

Mari Törrö

VESITIIVIIN PAALULAATAN SUUNNITTELU

VESITIIVIIN PAALULAATAN SUUNNITTELU

Mari Törrö
Opinnäytetyö
Kevät 2017
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, rakennesuunnittelu

Tekijä: Mari Törrö
Opinnäytetyön nimi: Vesitiiviin paalulaatan suunnittelu
Työn ohjaaja: Antti Ukonmaanaho
Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: Kevät 2017 Sivumäärä: 51 + 1 liite

Paalulaattojen käyttö talonrakennuksen perustamistapana yleistyy jatkuvasti. Paalulaatta sopii perustamistapana huonosti kantaville maille ja on hyvä vaihtoehto, kun muut perustamismenetelmät tulisivat liian kalliiksi. Rakennettaessa pohjaveden pinnan alapuolelle vaaditaan paalulaatalta myös vedenpitävyyttä.

Opinnäytetyön aiheena oli vesitiiviin paalulaatan suunnittelu talonrakennuksessa. Työn tavoitteena oli selvittää ja koota yhteen vesitiiviin paalulaatan suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä sekä havainnollistaa mitoitusprosessin kulkua. Työssä mitoitettiin esimerkkirakenne, jotta mitoituksen teoriaa saatiin havainnollistettua käytäntöön.

Opinnäytetyössä selvitettiin vesitiiviiden asettamia vaatimuksia betonirakenteelle ja pitkäaikaisvaikutusten huomioon ottamista suunnittelussa. Työssä perehdyttiin erilaisiin paalulaatan rakenneanalyysimenetelmiin sekä mitoitukseen murto- ja käyttörajatilassa. Aineistona käytettiin eurokoodeja sekä näihin pohjautuvia ohjeita ja kirjallisuutta.

Työssä kävi ilmi, että vesitiiviin paalulaatan suunnittelu on erittäin vaativaa, ja siinä tulee ottaa huomioon monia eri tekijöitä. Vesitiiviys luo rakenteelle oman vaatimuksensa halkeamaleveyden hallintaan. Vesitiiviiden paalulaattojen suunnitteluun liittyvillä pitkäaikaisvaikutuksilla, eli virumalla ja kutistumalla sekä lämmön kehitymisellä on merkittävä vaikutus mitoituksessa, ja ne tulee ottaa aina huomioon.

Asiasanat: betonirakenteet, paalulaatta, vesitiiviys

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Civil Engineering, Structural Engineering

Author: Mari Törrö

Title of thesis: Design of Water Tight Pile Slab

Supervisor: Antti Ukonmaanaho

Term and year when the thesis was submitted: Spring 2017 Pages: 51 + 1
appendix

Using pile slabs as a way of foundation in construction engineering is becoming more and more common. The pile slab is suitable for soil with poor load-bearing capacity and it is a good alternative when other ways of foundation are too expensive. When constructing underneath of the water table, there are water tightness requirements concerning the pile slab.

The theme of this thesis was designing of a water tight pile slab in construction engineering. The objective was to find out and gather different factors that affect designing of water tight pile slab and illustrate the course of the designing process. A design of an example structure is part of this thesis and it helps to bring the theory in practice.

The thesis was carried out by finding out the requirements of a water tight concrete structure and the long-term effects in designing. In the research, different structural analysis methods of pile slabs were familiarized with. Also design in ultimate limit states and serviceability limit states were studied. Eurocodes, directions and literature based on Eurocodes were used as a background knowledge.

In this research, it came out that the design of water tight pile slab is very demanding and many different factors will have to be taken into account. Water tightness creates demands to control the crack width. The long-term effects creeping, shrinkage and temperature changes that are linked to the design of a water tight pile slab have a significant impact in design and those factors will always have to be taken into consideration.

Keywords: concrete structures, pile slab, water tightness

SISÄLLYS

1 JOHDANTO	6
2 PAALULAATAN KÄYTTÖ TALONRAKENTAMISESSA	7
2.1 Valinnan syitä	7
2.2 Esimerkkejä erilaisista rakennetyypeistä	8
3 VESITIIVIYS	10
3.1 Tiiviysluokat	10
3.2 Rasitusluokat	11
3.3 Betonipeite	12
3.4 Halkeilun hallinta	13
4 KUORMITUKSET	15
4.1 Vedenpaine	15
4.2 Pakkovoimat	16
4.2.1 Kutistuma	16
4.2.2 Viruma	17
4.2.3 Lämpötilan muutokset	20
5 PAALULAATAN MITOITUS	22
5.1 Rakenneanalyysi	22
5.1.1 Kaistamenetelmä	23
5.1.2 Myötöviivamenetelmä	25
5.1.3 FEM-menetelmä	28
5.2 Rakenteen mitoitus murtorajatilassa	30
5.2.1 Taivutus	31
5.2.2 Lävistys	33
5.3 Rakenteen mitoitus käyttörajatilassa	38
5.3.1 Halkeamaleveyden rajoittaminen	38
5.3.2 Taipuman rajoittaminen	41
6 ESIMERKKIRAKENTEEN TARKASTELU	45
6.1 Kuvaus rakenteesta	45
6.2 Analyysi	46
6.3 Mitoitus	46
7 YHTEENVETO	48

1 JOHDANTO

Paalulaatta on teräsbetoninen maata vasten valettava laatta, jota käytetään vaikeissa pohjaolosuhteissa, kun vaihtoehtoiset perustamismenetelmät olisivat teknisesti riittämättömiä tai tulisivat liian kalliiksi. Vesitiivyyttä paalulaatalta vaaditaan, kun perustamistaso on pohjaveden pinnan alapuolella. Pohjaveden pinnan alapuolelle rakentaminen ja vesitiiviit rakenteet yleistyvät jatkuvasti. Vesitiiviiden rakenteiden suunnittelu luokitellaan erityisen vaativaksi.

Opinnäytetyön tarkoituksena oli selvittää, miten paalulaatan mitoitus ja rakenneanalyysi tapahtuvat, sekä mitä asioita rakenteen vesitiivyyden kannalta tulee ottaa mitoituksessa huomioon. Tavoitteena oli koota yhteen suunnittelussa huomioitavat tekijät, pitkäaikaisvaikutukset ja vesitiivisyysvaatimusten vaikutus rakenteen mitoitukseen.

Opinnäytetyössä perehdyttiin aiheesta kertovaan kirjallisuuteen, standardeihin, määräyksiin ja ohjeisiin. Näiden perusteella käsiteltiin paalulaatan rakenneanalyysiin ja mitoitukseen sekä vesitiivyyteen liittyvät asiat. Opinnäytetyössä esitettiin, mille vaatimuksille vesitiivis paalulaatta mitoitetaan, ja havainnollistettiin tätä mitoittamalla esimerkkirakenne manuaalisesti.

Vesitiiviiden paalulaattojen suunnittelua varten ei ole olemassa kattavaa suunnitteluohjetta. Paalulaattojen suunnittelua käsitellään ohjeissa usein vain teiden rakentamisen, ei talonrakennuksen kannalta. Tässä opinnäytetyössä paalulaatan suunnittelua käsiteltiin talonrakennuksen kannalta. Työssä ei käsitelty paksumuksilla vahvistettuja laattoja tai anturoita eikä paalujen mitoitusta. Vesitiivyyden vaatimuksia tarkasteltiin suunnittelun kannalta, eikä niiden työmaateknistä toteutusta käydä läpi. Vesitiivyyteen liittyvät olennaisesti myös betonin valinta, vesitiiviit saumat ja liittyvien rakenteiden, kuten seinien vesitiivisyys, mutta ne rajattiin työn ulkopuolelle.

2 PAALULAATAN KÄYTTÖ TALONRAKENTAMISESSA

Paalulaatta on paaluille perustettu, yhtenäinen maata vasten valettava laatta. Paalulaatat mitoitetaan kantavina teräsbetonirakenteina, eikä mitoituksessa huomioida maapohjan kuormankantokykyä. (1, s. 11; 2, s. 12)

Tavallisimmin käytettyjä paalulaattatyyppejä ovat tasapaksu laatta, sienilaatta ja palkkilaatta. Laattatyypin valintaan vaikuttavat laatan massoihin liittyvät kustannukset, laatan muoto, alustatyön vaikeus, laatan muotitustarve, raudoitustyön vaikeus ja varautuminen paalujen epätasaisiin painumiin. Paalulaatta olisi suositeltavaa valaa yhtenä valuna. Jos valu joudutaan tekemään osissa, on varmistettava, että laatan eri osat toimivat liittorakenteena. (2, s. 13-15)

Tasapaksu laatta on paalulaattatyypeistä rakentamisen kannalta yksinkertaisin, joten se nopeuttaa rakentamista. Poikkileikkaukseltaan se on massiivisempi kuin muut laattatyypit ja se sallii paremmin poikkeamia paalujen sijainnissa. (2, s. 13)

Tavanomaisessa talonrakentamisessa teräsbetoniset lyöntipaalut ovat yleisiä ja paalujen käyttö ylipäätään yleistyy jatkuvasti. Paalujen ansioista pystytään rakentamaan kaupunkien ja taajamien heikkopohjaisillekin alueille, joita on aikaisemmin vältelty, mutta jotka ovat sijainniltaan haluttuja. Teollisuus- ja liikeraennuskohteissa käytetään enimmäkseen isoja paaluja ja asuintalokohteissa pienet paalut ovat yleisempiä. (3, s. 52-53)

