestävyys

Ankkurointipulteille saadaan hyvin erilaisia leikkauskestävyyden arvoja riippuen siitä, lasketaanko pulttien kestävyys *EN 1992-4:n* vai *EN 1993-1-8:n* mukaan. *EN 1993-1-8:n* mukainen laskentatapa olettaa pultin taipuvan leikkausvoiman seurauksena, minkä seurauksena pulttiin kehittyy vetojännitys ja pohjalevyn ja betonin välille puristusjännitys [19, s. 72]. *EN 1992-4:n* mukaisessa lähestymistavassa jälkivalun vaikutus jätetään huomioimatta ja leikkauskestävyys määritetään joko perustuen pultin leikkauskestävyyteen tai taivutuskestävyyteen riippuen leikkausvoiman vipuvarren suuruudesta.

5.4.1 Ankkurointipulttien leikkauskestävyys *EN 1992-4:n* mukaan

Kun pohjalevy on asennettu suoraan betonin pintaan tai niiden välissä on korkeintaan $t_{gr} \leq 0,5 d_a$ paksujälkivalu, joka puristuslujuudeltaan vähintään samaa luokkaa kuin betoni, mutta vähintään 30 N/mm², voidaan leikkausvoiman olettaa vaikuttavan ilman vipuvartta [3, s. 41]. Tällöin leikkauskestävyyden määrittäminen perustuu pultin leikkauskestävyyteen ja se voidaan laskea *EN 1992-4:n* [3, s. 65] mukaan kaavalla:

$$V_{Rk,s} = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad (58)$$

missä k_6 teräksen murtolujuudesta riippuva kerroin:

$$k_6 = 0,6, \text{ kun } f_{uk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0,5, \text{ kun } 500 \text{ N/mm}^2 < f_{uk} \leq 1\,000 \text{ N/mm}^2$$

Käytettäessä jälkivalua, jonka paksuus on yli puolet ankkurointipultin paksuudesta, leikkausvoima vaikuttaa vipuvarrella. Pultin taivutuskestävyyteen perustuva leikkauskestävyys lasketaan *EN 1992-4*:ssä [3, s. 65] kaavalla:

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} \quad (59)$$

missä

$$\alpha_M = 1,0, \text{ jos pohjalevyn kiertymistä ei ole estetty}$$

$$= 2,0, \text{ jos pohjalevyn kiertyminen on estetty}$$

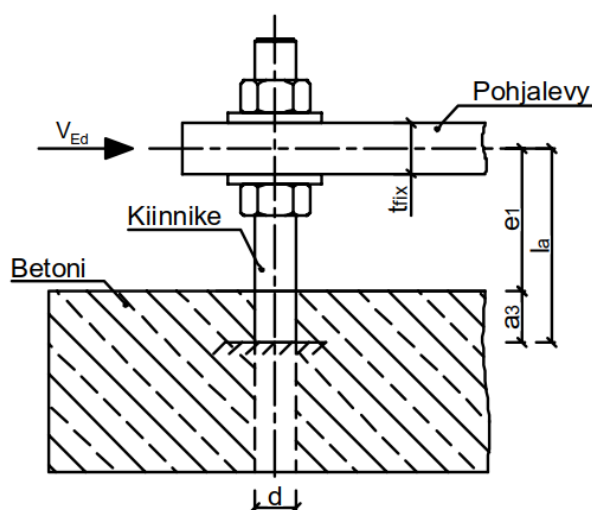
$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot (1 - N_{Ed}/N_{Rd,s})$$

$$l_a = a_3 + e_1$$

Termi $M_{Rk,s}^0$ on taivutuskestävyyden ominaisarvo, joka voidaan eurooppalaisen arviointidokumentin *EAD 330924-00-0601* [14, s. 14] mukaan kaavalla:

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk} \quad (60)$$

missä W_{el} on pultin kimmoteorian mukainen taivutusvastus. Kaavan (59) termi l_a on leikkausvoiman vipuvarsi, ja se voidaan määrittää kuvan 48 mukaan.



Kuva 48. Leikkausvoiman vipuvarsi [3, s. 42, muokattu].

Kuvassa 48 e_1 kuvaa leikkausvoiman etäisyyttä betonin pinnasta. Termi a_3 ottaa huomioon betonin lohkeamisen ankkurointipultin edessä ja sille voidaan käyttää arvoa $0,5 d_a$, kun betonin pinnassa ei ole kiristettyä tasausmutteria ja aluslevyä.

5.4.2 Ankkurointipulttien leikkauskestävyys EN 1993-1-8:n mukaan

Pilarin pohjalevyn ankkurointipulttien leikkauskestävyyden mitoitusarvoksi saadaan EN 1993-1-8:n kohdan 6.2.2. (7) mukaan kaavalla:

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{yb} A_s}{\gamma_{Mb}}, \quad (61)$$

missä $\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$ ja f_{yb} on ankkurointipultin myötöraja välillä $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$. Kaavalla (61) laskettu leikkauskestävyys perustuu *Bouwmanin et al.* [3] esittämään laskentamenetelmään, jota on yksinkertaistettu suunnittelua varten [19, s. 72]. Kaavalla (61) laskettu kestävyys vastaa paremmin tehtyjen tutkimusten [21] [22] tuloksia kuin EN 1992-4:n mukaan laskettu kestävyys, mutta se ei kuitenkaan ota huomioon jälkivalun paksuuden vaikutusta. Vaikka jälkivalun paksuudella ei tutkimusten mukaan ole suurta merkitystä leikkauskestävyyteen, sillä on kuitenkin suuri vaikutus pohjalevyn siirtymiin. *Gresnigten et al.* [21, s. 107] mukaan suunnittelussa tulisi ottaa huomioon leikkauskestävyyden lisäksi myös muodonmuutokset sekä käyttörajatilassa että murtorajatilassa.

EN 1993-1-8:n mukaisessa laskentatavassa oletetaan, että vain pohjalevyn puristetulla puolella olevilla pulteilla voidaan käyttää leikkausvoiman siirtämiseen perustuksille [19, s. 73]. Tämä on myös ristiriidassa EN 1992-4:ssä olevan oletuksen kanssa, jonka mukaan ankkurointipulttien teräsmurtoa tarkasteltaessa kaikkien ankkurointipulttien oletetaan osallistuvan leikkausvoiman siirtämiseen [3, s. 39].

6. KITKA PERUSTUSLIITOKSESSA

Mikäli ulkoisten kuormien vaikutuksesta pilarin pohjan ja perustuksen välille muodostuu puristusjännityksiä, pintojen välille muodostuu myös kitkaa. Kitkan suuruus riippuu pintojen välisestä kitkakertoimesta ja pintojen välisen puristusvoiman suuruudesta. Tässä luvussa esitetään standardeista löytyviä kaavoja kitkavoiman määrittämiseksi sekä muodostetaan laskentakaava, jolla voidaan määrittää kestävyys kitkan avulla välitetyn leikkausvoiman aiheuttaman betonin reunan murtumiselle.

6.1 Kitkavoiman suuruus

Pilarin pohjalevyn tapauksessa pohjalevyn ja pohjalevyn alapuolisen jälkivalun kitkaan perustuvan leikkauskestävyyden mitoitusarvoa määritettäessä voidaan kitkakertoimen arvona käyttää hiekkasementtilaasteille arvoa $C_{f,d} = 0,20$ [2, s. 71]. Muuntyyppisiä laasteja käytettäessä kitkakerroin tulee määrittää kokeellisesti standardin *EN 1990* liitteessä D annettujen ohjeiden mukaisesti. Puristusvoiman aiheuttama kitkavoima voidaan tällöin laskea *EN 1993-1-8*:n mukaisella kaavalla [2, s. 71]:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}, \quad (62)$$

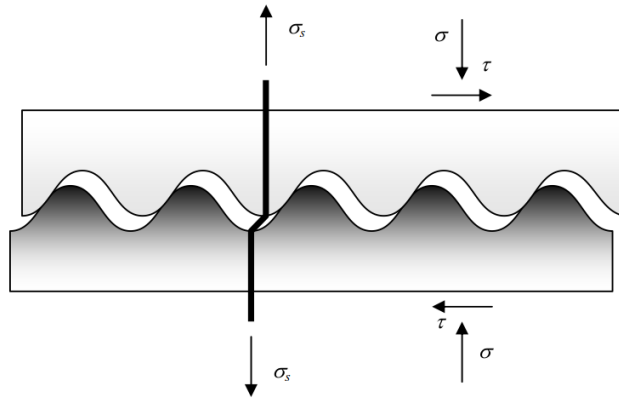
missä $C_{f,d}$ on pohjalevyn ja jälkivalupinnan välinen kitkakerroin ja $N_{c,Ed}$ on pilarin normaalivoiman mitoitusarvo. Betonielementtipilarien perustusliitoksissa käytetään usein pilarikenkiä. Pilarikenkien valmistajien suunnitteluohjeissa liitoksen kitkavoima laskeaan *EN 1993-1-8*:n kohdassa 6.2.2 esitetyllä tavalla [23] [24]. Tällöin kitkan oletetaan muodostuvan pilarikengän pohjan ja jälkivalun välille.

6.2 Leikkausvoiman siirtyminen eri aikaan valettujen betonien rajapinnalla

Standardin *EN 1992-1-1* mukainen eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkauskestävyyden laskenta perustuu muokattuun leikkauskitkamalliin [25]. Mallissa leikkausvoima välittyy liitospinnan välillä adheesio- ja mekaanisen lukituksen ja kitkan välityksellä. Eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkauskestävyys voidaan määrittää *EN 1992-1-1*:n [11, s. 91] mukaisella kaavalla:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (63)$$

missä c ja μ ovat rajapinnan karheudesta riippuvia kertoimia ja α rajapinnan ja raudoituksen välinen kulma. Kaavassa (62) termi $c \cdot f_{ctd}$ kuvastaa adheesiovaikutusta, $\mu \cdot \sigma_n$ puristusjännityksestä aiheutuvan kitkan vaikutusta ja $\rho \cdot f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ raudoituksen vaikutusta. Raudoituksen vaikutusta leikkauskitkamalliin voidaan havainnoida alla olevan kuvan avulla.



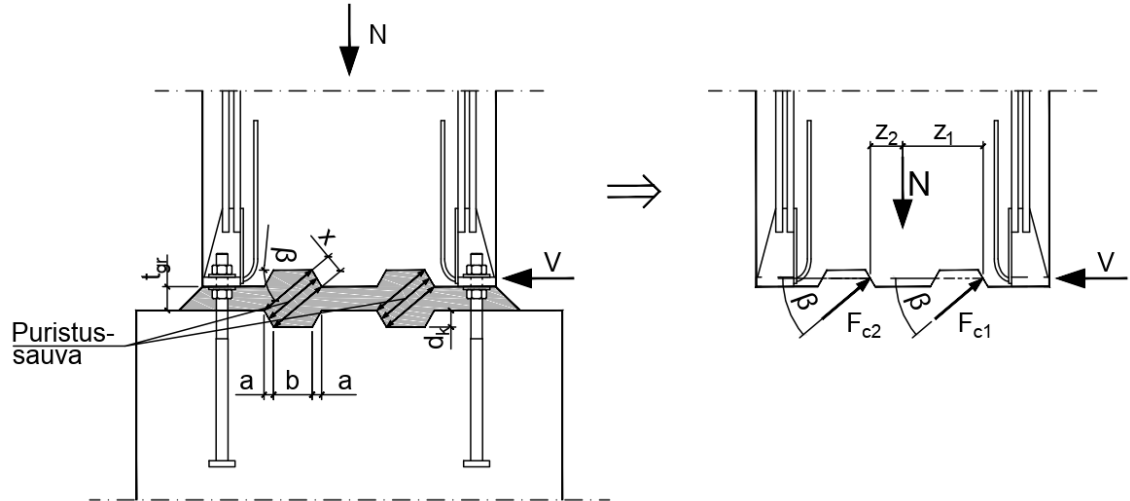
Kuva 49. Yksinkertainen sahalaitamalli havainnoimaan leikkauskitkamallia [26, s. 904].

Kuvan 49 leikkausvoima aiheuttaa rajapinnan suuntaisen siirtymän lisäksi rajapinnan normaalin suuntaisen siirtymän eli sauman aukeamisen. Sauman aukeaminen aiheuttaa sen läpi kulkevissa teräksissä vetojännitystä. Raudoituksen vetovoimien vastavoimina syntyvät puristusvoimat betonipintojen välille. Termin $\rho \cdot f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ osa $\mu \sin \alpha$ ottaa huomioon rajapintojen välille syntyneet puristusvoimat ja $\cos \alpha$ raudoituksen leikkausvoiman suuntaisen komponentin. Suhteellinen rauditus ρ määritetään rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausalan A_s suhteena rajapinnan pinta-alaan A_i , siten että $\rho = A_s/A_i$. Termi A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala, johon lasketaan mukaan mahdollinen leikkausraudoitus. Raudoituksen on myös ankkuroitettava riittävästi rajapinnan molemmiin puoliin, jotta kaavaa (63) voitaisiin käyttää.

6.3 Betonielementtipilarin pohjan vaarnaaminen

Kun betonielementtipilari kiinnitetään perustuksiin pilarikenkien ja ankkurointipulttien avulla, kitkan ajatellaan muodostuvan pilarikenkien pohjan ja betonin välille. Tällöin kitkavoiman suuruus lasketaan kaavalla (62). Kaavalla (62) laskettu kitkavoiman suuruus ei ota huomioon betonipintojen välille muodostunutta kitkaa. EN 1992-1-1:n mukaan eri aikaan valettujen betonien rajapinnan kitkan suuruuteen vaikuttaa rajapinnan karheus.

Betonipintojen karhentaminen kasvattaa leikkausvoiman suuruutta, mutta kun pilarin ja perustuksen väli valetaan täyteen, ei voida varmistua siitä, että betoni täyttäisi rajapinnoissa olevat pienet epätasaisuudet. Rajapinnan epätasaisuuksien täyttyminen voitaisiin varmistaa tekemällä rajapintoihin kuvan 50 mukainen vaarhaus.



Kuva 50. Elementtipilarin pohjan vaarhaus ja pilariin vaikuttavat voimat, kun pilaria kuormittaa puristava normaalivoima ja leikkausvoima.

Kuvassa 50 leikkausvoimasta aiheutuu vaarnan seinämien välille puristussauvoja, joiden resultantit ovat F_{c1} ja F_{c2} . Vaakasuuntaisesta tasapainoehdosta saadaan ratkaistua puristusresultantti:

$$V = F_{c1} \cdot \cos \beta + F_{c2} \cdot \cos \beta$$

$$\Rightarrow F_{c1} + F_{c2} = \frac{V}{\cos \beta} \quad (64)$$

Puristusvoimien F_{c1} ja F_{c2} pystysuuntaisten komponenttien voidaan ajatella pyrkivän aukaisemaan rajapintaa. Pilarin pystyvoiman N pyrkii puolestaan estämään rajapintojen erkanemisen. Kuvan 50 pystysuuntaisten voimakomponenttien tasapainoehdosta saadaan:

$$N = F_{c1} \cdot \sin \beta + F_{c2} \cdot \sin \beta$$

$$\Rightarrow V = \frac{N}{\tan \beta} \quad (65)$$

Leikkausvoiman arvoksi saadaan $V \geq N$, kun puristussauvan kulma $\beta \leq 45^\circ$. Saatu leikkausvoimakestävyys on samanlainen kuin EN 1992-1-1:n mukaan laskettu leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnalla (kaava (63)), kun kaavassa huomioidaan ai-noastaan pinnan puristusjännityksen sisältävä termi $\mu \cdot \sigma_n$. Tästä voidaan päätellä, että EN 1992-1-1:n mukainen rajapinnan karheuden huomioiva kerroin μ sopisi myös kuvan

50 mukaiselle vaarnatulle rajapinnalle. Kun merkitään $\mu = 1/\tan \beta$, voidaan kaava (65) esittää muodossa.

$$V = \mu \cdot N \quad (66)$$

missä $\mu = 0,9$ vaarnatulle rajapinnalle. Liitoksen murtuminen voi myös johtua jälkivaluun muodostuneen puristussauvan murtumisesta. Puristussauvojen voimat voidaan laskea:

$$F_{c1} = \frac{V}{\cos \beta \cdot (1 + z_1/z_2)} \quad (67)$$

$$F_{c2} = \frac{V}{\cos \beta \cdot (1 + z_2/z_1)} \quad (68)$$

Puristussauvojen kestävyys voidaan tarkistaa *EN 1992-1-1*:n kohdan 6.5 mukaan. Kuvan 50 mukaisten puristussauvojen kaltevuudet voidaan laskea kaavalla:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{d + t_{gr}}{a + b} \right) \quad (69)$$

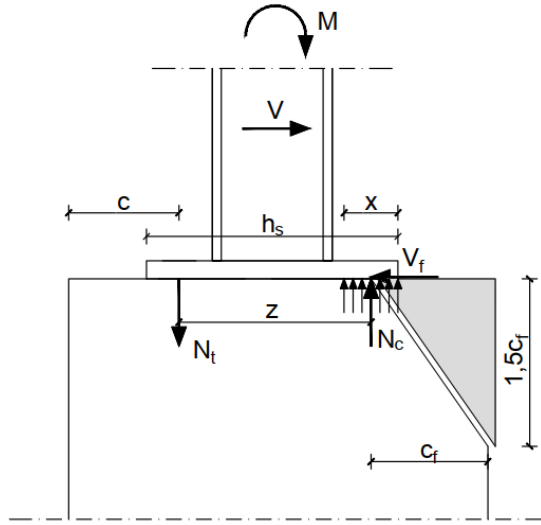
Kuvan 50 tapauksessa pilariin vaikuttaa ainoastaan leikkausvoima ja puristava normaalivoima. Kun pilaria kuormittaa myös momentti, on sen vaikutukset huomioitava. Momentin vaikutuksesta jälkivaluun voi muodostua epäsuotuisia halkeamia, mikä saattaa estää kuvan 50 mukaisten puristussauvojen muodostumisen.