Paalulaattaa mitoitettaessa tulee tarkastaa murtorajatilassa taivutus ja läpileikkautuminen sekä käyttörajatilassa halkeamaleveys ja taipuma. Myös paalulaattaan vaakakuormista aiheutuva vetovoima tulee ottaa huomioon murtorajatilassa käyttörajatilamitoituksessa. (2, s. 38)

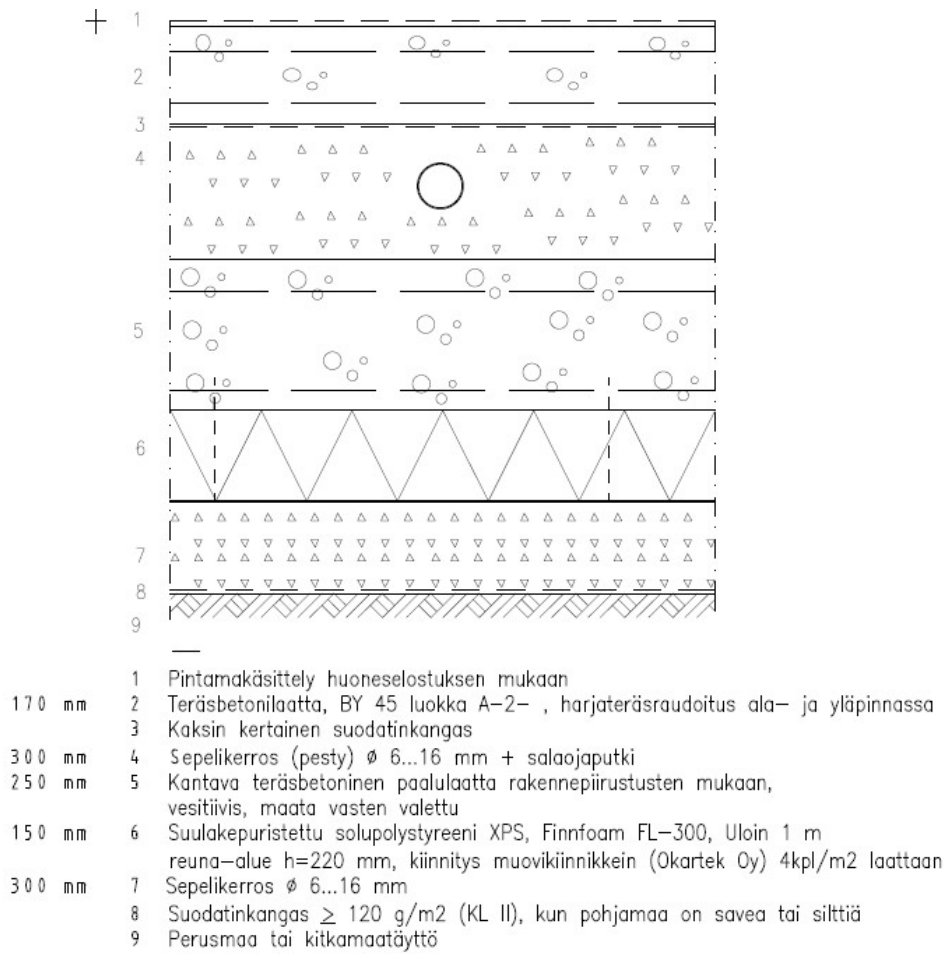
2.1 Valinnan syitä

Paalulaattarakennetta käytetään vaikeissa pohjaolosuhteissa, kun vaihtoehtoiset perustamismenetelmät olisivat teknisesti riittämättömiä tai tulisivat taloudellisesti liian kalliiksi. Paalulaatta soveltuu käytettäväksi esimerkiksi syvillä, peh-

meillä pehmeiköillä, joissa massanvaihtoa ei pystytä tekemään ympäristövaikutusten vuoksi tai korkeilla, pehmeän maaperän pehmeiköillä, joiden stabiliteetti ja tavoitepainuma on haasteellista muuten saavuttaa. (2, s. 12)

2.2 Esimerkkejä erilaisista rakennetyypeistä

Kuvassa 1 on esitetty esimerkkirakennetyyppi, jossa on kantava, vesitiivis maanvastainen betonilaatta-alapohja, sepelikerros ja kansilaatta.

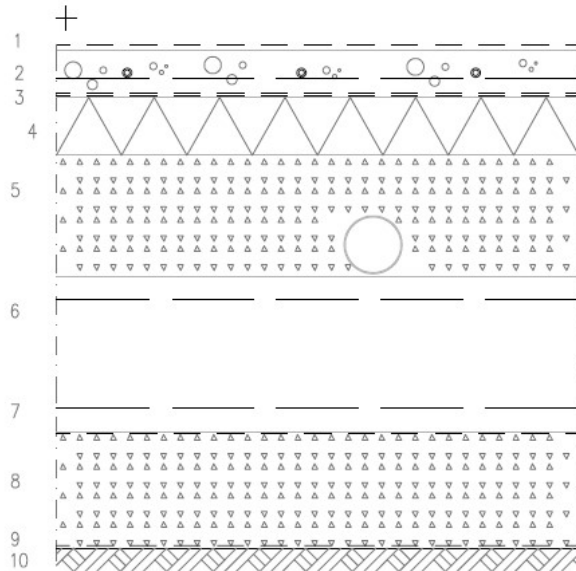


TOTEUTUS- JA SUUNNITTELUOHJEET:

- humusmaa poistetaan ennen sepelikerroksen asennusta
- laatan kutistumissaumat ja liittymät pystyrakenteisiin rakennepiirustusten mukaan
- pintalaatan liittymät pystyrakenteisiin sekä lävistykset tiivistetään tiivistyskaistoin ja läpivientilapoin rakennedetailjiirustusten mukaan.
- sepelikerrokseen asennetaan salaojaputkisto ja koneellinen tuuletus rakenteen kuivattamiseksi ja tuulettamiseksi rakenne- ja LVI-suunnitelmien mukaan.
- Salaojaputkisto liitetään poistohormiin
- katastrofitilanteiden varalta, tekniikkakanaalissa on pumppusyvennykset

KUVA 1. Esimerkkirakennetyyppi (4.)

Kuvassa 2 on esitetty toinen esimerkkirakennetyyppi, jossa on vesitiivis, paikalla valettu teräsbetoni-laatta, solupolystyreenieriste ja kelluva teräsbetoninen pinta-laatta.



10 mm	1	Pintamateriaali ja -käsittely huoneselityksen mukaan
80 mm	2	Teräsbetoni-laatta, BY 45 luokka A-4-30, keskeinen rauditus: 6-150 B 500 K
	3	Suodatinkangas, käyttöluokka N2
100 mm	4	EPS Lattia 100, pontatut saumat
310 mm	5	Pesty sepeli #6-16, tiivistetty, kuivatus salaojilla pumppaamoon
300 mm	6	Vesitiivis paikalla valettu teräsbetoni-laatta C35/45, XC2, XS2, XA2, luokka C-4-45
≥ 1200 mm	7	Suodatinkangas, käyttöluokka N2
≥ 300 mm	8	Salaojituseros, sepeli Ø 6...32 mm
	9	Suodatinkangas, käyttöluokka N2
	10	Perusmaa, mahdollisten pilaantuneiden aineiden poisto erillisen suunnitelman mukaan

TOTEUTUS- JA SUUNNITTELUOHJEET:

- humusmaa poistetaan ennen sepelikerroksen asennusta
- pintalaatan kutistumissaumat ja liittymät pystyrakenteisiin rakennepiirustusten mukaan
- pintalaatta pintarakenteineen irroitetaan joustavalla rakenteella ympäröivistä seinistä ja muista kantavista rakenteista, LVI-laitteista ja putkista
- pohjalaatan työsaumat ja liikuntasaumaa tiivistetään liikunta- ja työsaumanauhoin
- alapohjalaatan vesitiivisyys varmistetaan lisäainein erillisen ohjeen mukaan, ks. Perustusten työselitys
- kantavan laatan päälle salaojitus mahdollisia vuotovesiä varten

KUVA 2. Esimerkkirakennetyyppi (4.)