6.4 Ehdotus kitkalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman reunamurron kestävyden laskemiseksi

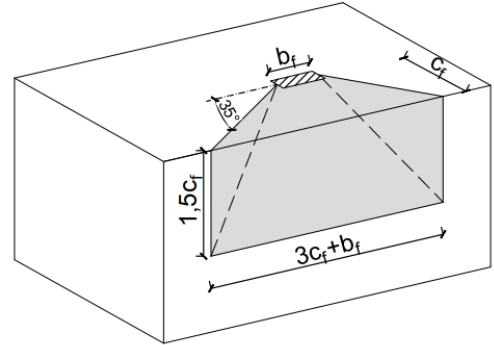
Pilarin puristavan normaalivoiman tai momentin seurauksesta pilarin pohjan ja perustuksen välille muodostuu kitkaa. Standardin *EN 1992-4* mukaisessa ankkurointipulttien aiheuttaman reunamurron tarkastelussa kitkan vaikutus jätetään huomioimatta. Käytäntö johtaa yleensä konservatiivisiin reunamurtokestävyiksiin, mutta joissakin tapauksissa kitkan huomioimatta jättäminen saattaa johtaa betonin halkeilun aliarvioimiseen [27, s. 52]. Myös pelkän kitkan välityksellä siirretty leikkausvoima voi aiheuttaa betonin reunan murtumisen, mikäli betonirakenteessa ei ole riittävää raudoitusta.

Ehdotetun laskentakaavan muodostamista kitkan välityksellä siirretyn leikkausvoiman aiheuttamalle betonin reunan murtumiselle ei ole yksityiskohtaisesti selitetty tässä luvussa, koska kaava on muodostettu samoja periaatteita käyttäen kuin leikkausvaarnan aiheuttama reunan murtuminen kohdassa 7.2.2. Tarkastellaan kuvan 51 mukaisen tapausta, jossa pilariin kohdistuu leikkausvoiman lisäksi momentti samaan suuntaan.

Momentista aiheutuu puristusjännitys pohjalevyn ja betonin välille. Puristusjännityksen resultantin N_c etäisyys betonikappaleen reunasta on c_f .



Kuva 51. Liitoksen sisäiset voimat.



Kuva 52. Reunamurron murtokappale.

Puristusjännityksen seurauksena pohjalevyn ja perustuksen välille muodostuu kitkavoima. Oletetaan kitkalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttavan kuvan 52 mukainen murtokappale. Tällöin betonin reunamurtokestävyyden perusarvo voitaisiin laskea kaavalla:

$$V_{Rk,cf}^0 = k_l \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot ((3c_f + b_f) \cdot 1,5c_f)^{0,75} \quad [\text{N}] \quad (70)$$

missä

$k_l = 2,4$	Kerroin halkeilemattomalle betonille
$k_l = 1,7$	Kerroin halkeilleelle betonille
f_{ck}	Betonin puristuskestävyys $[\text{N}/\text{mm}^2]$
c_f	Kitkavoiman resultantin reunaetäisyys $[\text{mm}]$
b_f	Puristusalueen leveys (kuva 52) $[\text{mm}]$

Kaava vastaa tilannetta, jossa ideaalinen murtokappale pääsee muodostumaan. Reunojen vaikutus murtokappaleen muodostumiseen huomioidaan toteutuneen murtokartioiden projektion pinta-alan ja projektion vertailupinta-alan suhteella $A_{c,V}/A_{c,V}^0$. Reunojen läheisyys aiheuttaa myös jännityksen epätasaisen jakaantumisen betonissa. Epätasainen jännitysten jakaantuminen pienentää reunamurtokestävyyttä, mikä pitää ottaa huomioon suunnittelussa.

Ankkurointipulteilla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman reunamurron laskennassa jännitysten epätasainen jakaantuminen otetaan huomioon kertoimen $\psi_{s,V}$ avulla. Käytetään samaa kerrointa myös kitkalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamalle reunamurrol-

le. Kerroin $\psi_{s,V}$ voidaan määrittää kaavalla (51) käyttäen siinä kitkapinnan reunaetäisyyksiä. Kestävyyttä kitkan aiheuttamalle reunanmurtumiselle voidaan arvioida kaavalla:

$$V_{Rk,cf} = V_{Rk,cf}^0 \cdot \frac{A_{cf,V}}{A_{cf,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \quad (71)$$

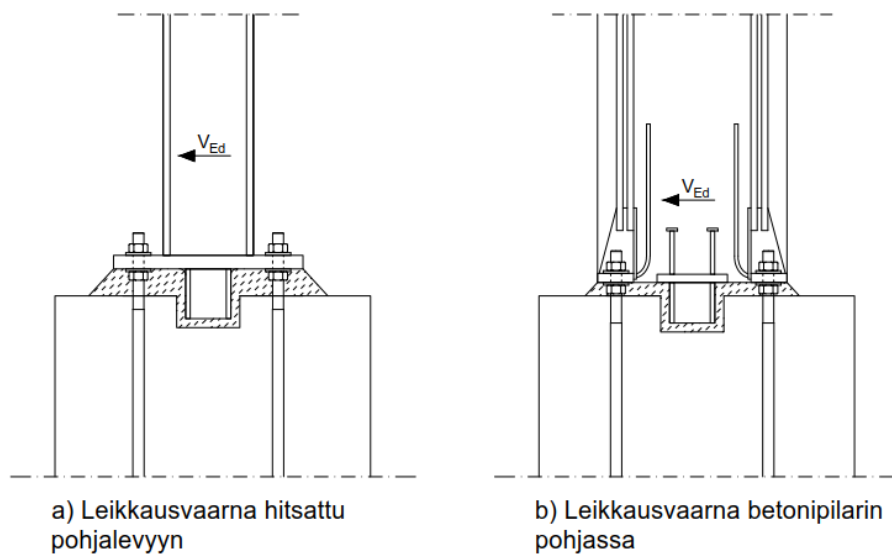
missä $A_{cf,V}$ on toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala. Murtokappaleen kaltevuuden oletetaan olevan 35 astetta kuten kuvassa 52. Murtokappaleen projektion vertailupinta-ala $A_{c,V}^0$ voidaan laskea kaavalla:

$$A_{cf,V}^0 = (1,5 \cdot c_f) \cdot (3 \cdot c_f + b_f) \quad (72)$$

Kirjallisuudesta ei löytynyt tutkimuksia, joissa olisi tutkittu kitkan avulla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamaa betonin reunan murtumista. Myös numeerisen analyysin käyttäminen edellyttäisi myös siitä saatujen tulosten vertailemista kokeellisesti saatuihin tuloksiin, mistä johtuen kaavan oikeellisuutta ei ole arvioitu vertailemalla sitä tutkimustuloksiin. Toisaalta ehdotettu kestävyuden laskentakaava (70) kitkan aiheuttamalla betonin reunan murtumiselle vastaa leikkausvaarnalle muodostettua kaavaa (79) tilanteessa, jossa leikkausvaarnan upotussyvyys on $d_l = 0$.

7. LEIKKAUSVOIMAN SIIRTÄMINEN LEIKKAUSVAARNALLA

Pilarin perustusliitoksen leikkausvoimakestävyyttä voidaan parantaa käyttämällä leikkausvaarnaa pilarin pohjassa. Mutta leikkausvaarnalla siirretty leikkausvoima voi myös aiheuttaa betonin murtumisen. Tässä luvussa tutkitaan laskentamenetelmiä, joilla *EN 1992-4:n* mukaiset murtotavat voidaan huomioida leikkausvaarnoja käytettäessä. Leikkausvaarnan aiheuttamia betonin murtotapoja ovat betonin puristusmurtuminen leikkausvaarnan edestä, betonin reunan murtuminen sekä kampeamismurto. Kuvassa 53 on esimerkki teräspilarin pohjalevyyn hitsatusta leikkausvaarnasta (a) ja betonielementtipilarin pohjassa olevaan kiinnityslevyyn hitsatusta leikkausvaarnasta (b).



Kuva 53. Esimerkkejä pilarin pohjassa olevista leikkausvaarnoista.

Jälkivalulla tehtävissä perustusliitoksissa, joissa pilarin pohjalevy on betoniperustuksen yläpinnan yläpuolella, leikkausvaarnan tukipinnaksi määritellään betoniperustuksen sisään jäävä osa. Leikkausvaarnan osaa, joka on jälkivalukerroksessa, ei siis oteta huomioon tukipinnan määrittämisessä. [28, s. 166].

7.1 Betonin puristusmurtuminen leikkausvaarnan kuormansiirtoalueella

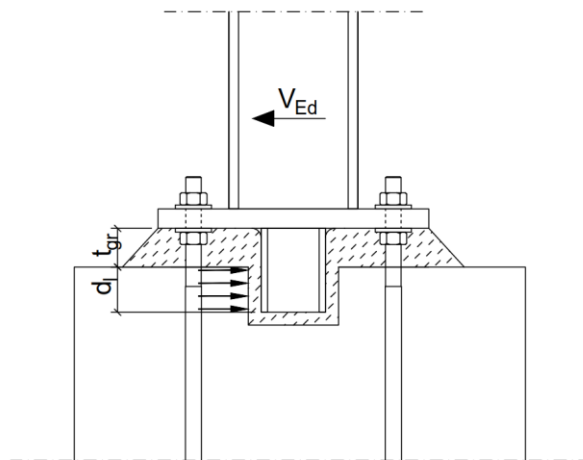
Leikkausvoima aiheuttaa betoniin paikallisen puristuksen leikkausvaarnan tukipinnan ja betonin välille, jolloin betonin paikallinen puristuskestävyys tulee tarkistaa. *EN 1992-1-1*:n kohdan 6.7 [11, s. 110] mukaan paikallisen puristuksen jakautuessa tasaisesti alueelle A_{c0} voidaan pistekuormakestävyys määrittää kaavalla:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (73)$$

missä A_{c0} on kuormitettu alue ja A_{c1} on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue, joka on samanmuotoinen kuin A_{c0} . Leikkausvaarnaa käytettäessä jakaantumisalue kuitenkin rajoittuu betonikappaleen pintaan, jolloin kaava (73) soveltuu huonosti käytettäväksi leikkausvaarnan kanssa, koska reunaehtojensa takia se johtaa usein betonin puristuskestävyyden aliarvioimiseen. Oletetaan kuitenkin kohdan 7.3 mukaisen kampeamisen seurauksena betonissa olevan moniaksaalinen puristus, jolloin puristumurtokestävyys voitaisiin laskea kaavalla:

$$V_{Rk,bl} \leq 3,0 \cdot f_{ck} \cdot A_{c0} \quad (74)$$

missä A_{c0} on kuormansiirtoalue. Leikkausvaarnan kuormansiirtoalueena voidaan pitää leikkausvaarnan sitä osaa, joka on betonikappaleen yläpinnan alapuolella. Kun leikkausvaarnan leveys on b_l ja upotussyvyys d_l , voidaan kuormansiirtoalue esittää kaavalla $A_{c0} = b_l d_l$. Kuvassa 54 on esitetty leikkausvaarnan aiheuttama puristusjännitys betonissa. Kuvan tapauksessa leikkausvaarnan upotussyvyys d_l saadaan vähentämällä leikkausvaarnan syvyydestä jälkivalun paksuus t_{gr} .

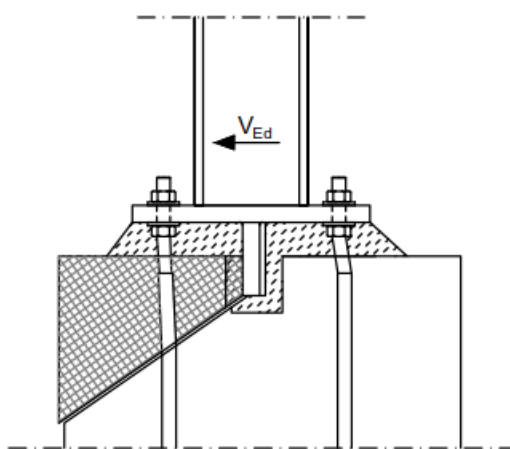


Kuva 54. Leikkausvaarnan aiheuttama betonin puristusjännitys.

Kaavassa (74) puristuslujuutena f_{ck} käytetään joko betonin tai jälkivalun puristuslujuutta riippuen siitä, kumpi arvoista on pienempi. Betonin puristumurtokestävyyttä leikkausvaarnan edessä on vertailtu kokeellisiin tuloksiin kohdassa 8.3.

7.2 Leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttama betonin reunan murtuminen

Leikkausvaarnalle pilarilta perustukselle siirretty leikkausvoima aiheuttaa perustukseen vetojännityksiä. Vetojännitysten seurauksena betonikappaleen reuna voi murtua kuten kuvassa 55, etenkin perustuksen mittojen ollessa melko pienet.

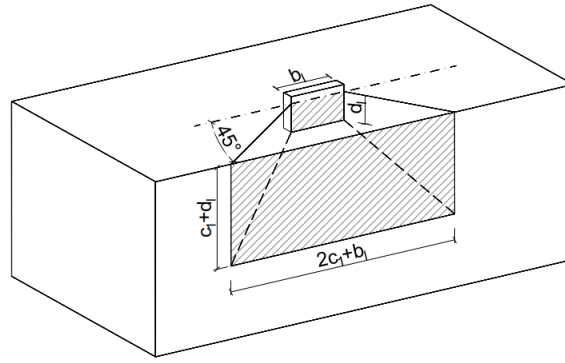


Kuva 55. Leikkausvaarnan reunamurto.

ACI:n (American Concrete Institute) ohjeessa 349.2R-07 [29, s. 78] ehdotetaan kohdassa 7.2.1 esitetyn kartiomenetelmän mukaista laskentamenetelmää reunamurtokestävyyden laskemiseksi. *Gomez et al.* [30] tutkivat kokeellisesti vuonna 2009 leikkausvaarnan aiheuttamaa reunamurtoa ja havaitsivat kartiomenetelmällä lasketun reunamurtokestävyyden yliarvioivan kokeissa mitatut kestävyydet.

7.2.1 Reunamurtokestävyys kartiomenetelmällä

ACI 349.2R-07 [29, s. 78] mukaan leikkauskestävyyden määrittäminen perustuu tasaiseen vetojännitykseen murtopinnalla, joka määräytyy leikkausvaarnan reunoista 45 asteen kulmassa kohti betonin reunaa. Projektioalueeseen ei oteta huomioon leikkausvaarnan tukipintaa ja betonipinnan yläpuolisen jälkivalun ei ajatella ottavan vastaan puristusjännitystä. [29, s. 78]



Kuva 56. Leikkausvaarnan aiheuttama murtokartio kaltevuuden ollessa 45 astetta.

Tarkastellaan kuvan 56 mukaista murtokartiota. Betonissa on leikkausvaarna, jonka leveys on b_l , upotussyvyys betonissa d_l ja etäisyys reunasta c_l . Murtokartio muodostuu 45 asteen kulmassa leikkausvaarnan reunaa kohti. Murtopinnan pinta-alaksi saadaan:

$$A_{b,t} = (\sqrt{2}c_l b_l + \sqrt{2}c_l^2) + 2 \left(\sqrt{2}c_l d_l + \frac{1}{2} \sqrt{2}c_l^2 \right)$$

Muokkaamalla kaavaa saadaan muoto:

$$A_{b,t} = \sqrt{2}(2c_l^2 + c_l b_l + 2c_l d_l + b_l d_l - b_l d_l)$$

Leikkausvaarnan upotettuna olevan osan pinta-ala on $A_{c0} = b_l d_l$ ja murtokappaleen projektion pinta-ala on $A_{c1} = (b_l + 2c_l) \cdot (d_l + c_l) = 2c_l^2 + c_l b_l + 2c_l d_l + b_l d_l$. Yhdistämällä saadut pinta-alat saadaan yhtälö muotoon

$$A_{b,t} = \sqrt{2}(A_{c1} - A_{c0}) \quad (75)$$

Murtokartion pinnalla oletetaan olevan tasainen vetojännitys, jonka arvo voidaan esittää $f_{ct} = 0,3f_{ck}^{2/3}$. Muodostuneen murtokartion pinnan normaalin suunta on 45 asteen kulmassa leikkausvoimaan nähden. Murtokartion pintojen leikkausvoiman suuntainen komponentti saadaan kertomalla voima luvulla $\cos 45^\circ = 1/\sqrt{2}$. Tällöin leikkausvaarnan aiheuttaman betonin kartiomurron kestävyys voidaan laskea kaavalla:

$$V_{Rk,c} = (A_{c1} - A_{c0}) \cdot f_{ct} \quad (76)$$

Kaavan (76) mukainen kestävyys perustuu oletukseen, että murtopinnalla vaikuttaa tasainen vetojännitys. Suurilla murtokappaleilla 45 asteen mukaisen laskentatavan olettamukset saattavat johtaa kestävyuden yliarvioimiseen [30, s. 13]. Yliarvioiminen johtuu siitä, että suhteellisen pienillä kuormansiirtoalueilla ilmenee suuria muodonmuutosgradientteja ja jännityksiä, jotka johtavat mikrohalkeamisen syntymiseen betonissa [5, s. 37]. Tämän seurauksena murtotilanteessa vetojännityksen keskiarvo murtopinnalla ei ole vakio, vaan sen keskiarvo pienenee murtopinnan pinta-alan kasvaessa. Tästä

johtuen on kehitetty CC-menetelmän (Concrete Capacity) mukainen laskentatapa, jonka taustalla on periaate, että suurilla murtopinnoilla murtuminen johtuu enemmän halkeaman etenemisestä kuin betonin vetojännityksen ylittymisestä suurella alueella.

7.2.2 Reunamurtokestävyiden laskentaehdotus

Gomez et al. [30] tutkivat leikkausvaarnan aiheuttamaa reunamurtoa ja esittivät CC-menetelmän mukaisen laskentamenetelmän leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman reunamurron kestävyiden laskemiseksi. Muodostetaan reunamurtokestävyiden määrittämiseksi vaihtoehtoinen laskentatapa.