3 VESITIIVIYS

Vesitiiviillä betonilla tarkoitetaan betonia, josta vesi ei pääse läpi. Vesitiiviin betonin huokosrakenteen tulee olla epäyhtenäinen eli huokosista ei muodostu yhtenäistä verkkoa, jota pitkin vesi pääsee kulkemaan. Vesitiiviin betonirakenteen halkeilua tulee rajoittaa, mikä saavutetaan rakennekokonaisuuden vetorasitusten hallinnalla. Betonimassassa tulee olla riittävästi hienoainesta, jotta betonista saadaan vesitiivistä. Suuri vesimäärä ja pieni sementtimäärä heikentävät betonin vesitiiviyttä. (5, s. 10)

Betonin vesitiiviys kuvaa sitä, miten hyvin betoni pitää vettä eli vastustaa veden läpikulkua, kun siihen kohdistuu vedenpaine. Betonin vesitiiviys testataan standardin SFS-EN 12390-8 mukaisesti. Testauskappaleena käytetään betonilieriötä, jonka halkaisija on 150 mm ja korkeus 300 mm. Kappale altistetaan 1,0 MPa eli 10 bar paineen alaiseksi 24 tunniksi. Paineellisen veden tunkeutumasyvyys saa olla enintään 100 mm, jotta betoni on vesitiivistä. Elleivät vesitiiveysvaatimukset täyty, tulee betonikoostumusta muuttaa ja ennakkokoe uusia. (6, s. 97; 7, s. 4; 5, s. 10)

3.1 Tiiviysluokat

Vesitiiviit rakenteet luokitetaan niiden odotetun vuodon eston mukaan. Taulukossa 1 on esitetty tiiviysluokat ja niiden vaatimukset. Rakenneosan luokituksen perusteella valitaan sitä koskevat halkeilurajat. Kun rakenteelta vaaditaan vesitiiviyttä, se kuuluu tiiviysluokkaan 3. (8, s. 10)

TAULUKKO 1. Tiiviysluokitus (8, s.10)

Tiiviysluokka	Vuotoa koskevat vaatimukset
0	Tietty vuodon määrä on hyväksyttävä tai nesteiden vuodolla ei ole merkitystä.
1	Vuoto rajoitettava pieneen määrään. Tietty pinnan tahriutuminen tai kosteat laikut hyväksyttäviä.
2	Vuoto minimaalista. Tahriutuminen ei saa heikentää ulkonäköä.
3	Vuotoa ei sallita ollenkaan.

Vesitiiviille rakenteelle suositeltava halkeamaleveyden arvo w_{k1} määritetään hydrostaattisen painekorkeuden h_D suhteena rakenteen paksuuteen h .

Kun $h_D / h \leq 5$, $w_{k1} = 0,2$ mm

Kun $h_D / h \geq 35$, $w_{k1} = 0,05$ mm

Halkeamaleveyden arvo voidaan tarvittaessa interpoloida lineaarisesti arvojen 0,2 mm ja 0,05 mm väliltä. Kun halkeamaleveyttä rajoitetaan näiden arvojen mukaisesti, halkeamat tiivistyvät itsestään suhteellisen lyhyessä ajassa. (8, s. 10)

3.2 Rasitusluokat

Rasitusluokkien valinta kuuluu rakenteen käyttöäsuunnitteluun. Rasitusluokan määrittämiseen vaikuttavat ympäristön rasitukset ja olosuhteet, joita rakenne joutuu kestäämään. Rakenne voi kuulua useampaan rasitusluokkaan. Rasitusluokkia on 18 ja ne jaetaan rasituksen tyypin mukaisesti viiteen osaan. Taulukossa 2 on esitetty rasitusluokat ja niitä vastaavat ympäristön kuvaukset. (9, s. 7, 11)

TAULUKKO 2. Rasitusluokat (9, s. 7, 11–22)

Luokka	Ympäristön kuvaus
Ei korroosion tai syöpymisrasituksen riskiä	
X0	Kuiva, ei altistusta pakkasrasitukselle
Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio	
XC1	Kuiva tai jatkuvasti märkä
XC2	Kostea, harvoin kuiva
XC3	Kohtalaisen kostea
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat
Kloridien aiheuttama korroosio	
XD1	Kohtalaisen kostea, kloridi muualta kuin merivedestä
XD2	Kostea, harvoin kuiva, kloridi muualta kuin merivedestä
XD3	Kostea ja kuiva vaihtelevat, kloridi muualta kuin merivedestä
XS1	Rasitus tuulen mukana merestä tulevista klorideista, ei suoraa kosketusta veteen

XS2	Meriveden alla
XS3	Vesirajassa ja roiskevyöhykkeellä
Jäätymis-sulamisrasitus	
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
Kemiallinen rasitus	
XA1	Kemiallisesti heikosti aggressiivinen ympäristö
XA2	Kemiallisesti kohtalaisesti aggressiivinen ympäristö
XA3	Kemiallisesti voimakkaasti aggressiivinen ympäristö

3.3 Betonipeite

Betonipeite on betonin pinnan ja sitä lähimpänä olevan raudituksen välinen etäisyys. Betonipeite suojaa betoniteräksiä korroosiota vastaan ja varmistaa tartuntavoimien siirtymisen. Betonipeitteen nimellisarvo on vähimmäisarvon ja sallitun mittapoikkeaman summa. (Kaava 1). Betonipeitteen vähimmäisarvo voidaan määrittää taulukon 3 avulla. Sallittu mittapoikkeama on yleensä 10 mm. (9, s. 26; 10, s. 49)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

KAAVA 1

c_{nom} = betonipeitteen nimellisarvo (mm)

c_{min} = betonipeitteen vähimmäisarvo (mm)

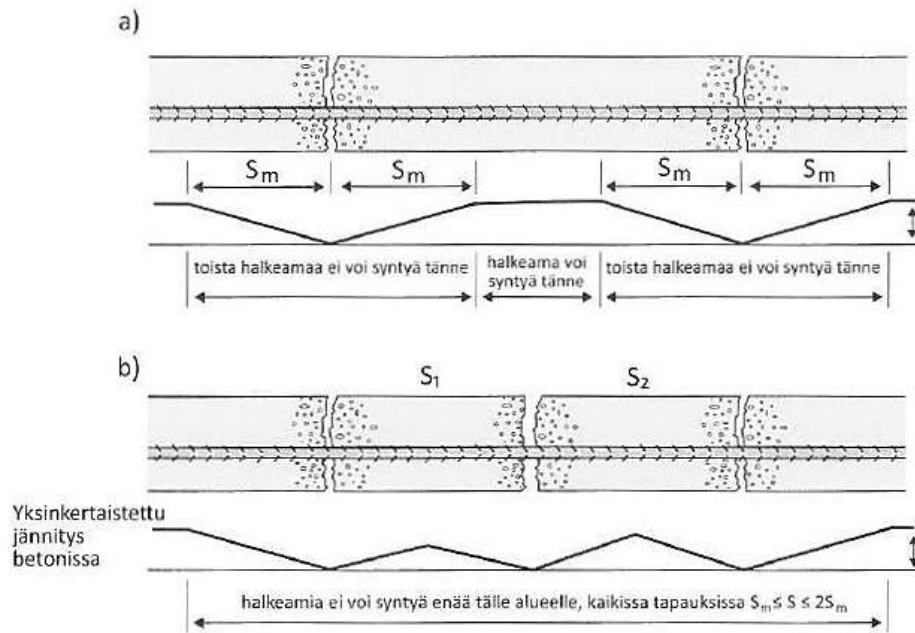
Δc_{dev} = sallittu mittapoikkeama (mm)

TAULUKKO 3. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset, kun suunniteltu käyttöikä on 50 tai 100 vuotta (11, s. 17)

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm) eri ympäristöolosuhteissa							
Kriteeri	Rasitusluokka						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Betonipeitteen vähimmäisarvo	10	10	20	25	30	35	40
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5

3.4 Halkeilun hallinta

Betonille ja betonirakenteille halkeilu on tyypillistä. Rakenteeseen syntyy halkeamia, kun betonin vetolujuus ylittyy. Kuvassa 3 on esitetty halkeamien syntymekanismi raudoitettussa betonissa. Halkeilua voi tapahtua pian valun jälkeen, mutta myös useiden vuosien päästä. Kovettumisvaiheessa betonin lämpötilaerot, plastinen kutistuminen ja kuivumiskutistuminen voivat aiheuttaa halkeamien syntymistä. Kovettumisen jälkeen halkeamia voivat aiheuttaa ympäristön suuret lämpötilamuutokset, lämpötilaerot rakenteen poikkileikkauksessa, epätasainen kuormitus tai rakenteen epätasainen painuminen. (12, s. 92–93, 95)



KUVA 3. Halkeamien syntymekanismi raudoitettussa betonissa, S_m on minimi-halkeamaväli (13, s. 45)

Betonilla on pieni vetolujuus, joten halkeilua ei voida täysin estää. Halkeamat huonontavat betonin laatua, sillä ne lisäävät betonin läpäisevyyttä. Kun betonin läpäisevyys kasvaa, samalla heikkenee sen vesitiiviys. Suunnitteluvaiheessa on huolehdittava siitä, että halkeamaväli ja halkeamaleveys ovat tarpeeksi pieniä. Halkeilun rajoittamisessa keskeistä on rakenteen oikeanlainen suunnittelu ja sopivan betonin koostumuksen valinta. (14, s. 350; 12, s. 92)