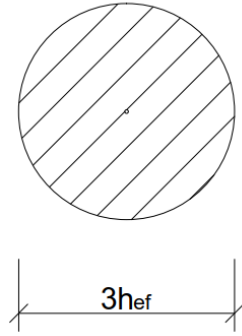
Ajatellaan leikkausvaarnan aiheuttaman betonin reunamurron syntyvän samalla tavalla kuin vetorasitetun ankkurointipultin kartiomurto, joten lähdetään muodostamaan kestävyiden laskentakaavaa leikkausvaarnan aiheuttamalle betonin reunamurrolle kohdassa 3.1.1 esitetyn kaavan (1) pohjalta:

$$N_{Rk,c}^0 = k_{1,1} \cdot f_{ck,cube}^{0,5} \cdot k_{1,2} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_{1,3}}{h_{ef}^{0,5}}$$

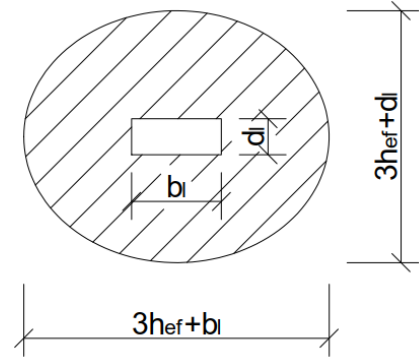
Kaavan osa $k_{1,2} \cdot h_{ef}^2$ kuvastaa pyörähdyssymmetrisen murtokappaleen pinta-alaa. Murtokartion projektion pinta-ala (kuva 57) voidaan esittää muodossa $A_1 = \pi(1,5h_{ef})^2$, josta voidaan ratkaista termi $h_{ef}^{1,5}$:

$$h_{ef}^{1,5} = \frac{A_1^{0,75}}{\pi^{0,75} \cdot 1,5^{1,5}} \quad (77)$$

Oletetaan leikkausvaarnan murtokartion muodostuvan kuvassa 58 esitetyllä tavalla. Kuvan 58 murtokartion projektioala on muodoltaan ellipsi, jonka pinta-ala voidaan laskea kaavalla $A_2 = \pi(1,5h_{ef} + b_l/2)(1,5h_{ef} + d_l/2) - b_l d_l$. Ellipsin pinta-alasta on vähennetty leikkausvaarnan pinta-ala $b_l d_l$.



Kuva 57. Ankkurointipultin pyörähdyssymmetrisen murtokartion projektion pinta-ala.



Kuva 58. Leikkausvaarnan murtokartion projektion pinta-ala.

Reunamurrossa murtokappale rajoittuu betonikappaleen pintaa, jolloin kuvan 58 mukaista murtokartion projektion pinta-alaa ei voi muodostua. Otetaan tämä huomioon vähentämällä pinta-alasta A_2 betonin pinnan yläpuolinen osuus, jonka suuruudeksi arvioidaan $A_3 = \pi(1,5h_{ef} + b_l/2)(1,5h_{ef})/2$. Reunamurrossa toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-ala $A_{cl,v}$ voidaan laskea kaavalla:

$$A_{cl,v} = \pi \left(1,5h_{ef} + \frac{b_l}{2} \right) \left(1,5h_{ef} + \frac{d_l}{2} \right) - b_l d_l - \frac{\pi \left(1,5h_{ef} + \frac{b_l}{2} \right) (1,5h_{ef})}{2}$$

jota sieventämällä saadaan kaava (78).

$$A_{cl,v} = \frac{\pi}{4} \left((3h_{ef} + b_l)(1,5h_{ef} + d_l) - b_l d_l \right) \quad (78)$$

Korvataan kaavan (77) pinta-ala A_1 saadulla murtokappaleen projektion pinta-alalla $A_{cl,v}$ ja yhdistetään kaavat (77) ja (1). Leikkausvaarnan aiheuttama betonin reunamurtokestävyys voidaan esittää nyt muodossa:

$$V_{Rk,cl}^0 = \frac{k_{1,1} \cdot k_{1,2} \cdot k_{1,3}}{\pi^{0,75} \cdot 1,5^{1,5}} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot \left(\frac{\pi}{4} \left((3h_{ef} + b_l)(1,5h_{ef} + d_l) - b_l d_l \right) \right)^{0,75}$$

missä $k_{1,1}$, $k_{1,2}$ ja $k_{1,3}$ ovat vakioita. Muokataan vielä kaava vastaamaan EN 1992-4:n mukaista muotoilua käyttämällä kaavan vakioista merkintää k_l ja ilmoittamalla kestävyys lieriöpuristuslujuuden avulla f_{ck} . Reunamurron tapauksessa kestävyys on riippuvainen leikkausvaarnan reunaetäisyydestä, joten korvataan myös tehollinen upotussyvyys h_{ef} leikkausvaarnan reunaetäisyydellä c_l , jolloin reunamurtokestävyydelle saadaan kaava:

$$V_{Rk,cl}^0 = k_l \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left((3c_l + b_l)(1,5c_l + d_l) - b_l d_l \right)^{0,75} \quad [\text{N}] \quad (79)$$

missä

$$k_l = \frac{12,7}{4^{0,75} \cdot 1,5^{1,5}} \approx 2,4 \quad \text{Kerros halkeilemattomalle betonille}$$

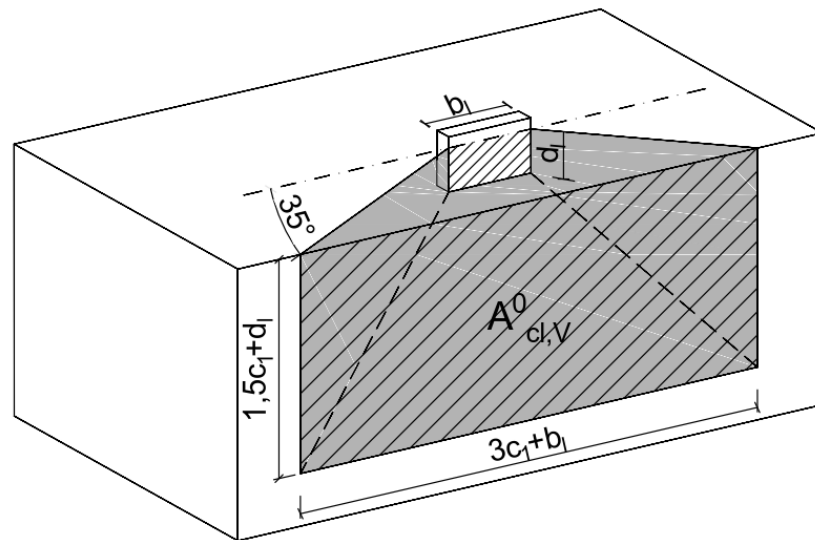
$$k_l = \frac{8,9}{4^{0,75} \cdot 1,5^{1,5}} \approx 1,7 \quad \text{Kerros halkeilleelle betonille}$$

c_l Leikkausvaarnan reunaetäisyys [mm]

b_l Leikkausvaarnan leveys [mm]

d_l Leikkausvaarnan upotussyvyys [mm]

Termit voidaan myös määrittää kuvan 59 avulla. Kuvassa on esitetty leikkausvaarnan leveyden b_l ja upotussyvyyden d_l lisäksi myös murtokappaleen projektion vertailupinta-ala $A_{cl,V}^0$. Laskennan helpottamiseksi projektioiden pinta-alojen oletetaan olevan suorakulmion muotoisia kuten standardissa *EN 1992-4*.



Kuva 59. Leikkausvaarnan leveyden b_l ja upotussyvyyden d_l määritelmät sekä murtokappaleen projektion vertailupinta-ala $A_{cl,V}^0$.

Murtokappaleen rajoittuminen betonikappaleen reunoihin voidaan huomioida toteutuneen murtokartion projektion pinta-alan ja vertailupinta-alan suhteella $A_{cl,V}/A_{cl,V}^0$, missä vertailupinta-ala voidaan laskea kaavalla $A_{cl,V}^0 = (3c_l + b_l)(1,5c_l + d_l)$ (kuvan 59). Toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-alan määrittämisessä otetaan huomioon murtokappaleen rajoittuminen betonikappaleen reunoihin ja viereisten leikkausvaarnojen aiheuttamien murtokappaleiden limittyminen.

Kokeellisissa tutkimuksissa [31] ankkurointipultin kuormansiirtoalan kasvattamisen on havaittu parantavan kartiomurtokestävyyttä. *Nilforoush et al.* [32] tutkivat kuormansiirtoalan vaikutusta kartiomurtokestävyyteen numeerisilla menetelmillä, joiden pohjalta he esittivät kuormansiirtoalan vaikutuksen huomioivaa termiä $\psi_{A,V}$.

$$\psi_{A,V} = \left(\frac{A_b}{A_b^{code}} \right)^{0,1}$$

missä A_b on kuormansiirtoala ja A_b^{code} on kartiomurtokestävyyttä vastaava kuormansiirtoala. Muokataan termiä $\psi_{A,V}$ soveltuvaksi leikkausvaarnalle siten, että leikkausvaarnan reunamurtokestävyyttä vastaava pinta-ala lasketaan kaavalla:

$$A_b^{code} = \frac{V_{Rk,c}^0}{3 \cdot f_{ck}}$$

Jolloin kerroin $\psi_{A,V}$ voidaan esittää muodossa:

$$\psi_{A,V} = \left(\frac{3 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l}{V_{Rk,cl}^0} \right)^{0,1} \quad (80)$$

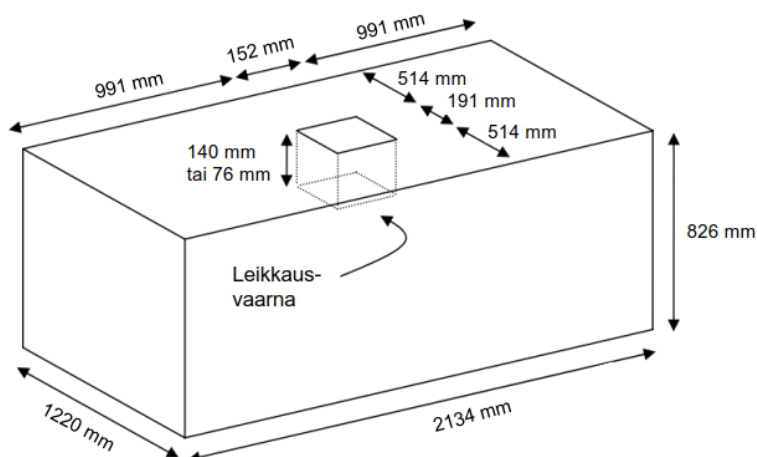
Kun murtokappale rajoittuu betoniosan muihin reunoihin, jännitykset jakaantuvat epätasaisesti betonissa. Ankkurointipulteilla siirretyn leikkausvoiman aiheuttaman reunamurron laskennassa jännitysten epätasainen jakaantuminen otetaan huomioon kertoimen $\psi_{s,V}$ avulla. Käytetään samaa kerrointa myös leikkausvaarnalla välitetyn leikkausvoiman aiheuttamalle reunamurrolle. Kerroin $\psi_{s,V}$ voidaan määrittää kaavalla (51) käyttäen siinä leikkausvaarnan reunaetäisyyksiä. Kun otetaan huomioon aikaisemmin esitetyt termit, esitetään kaavaa (81) leikkausvaarnan aiheuttaman betonimurtokestävyyden laskemiseksi.

$$V_{Rk,cl} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{cl,V}}{A_{cl,V}^0} \cdot \psi_{A,V} \cdot \psi_{s,V} \quad (81)$$

missä $V_{Rk,c}^0$ on kaavan (79) mukainen reunamurtokestävyys. Kertoimien $\psi_{A,V}$ ja $\psi_{s,V}$ arvot lasketaan kaavojen (80) ja (51) mukaan.

7.2.3 Reunamurtokestävyyden vertailu kokeellisiin tuloksiin

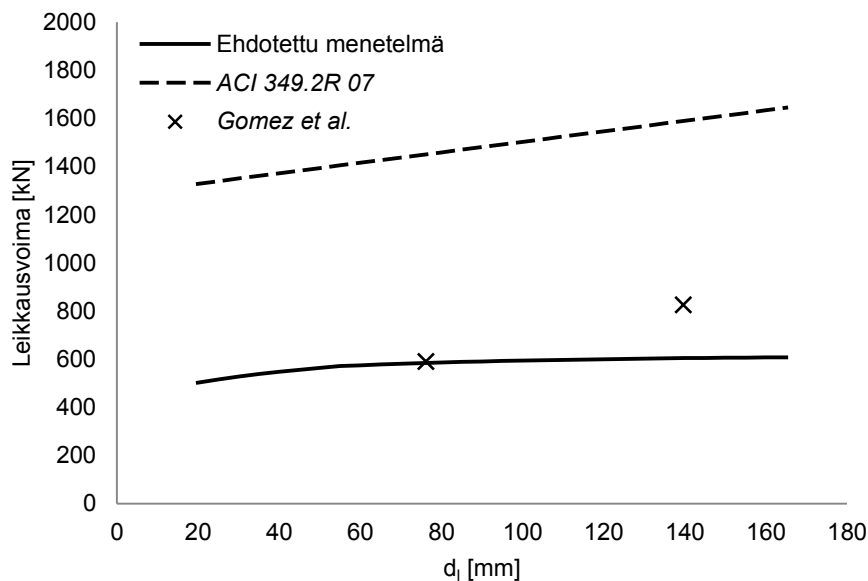
Ehdotetun laskentatavan arvioimiseksi verrataan kohtien 7.2.1 ja 7.2.2 laskentatapoja *Gomezin et al.* [30] tekemien kokeellisten tutkimusten tuloksiin. Kokeelliset tutkimukset suoritettiin hitsaamalla I-profiilin muotoinen leikkausvaarna pohjalevyyn kiinni. Vaarna asennettiin betonikappaleessa olleeseen varauskoloon, joka täytettiin juotosvalulla. Koejärjestely on esitetty kuvassa 60. Kokeessa leikkausvaarnaa työnnettiin kohti betonikappaleen reunaa, joka oli 514 mm etäisyydelle leikkausvaarnasta. Reunan murtumisen jälkeen koe toistettiin vastakkaiselle reunalle.



Kuva 60. Kokeessa käytetty betonikappale [30, s. 78, muokattu].

Kokeessa käytetyn leikkausvaarnan dimensiot valittiin siten, että vaarnan teräsmurtoa ei tapahdu. Koe suoritettiin leikkausvaarnan upotussyvyyksillä 140 mm ja 76 mm leikkausvaarnan leveyden ollessa 152 mm. Kokeet suoritettiin kummallekin upotussyvyydelle kaksi kertaa. Kahden kokeen keskiarvoa on käytetty laskennassa. Betonin puristuslujuus vaihteli kokeiden välillä, joten kuvassa 61 esitetyt tulokset on normalisoitu kertomalla tuloksia puristuslujuuksien suhteen neliöjuurella, jotta tulokset vastaisivat puristuslujuudeltaan $f_{ck} = 32$ MPa betonin tuloksia. Tämä on tehty liitteen A taulukossa A.1

Kuvassa 61 on vertailtu kohtien 7.2.1 ja 7.2.2 laskentatapoja *Gomezin et al.* [30] tekemien kokeiden tuloksiin. Kuvassa on esitetty liittimen upotussyvyyden d_l vaikutus reu-namurtokestävyyteen kuvan 60 mukaisessa tapauksessa. Esimerkki kohdan 7.2.2 mukaisen ehdotetun laskentamenetelmän mukaisesta kestävyden laskennasta on esitetty liitteessä A.



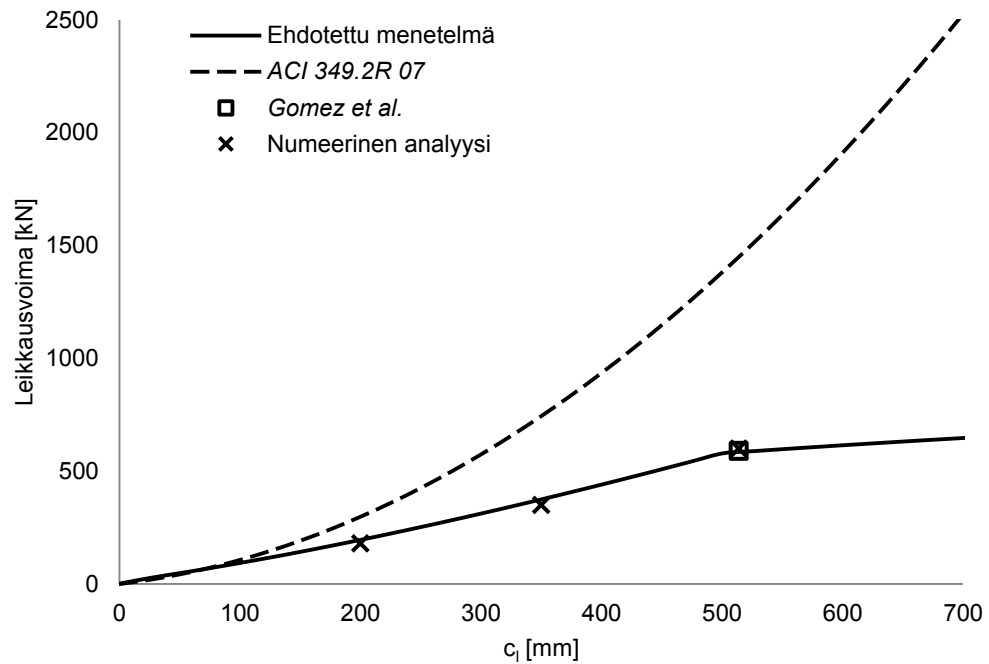
Kuva 61. Laskentamenetelmien vertailu koetuloksiin.

Kuvan 61 perusteella voidaan havaita, että *ACI 349.2R-07* mukainen kestävyys yliarvioi reunamurtokestävyyden. Kohdassa 7.2.2 ehdotettu laskentamenetelmä reunamurtokestävyys vastaa paremmin kokeissa saatuja arvoja, mutta laskentamenetelmä näyttäisi aliarvioivan leikkausvaaran upotussyvyyden vaikutuksen reunamurtokestävyyteen. Upotussyvyydellä 76 mm kokeellisen kestävyuden ja kohdan 7.2.2 mukaisen kestävyuden suhde on $V_{test}/V_{Rk,cl} = 1,01$. Vastaava suhde upotussyvyydellä 140 mm on $V_{test}/V_{Rk,cl} = 1,36$.

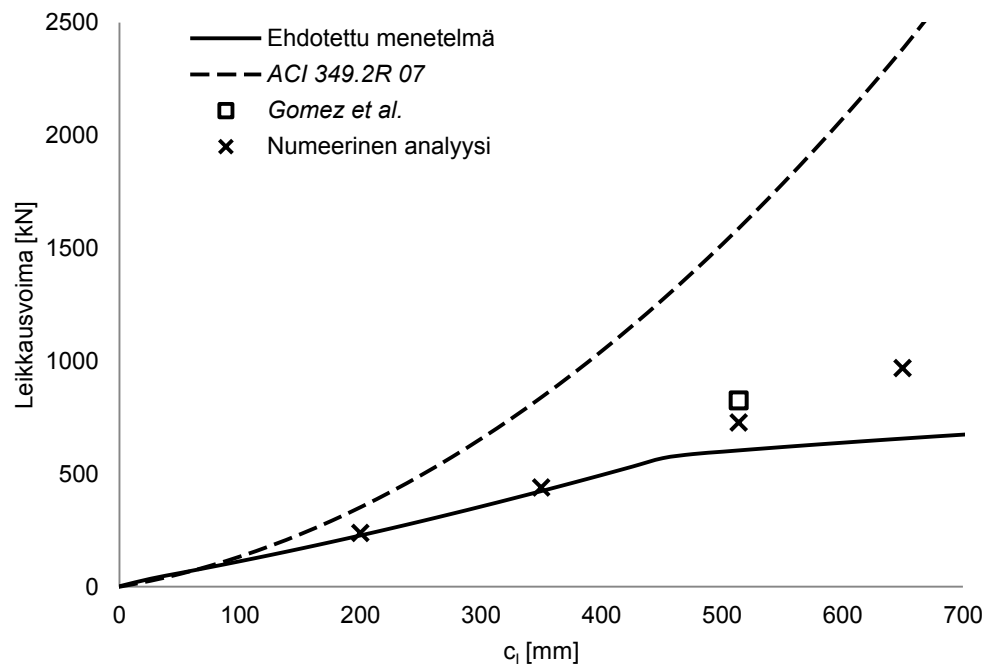
7.2.4 Reunamurtokestävyyden vertailu numeeriseen tutkimukseen

Kirjallisuudesta ei löydy tutkimuksia, joissa olisi tutkittu reunaetäisyyden vaikutusta leikkausvaaran aiheuttamaan reunamurtoon, joten arvioidaan laskentakaavaa vertailemalla niitä numeerisella analyysillä saatuihin tuloksiin. Numeerinen analyysi tehtiin *Abaqus*-ohjelmalla. Betonin epälineaarista käyttäytymistä mallinnettiin *Abaquksen* CDP-mallilla (Concrete Damaged Plasticity), jossa betonin käyttäytymistä kuvataan vaurioituneen aineen kimmoplastisella mallilla. Numeeristen analyysien lähtötiedot on esitetty liitteessä B ja analyysien tulokset liitteessä C. Analyysit on tehty käyttäen muuten samoja arvoja kuin kuvassa 60, mutta reunaetäisyyksinä käytettiin arvoja: 200 mm, 350 mm, 514 mm ja 650 mm. Analyysien tuloksia on vertailu *ACI 349.2R-07* mukaiseen laskentamenetelmään (katkoviiva) ja ehdotettuun laskentamenetelmään (yhtenäinen viiva), jotka ovat esitetty kappaleissa 7.2.1 ja 7.2.2. Vertailun tulokset on esitetty

kuvissa 62 ja 63, joissa on esitetty myös numeerisista analyyseista saadut tulokset, sekä *Gomezin et al.* [30] tekemien kokeiden tulokset.



Kuva 62. Reunaetäisyyden vaikutus reunamurtokestävyyteen leikkausvaarnan upotussyvyydellä 76 mm.



Kuva 63. Reunaetäisyyden vaikutus reunamurtokestävyyteen leikkausvaarnan upotussyvyydellä 140 mm.

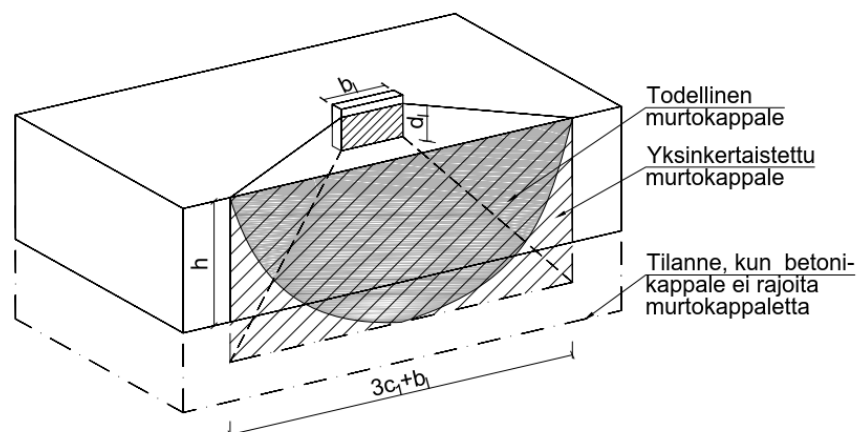
Kuvista 62 ja 63 voidaan havaita, että kohdassa 7.2.2 ehdotettu CC-menetelmään perustuva laskentamenetelmä vastaa melko tarkasti numeerisella analyysillä saatuja tuloksia. Numeerisella analyysillä saatuihin tuloksiin vaikuttavat merkittävästi laskenta-

malliin syötetyt arvot, joilla betonin epälineaarista käyttäytymistä mallinnetaan. Tämän takia laskentamalliin syötetyt arvot on valittu siten, että numeerisen laskennan tulos vastasi *Gomezin et al.* [30] tekemän kokeen tulosta leikkausvaarnan upotussyvyydellä 76 mm. Numeerisella analyysillä saatiin hieman pienempi kestävyysarvo kuin *Gomezin et al.* [30] tekemässä kokeessa, kun leikkausvaarnan upotussyvyys oli 140 mm.

Kuvissa voidaan myös huomata noin 500 mm ja 450 mm reunaetäisyyksillä kohdat, joiden jälkeen betonikappaleiden korkeudet rajoittavat murtokartion muodostumista. Näiden kohtien jälkeen kaavalla (81) lasketut kestävydet aliarvioivat FEM-analyysillä saadut arvot. Tämä on ymmärrettävää, sillä ankkurointipulttien reunamurron laskennassa käytetään termiä $\psi_{h,V}$, jolla huomioidaan se, että reunamurtokestävyys ei piene suhteessa betonikappaleen korkeuteen, minkä suhde $A_{cl,V}/A_{cl,V}^0$ olettaa.

7.2.5 Betonikappaleen korkeuden vaikutus

Betonikappaleen korkeuden vaikutus reunamurtokestävyteen otetaan huomioon kaavassa (81) toteutuneen murtokappaleen projektion pinta-alan ja projektion vertailupinta-alan suhteella $A_{cl,V}/A_{cl,V}^0$. Pinta-alojen suhde kuitenkin yliarvioi betonikappaleen korkeuden vaikutuksen kestävyteen. Tätä voidaan havainnollistaa kuvan 64 avulla. Laskennan helpottamiseksi projektion pinta-alan oletetaan olevan suorakulmion muotoinen, vaikka todellisuudessa se muistuttaa enemmän ellipsin puolikasta. Kun vertaillaan tapauksen, jossa $h < 1,5c_1 + d_l$, projektiopinta-aloja tapaukseen, jossa betonikappaleen korkeus ei rajoita murtokartion muodostumista, voidaan havaita että, toteutuneen murtokartion projektion pinta-alan suhde vertailupinta-alaan on pienempi suorakulmaisilla projektiolla kuin todellisilla.



Kuva 64. Betonikappaleen korkeuden vaikutus murtokappaleen projektion pinta-alaan.

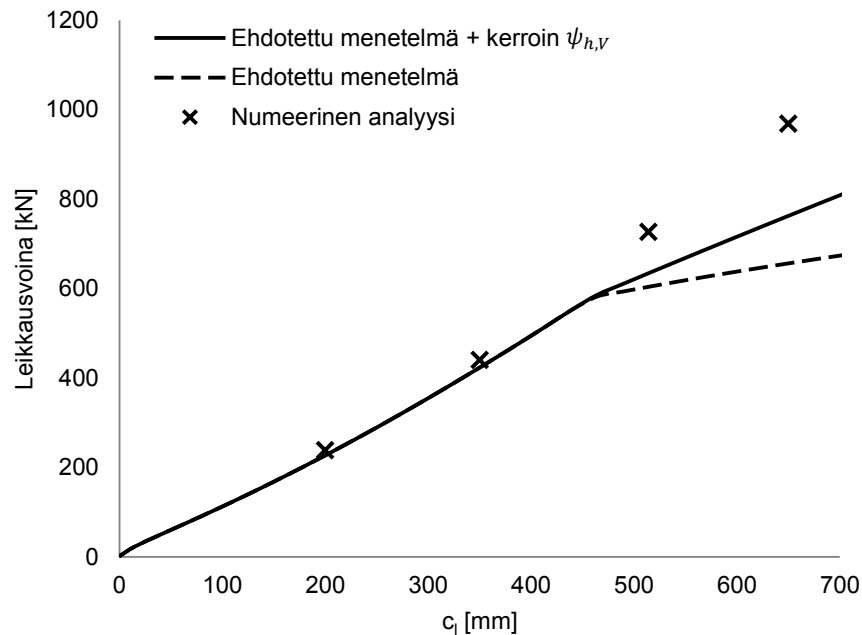
Standardin *EN 1992-4* mukaisessa ankkurointipulttien reunamurtokestävyyden laskennassa projektiopinta-alojen vaikutuksen yliarvioiminen otetaan huomioon termillä $\psi_{h,V}$. Termi voitaisiin esittää leikkausvaarnalle muodossa:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1 + d_l}{h} \right)^{0,5} \geq 1 \quad (82)$$

Leikkausvaarnan aiheuttaman reunamurron kestävyys olisi tällöin:

$$V_{Rk,cl} = V_{Rk,cl}^0 \cdot \frac{A_{cl,V}}{A_{cl,V}^0} \cdot \psi_{A,V} \cdot \psi_{h,V} \quad (83)$$

Kaavassa muut kertoimet ovat kohdan 7.2.2 mukaisia. Kertoimen $\psi_{h,V}$ vaikutusta kestävyteen on havainnollistettu kuvassa 65, jossa on esitetty kertoimen vaikutus kuvan 63 mukaiseen kestävyteen. Kuvaajat ovat laskettu käyttäen arvoja: $f_{ck} = 32$ MPa, $b_l = 152$ mm, $d_l = 140$ mm ja $h = 826$ mm.



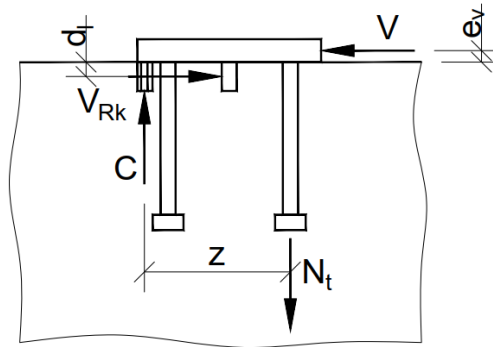
Kuva 65. Betonin reunamurtokestävyys leikkausvaarnan upotussyvyyden funktiona.

Kuvan 65 perusteella kaavalla (83) laskettu kestävyys vastaa paremmin numeerisella analyysillä saatua kestävyyttä. Kuvan perusteella kerroin $\psi_{h,V}$ näyttäisi soveltuvan käytettäväksi myös leikkausvaarnan aiheuttaman betonin reunamurron laskennassa.

7.3 Kampeamismurtokestävyyden laskentaehdotus

Leikkausvaarnan tukipinnan puristusjännityksen resultantin ja leikkausvoiman välisestä epäkeskisyydestä aiheutuu liitokseen momenttia, jonka voidaan ajatella aiheuttavan

kampeamista pohjalevyyn kuten kohdassa 4.1.1. Leikkausvaarnasta aiheutuva kampeaminen on esitetty kuvassa 66.



Kuva 66. Leikkausliittimen kampeatismurtomekanismi.

Voimatasapainon seurauksena ankkurointipultteihin muodostuu vetovoima N_t . Oletetaan ankkurointipulttiin muodostuneen vetovoiman aiheuttama murtokappale, jonka reuna on samassa kohdassa kuin betonin puristusvoima C . Luvussa 4.1.1 todettiin koikeissa havaittujen murtokartioiden olevan 60 – 70 % vastaavasta vetorasitettujen ankkurointipulttien murtokartiosta. Oletetaan leikkausvaarnan kampeamisesta johtuvan murtokartion olevan 70 % vetorasitettujen ankkurointipulttien murtokartiosta, jolloin kaava (41) esittää muodossa

$$V_{Rk,cpl}^0 = \frac{0,7 N_{Rk,c}}{N_t/V}$$

Ankkurointipulttiin muodostuneen vetovoiman ja leikkausvoiman suhde voidaan leikkausvaarnan tapauksessa määrittää laskemalla. Kuvan 66 tilanteessa tasapainoehdosta saadaan:

$$V \cdot \left(e_v + \frac{d_l}{2} \right) - z \cdot N_t = 0$$

$$\Rightarrow \frac{N_t}{V} = \frac{e_v + \frac{d_l}{2}}{z}$$

Yhdistämällä kaavat voidaan leikkausvaarnan kampeatismurtokestävyys esittää kaavalla:

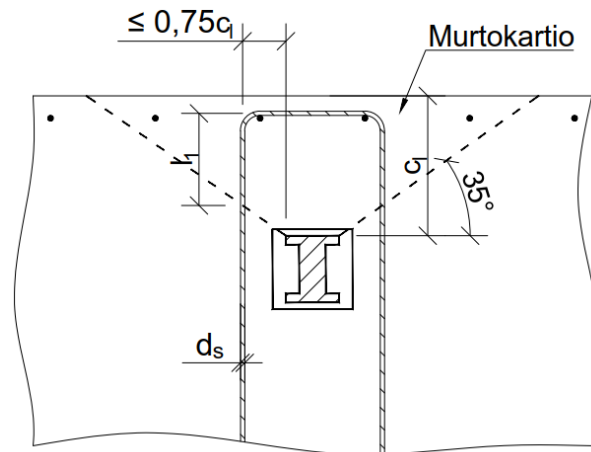
$$V_{Rk,cpl} = \frac{0,7 N_{Rk,c} \cdot z}{e_v + \frac{d_l}{2}} \quad (84)$$

missä $N_{Rk,c}$ on kartiomurtokestävyys kohdan 3.1.1 mukaan, z on momenttivarsi, e_v on leikkausvoiman epäkeskisyyys ja d_l on leikkausvaarnan tehollinen upotussyvyys. Kaa-

van oikeellisuutta on arvioitu tarkemmin kohdassa 8.3, jossa vertaillaan leikkausvaarnan ja vedettyjen ankkurointipulttien yhteisvaikutusta kokeellisiin tuloksiin.

7.4 Reunamurron estävä rauditus

Leikkausvaarnan aiheuttama betonin reunamurto voidaan estää raudoittamalla murtokappale kuten ankkurointipultin aiheuttaman reunamurron tapauksessa. Raudoituksen suunnittelussa on otettava huomioon riittävä ankkurointi sekä murtokappaleessa että sitä ympäröivässä betonissa. Sovelletaan standardissa *EN 1992-4* esitettyjä murtokappaleen rauditusperiaatteita myös leikkausvaarnasta aiheutuvalla murtokappaleelle. Murtokartio voidaan olettaa muodostuvan kohdan 7.2.2 mukaan kuten kuvassa 67, jossa on esitetty liitos ylhäältä katsottuna.



Kuva 67. Murtokartion rauditus ylhäältä katsottuna.

Murtokartion raudoitukseksi huomioidaan rauditus, joka on korkeintaan $0,75c_l$ etäisyydellä leikkausvaarnan reunasta. Raudoituksen tulee ankkuroitua oletettuun murtokartioon vähintään ankkurointipituudella $l_1 = 10d_s$ käytettäessä suorita tankoja tai $l_1 = 4d_s$ käytettäessä taivutettuja tankoja. Betonikappaleen reunaan tarvittava rauditusmäärä voidaan määrittää ristikkomenetelmällä kuten luvussa 3.2.1.

8. MURTOTAPOJEN YHTEISVAIKUTUS

Kun liitokseen vaikuttaa samanaikaisesti leikkaus- ja vetovoima, standardin *EN 1992-4*:n mukaisessa mitoituksessa kestävyys tarkistetaan yksittäisten murtotapojen lisäksi voimien yhteisvaikutukselle. Leikkaus- ja vetovoiman aiheuttavat betoniin vetojännityskenttiä ja niiden päällekkäisyys vaikuttaa betonin murtokestävyyteen.

EN 1992-4:n mukainen yhteisvaikutuskestävyys koskee veto- ja leikkausrasitettuja ankkureita, eikä siinä oteta kantaa, miten muilla keinoilla välitetty leikkausvoima vaikuttaa betonin murtumiseen. Tässä luvussa ehdotetaan standardin *EN 1992-4* mukaista laskentatapaa vedettyjen ankkurointipulttien ja kitkalla tai leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman yhteisvaikutuskestävyyden määrittämiseksi. Lisäksi laskentakaavan soveltuvuutta arvioidaan vertailemalla sitä kirjallisuudesta löytyneisiin tutkimuksiin.

8.1 Yhteisvaikutus lisäraudoittamattomassa betoniosassa

Betonin yhteisvaikutuskestävyyden tarkistamiseen käytettävä kaava riippuu siitä, onko betonin hauraan murtotavan estämiseksi suunniteltu raudoitus. Kun betonissa ei käytetä lisäraudoitusta ottamaan vastaan veto- tai leikkausvoimia, leikkaus- ja vetovoiman yhteisvaikutus betonin murtokestävyyteen otetaan huomioon *EN 1992-4*:n mukaisella kaavalla:

$$\left(\frac{N_{Ek}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ek}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad (85)$$

tai

$$\left(\frac{N_{Ek}}{N_{Rk,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ek}}{V_{Rk,i}}\right) \leq 1,2 \quad (86)$$

Kaavaan sijoitetaan niiden murtotapojen kestävyudet, joiden suhde $N_{Ek}/N_{Rk,i}$ ja $V_{Ek}/V_{Rk,i}$ on suurin. Yksittäisten veto- ja leikkauskestävyyksien tulee myös toteuttaa ehdot $N_{Ek}/N_{Rk,i} \leq 1$ ja $V_{Ek}/V_{Rk,i} \leq 1$. Kun leikkausvoima siirretään leikkausvaarnan välityksellä, kaavoissa (85) ja (86) vetokestävyyden suunnitteluarvona $N_{Rk,i}$ käytetään kohdan 3.1 mukaisia kestävyksiä ja leikkauskestävyyden suunnitteluarvona kohdan 7.2.2 mukaisia kestävyksiä $V_{Rk,bl}$, $V_{Rk,cl}$ ja $V_{Rk,cpl}$. Vastaavasti leikkauskestävyytenä

käytetään kohdan 6.4 mukaista kestävyyttä $V_{Rk,cf}$, kun kitkaa käytetään leikkausvoiman siirtämiseen.