4 KUORMITUKSET

4.1 Vedenpaine

Pohjavedenpaine aiheuttaa vedenpaineen rakenteeseen. (Kuva 4). Hydrostaattisella paineella tarkoitetaan nesteessä vallitsevaa sen oman painovoiman aiheuttamaa painetta. (Kaava 2). Rakenne mitoitetaan vedenpainetta vastaan korkeimman esiintyvän tai oletetun vedenpinnan korkeuden aiheuttaman hydrostaattisen paineen mukaisesti. (5, s. 1-2)

$$p = \rho gh$$

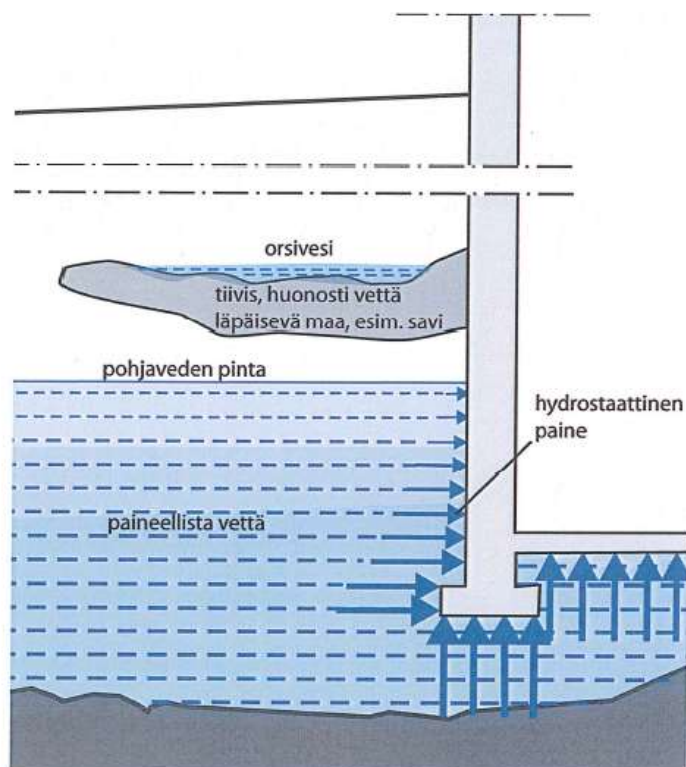
KAAVA 2

p = hydrostaattinen paine (kN/m²)

ρ = nesteen tiheys (kg/m³)

g = putoamiskiihtyvyyys, 9,81 (m/s²)

h = nesteen korkeus (m)



KUVA 4. Vedenpaineen aiheuttama rasitus rakenteeseen (5, s. 1)

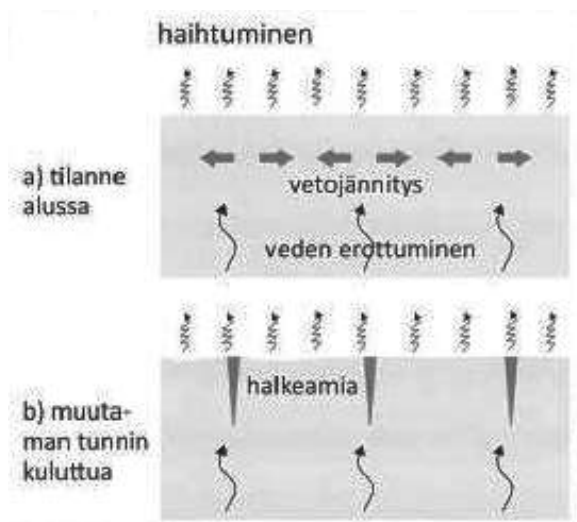
4.2 Pakkovoimat

Pakkovoimia betonirakenteisiin aiheuttavat esimerkiksi kutistuminen, viruminen, lämpötilan muutokset ja lämpötilaerot rakenteessa. Pakkovoimat otetaan huomioon käyttörajatilamitoituksessa ja tarvittaessa selvitetään niiden vaikutus voimasuureisiin ja muodonmuutoksiin murtorajatilassa. (15, s. 19)

4.2.1 Kutistuma

Kutistuma on veden haihtumista betonista. Varhaisvaiheessa tapahtuvaa kutistumaa sanotaan plastiseksi kutistumaksi ja kovettuneessa betonissa tapahtuvaa kutistumaa kuivumiskutistumaksi. Varhaisvaiheessa ja kovettumisvaiheessa tapahtuvaa kemiallisten reaktioiden aiheuttamaa kutistumaa sanotaan autogeeniseksi kutistumaksi. (13, s. 13; 12, s. 92)

Plastinen kutistuma tarkoittaa betonimassan kutistumista vaakatasossa, eli betonin tilavuuden muutosta. Plastinen kutistuminen johtuu veden liian nopeasta haihtumisesta betonipinnasta. (Kuva 5). Veden haihtuessa betonipinnasta, pinnan lähellä olevien pienien hiukkasten välille muodostuu kaarevia vesipintoja. Veden pintajännitys ja veden sekä sementtipartikkeleiden välinen vetovoima aiheuttavat pintaan kalvojännitystilän. Kalvojännitystilän aiheuttamat vetovoimat saavat betonin kutistumaan. (13, s. 15)



KUVA 5. Plastisen kutistuman syntymekanismi (13, s. 15)

Betonireseptillä voidaan vaikuttaa jonkin verran plastiseen kutistumaan ja halkeiluun. Tärkeintä plastisen kutistuman ja halkeilun hallinnassa on avoimen betonipinnan suojaaminen. Peittämällä estetään veden haihtumista betonista ja turvataan betonin lämpötila. Peittämisen laajuus tulee tehdä valutilanteen lämpötila huomioiden. (13, s. 18)

Kovettunut betoni kutistuu kuivuessaan ja puolestaan laajenee kostuessaan. Kuivumiskutistuminen johtuu kuivumisen aiheuttamista jännityksistä betonissa olevassa vedessä. Jännitykset imevät vettä pois geelihuokosista, jolloin niiden välit ja geeli kutistuvat aiheuttaen samalla betonin tilavuuden muutoksen eli kutistumisen. (12, s. 90)

Betonin koostumus, ympäristöolosuhteet ja rakenteen paksuus vaikuttavat kuivumiskutistumisen suuruuteen. Betonimassan veden määrä vaikuttaa ratkaisevasti kutistuman suuruuteen. Kutistuma on sitä suurempi, mitä enemmän betonimassassa on vettä ja sementtiliimaa. Kutistumaa suurentavat myös hienoainesmäärän, eli sementin ja fillerin lisääminen, betonin huokostaminen, ympäristön kuivuus sekä kevytsoran, masuunikuonan ja joidenkin notkistimien käyttö. (12, s. 90)

Betonissa tapahtuva sementin ja veden hydraatioreaktio aiheuttaa betoniin tilavuuden muutoksen, minkä seurauksena betoniin syntyy vetojännityksiä ja betoni kutistuu. Tätä betonin hydraloitumisen alkuvaiheessa tapahtuvaa kutistumaa kutsutaan autogeeniseksi kutistumiseksi. (13, s. 19)

Autogeeniseen kutistumaan voidaan vaikuttaa betonin koostumuksella. Kun veden ja sementin määrä pidetään kohtuullisena, rajoitetaan vesi-sementtisuhdetta ja kiviaineen määrä pidetään mahdollisimman suurena, saadaan autogeenistä kutistumaa rajoitettua. Myös tehokas jälkihoito sekä kutistumaa kompensoivat lisäaineet ja sisäiset jälkihoitoaineet ovat keinoja rajoittaa autogeenistä kutistumaa. (13, s. 20)

4.2.2 Viruma

Viruma on betonissa tapahtuva muodonmuutos, joka tapahtuu pitkällä aikavälillä kuormituksen seurauksena. Muodonmuutos on kokoonpuristumista tai veny-

mistä. Käytännössä se tarkoittaa, että rakenteen taipuma lisääntyy vähitellen ajan kuluessa. (13, s. 22; 1, s. 149)

Sementtigeelin tiivistyessä geelihuokosissa oleva vesi virtaa kuormituksen aiheuttaman paineen vaikutuksesta pois huokosista, mistä aiheutuu virumista. Vaikka vesi imeytyy takaisin geelihuokosiin, muodonmuutos ei palaudu kokonaan sementtigeelin tiivistymisen vuoksi. (12, s. 88)

Virumaan vaikuttavat betonin ikä kuormitushetkellä, betonin lujuusluokka, ympäristön kosteus, rakenteen mitat, kuormituksen aiheuttama jännitystaso ja kuormituksen kesto. Kaikkien jännitystapausten (puristus, veto, taivutus, leikkaus, vääntö) yhteydessä esiintyy virumista ja sillä on huomattava vaikutus kokonaismuodonmuutokseen. (12, s. 88)

Virumista lisäävät kapillaarihuokoisuuden lisääntyminen, vesi/sementti-suhteen kasvaminen, kuiva ympäristö, kappaleen ohuus, hydraloituneen sementtiliiman määrän lisääntyminen ja kiviaineksen pehmeys. Viruminen on sitä suurempaa, mitä aikaisemmassa vaiheessa betonia aletaan kuormittaa. (14, s. 44)

Vetoviruma vaikuttaa merkittävästi betonin halkeilun hallintaan. Viruminen on hidasta, joten myös kuivumisen tulisi olla hidasta, jotta viruman vaikutuksesta tapahtuva murtovenymä ehtii kasvaa. Betonin muodonmuutoskapasiteetin eli murtovenymän tulisi olla mahdollisimman suuri halkeilun hallinnan kannalta. Murtovenymän suuruutta kasvattaa kutistumisen tapahtuminen hitaasti. Kun kutistuminen tapahtuu hitaasti, vetojännitys kasvaa hitaasti ja viruman vaikutus pienentää jännitystä. Hitailta ja rauhallisilla muodonmuutoksilla pystytään estämään vetoviruman kutistuman aiheuttamaa halkeilua. (1, s. 149)

Rakennetta suunniteltaessa viruma otetaan huomioon käyttörajatilatarkasteluis-
sa. Virumaluvun φ avulla määritetään virumasta aiheutuva muodonmuutos. Virumamuodonmuutos lasketaan kaavalla 3. (16, s. 203; 13, s. 23; 10 s. 197)

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \text{KAAVA 3}$$

$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ = virumamuodonmuutos

E_c = tangentialmoduuli, jolle voidaan käyttää arvoa $1,5E_{cm}$ (MPa)