8.2 Yhteisvaikutus lisäraudoitetussa betoniosassa

Kun liitoksiin suunnitellaan lisäraudoitus ottamaan vastaan sekä veto- että leikkausvoimia, tarkistetaan liitoksen yhteisvaikutuskestävyys kohdan 8.1 kaavalla (86). Kaavassa käytetty vetorasitetun ankkurointipultin kartiomurtokestävyys korvataan sen estävän raudoituksen kestävyydellä, ja leikkausvoimasta aiheutuvan reunamurron kestävyys korvataan sen estävän raudoituksen kestävyydellä. Tapauksissa, joissa raudoitus suunnitellaan ainoastaan joko veto- tai leikkausvoimalle, EN 1992-4:n mukainen yhteisvaikutuskestävyys tarkistetaan kaavalla:

$$\left(\frac{N_{Ek}}{N_{Rk,i}}\right)^{k_{11}} + \left(\frac{V_{Ek}}{V_{Rk,i}}\right)^{k_{11}} \leq 1 \quad (87)$$

Kaavan eksponentille k_{11} voidaan käyttää arvoa $k_{11} = 2/3$. Jos raudoitus suunnitellaan ainoastaan vetovoimista aiheutuville murtotavoille, kaavassa käytetään ankkurointipultin vetokestävyytensä $N_{Rk,i}$ arvoja $N_{Rk,p}$, $N_{Rk,sp}$, $N_{Rk,cb}$, $N_{Rk,re}$ ja $N_{Rk,a}$ ja leikkauskestävyytensä $V_{Rk,i}$ arvoja $V_{Rk,bl}$, $V_{Rk,cl}$ ja $V_{Rk,cpl}$, kun leikkausvoiman siirretään leikkausvaaralla, tai arvoa $V_{Rk,cf}$, kun leikkausvoima siirretään kitkan välityksellä. Kun raudoitus suunnitellaan ainoastaan leikkausvoimille, vetokestävyytensä $N_{Rk,i}$ käytetään arvoja $N_{Rk,p}$, $N_{Rk,c}$, $N_{Rk,sp}$, $N_{Rk,cb}$ ja leikkauskestävyytensä arvoja $V_{Rk,bl}$, $N_{Rk,re}$, $N_{Rk,a}$ ja $V_{Rk,cpl}$.

8.3 Yhteisvaikutuskestävyyden vertailu kokeellisiin tutkimuksiin

Vuonna 1989 *Rotz* ja *Reifscheider* [33] tutkivat kokeellisesti betoniin upotettuja teräksisiä liitososia. Kokeissa he tutkivat aksiaalisen voiman vaikutusta leikkauskestävyyteen pohjalevyillä, joiden pohjaan oli hitsattu kannallisia ankkurointipultteja. Osaan tutkittujen pohjalevyjen pohjaan oli myös hitsattu leikkausvaarna. Leikkausvaarnan kestävyyttä tutkittiin kolmelle erikokoiselle leikkausvaarnalle, joiden leveydet b_l ja upotussyvyyydet d_l olivat taulukon 3 mukaiset.

Taulukko 3. Koesarjoissa käytettyjen leikkausvaarnojen mitat [33].

Koesarja:	BUT	CUT	DUT
d_l [mm]	38	38	64
b_l [mm]	305	152	305

Vedettyjen ankkurointipulttien ja leikkausvaarnan kestävyudet on laskettu liitteessä D. Vedettyjen ankkurointipulttien eri murtotapojen kestävyudet on koottu taulukkoon 4. Kokeissa ei havaittu leikkausvaarnan aiheuttavan reunamurtoa, joten sen vaikutus on jätetty vertailussa huomioimatta. *Rotzin* ja *Reifscheiderin* tutkimusraportissa [33] mainittiin betonin lujuuden vaihdelleen 31 MPa ja 37 MPa välillä. Vertailulaskenta on tehty käyttäen betonille näiden puristuslujuuksien keskiarvoa 34 MPa.

Taulukko 4. Vedettyjen ankkurointipulttien aiheuttamien murtotapojen kestävyudet.

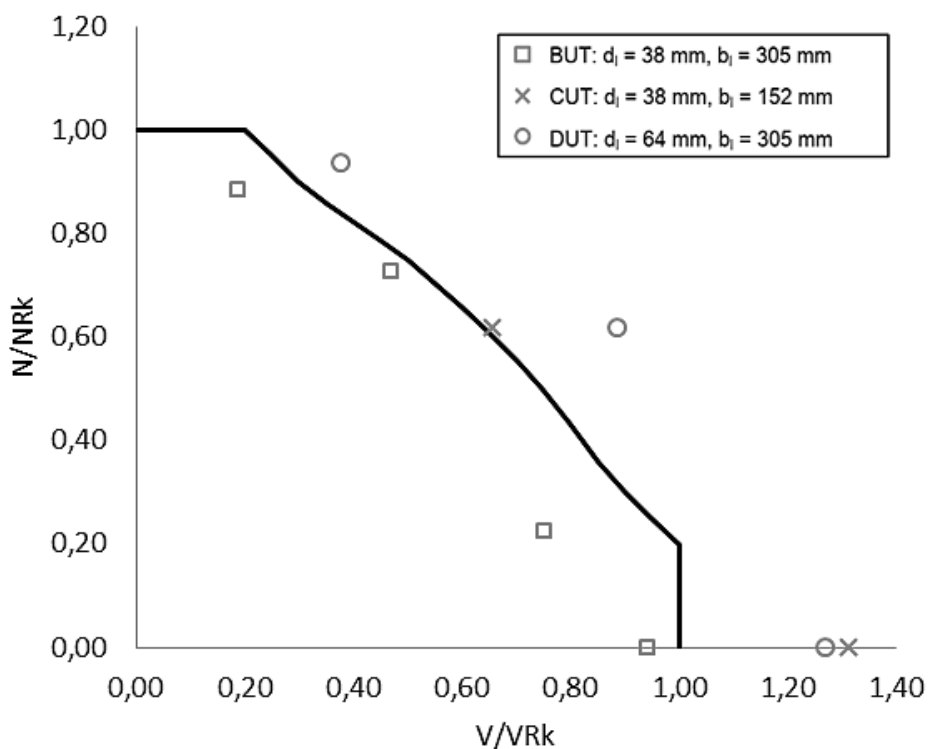
Murtotapa	Termi	Kestävyys
Kartiomurto	$N_{Rk,c}$ [kN]	380
Ulosvetomurto	$N_{Rk,p}$ [kN]	1618
Halkeamismurto	$N_{Rk,sp}$ [kN]	380
	$N_{Rk,min}$ [kN]	380

Kokeissa käytettyjen ankkurointipulttien vetokestävyys määräytyy kartiomurron perusteella. Leikkausvaarnan aiheuttamien murtotapojen kestävyudet on koottu taulukoon 5.

Taulukko 5. Ehdotetun laskentatavan mukaiset kestävyudet koesarjoille BUT, CUT ja DUT.

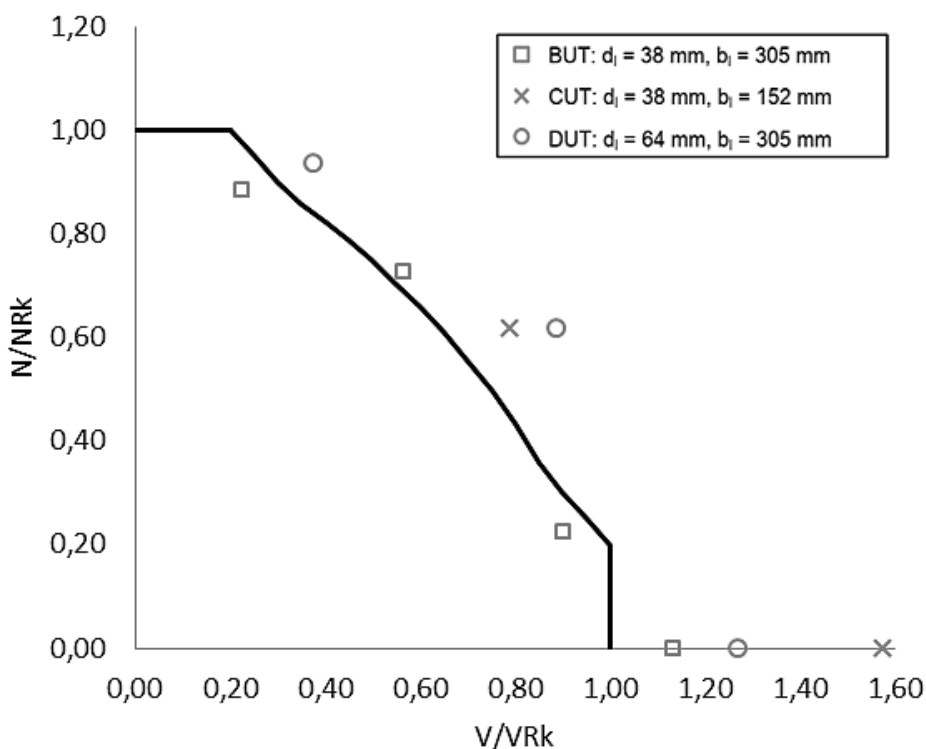
Murtotapa	Koesarja:	BUT	CUT	DUT
Betonin puristusmurtokestävyys	$V_{Rk,bl}$ [kN]	1182	589	1991
Kampeamismurtokestävyys	$V_{Rk,cpl}$ [kN]	1599	1599	1191
	$V_{Rk,min}$ [kN]	1182	589	1191

Taulukosta 5 nähdään, että ehdotetun laskentamenetelmän mukaan koesarjoilla BUT ja CUT kestävyys määräytyy betonin puristusmurron ja koesarjalla DUT kampeamismurron perusteella. Kohdassa 8.1 esitettyä laskentatapaa, jolla yhteisvaikutus voidaan ottaa huomioon, on vertailtu *Rotzin* ja *Reifscheiderin* [33] tekemiin kokeisiin kuvissa 68 ja 69. Kuvissa musta yhtenäinen viiva tarkoittaa kohdan 8.1 mukaista yhteisvaikutuskestävyyden maksimiarvoa, jolloin viivan ja akselien väliin jäävällä alueella kaavat (85) ja (86) toteutuvat. Yhteisvaikutuskestävyyksien laskennassa on käytetty pienimpiä kestävyksiä taulukoista 4 ja 5. *Rotzin* ja *Reifscheiderin* tekemien kokeiden tulokset on merkitty kuviin koesarjoittain.



Kuva 68. Laskennallisen yhteisvaikutuskestävyyden vertailu kokeellisiin tuloksiin.

Kuvassa 68 kaikki koesarjan BUT koetulokset jäävät hieman yhteisvaikutuskestävyyttä kuvaavan käyrän alapuolelle, minkä perusteella luvun 7.1 kaavalla (73) laskettu kestävyys näyttäisi yliarvioivan betonin puristusmurtokestävyyden leikkausvaarnan edessä. Kaavassa (73) oletettiin betonin puristusjännityksen olevan $3 \cdot f_{ck}$. Kun sallitun puristusjännityksen arvoa pienennetään arvoon $2,5 \cdot f_{ck}$, saadaan kuvan 69 mukainen yhteisvaikutuskestävyys. Kuvassa 69 suurin osa kokeellisista tuloksista on yhteisvaikutuskäyrän ulkopuolella, jolloin kohdissa 7 ja 8 esitetyt laskentamenetelmät näyttäisivät ennustavan kestävydet luotettavasti. Kuvasta 68 nähdään myös, että ankkurointipultin laskemalla saatu vetokestävyys on hieman suurempi kuin kokeissa mitattu kestävyys.



Kuva 69. Laskennallisen yhteisvaikutuskestävyyden vertailu kokeellisiin tuloksiin, kun betonin puristuskestävyys leikkausvaarnan edessä on $2,5 \cdot f_{ck}$.

Kaavalla (73) laskettu puristumurtokestävyys yliarvioi puristumurtokestävyys myös silloin, kun leikkausvaarnan aiheuttamaa reunamurto tutkittiin numeerisella analyysillä (kts. taulukko C.1). Analyysissä betoni murtui pienemmän leikkausvaarnan edessä vaarnan reunaetäisyyden ollessa 650 mm. Maksimi vaakavoima oli tällöin 787,9 kN, jolloin puristusjännitys leikkausvaarnan edessä oli noin $2,1 \cdot f_{ck}$. Ero puristuskestävyyksi- en välillä voi johtua siitä, että pohjalevyä ei mallinnettu laskentamalliin, jolloin kampeamisesta aiheutuvaa puristusvoimaa ei huomioitu. Ero saattaa myös johtua numeeriseen laskentamalliin syötetyistä lähtöarvoista.

Ehdotetun laskentatavan mukaan leikkausvaarnan kestävyys koesarjalla DUT määräytyy kampeamismurron perusteella. Kuvan 68 perusteella voidaan myös todeta, että kohdan 7.3 mukaan laskettu leikkausvaarnan kampeamismurtokestävyys sekä sen yhteisvaikutuskestävyys vedettyjen ankkurointipulttien kanssa (kohta 8.1) vastaa melko tarkasti *Rotzin* ja *Reifscheiderin* kokeellisia [33] tuloksia. *Rotzin* ja *Reifscheiderin* tutkimusraportista ei selvinnyt yksittäisen koekappaleen betonin puristuskestävyyttä, joten vertailulaskelmat on tehty puristuslujuuden vaihteluvälin keskiarvolla, jolloin tuloksissa on pientä epävarmuutta.

9. YHTEENVETO

Työn yksi tavoitteista oli tutkia eri vaihtoehtoja leikkausvoiman siirtämiseksi pilarilta perustukselle sekä miten eri tavoilla siirretty leikkausvoima aiheuttaa betonin murtumisen. Lisäksi tavoitteena oli kehittää suunnitteluun soveltuva laskentamenetelmä, jonka avulla voitaisiin määrittää kestävyys leikkausvaarnalla tai kitkalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamille betonin murtotavoille sekä näiden yhteisvaikutus vedettyjen kannallisten ankkurointipulttien kanssa.

Työssä perehdyttiin ankkurointipulttien toimintaperiaatteiden taustalla olevaan teoriaan. Samoihin teorioihin perustuu myös standardin *EN 1992-4* mukainen ankkurointipulttien kestävyysien määrittäminen. Ankkurointipulttiin kohdistuva veto- ja leikkausrasitus voivat aiheuttaa ankkurointipultin teräsmurron lisäksi myös betonin hauraan murtumisen. Ankkurointipulttien käyttäminen leikkausvoiman siirtämiseen perustusliitoksessa sisältää myös ongelmakohtia, joihin tulee suunnittelussa kiinnittää erityistä huomiota. Erityisesti pohjalevyssä olevien pulttireikien väljyys on otettava huomioon suunnittelussa, jotta ankkurointipulttiryhmän yksittäiseen ankkurointipulttiin ei kohdistuisi liian suurta rasiitusta. Yksittäisen ankkurointipultin pettäminen saattaa johtaa ankkurointipulttien vetoketjumaiseen murtoon.

Pilarin leikkausvoima voidaan myös siirtää tehokkaasti perustukselle liitoksen kitkan avulla. Kitkan käyttäminen leikkausvoiman siirtämiseen edellyttää kuitenkin pilarin aksiaalisen puristusvoiman olevan riittävän suuri, jotta rajapintojen välille muodostuisi tarvittava kitkavoima. Perustusliitoksen leikkauskestävyyttä voidaan myös parantaa asentamalla pilarin pohjaan leikkausvaarna, jonka avulla pilarin leikkausvoima siirretään perustukselle. Kitkan tai leikkausvaarnan avulla siirretty leikkausvoima voi myös aiheuttaa betonin reunan murtumisen. Reunamurtokestävyyden arvioimiseksi muodostettiin laskentakaavat, joiden avulla voidaan arvioida kestävyys kitkan tai leikkausvoiman avulla siirretylle leikkausvoimalle. Laskentakaavojen muodostamisessa käytettiin samoja periaatteita kuin ankkurointipulttien aiheuttamien betonin hauraiden murtotapojen kestävyysien laskennassa.

Ehdotettujen laskentatapojen oikeellisuuden arvioimiseksi laskentatavoilla saatuja kestävyyskertoimia vertailtiin kirjallisuudesta löytyneiden tutkimusten tuloksiin. Koska kirjallisuudesta ei löytynyt kovinkaan paljoa tutkimustietoa leikkausvaarnalla siirretyn leikkaus-

voiman aiheuttamasta betonin reunamurrosta, leikkausvaarnasta aiheutuvaa betonin reunamurtoa tutkittiin myös numeerisen laskentamallin avulla. Numeerisen laskennan tuloksia vertailtiin työssä ehdotetun laskentamenetelmän mukaisiin betonin reunamurtokestävyyksiin. Tehtyjen vertailujen perusteella ehdotetut laskentatavat soveltuvat betonin eri murtotapojen kestävyyksien määrittämiseksi, kun leikkausvoima siirretään leikkausvaarnan välityksellä.

Standardissa *EN 1992-4* annetaan laskentatapa veto- ja leikkausrasitettujen ankkurointipulttien yhteisvaikutuskestävyyden tarkistamiseksi. Koska työssä muodostetut laskentakaavat kitkan ja leikkausvaarnan avulla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamien betonin hauraiden murtotapojen kestävyyksien määrittämiseksi on muodostettu *EN 1992-4:n* taustalla olevan teorian pohjalta, ehdotettujen laskentakaavojen soveltuvuutta *EN 1992-4:n* mukaiseen yhteisvaikutuskestävyyden laskentatapaan arvioitiin myös vertailemalla laskentakaavoilla saatua kestävyysä kirjallisuudesta löytyneisiin kokeellisten tutkimusten tuloksiin. Vertailujen perusteella *EN 1992-4:n* mukaista yhteisvaikutuskestävyyden tarkastamista voidaan käyttää myös silloin, kun perustusliitoksessa leikkausvoima välitetään kitkalla tai leikkausvaarnalla ja vetovoimat ankkurointipulteilla. Tällöin vedettyjen ankkurointipulttien ja kitkan tai leikkausvaarnan avulla siirretyn leikkausvoiman yhteisvaikutus tulisi myös tarkastetuksi.

Työssä myös ehdotettiin *EN 1992-4:ään* pohjautuvaa laskentatapaa leikkausvaarnalla tai kitkalla siirretyn leikkausvoiman ja vetorasitettujen ankkurointipulttien yhteisvaikutuksen tarkistamiseksi silloin, kun betonirakenteeseen on suunniteltu raudoitus estämään betonin hauras murtuminen. Ehdotetun laskentatavan oikeellisuutta ei tässä työssä arvioitu vertailemalla kokeellisiin tuloksiin, koska kirjallisuudesta ei löytynyt aiheeseen liittyviä kokeellisia tutkimuksia. Laskentatavat kuitenkin pohjautuvat *EN 1992-4:ssä* esitettyihin laskentamenetelmiin ja raudoittamattomien rakenteiden yhteisvaikutuskestävyys vastasi hyvin muiden tutkimusten tuloksia. Näiden pohjalta voitaisiin kuitenkin todeta, että tarkemman tutkimustiedon puuttuessa kohdassa 8.2 esitetyjä kaavoja voidaan käyttää myös yhteisvaikutuskestävyyden tarkistamiseksi silloin, kun betonirakenteeseen on suunniteltu riittävä raudoitus estämään betonin hauras murtuminen.

LÄHTEET

- [1] W. Fuchs, R. Eligehausen, J. Breen, Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, Iss. 1, 1995, pp. 73-94.
- [2] SFS-EN 1993-1-8, Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus, Helsinki, 2005.
- [3] SFS-EN 1992-4, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 4: Design of fastenings for use in concrete, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki, 2018.
- [4] fib Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2011, 653 p.
- [5] R. Eligehausen, R. Mallee, J.F. Silva, *Anchorage in Concrete Construction*, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische, Berlin, Germany, 2006, 390 p.
- [6] R. Mallee, W. Fuchs, R. Eligehausen, *Design Of Fastenings For Use In Concrete: the CEN/TS 1992-4 Provisions*, Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2013, 158 p.
- [7] P. Bažant, Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110, Iss. 4, 1984, pp. 518-535.
- [8] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14)*, American Concrete Institution, Michigan, USA, 2015, 519 p.
- [9] J. Furche, R. Eligehausen, *Lateral Blow out Failure of Headed Studs Near a Free Edge*, *Anchors in Concrete - Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institution, Michigan, USA, 1991, pp. 235-252.
- [10] P. Grosser, *Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete*, dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 2012, 339 p.

- [11] SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt = Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki, 2004.
- [12] J. Hofmann, R. Eligehausen, Lokaler Betonausbruch bei Randnahen Befestigungen mit Kopfboltzen, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Beijing, 2002.
- [13] Anchorage Design of the Petrochemical Committee of the Energy Division of ASCE, Anchorage Design for Petrochemical Facilities, American Society of Civil Engineers, Reston Virginia, USA, 2013, 164 p.
- [14] Europea Assessment Documen - EAD 330924 00 0601: Cast-In Anchor Bolt of Ribbed Reinforced Steel, European Organisation for Technical Approvals (EOTA), 2018.
- [15] U. Kuhlmann, A. Ožbolt, J. Hofmann, R. Eligehausen, W. Berger, F. Wald, Z. Sokol, J. Žižka, L. da Silva, J. Henriques, M. Krimpmann, N. Sauerborn, J. van Kann, New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INfaso), Final report EUR 25100 EN, European Comission, 2012, 110 p.
- [16] F. Wald, J. Hofmann, U. Kuhlmann, Design of Steel-to-Concrete Joints, Design manual 1, Research Fund for Coal & Steel, 2014.
- [17] H. Paschen, T. Schönhoff, Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Iss. 346, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1983, s. 105-155.
- [18] SFS-EN 13670, Betonirakenteiden toteutus = Execution of concrete structures, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki, 2009.
- [19] D.B. Moore, F. Wald, Design of Structural Connections to Eurocode 3 – Frequently Asked Questions, Building Research Establishment Ltd, Watford. 2003.
- [20] L. Bouwman, M. Gresnigt, A. Romeijn, Onderzoek naar de bevestiging van stalen voetplaten aan funderingen van beton, TU-Delft Stevin Laboratory report 25.6.89.05/c6, Delft, Netherlands, 1989.

- [21] N. Gresnigt, A. Romeijn, F. Wald, M. Steenhuis, Column bases in shear and normal force, *Heron*, Vol. 53, No. 1/2, 2008, pp. 87-108.
- [22] M. Shaheen, K. Tsavdaridis, E. Salem, Effect of grout properties on shear strength of column base connections: FEA and analytical approach, *Engineering Structures*, Vol. 152, 2017, pp. 307-319.
- [23] HPKM-pilarikenkä, Tekninen käyttöohje, Peikko Group, 2016, Saatavissa: <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/hpkm-pilarikenka>.
- [24] AHK-pilarikenkä, Käyttöohje, Anstar Oy, 2017, Saatavissa: <https://www.anstar.fi/tuotteet/pultit-ja-kengat>.
- [25] N. Randl, Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010, *Structural Concrete*, Vol. 14, Iss. 3, 2013, pp. 230-241.
- [26] P. Santos, E. Júlio, Shear Friction: Concept, Codes and New Trends, Joint IABSE - FIB conference on Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, Croatia, May 3-5, 2010, Joint IABSE-fib, pp. 903-910.
- [27] fib Bulletin 58: Design of Anchorages in Concrete: Guide to Good Practice, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2011, 280 p.
- [28] ACI Committee 349, Building Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures and Commentary (ACI 349-13), American Concrete Institution, , Michigan, USA, 2016, 196 p.
- [29] ACI Committee 349, Guide to the Concrete Capacity Design (CCD) Method - Embedment Design Examples (ACI 349.2R-07), American Concrete Institute, Michigan, USA, 2007, 91 p.
- [30] I. Gomez, A. Kanvinde, C. Smith, G. Deierlein, Shear Transfer in Exposed Column Base Plates, Report no 3278, American Institute of Steel Construction, California, USA, 2009, 134 p. Saatavissa: <https://www.aisc.org/technical-resources/research/researchlibrary/shear-transfer-in-exposed-column-base-plates-phase-i>.

- [31] R. Eligehausen, P. Bouška, V. Červenka, R. Pukl, Size Effect of the Concrete Cone Failure Load of Anchor Bolts, 1st International Conference of Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS 1), Taylor & Francis, London, UK, 1992, pp. 517-525. Saatavissa: <http://elib.uni-stuttgart.de/handle/11682/7911>.
- [32] R. Nilforoush, M. Nilsson, L. Elfgren, J. Ožbolt, J. Hofmann, R. Eligehausen, Tensile Capacity of Anchor Bolts in Uncracked Concrete: Influence of Member Thickness And Anchor's Head Size, ACI Structural Journal, Vol. 114, Iss. 6, 2017, pp. 1519-1530.
- [33] J.V. Rotz, M. Reifscheider, Combined Axial and Shear Load Capacity of Steel Embedments in Concrete, SMiRT 10, International Association for Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT), California, USA, 1989, pp. 13-18 .
- [34] Abaqus Theory Manual, Version 6.11. Dassault Systemes Simulia, 2011.
- [35] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 124, Iss. 8, August 1998, pp. 892–900.
- [36] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Onate, A plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, Vol.25, Iss. 3, 1989, pp. 299–326.
- [37] B. Alfarah, F. López-Almansa, S. Oller, New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures, Engineering Structures, Vol. 132, 2017, pp. 70–86.
- [38] W. Krätzig, R. Pölling, An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters, Computers and Structures, Vol. 82, Iss. 15, 2004, pp. 1201-1215.
- [39] D.A. Hordijk, Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses, Heron, Vol. 37, Iss. 1, 1992, pp. 1-79.

LIITE A: LEIKKAUSVAARNASTA AIHEUTUVA BETONIN REUNAMURTO

Betonin reunamurtokestävyys kohdan 7.2.2 mukaan, kun leikkausvaarnan mitat ovat $b_l = 152 \text{ mm}$ ja $d_l = 76 \text{ mm}$ (kts. kuva 60):

$$\begin{aligned} V_{Rk,cl}^0 &= k_l \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot ((3c_l + b_l)(1,5c_l + d_l) - b_l d_l)^{0,75} \\ &= 2,4 \cdot \sqrt{32,06 \text{ MPa}} \cdot ((3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm})(1,5 \cdot 514 \text{ mm} + 76 \text{ mm}) \\ &\quad - 152 \text{ mm} \cdot 76 \text{ mm})^{0,75} = 560 \text{ kN} \end{aligned}$$

Toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala, kun $h_c < 1,5c_l + d_l$:

$$A_{cl,V} = (3c_l + b_l)(h_c) = (3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm}) \cdot (826 \text{ mm}) = 14,0 \text{ cm}^2$$

Murtokartion projektion vertailupinta-alaksi saadaan:

$$\begin{aligned} A_{cl,V}^0 &= (3c_l + b_l)(1,5c_l + d_l) = (3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm}) \cdot (1,5 \cdot 514 \text{ mm} + 76 \text{ mm}) \\ &= 14,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuormansiirtoalan huomioon ottava kerroin $\psi_{A,V}$ määritetään kaavalla:

$$\begin{aligned} \psi_{A,V} &= \left(\frac{3 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l}{V_{Rk,c}^0} \right)^{0,1} = \left(\frac{3 \cdot 32,06 \text{ MPa} \cdot 152 \text{ mm} \cdot 76 \text{ mm}}{560 \text{ kN}} \right)^{0,1} \\ &= 1,071 \end{aligned}$$

Murtokappale ei rajoitu leikkausvoiman suuntaisiin reunoihin, jolloin kerroin $\psi_{s,V} = 1$.

Betonin reunamurtokestävyudeksi saadaan:

$$\begin{aligned} V_{Rk,cl} &= V_{Rk,cl}^0 \cdot \frac{A_{cl,V}}{A_{cl,V}^0} \cdot \psi_{A,V} \cdot \psi_{s,V} = 559,97 \text{ kN} \cdot \frac{14,0 \text{ cm}^2}{14,3 \text{ cm}^2} \cdot 1,071 \cdot 1 \\ &= 585 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betonin reunamurtokestävyys kohdan 7.2.2 mukaan, kun leikkausvaarnan mitat ovat $b_l = 152 \text{ mm}$ ja $d_l = 140 \text{ mm}$:

$$\begin{aligned} V_{Rk,cl}^0 &= k_l \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot ((3c_l + b_l)(1,5c_l + d_l) - b_l d_l)^{0,75} \\ &= 2,4 \cdot \sqrt{32,06 \text{ MPa}} \cdot ((3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm})(1,5 \cdot 514 \text{ mm} + 140 \text{ mm}) \\ &\quad - 152 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm})^{0,75} \\ &= 589 \text{ kN} \end{aligned}$$

Toteutuneen murtokartion projektion pinta-ala, kun $h_c < 1,5c_l + d_l$:

$$A_{cl,V} = (3c_l + b_l)(h_c) - b_l d_l$$

$$= (3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm}) \cdot (826 \text{ mm}) - 152 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm} = 14,0 \text{ cm}^2$$

Murtokartion projektion vertailupinta-alaksi saadaan:

$$A_{cl,V}^0 = (3c_l + b_l)(3c_l + d_l) = (3 \cdot 514 \text{ mm} + 152 \text{ mm}) \cdot (3 \cdot 514 \text{ mm} + 140 \text{ mm})$$

$$= 15,4 \text{ cm}^2$$

Kuormansiirtoalan huomioon ottava kerroin $\psi_{A,V}$ määritetään kaavalla:

$$\psi_{A,V} = \left(\frac{3 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l}{V_{Rk,c}^0} \right)^{0,1} = \left(\frac{3 \cdot 32,06 \text{ MPa} \cdot 152 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm}}{589 \text{ kN}} \right)^{0,1}$$

$$= 1,133$$

Murtokappale ei rajoitu leikkausvoiman suuntaisiin reunoihin, jolloin kerroin $\psi_{s,V} = 1$.

Betonin reunamurtokestävyydeksi saadaan:

$$V_{Rk,cl} = V_{Rk,cl}^0 \cdot \frac{A_{cl,V}}{A_{cl,V}^0} \cdot \psi_{A,V} \cdot \psi_{s,V} = 588,84 \text{ kN} \cdot \frac{14,0 \text{ cm}^2}{15,4 \text{ cm}^2} \cdot 1,133 \cdot 1$$

$$= 605 \text{ kN}$$

Taulukossa A.1 on esitetty *Gomezin et al.* [30] tekemien kokeiden tulokset sekä niiden normalisointi vertailua varten. Kokeellisia tuloksia on vertailu kohdassa 7.2.3 ehdotettuun laskentamenetelmään taulukossa A.2.

Taulukko A.1. *Gomezin et al.* tekemien kokeiden tulokset [30, s. 131].

Määritelmä	$d_l = 76 \text{ mm}$	$d_l = 140 \text{ mm}$
Betonin puristuslujuus, $f_{ck}[\text{MPa}]$	34,68	32,06
Koekuormituksen 1 kestävyys, $V_{,1}[\text{kN}]$	627,2	827,4
Koekuormituksen 2 kestävyys, $V_{,2}[\text{kN}]$	600,5	822,9
Koekuormitusten keskiarvo, $V_{test,average}[\text{kN}]$	613,9	825,1
Normalisointikerroin, $\sqrt{(32 \text{ MPa})/f_{ck}}$	0,9606	0,9991
Normalisoitu kestävyys, $V_{test}[\text{kN}]$	590	824

Taulukko A.2. Gomezin et al. [30] tekemien kokeiden tulosten vertailu kohdassa 7.2.2 ehdotettuun laskentamenetelmään.

Määritelmä	$d_1 = 76 \text{ mm}$	$d_1 = 140 \text{ mm}$
Kokeelliset tulokset, V_{test} [kN]	590	824
Ehdotettu menetelmä, $V_{Rk,cl}$ [kN]	585	605
$V_{Rk,cl}/V_{test}$	1,01	1,36

LIITE B: NUMEERISESSA ANALYYSISSA KÄYTETTY LASKENTAMALLI

Abaquksen CDP-mallissa (Concrete Damaged Plasticity) betonin kuvaamiseen käytetään vaurioituneen aineen kimmoplastista mallia. Siinä hyödynnetään *Leen ja Fenvesin* muunnelmaa *Lublinterin* myötöfunktioista, jolla otetaan huomioon kestävyuden kehitys puristuksen ja vedon aikana [34]. Kyseisen betonimallin periaatteita ei esitellä tässä työssä tarkemmin, mutta siihen voi perehtyä lähteistä [34], [35] ja [36].

Betonin puristuskäyttäytyminen syötettiin *Abaquksen* CDP-malliin antamalla sille yksiaksiaalinen puristusjännitys σ_c epäelastisen venymän ε_c^{ch} funktiona. Epälinearisessa analyysissä käytetty betonin jännitys-venymä -yhteys puristuksessa muodostettiin *Alfarahin et al.* [37] tekemän julkaisun pohjalta. Betonin jännitys-venymä käyrä puristuksessa koostuu kolmesta segmentistä. Ensimmäinen segmentti on lineaarinen puristusjännitykseen $0,4f_{cm}$ asti ja se on laskettu yhtälöstä $\sigma_{c(1)} = E_0\varepsilon_c$ [MPa], missä f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuskestävyys ja $E_0 = (0,8 + 0,2f_{cm}/88) \cdot E_{ci}$ [MPa]. Toinen kasvava segmentti määritettiin kaavalla:

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}\right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} \quad (88)$$

jossa on oletettu, että $\varepsilon_{cm} = 0,0022$ ja $E_{ci} = 10000 \cdot f_{cm}^{1/3}$ [MPa]. Kolmas, laskeva segmentti määritettiin kaavalla:

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2\varepsilon_{cm}}\right)^{-1} \quad (89)$$

missä kerroin γ_c vaikuttaa jännitys-venymä käyrän alapuoliseen pinta-alaan. Kertoimen arvo voidaan *Krätzigin ja Pöllingin* [38] mukaan arvioida kaavalla:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left(\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5f_{cm} \left(\varepsilon_{cm}(1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0}\right)\right)^2} \quad (90)$$

missä b on plastisen venymän suhde epäelastiseen venymään $b = \varepsilon_c^{pl} / \varepsilon_c^{ch}$, jolle on laskennassa arvoa $b = 0,9$. Kaavassa l_{eq} on karakteristinen pituus, joka on riippuvainen käytetystä elementtiverkosta ja G_{ch} on murtoenergia, joka on laskettu kaavalla:

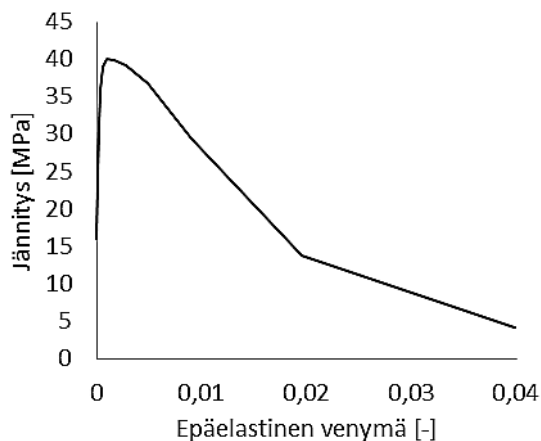
$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ct}} \right)^2 G_f \quad (91)$$

Kaavan halkeamaenergia on laskettu yhtälöstä $G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18}$ [N/mm]. Epäelastinen venymä puristuksessa saadaan venymän ε_c ja elastisen venymän ε_c^{el} erotuksesta $\varepsilon_c^{ch} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el}$.

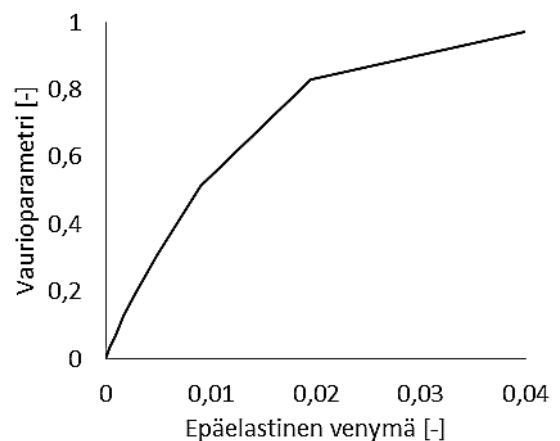
Betonin vetokäyttäytyminen syötettiin ohjelmaan antamalla sille vetomurron jälkeinen jännitys σ_t halkeamaleveyden w funktiona. Vetojännityksen ja halkeamaleveyden välinen suhde on laskettu *Hordjikin* [39] vuonna 1992 esittämällä kaavalla:

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{ct}} = \left(1 + \left(\frac{c_1 w}{w_c} \right)^3 \right) e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (92)$$

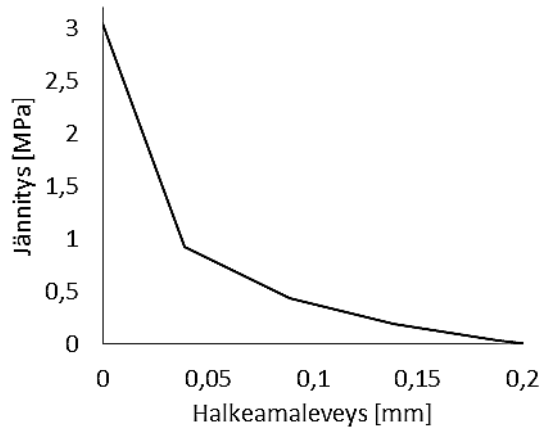
missä c_1 ja c_2 , joiden arvot ovat $c_1 = 3$ ja $c_2 = 6,93$. Termi w_c on kriittinen halkeamaleveys, jota suurempien halkeamaleveyksien yli ei siirry vetojännityksiä. Kriittinen halkeamaleveys on laskettu kaavalla $w_c = 5,14 G_f / f_{ct}$. Ohjelmaan syötetyt arvot on esitetty kuvissa B.1-B.4, joissa on myös esitetty ohjelmaan syötettyjen vaurioparametrien kehitys.