σ_c = puristava vakiojännitys (MPa)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{KAAVA 4}$$

$\varphi(t, t_0)$ = virumaluku

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{KAAVA 5}$$

φ_0 = nimellinen virumaluku

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 6}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2, \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 7}$$

φ_{RH} = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

RH = ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \text{KAAVA 8}$$

$\beta(f_{cm})$ = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

f_{cm} = betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä (MPa)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad \text{KAAVA 9}$$

$\beta(t_0)$ = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisaian vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad \text{KAAVA 10}$$

h_0 = poikkileikkauksen muunnettu paksuus (mm)

A_c = poikkileikkauksen pinta-ala (mm²)

u = haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa (mm)

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad \text{KAAVA 11}$$

$\beta_c(t, t_0)$ = kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen

t = betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

t_0 = betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa

$t - t_0$ = kuormittumisen kesto vuorokausina

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3, \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \quad \text{KAAVA 12}$$

β_H = kerroin, joka riippuu suhteellisesta kosteudesta (RH prosentteina) ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \text{KAAVA 13}$$

α_1 = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \text{KAAVA 14}$$

α_2 = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad \text{KAAVA 15}$$

α_3 = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus

RH = suhteellinen kosteus (%)

h_0 = poikkileikkauksen muunnettu paksuus (mm)

4.2.3 Lämpötilan muutokset

Laatan lämpötilaerot ylä- ja alapinnan välillä käyristävät laattaa. Laatan oma paino kuitenkin vastustaa tätä käyristymistä. Laatan kylmällä puolella syntyy taivutusvetojännityksiä ja lämpimällä puolella puristusjännityksiä. Laatan oma paino aiheuttaa momentin laatan nurkka- ja reuna-alueille, mutta se ei välttämättä riitä pitämään laattaa suorana. (1, s. 59)

Sementin kemiallinen koostumus ja hienous vaikuttavat sen lämmönkehitykseen. Sementin hydraatioreaktiosta kehittyy lämpöä samassa suhteessa lujuudenkehityksen kanssa. Hitaat sementit tuottavat vähemmän lämpöä kuin nopeammat. Lämpötilan liiallinen nousu kasvattaa halkeamisriskiä, sillä rakenteen sisäosat lämpenevät enemmän ja jäähtyvät hitaammin kuin rakenteen pintaosat, mikä aiheuttaa halkeilua. Halkeamisriskiä voidaan vähentää käyttämällä seosaineena hitaita sementtejä ja/tai kuonaa, jotka tuottavat vähemmän lämpöä. Rakenteesta voidaan poistaa lämpöä sisäänrakennetulla jäähdytysvesiputkistolla. Suurien lämpötilaerojen syntyminen rakenteeseen voidaan estää lämmittämällä rakennetta ulkoapäin. Betonimassana voidaan myös käyttää mahdollisimman kylmää massaa. (12, s. 56)

Betonimassan tavoitelämpötila on +20 °C, mutta lämpötilan tulisi kuitenkin olla vähintään +15 °C. Jos betonimassan lämpötila laskee alle +15 °C, betonin sitoutuminen ja kovettumisnopeus voivat hidastua liikaa. Betonin lämpötilaa rajoitetaan yleensä tarpeen mukaan massiivisissa rakenteissa ja lämpimissä olosuh-

teissa. Lämpötilaa tulee puolestaan nostaa, jos olosuhteet ovat kylmät. Näin varmistetaan oikeanlainen lujoudenkehitys. (13, s. 11)

5 PAALULAATAN MITOITUS

5.1 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysissä selvitetään rakenteen voimasuurejakautumat kuormien ja rakenteen geometrian avulla. Toisin sanoen selvitetään sellaiset rakenteen kuormituksista aiheutuvat vaikutukset, joiden suhteen mitoitusehtojen toteutuminen on todettava. Tarvittaessa analyysi suoritetaan paikallisesti. Paikallinen tarkastelu voi olla tarpeen esimerkiksi tukien ja pistekuormien läheisyydessä. (17, s. 29; 14, s. 89)

Tasapaksu paalulaatta käsitellään rakenneanalyysissä pilarilaattana. Laamalla tarkoitetaan rakenneosaa, jonka sivumitta on vähintään 5 kertaa laatan kokonaispaksuus. Pilarilaatoiksi määritellään suoraan pilareihin tukeutuvat laatat. Pilarilaatan pilarikaistat toimivat yhteen suuntaan kantavina ja pilarikaistojen väliset laattakentät ristiin kantavina. (10, s. 57, 81, 212; 18, s. 9)

Yhteen suuntaan kantavassa laatussa kuormat siirtyvät yhdelle tai useammalle yhdensuuntaiselle viivamaiselle tuelle. Ristiin kantavassa laatussa kuormat jakautuvat kahteen toisiaan vastaan kohtisuoraan suuntaan. Kuormien jakautuminen eri suuntiin riippuu laatan jännemittojen ja taivutusjäykkyyksien suhteesta. Kuormaa kertyy enemmän laatan lyhyemmälle suunnalle kuin pitemmälle. (18, s. 9)

Jatkuvan laatan analysoinnissa voidaan olettaa tukien toimivan nivelinä eli sallivan vapaan kiertymisen. Tästä johtuen tarkastelumenetelmästä riippumatta tukien keskiöetäisyyteen perustuvan jännemitan perusteella laskettua tukimomentin mitoitusarvoa voidaan pienentää määrällä ΔM_{Ed} , kaavan 16 mukaisesti. (10, s. 59)

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} t}{8}$$

KAAVA 16

ΔM_{Ed} = tukimomentin mitoitusarvon pienennys (Nmm)

$F_{Ed,sup}$ = tukireaktion mitoitusarvo (N)

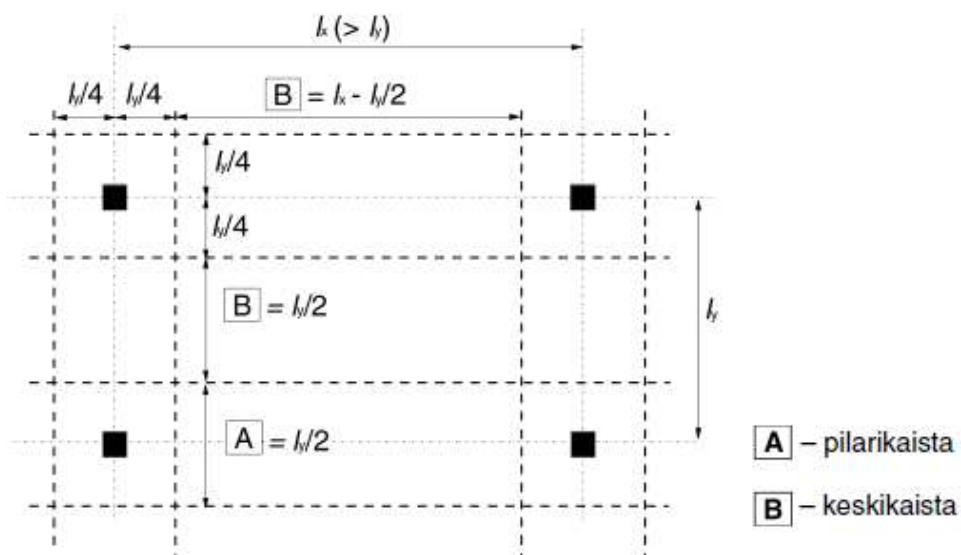
t = tuen leveys jänteen suunnassa (mm)

Pilarilaatan analysointiin voidaan käyttää kaistamenetelmää, myötöviivamenetelmää tai FEM-menetelmää. (19, s. 1)

5.1.1 Kaistamenetelmä

Kaistamenetelmä perustuu plastisuusteorian alarajalauseeseen. Laatta mitoiteetaan siten, ettei murto- / myötöehto ylitä laatan missään kohdassa. Menetelmällä saadaan useita momenttijakautumia, jotka toteuttavat tasapainoehdot ja laatan reunaehdot. Suurimman kuormankantokyvyn antama jakautuma on lähimpänä tarkkaa ratkaisua. (18, s. 23)

Kaistamenetelmässä laatan ajatellaan koostuvan erillisistä, toisiinsa liittyvistä rakenneosista. Laatta jaetaan molemmissa suunnissa pilareiden kautta kulkeviin pilarikaistoihin ja niiden väliin jääviin keskikaistoihin kuvan 6 mukaisesti. Kenttien sivusuhteen tulisi olla välillä $0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,5$. Pilareita ei kannata sijoittaa liian lähelle laatan vapaata reunaa siihen kohdistuvien momenttien vuoksi. Laatan reunan ja pilarin reunan välisen mitan tulisi olla vähintään $2d$. (10, s. 212; 14, s. 148–150)