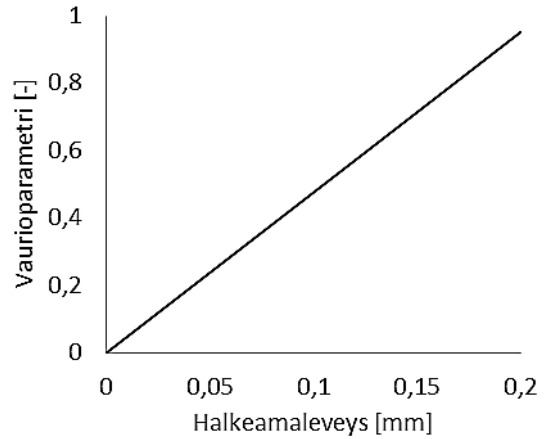
Kuva B.1. Puristetun betonin käyttäytyminen yksiakselisessa puristuksessa. Puristusjännitys esitetty epäelastisen venymän funktiona.



Kuva B.2. Epäelastisen venymän vaikutus vaurioparametriin yksiakselisessa puristuksessa.



Kuva B.3. Halkeamaleveyden vaikutus vetojännitykseen yksiakselisessa vedossa.



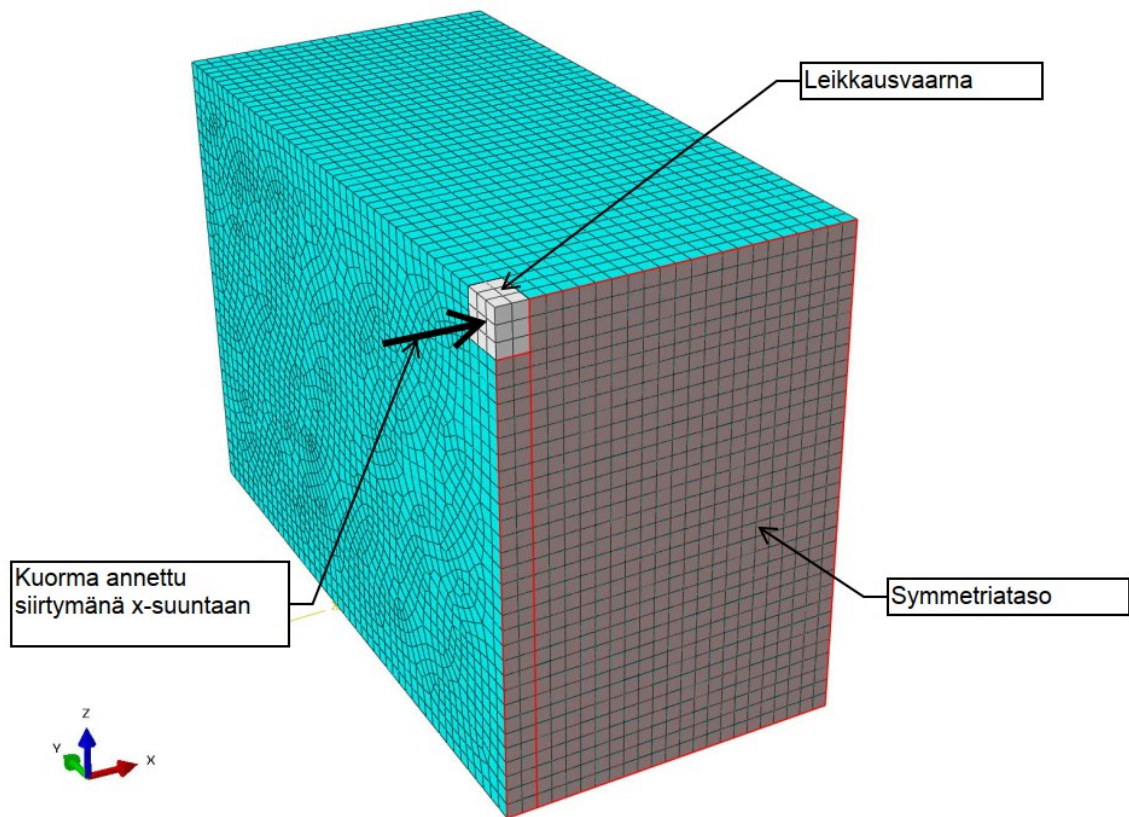
Kuva B.4. Halkeamaleveyden vaikutus vaurioparametriin yksiakselisessa vedossa.

Ohjelmaan syötetyt lähtöarvot on laskettu betonille, jonka puristuslujuus on $f_{ck} = 32$ MPa, Vetolujuus $f_{ct} = 3,0$ MPa ja kimmokerroin $E_0 = 30,5$ GPa. Muut CDP-mallin laskentaparametrit on esitetty taulukossa B.1.

Taulukko B.1. Betonin CDP-mallin muut materiaaliparametrit.

Määritelmä	Termi	Arvo
Dilataatiokulma	ψ	31°
Eksentrisyysparametri	ϵ	0,1
Kaksi- ja yksiakselialaisen puristuslujuuksien suhde	f_{b0}/f_c	1,16
Veto- ja puristusmeridiaanien säteiden suhde	γ	0,6667

Taulukon B.1 dilataatiokulman arvo on soviteltu siten, että analyysin tulos vastasi Gomezin et al. [30] tekemien kokeiden tuloksia leikkausvaarnan mitoilla 152×76 mm². Numeerisessa analyysissä käytetty kuvan B.5 mukaista $25 \times 25 \times 25$ mm³ elementti-verkkoa.

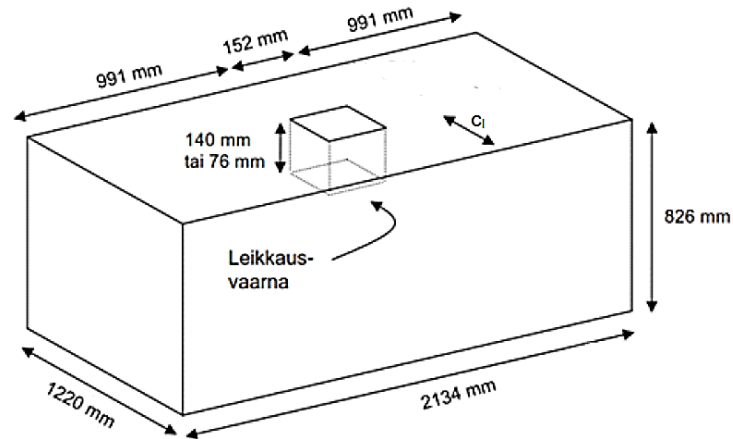


Kuva B.5. Laskennassa käytetty elementtiverkko ja reunaehdot.

Laskentamallissa on käytetty kuvassa B.5 esitettyjä reunaehtoja. Analyysi tehtiin koe-kappaleen puolikkaalle, jolle asetettiin symmetriataso kuvan B.5 korostetulle alueelle. Leikkausvaarna työnnettiin kohti betonin reunaa kohti antamalla leikkausvaarnalle lineaarisesti kasvava siirtymä x-suuntaan. Leikkausvaarnan kiertymää ja siirtymää ylöspäin rajoitettiin reunaehtojen avulla. Tutkittava betonikappale kiinnitettiin takaosasta, jolloin sen tukireaktiot saatiin laskennan tuloksena. Tämän lisäksi laskennan tulosteeksi haluttiin leikkausvaarnan leikkausvoiman suuntainen siirtymä. Siirtymän ja voiman välistä yhteydestä voitiin selvittää reunan murtumiseen tarvittava voima. Vaarnan ja betonin rajapinnalla sallittiin niiden siirtyminen toistensa suhteen. Laskennan tulokset on esitetty liitteessä C.

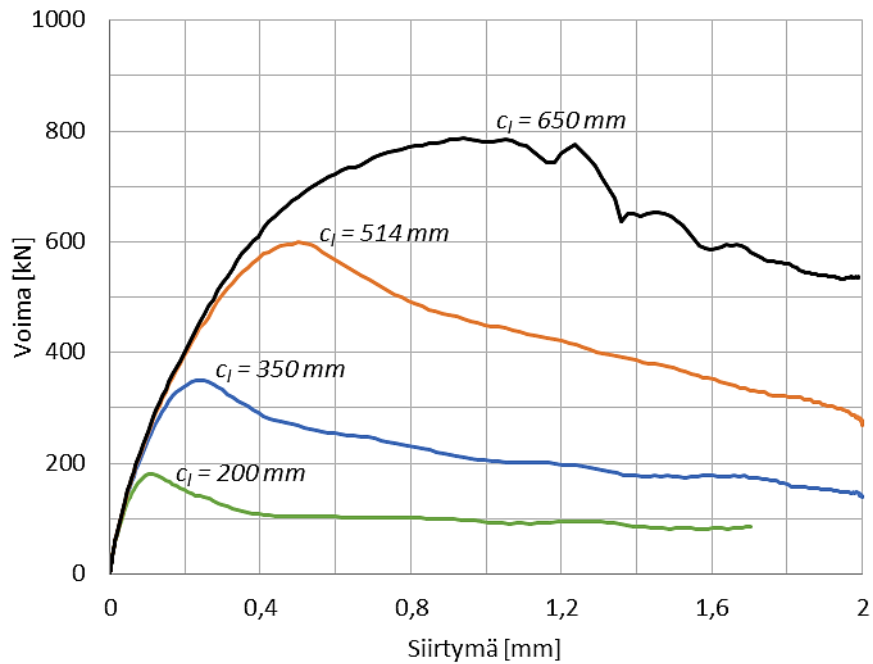
LIITE C: LEIKKAUSVAARNAN REUNAMURRON NUMEERINEN ANALYYSI

Numeerisessa analyysissä käytettiin kuvan C.1 mukaista koekappaletta. Analyysi tehtiin leikkausvaarnan reunaetäisyyksillä 200 mm, 350 mm, 514 mm ja 650 mm ja leikkausvaarnan upotussyvyyksillä 76 mm ja 140 mm.



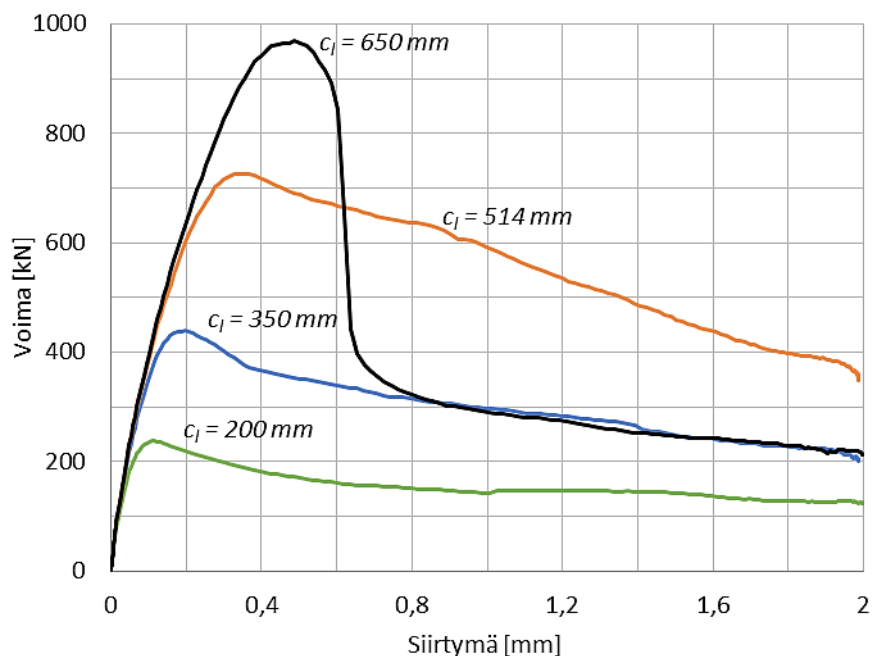
Kuva C.1. Kokeessa käytetty betonikappale [30, s. 78, muokattu].

Reunamurtokestävyyden arvioimiseksi analyysistä tulostettiin betonikappaleen tukireaktio ja leikkausvaarnan siirtymä leikkausvoiman suuntaan. Analyyseista saadut tulokset on esitetty kuvissa C.2 ja C.3, joissa on esitetty leikkausvaarnojen voima-siirtymä – kuvaajat eri reunaetäisyyksillä.



Kuva C.2. Numeerisilla analyyseilla saadut tulokset leikkausvaarnalle, kun $d_l = 76$ mm ja $b_l = 152$ mm.

Kun tutkittiin leikkausvaarnan, jonka upotussyvyys oli 76 mm, aiheuttamaa reunamurtoa reunaetäisyydellä 650 mm, havaittiin, että murtuminen ei johtunut reunan murtumisesta vaan betonin puristusmurtumisesta leikkausvaarnan edessä, jolloin tätä tulosta ei ole huomioitu kohdan 7.2.4 vertailussa. Tämä voidaan havaita kuvista C.10 ja C.12.



Kuva C.3. Numeerisilla analyyseilla saadut tulokset leikkausvaarnalle, kun $d_l = 140$ mm ja $b_l = 152$ mm.

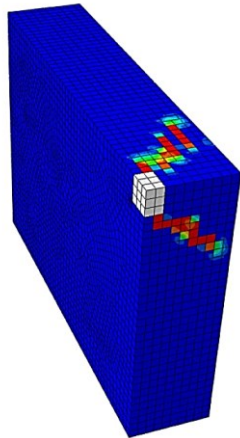
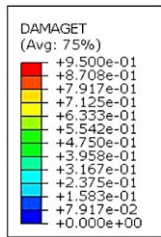
Kuvassa C.3 leikkausvaarnan reunaetäisyydellä 650 mm voima-siirtymä käyrä eroaa muodoltaan muilla reunaetäisyyksillä saaduista käyristä, mikä voi selittyä sillä, että betonikappaleen reunat rajoittivat murtokappaleen muodostumista (kuva C.11). Taulukossa C.1. on esitetty betonin murtumisen aiheuttaneiden voimien suuruudet tutkituilla reunaetäisyyksillä ja vaarnan upotussyvyyksillä. Taulukon murtokuormat ovat kuvista C.2 ja C.3 saatavat maksimivoimat kullekin tutkitulle tapaukselle.

Taulukko C.1. Betonin murtokuormat numeerisissa analyyseissa.

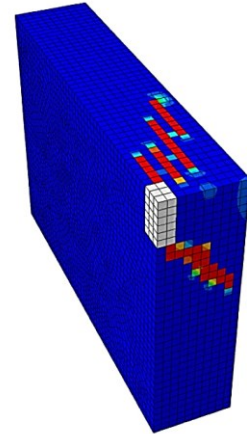
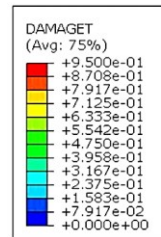
Reunaetäisyys [mm]	$d_f = 76 \text{ mm}$	$d_f = 140 \text{ mm}$
200	180 kN	239 kN
350	350 kN	440 kN
514	599 kN	727 kN
650	788 kN*	969 kN

*Betoni murtui leikkausvaarnan edestä

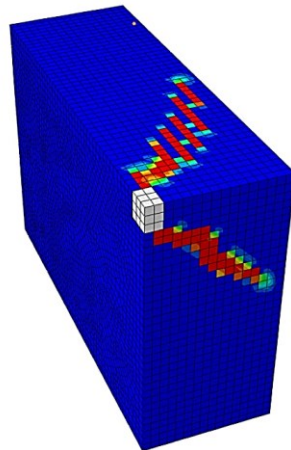
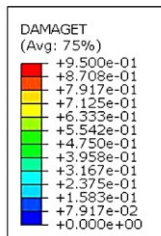
Kuvissa C.4 - C.11 on esitetty vetovaurioparametrin arvot elementeissä laskennan lopussa. Vetovaurioparametrien avulla voidaan havainnoida betoniin muodostunutta murtokappaletta. Kuvassa C.12 on esitetty puristusvaurioparametrin arvot betonikappaleen elementeissä ja kuvasta voidaan havaita betonin murtuminen leikkausvaarnan edessä.



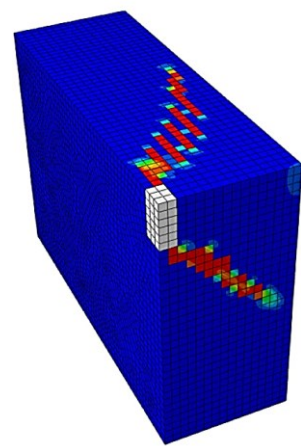
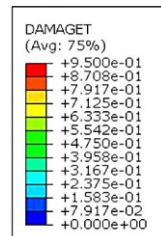
Kuva C.4. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 76$ mm, $c_l = 200$ mm.



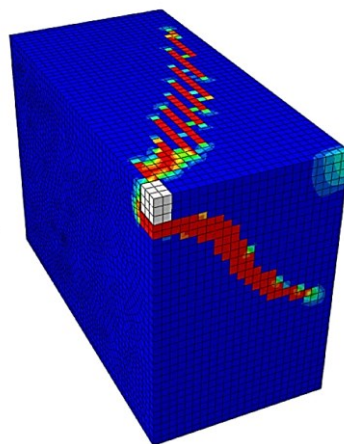
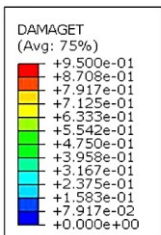
Kuva C.5. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 140$ mm, $c_l = 200$ mm.