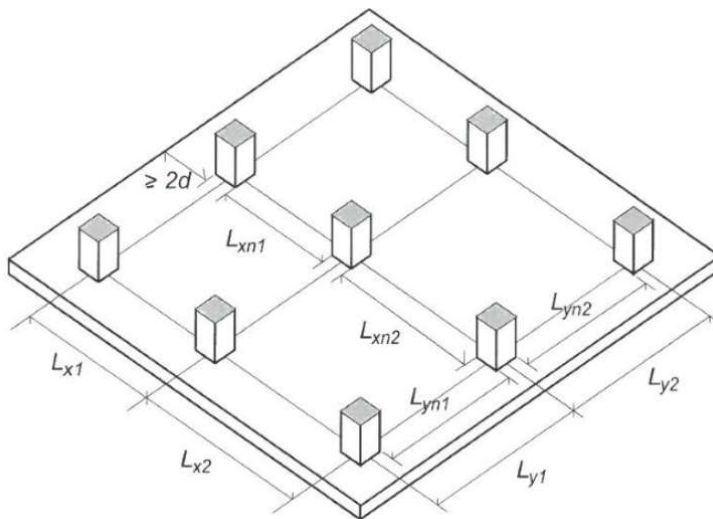
KUVA 6. Pilarilaatan jako kaistoihin (10, s. 212)

Molempien suuntien tukimomenteille pilarien kohdalla valitaan sopivat arvot, jotka ovat lähellä taulukon 4 suositusarvoja. (14, s. 151)

TAULUKKO 4. Suositeltavat tukimomenttien arvot pilarilaatoissa (14, s. 151)

Tarkasteltavan tuen vastakkainen tuki	Tarkasteltavan tuen momentti m_{Ed}
vapaasti tuettu	$-\rho_d L_n^2/10$
jäykästi kiinnitetty	$-\rho_d L_n^2/16$
tukena pilari, jonka yli laatta on jatkuva	$-\rho_d L_n^2/14$
$\rho_d = \rho_{d,max}$ tai $\rho_{d,min}$, $L_n =$ pilareiden vapaa väli L_{nx} tai L_{ny}	

Laatasto jaetaan pilarilinjojen suuntaisilla linjoilla ruutuihin siten, että leikkausvoima linjoilla on nolla eli linjat sijaitsevat oletettujen maksimimomenttien kohdalla. (Kuva 7). Laataston tarkastelu tapahtuu molemmissa suunnissa yhteen suuntaan kantavana rakenteena. Jännemittoina käytetään pilareiden vapaita välejä L_{nx} ja L_{ny} . (14, s. 150)



KUVA 7. Pilarilaataston periaate (14, s. 149)

Leikkausvoiman nollakohdat lasketaan tukimomenttien perusteella molemmissa suunnissa. Leikkausvoiman nollakohdan etäisyys x_0 tuelta x-suunnassa saadaan kaavalla 17. Nollakohdan etäisyys tuelta lasketaan y-suunnassa samalla periaatteella. (14, s. 151)

$$x_0 = \frac{L_{xn}}{2} - \frac{m_{1x.Ed} - m_{2x.Ed}}{\rho_d L_{xn}} ; m_{1x.Ed} \text{ ja } m_{2x.Ed} < 0$$

KAAVA 17

$x_0 =$ leikkausvoiman nollakohdan etäisyys tuelta (mm)

L_{xn} = pilarin vapaa väli x -suunnassa (mm)

$m_{1x.Ed}$ = laattakaistan tukimomentti x -suunnassa (Nmm)

$m_{2x.Ed}$ = laattakaistan toisen pään tukimomentti x -suunnassa (Nmm)

p_d = rajakuorma (N/mm²)

Leikkausvoiman nollakohdassa oleva maksimimomentti $m_{spanx.Ed}$ saadaan kaavalla 18. (14, s. 151)

$$m_{spanx.Ed} = \frac{1}{2}p_d x_0^2 + m_{1x.Ed} \quad \text{KAAVA 18}$$

$m_{spanx.Ed}$ = leikkausvoiman nollakohdassa oleva maksimimomentti (Nmm)

p_d = rajakuorma (N/mm²)

x_0 = leikkausvoiman nollakohdan etäisyys tuelta (mm)

$m_{1x.Ed}$ = laattakaistan tukimomentti x -suunnassa (Nmm)

Saadut momenttien arvot ovat koko kentän leveydellä vaikuttavia keskiarvoja, jotka jaetaan pilarikaistalle ja keskikaistalle. Taivutusmomenttien jako eri kaistoille tapahtuu taulukon 5 mukaisesti. (14, s. 150; 10, s. 212)

TAULUKKO 5. Pilarilaatan taivutusmomenttien jakautuminen eri kaistoille (10, s. 212)

	Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
Keskikaista	40...20 %	50...30 %

HUOM. Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten momenttien summa on aina 100 %, samoin positiivisten momenttien summa.

5.1.2 Myötöviivamenetelmä

Myötöviivateoria perustuu plastisuusteoriaan, joten sitä voidaan käyttää vain murtorajatilan tarkasteluun. Teoria soveltuu käytettäväksi pilarilaattojen tarkastelussa yhtä hyvin kuin muiden laattojen. Myötöviivamenetelmässä ratkaisutapana voidaan käyttää tasapainomenetelmää tai kinemaattista menetelmää.

Tässä esitellään ratkaisutavoista kinemaattinen menetelmä, sillä se on havainnollisempi ja helppokäyttöisempi. (10, s. 61; 14, s. 125, 155)

Kun laatan kuormitusta kasvatetaan tarpeeksi, laatussa alkaa syntyä halkeilua ja eniten rasiitettujen kohtien taivutusmomentit kasvavat niin suuriksi, että laatan raudoitus alkaa myötää. Laatan myötö tapahtuu halkeilualueilla suhteellisen kapeilla vyöhykkeillä, joita kutsutaan myötöviivoiksi. Myötöviivat jakavat laatan monikulmioiksi muodostaen laatasta mekanismin. Mekanismi muodostuu tietyllä myötökuormalla eli rajakuormalla, jonka jälkeen laatta ei ota enää lisää kuormaa. (20, s. 487; 14, s. 125; 16, s. 35)

Myötömomentin ja rajakuorman välisen yhteyden ratkaisemiseksi täytyy määrittää laatan myötökuvion muoto. Laatalle on olemassa erilaisia myötökuvioita, joista käytetään pienimmällä kuormalla syntyvää kuviota. Myötöviivateorian mukaan tasaisesti kuormitetusta pilarilaatasta tarvitsee tutkia vain kaksi erilaista myötökuvioita, ns. laskosmekanismi ja pilareihin liittyvä paikallinen viuhkamekanismi. Laskosmekanismissa myötökuvio on pilarilinjojen suuntaisten myötöviivojen kokonaisuus. Viuhkamekanismissa myötökuvio syntyy pilarin ympärille. (18, s. 33; 20, s. 489; 14, s. 155)

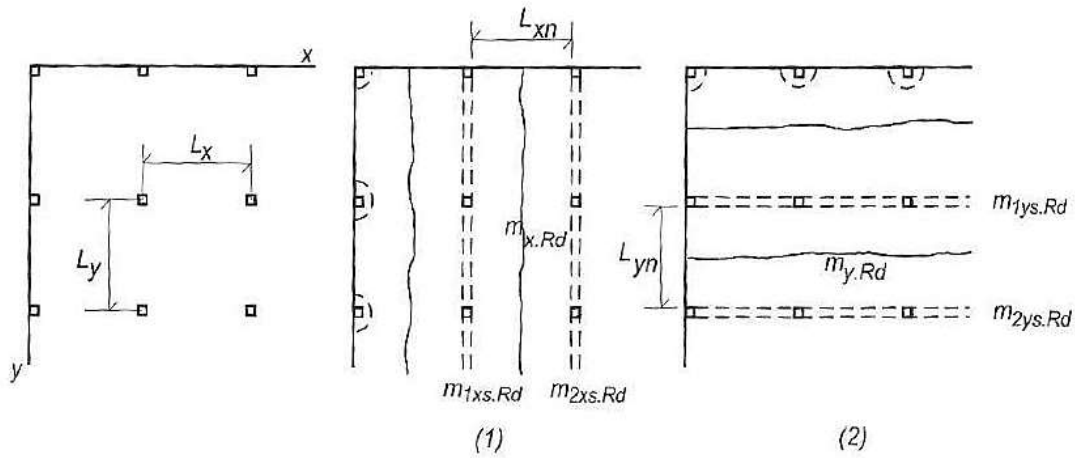
Tyypillisessä laatastossa syntyvien laskosmekanismien periaate on esitetty Kuvasessa 1. Suorakaiteen muotoisessa laattakentässä x- ja y-suuntaisilla mekanismeilla saadaan eri suuruiset rajakuormat. Negatiivisten myötöviivojen oletetaan olevan suoraa ja kulkevan pilareiden kylkien kautta. Sisäkenttien negatiiviset myötömomentit x-suunnassa kentän vastakkaisilla pilarilinjoilla ovat $m_{1xs.Rd}$ ja $m_{2xs.Rd}$. Kentän keskellä oleva positiivinen myötömomentti on $m_{x.Rd}$. Vastavasti negatiiviset myötömomentit y-suunnassa ovat $m_{1ys.Rd}$ ja $m_{2ys.Rd}$ ja positiivinen myötömomentti on $m_{y.Rd}$. Kenttien pituudet pilarin sisäpinnasta sisäpintaan ovat L_{xn} ja L_{yn} . (14, s. 155)

Kun positiiviset myötöviivat oletetaan pilareiden rajaamien laattakenttien puoli-
väliin, mekanismiin 1 (Kuva 8) liittyvä rajakuormaehto on:

$$\frac{1}{2}(m_{1xs.Rd} + m_{2xs.Rd}) + m_{x.Rd} = \frac{p_d L_x^2}{8}$$

ja mekanismiin 2 (Kuva 1) liittyvä rajakuormaehto on:

$$\frac{1}{2}(m_{1ys.Rd} + m_{2ys.Rd}) + m_{y.Rd} = \frac{p_d L_y^2}{8}$$



KUVA 8. Pilarilaatan laskosmekanismi (14, s. 156)

Kartiomekanismilla tarkoitetaan pistekuorman vaikutuksesta syntyvää viuhkamekanismia. Pyöreillä pilareilla ympyrämyötöviiva muodostuu pilarin keskipisteestä etäisyydelle r (Kuva 9). Mekanismiin liittyvä rajakuorma p_d saadaan kaavalla 19. (14, s. 156)

$$p_d = \frac{2\pi r(1 + \chi)m_{Rd}}{(r - r_c)(L_x L_y - \pi r^2) + \frac{\pi}{3}(r - r_c)^2(2r + r_c)}$$

KAAVA 19

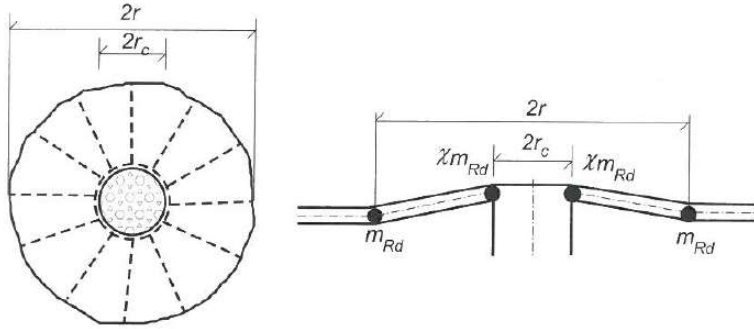
p_d = rajakuorma (N/mm²)

χm_{Rd} = yläpinnan raudoituksen myötömomentti (Nmm)

m_{Rd} = alapinnan raudoituksen myötömomentti (Nmm)

Rajakuorman ääriarvo saavutetaan, kun r on:

$$r = \sqrt[3]{\frac{L_x L_y r_c}{\pi - 1}}$$



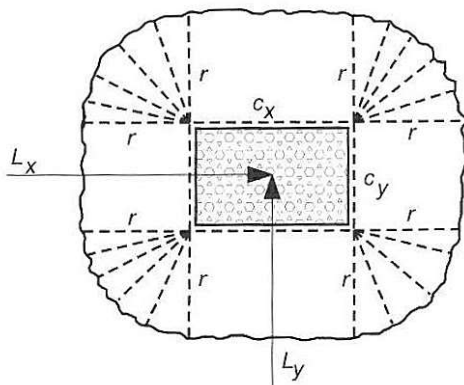
KUVA 9. Pyöreän pilarin kartiomekanismi (14, s. 157)

Suorakaidepilarin kartiomekanismi on esitetty kuvassa 10. Pilareiden keskiövälit ovat L_x ja L_y . Mekanismin rajakuorma p_d saadaan kaavalla 20. (14, s. 409, 411)

$$p_d = \frac{2(1+\chi)m_{Rd}(\pi+(c_x+c_y)/r)}{L_xL_y-c_xc_y-c_xr-c_yr-\pi r^2/3} \quad \text{KAAVA 20}$$

Rajakuorman ääriarvo saavutetaan, kun r on:

$$r = \sqrt[3]{\frac{L_xL_y(c_x+c_y)}{4(\pi-1)}}$$



KUVA 10. Suorakaidepilarin kartiomekanismi (14, s. 409)

5.1.3 FEM-menetelmä

FEM-menetelmä tulee englannin kielen sanoista finite element method ja sitä kutsutaan myös elementtimenetelmäksi. Menetelmä perustuu lujuusoppiin, jonka perusyhtälöiden avulla rakenteelle saadaan likimääräinen ratkaisu. FEM-menetelmää käytetään pääasiassa siihen pohjautuvilla erilaisilla tietokoneoh-

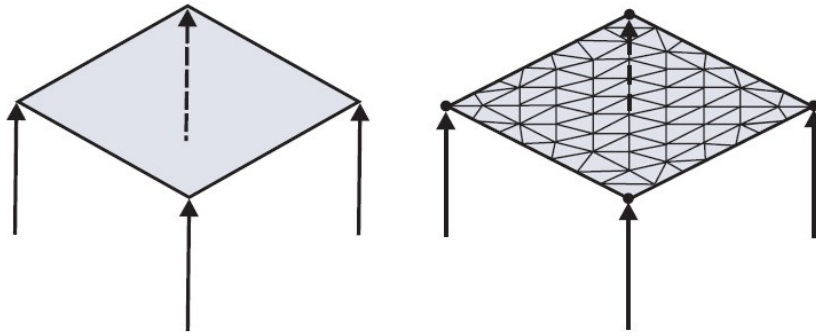
jelmistoilla. Menetelmässä tarkasteltava rakenne jaetaan osa-alueisiin, joita kutsutaan elementeiksi ja jotka liittyvät toisiinsa solmupisteillä. Elementit voivat olla erilaisia muodoltaan, geometrialtaan ja materiaaliominaisuuksiltaan. Rakenne ratkaistaan näissä pienemmissä osissa valitsemalla tietyn elementin ratkaisemiseksi sopivat likimääräisfunktiot. (21, s. 2; 22, s. 13)

FEM-analyysi on erityisen hyödyllinen geometrisesti monimutkaisissa laatoissa tai epätavallisissa kuormitustilanteissa. Menetelmän avulla monimutkaiselle rakenteelle löydetään likimääräinen ratkaisu ratkaisemalla rakenne pienemmissä ja yksinkertaisemmissä osissa. (23, s. 2; 24, s. 3)

Pilarilaatan analysointi tehdään käyttäen lineaarista tai epälineaarista analyysia. Lineaarinen analyysi on yleisin ja se soveltuu hyvin murtorajatilan tarkasteluun, kuten epälineaarinen analyysikin. Käyttörajatilan tarkastelussa lineaarisella analyysillä saatujen tuloksien tarkkuus on huono, sillä siinä ei huomioida betonin halkeilua. Lineaarista analyysia voidaan käyttää käyttörajatilan taipuman laskennassa, kun käytetään tehollista kimmokerrointa. (23, s. 3)

Epälineaarinen analyysi soveltuu paremmin käyttörajatilan laskentaan, sillä siinä otetaan huomioon betonin halkeilusta aiheutuvat muutokset materiaaliominaisuuksissa. Epälineaarinen analyysi suoritetaan käyttäen halkeilemattoman poikkileikkauksen ominaisuuksia, jotta saadaan selville se kohta, jossa laatta halkeilee. Kun kohta on selvillä, muutetaan materiaaliominaisuudet ja suoritetaan analyysi uudestaan. Prosessi jatkuu, kunnes erot poikkileikkauksen ominaisuuksien välillä ovat sallitun suuruisia. (23, s. 3)

Analyysia varten tietokoneohjelmistolle annetaan solmupisteiden koordinaatit, jotka määrittelevät mallin geometrian ja joiden avulla muodostetaan elementit. (Kuva 11). Ohjelmistoon syötetään myös elementtien materiaaliominaisuuksia koskevat tiedot. (22, s. 112)



KUVA 11. Tyypillinen jako elementteihin (23, s. 7)

Ennen analyysin suorittamista olisi suositeltavaa tehdä joitakin yksinkertaisia laskutoimituksia käsin tietokoneohjelmiston antamien laskentatuloksien oikeellisuuden varmistamiseksi. Enintään 20 %:n poikkeamat ovat hyväksyttäviä ja sitä suurempien poikkeamien syyt tulisi selvittää. Menetelmällä saadut tulokset riippuvat paljon käyttäjän taidoista ja asiantuntemuksesta, eikä ohjelmistoja tule käyttää kritiikittä. (23, s. 4; 22, s. 3)

Riittävän tarkkojen tuloksien saamiseksi laskentamallissa tulee käyttää sopivan tyyppisiä elementtejä, oikeaa elementtiverkon tiheyttä ja tarpeeksi säännöllisiä geometrialtaan olevia elementtejä. Liian tarkan geometrian käyttö ei ole tarkoituksenmukaista, sillä riittävän tarkkaan likimääräisratkaisuun päästään sopivasti rakenteen geometriaa yksinkertaistamalla. Laskentamallin tulee olla sellainen, että laskenta on suoritettavissa käytössä olevien resurssien puitteissa. (21, s. 11)

5.2 Rakenteen mitoitus murtorajatilassa

Murtorajatiloilla tarkoitetaan tiloja, joissa rakenne ei ole enää kuorman lisääntymisen myötä käyttökelpoinen. Murtorajatilamitoituksella osoitetaan rakenteen riittävä varmuus murtumista vastaan. Taivutusmurtuminen ja lävistysmurtuminen ovat tässä tarkasteltavia murtorajatilamitoitukseen kuuluvia tapauksia. (14, s. 195)

5.2.1 Taivutus

Pilarilaattojen taivutuskestävyys lasketaan vetoraidoitettuna poikkileikkauksena, eikä puristusraudoitusta suositella tavanomaisille laatoille. Puristusraudoitusta ei tarvita, kun suhteellinen momentti μ on pienempi kuin tasapainoraidoituksen mukainen suhteellinen momentti μ_b . (19, s. 4)