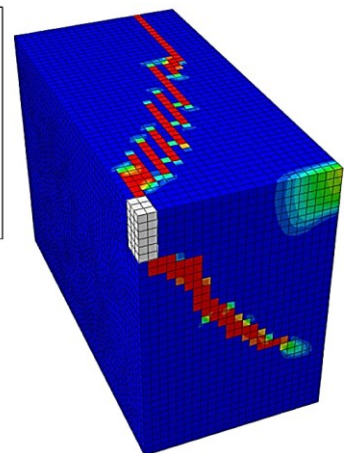
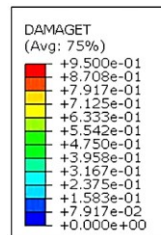
Kuva C.6. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 76$ mm, $c_l = 350$ mm.



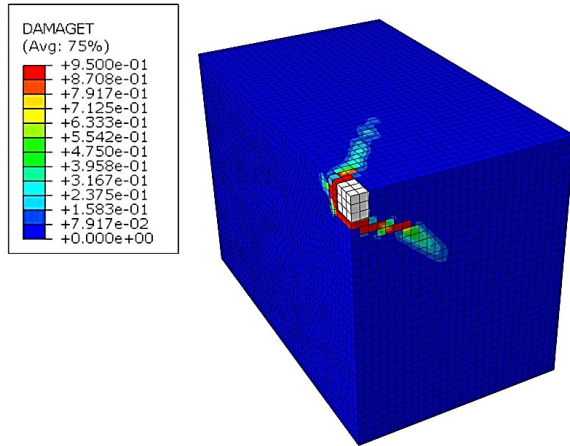
Kuva C.7. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 140$ mm, $c_l = 350$ mm.



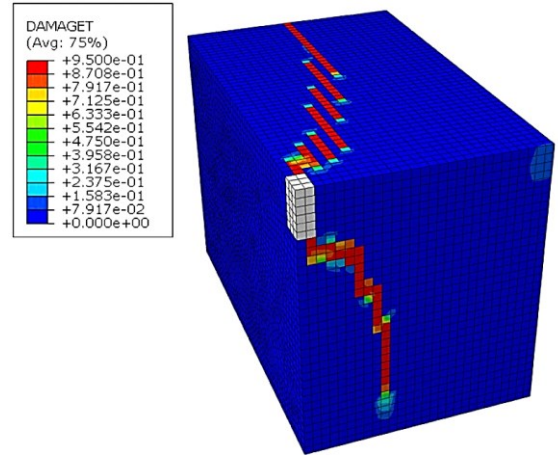
Kuva C.8. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 76$ mm, $c_l = 514$ mm.



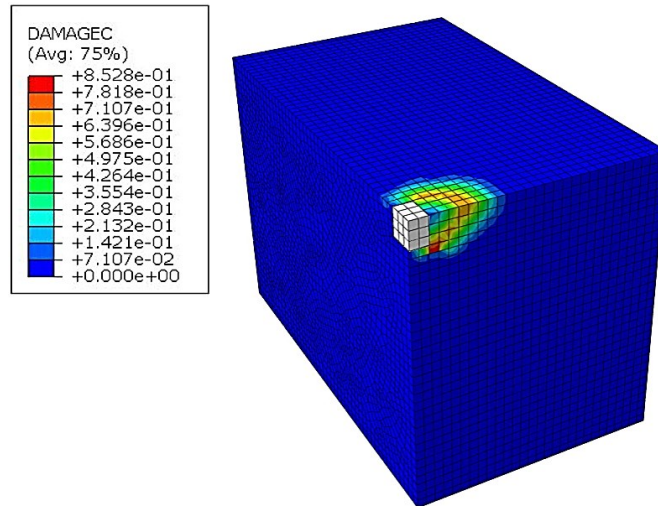
Kuva C.9. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 140$ mm, $c_l = 514$ mm.



Kuva C.10. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. Tapauksessa murto-kappaleen muodostumista rajoitti betonin murtuminen leikkausvaaran edessä. $d_l = 76 \text{ mm}$, $c_l = 650 \text{ mm}$.



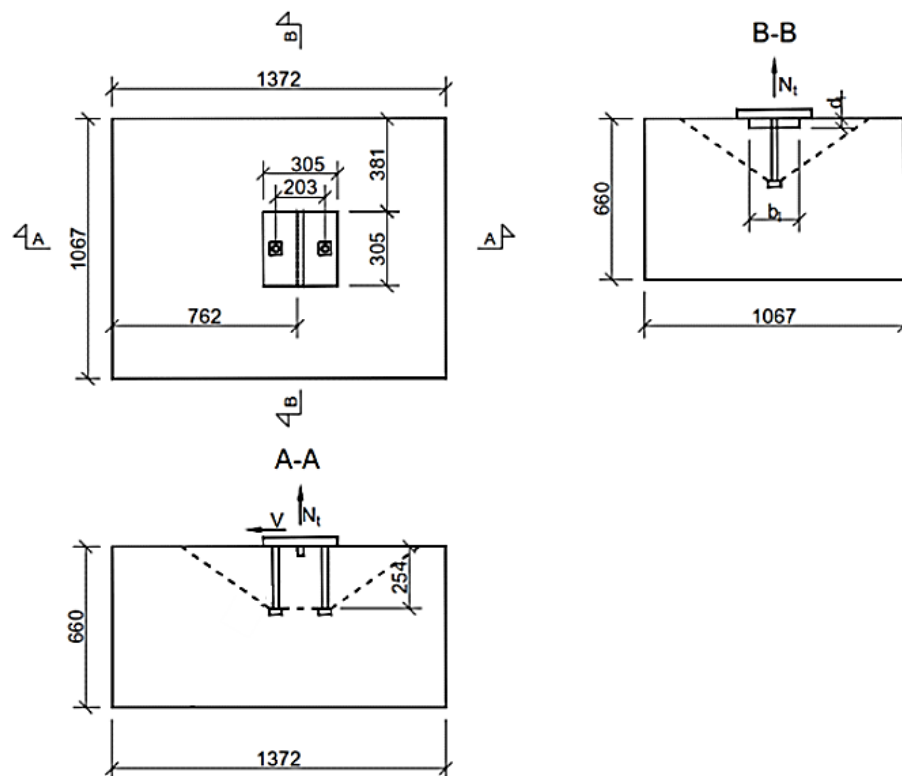
Kuva C.11. Vaurioparametrin d_t arvo elementeissä. $d_l = 140 \text{ mm}$, $c_l = 650 \text{ mm}$.



Kuva C.12. Vaurioparametrin d_c arvo elementeissä, kun betonin murtuminen tapahtui leikkausvaaran edessä betonin puristusmurtona. $d_l = 76 \text{ mm}$, $c_l = 650 \text{ mm}$.

LIITE D: LEIKKAUSVAARNAN JA ANKKUROINTIPULTTIEN YHTEISVAIKUTUS

Tässä liitteessä on tehty vedettyjen kannallisten ankkurointipulttien murtotapojen kestävyksien laskenta kohdan 3 mukaan sekä leikkausvaarnan aiheuttamien murtotapojen kestävyksien laskenta kohdan 7 mukaan. Laskenta on tehty käyttäen *Rotzin* ja *Reifscheiderin* [33] tekemien kokeita mukaisia arvoja, jotka on esitetty kuvassa D.1.



Kuva D.1. *Rotzin* ja *Reifscheiderin* [4] käyttämien koekappaleiden dimensiot millimetreinä.

Rotzin ja *Reifscheiderin* [33] suorittivat kokeita useille koesarjoille, mutta tässä työssä esitetään ainoastaan leikkausvaarnoja sisältäneet koesarjat: BUT, CUT ja DUT. Koesarjoissa käytettiin leikkausvaarnan upotussyvyyyksiä 38 mm ja 64 mm sekä vaarnan leveyksiä 305 mm ja 152 mm. Käytettyjen leikkausvaarnojen mitat on esitetty taulukossa D.1. Betonin puristuslujuuden vaihteluväli oli 31 – 37 MPa, ja liitteessä esitetyt vertailulaskelmat on tehty betonin puristuslujuudella 34 MPa, joka on kokeissa käytetyn betonin keskiarvo.

Taulukko D.1. Kokeissa käytettyjen leikkausvaarujen mitat [33].

Koesarja:	BUT	CUT	DUT
d_f [mm]	38	38	64
b_f [mm]	305	152	305

Lasketaan aluksi luvun 3 mukaisten vedettyjen ankkurointipulttien aiheuttamien murto-
tapojen kestävyudet. Betonin kartiomurtokestävyys lasketaan kohdan 3.1.1 mukaan.
Kokeet on tehty halkeilemattomalle betonille, jolloin kertoimelle k_1 käytetään arvoa
 $k_1 = 12,7$. Yksittäisen ankkurointipultin kestävyudeksi saadaan:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 12,7 \cdot \sqrt{34 \text{ MPa}} \cdot (254 \text{ mm})^{1,5} = 300 \text{ kN}$$

Kahden ankkurointipultin vaikutus otetaan huomioon toteutuneen projektion pinta-alan
avulla:

$$A_{c,N} = (3 \cdot h_{ef} + s_1) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = (3 \cdot 254 \text{ mm} + 203 \text{ mm}) \cdot (3 \cdot 254 \text{ mm}) = 7,4 \text{ cm}^2$$

Projektion vertailupinta-ala lasketaan kaavalla:

$$\begin{aligned} A_{c,N}^0 &= (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = (3 \cdot 254 \text{ mm}) \cdot (3 \cdot 254 \text{ mm}) \\ &= 5,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kun kestävyteen vaikuttavien kertoimien arvot toteuttavat yhtälön $\psi_{s,N} = \psi_{re,N} =$
 $\psi_{ec,N} = \psi_{M,N} = 1$, saadaan pulttiryhmän kestävyudeksi:

$$\begin{aligned} N_{Rk,c} &= N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} N_{Rk,c} \\ &= 300 \text{ kN} \cdot \frac{7,4 \text{ cm}^2}{5,8 \text{ cm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 380 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kannallisen ankkurointipultin ulosvetokestävyys lasketaan kohdan 3.1.2 mukaan. Yh-
den kannallisen ankkurointipultin kuorman siirto alaksi saadaan:

$$A_h = (b_{head})^2 - \frac{\pi d_a^2}{4} = (50,8 \text{ mm})^2 - \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} = 22,7 \text{ cm}^2$$

Koko ryhmän ulosvetokestävyudeksi saadaan:

$$\begin{aligned} N_{Rk,p} &= 2 \cdot k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 10,5 \cdot 22,7 \text{ cm}^2 \cdot 34 \text{ MPa} \\ &= 1618 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betonin halkeamismurto lasketaan kohdan 3.1.3 mukaan. Kertoimelle $\psi_{h,sp}$ on tässä
käytetty arvoa $\psi_{h,sp} = 1$. Projektion pinta-alat ovat samat kuin kartiomurtokestävyyden
laskennassa käytetyt.

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}; N_{Rk,c}^0) = 380 \text{ kN}$$

Kestävyyteen vaikuttavien kertoimien arvot ovat $\psi_{s,N} = \psi_{re,N} = \psi_{ec,N} = \psi_{h,sp} = 1$, jolloin halkeamismurtokestävyydeksi saadaan:

$$\begin{aligned} N_{Rk,sp} &= N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \\ &= 300 \text{ kN} \cdot \frac{7,4 \text{ cm}^2}{5,8 \text{ cm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \\ &= 380 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betonin paikallista sivustamurtoa ei oleteta tapahtuvan, sillä ankkurointipulttien reunaetäisyys täyttää jokaisessa suunnassa ehdon $c_i > 0,5 h_{ef}$. Vedettyjen ankkurointipulttien määrääväksi kestävyudeksi saadaan eri murtotapojen pienin kestävyys:

$$N_{Rk,i} = \min(N_{Rk,c}; N_{Rk,p}; N_{Rk,sp}) = N_{Rk,c} = 380 \text{ kN}$$

Vedettyjen kannallisten ankkurointipulttien kestävyudet on esitetty kootusti taulukossa D.2. Taulukossa on myös esitetty yhteisvaikutuskestävyyden laskennassa käytetty kestävyys $N_{Rk,min}$.

Taulukko D.2. Vedettyjen ankkurointipulttien kestävyudet.

Murtotapa	Termi	Kestävyys
Kartiomurto	$N_{Rk,c}$ [kN]	380
Ulosvetomurto	$N_{Rk,p}$ [kN]	1618
Halkeamismurto	$N_{Rk,sp}$ [kN]	380
	$N_{Rk,min}$ [kN]	380

Lasketaan seuraavaksi kohdan 7 mukaiset kestävyudet leikkausvaarnan aiheuttamalle betonin murtumiselle koesarjalle BUT. Betonin puristuskestävyys leikkausvaarnan kuormansiirtoalueella kohdan 7.1 mukaisesti:

$$V_{Rk,bl,BUT} = 3,0 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l = 3,0 \cdot 34 \text{ MPa} \cdot 305 \text{ mm} \cdot 38 \text{ mm} = 1182 \text{ kN}$$

Leikkausvaarnan kampeamismurtokestävyys kohdan 7.3 mukaan laskettuna on:

$$V_{Rk,cpl,BUT} = \frac{0,7 N_{Rk,c} \cdot z}{e_v + \frac{d_l}{2}}$$

Leikkausvoiman epäkeskisyytenä käytetään $e_v = t_{pl}/2$ ja momenttivartena käytetään yksinkertaistusta $z = 0,9 \cdot (b_{pl} + s_1)/2$, jolloin kampeamismurtokestävyyden arvoksi saadaan:

$$\begin{aligned}
 V_{RK,cpl,BUT} &= \frac{0,7 N_{RK,c} \cdot 0,9 \cdot (b_{pl} + s_1)/2}{\frac{t_{pl}}{2} + \frac{d_l}{2}} \\
 &= \frac{0,7 \cdot 380 \text{ kN} \cdot 0,9 \cdot (305 \text{ mm} + 203 \text{ mm})/2}{\frac{38 \text{ mm}}{2} + \frac{38 \text{ mm}}{2}} = 1599 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rotzin ja Reifscheiderin [33] tekemissä kokeissa ei havaittu reunamurtoa, joten jätetään reunamurron tarkastelu myös tästä pois. Lasketaan seuraavaksi vastaavat kestävydet koesarjalle CUT. Betonin puristuskestävyys leikkausvaarnan kuormansiirtoalueella kohdan 7.1 mukaisesti:

$$V_{RK,bl,CUT} = 3,0 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l = 3,0 \cdot 34 \text{ MPa} \cdot 152 \text{ mm} \cdot 38 \text{ mm} = 589 \text{ kN}$$

Leikkausvaarnan kampeamismurto lasketaan kohdan 7.3 mukaan:

$$\begin{aligned}
 V_{RK,cpl,CUT} &= \frac{0,7 N_{RK,c} \cdot 0,9 \cdot (b_{pl} + s_1)/2}{\frac{t_{pl}}{2} + \frac{d_l}{2}} \\
 &= \frac{0,7 \cdot 379,6 \text{ kN} \cdot 0,9 \cdot (305 \text{ mm} + 203 \text{ mm})/2}{\frac{38 \text{ mm}}{2} + \frac{38 \text{ mm}}{2}} = 1599 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lasketaan vielä vastaavat kestävydet koesarjalle DUT. Betonin puristuskestävyys leikkausvaarnan kuormansiirtoalueella kohdan 7.1 mukaisesti:

$$\begin{aligned}
 V_{RK,bl,DUT} &= 3,0 \cdot f_{ck} \cdot b_l \cdot d_l = 3,0 \cdot 34 \text{ MPa} \cdot 305 \text{ mm} \cdot 64 \text{ mm} \\
 &= 1991 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Leikkausvaarnan kampeamismurto lasketaan kohdan 7.3 mukaan kaavalla

$$\begin{aligned}
 V_{RK,cpl,DUT} &= \frac{0,7 N_{RK,c} \cdot 0,9 \cdot (b_{pl} + s_1)/2}{\frac{t_{pl}}{2} + \frac{d_l}{2}} \\
 &= \frac{0,7 \cdot 380 \text{ kN} \cdot 0,9 \cdot (305 \text{ mm} + 203 \text{ mm})/2}{\frac{38 \text{ mm}}{2} + \frac{64 \text{ mm}}{2}} \\
 &= 1191 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kestävydet leikkausvaarnalla siirretyn leikkausvoiman aiheuttamille betonin murtotavoille on koottu koesarjoittaan taulukkoon D.2. Taulukossa on myös esitetty yhteisvaikutuskestävyyden laskennassa käytetty kestävyys $V_{RK,min}$.

Taulukko D.2. Kohdassa 7 ehdotetun laskentamenetelmän mukaiset kestävyysarvot leikkausvaaran eri murtotavoille. Kestävyysarvot on laskettu Rotzin ja Reifscheiderin [33] kokeissa tekemille koesarjoille.

Murtotapa	Koesarja:	BUT	CUT	DUT
Betonin puristusmurtokestävyys	$V_{Rk,bl}$ [kN]	1182	589	1991
Kampeamismurtokestävyys	$V_{Rk,cpl}$ [kN]	1599	1599	1191
	$V_{Rk,min}$ [kN]	1182	589	1191

Taulukossa D.3. on esitetty Rotzin ja Reifscheiderin [33] kokeiden tulokset sekä laskettu niiden yhteisvaikutuskestävyys kohdan 8.1 mukaan. Yhteisvaikutuskestävyys on laskettu käyttäen taulukoiden D.1. ja D.2. pienimpiä kestävyysarvoja.

Taulukko D.3. Kokeissa mitatut kestävyysarvot sekä niiden yhteisvaikutuskestävyys.

Koesarja	BUT1	BUT2	BUT3	BUT4	CUT1	CUT2	DUT1	DUT2	DUT3
V_{test} [kN]	0,0	85,0	275,8	335,8	0,0	234,0	0,0	234,0	354,5
N_{test} [kN]	1116,5	889,6	556,0	224,2	774,0	387,9	1512	1059	449
$V_{Rk,min}$ [kN]	1182	1182	1182	1182	589	589	1191	1191	1191
$N_{Rk,min}$ [kN]	380	380	380	380	380	380	380	380	380
$V_{test}/V_{Rk,min}$	0,94	0,75	0,47	0,19	1,31	0,66	1,27	0,89	0,38
$N_{test}/N_{Rk,min}$	0,00	0,22	0,73	0,88	0,00	0,62	0,00	0,62	0,93
Yhteisvaikutus	0,92	0,76	0,94	0,91	1,51	1,02	1,43	1,32	1,13