Taivutuskestävyyttä määritettäessä laatan poikkileikkausten oletetaan pysyvän tasoina ennen ja jälkeen kuormituksen. Määrittämisessä oletetaan raudoituksen muodonmuutoksen vedossa ja puristuksessa olevan sama, kuin ympäröivän betonin. Betonin vetolujuutta ei oteta laskennassa huomioon. (10, s. 82)

Suhteellinen momentti μ lasketaan kaavalla 21. (19, s. 4; 16, s. 94)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad \text{KAAVA 21}$$

μ = suhteellinen momentti

M_{Ed} = mitoitusmomentti (Nmm)

b = poikkileikkauksen leveys (mm)

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (mm)

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (N/mm²)

Momenttivarsi z lasketaan kaavalla 22. (19, s. 4)

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] \quad \text{KAAVA 22}$$

z = momenttivarsi (mm)

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (mm)

μ = suhteellinen momentti, joka saadaan kaavalla 21

Vaadittava vetoraidoitus A_s lasketaan kaavalla 23. (19, s. 4)

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} \quad \text{KAAVA 23}$$

A_s = raudoituksen poikkileikkausala (mm²)

M_{Ed} = mitoitusmomentti (Nmm)

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (N/mm²)

z = momenttivarsi (mm)

Raudoituksen vähimmäisvaatimukset tarkistetaan kaavalla 24. (19, s. 4)

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} \quad \text{KAAVA 24}$$

$A_{s,min}$ = vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala (mm²)

f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus (MPa)

b = poikkileikkauksen leveys (mm)

f_{yk} = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo (MPa)

Puristusmurtumisen estämiseksi tehollisen puristuspinnan suhteellisen korkeuden β tulee täyttää kaavan 25 vetomurtumisehto. (14, s. 201)

$$\beta \leq \beta_b \quad \text{KAAVA 25}$$

β = tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

β_b = tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus tasapainoraudoitetussa poikkileikkauksessa

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β lasketaan kaavalla 26. (14, s. 201)

$$\beta = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \text{KAAVA 26}$$

β = tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

A_s = vetoraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala (mm²)

f_{sd} = raudoituksen myötölujuus (MPa)

b = poikkileikkauksen leveys (mm)

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (mm)

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (N/mm²)

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus tasapainoraudoitetussa poikkileikkauksessa β_b lasketaan kaavalla 27. (14, s. 201)

$$\beta_b = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s1}} \quad \text{KAAVA 27}$$

β_b = tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus tasapainoraudoitetussa poikkileikkauksessa

λ = puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus, $\lambda = 0,8$, kun $f_{ck} \leq 50$

ε_{cu} = betonin murtopuristuma, jolle voidaan käyttää arvoa 0,0035 kun $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$\varepsilon_{s1} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

KAAVA 28

ε_{s1} = raudoituksen nimellinen myötövenymä

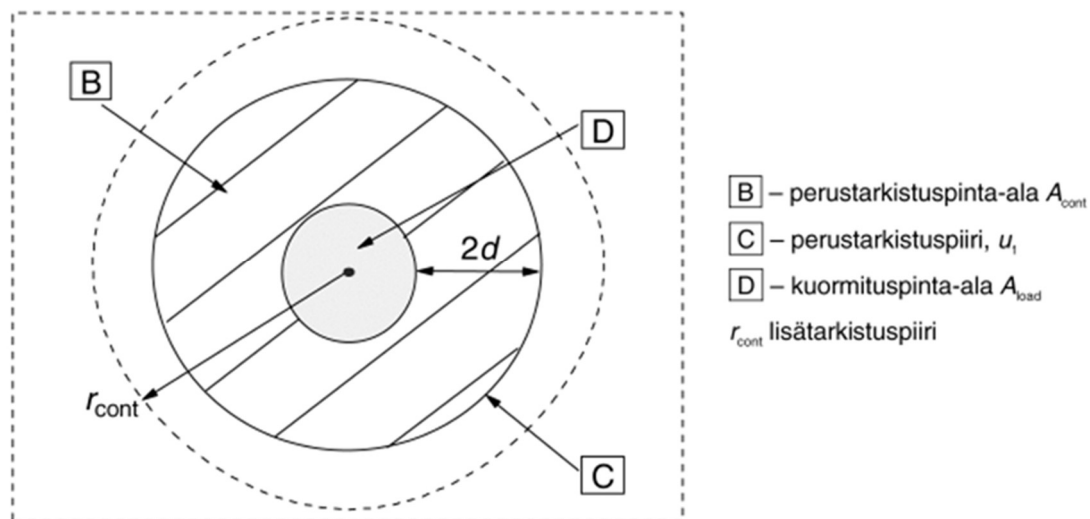
f_{yk} = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo (MPa)

E_s = betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo (N/mm²)

5.2.2 Lävistys

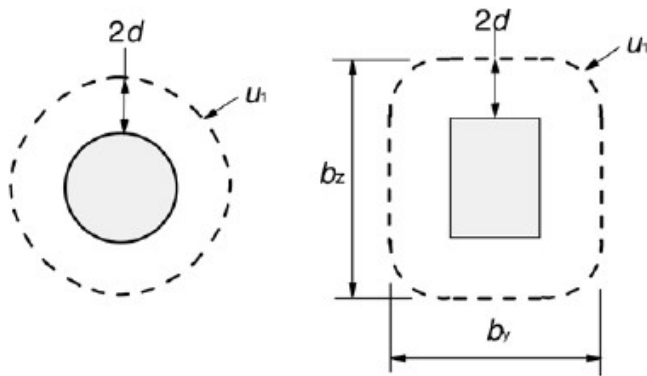
Lävistysmurtuminen tarkoittaa laattarakenteissa sitä, että pienellä alalla vaikuttavan kuorman vaikutuksesta laatasta leikkautuu irti betonikartio ja laatta menettää kantavuutensa. Lävistysmurtuma voi syntyä paalulaatassa paalun ympärillä, kun kuorma on keskittynyt paalun kohdalle. (14, s. 288; 18, s. 64)

Lävistyskestävyys tarkistetaan pilarin ulkoreunan piirillä u_0 ja perustarkistuspiirillä u_1 . Jos laatasta tarvitaan leikkausraudoitusta, etsitään lisätarkistuspiiri $u_{out,ef}$, jolla leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Kuvassa 12 on esitetty perustarkistuspiirin u_1 ja lisätarkistuspiirin r_{cont} sijainnit. (10, s. 96)



KUVA 12. Vaakaleikkaus lävistyskestävyyden tarkastelumallista (10, s. 96)

Perustarkistuspiirin u_1 sijainti valitaan siten, että sen kohtisuora etäisyys kuormitetun alan reunasta on $2,0d$. Kuvassa 13 on esitetty perustarkistuspiirin sijainti erimallisten kuormituspiirien mukaisesti. (10, s. 96)



KUVA 13. Kuormituspinta-alaa ympäröivä perustarkistuspiiri (10, s. 97)

Laatan teholliseksi paksuudeksi oletetaan laatan paksuus, josta on vähennetty paalun upotussyvyys. Paalun upotussyvyyden tulee olla vähintään 50 mm. Laatan tehollinen paksuus d_{eff} lasketaan kaavalla 29. (2, s. 38; 10, s. 96)

$$d = d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

KAAVA 29

d = laatan paksuus (mm)

d_{eff} = laatan tehollinen paksuus (mm)

d_y = raudoituksen tehollinen korkeus y-suunnassa (mm)

d_z = raudoituksen tehollinen korkeus z-suunnassa (mm)

Mitoitusjännityksen laskentaa varten määritetään seuraavat tarkistuspoikkileikkausten kohdalla vaikuttavat leikkausjännitysten mitoitusarvot:

- lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$
- lävistysraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,cs}$
- lävistysraudoitetun laatan suurimman lävistyskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,max}$

Mitoituksessa tarkistetaan, ettei suurin lävistyskestävyys ei ylitä paalun piirillä tai kuormituspinta-alan piirillä, eli $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. Lävistymisraudoitusta ei tarvita, jos leikkausjännitys tarkistuspiirillä on pienempi tai yhtä suuri kuin lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo eli $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$. Lävistymisraudoitusta käytetään, jos leikkausjännitys tarkistuspiirillä ylittää lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvon eli $V_{Ed} > V_{Rd,c}$. (10, s. 99)

Kun tukireaktio on epäkeskinen tarkastuspiiriin nähden, suurin leikkausjännityksen arvo saadaan kaavalla 30. (10, s. 100)

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad \text{KAAVA 30}$$

v_{Ed} = leikkausjännitys (MPa)

d = laatan keskimääräinen tehollinen paksuus (mm)

u_i = tarkasteltavan tarkistuspiirin paksuus (mm)

β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin, keskiselle kuormalle $\beta = 1,0$

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad \text{KAAVA 31}$$

u_1 = perustarkistuspiirin pituus (mm)

k = kerroin, joka riippuu pilarin mittojen c_1 ja c_2 suhteesta: sen arvo riippuu muuttuvan leikkausjännityksen kattaman pilarin momentin sekä taivutuksen ja väännön suhteista. Neliön muotoisessa pilarissa $c_1/c_2 = 1,0$, jolloin $k = 0,60$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1, \text{ kun pilari on suorakaide} \quad \text{KAAVA 32}$$

c_1 ja c_2 = pilarin mitat, neliön muotoisessa pilarissa $c_1 = c_2$

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 33. (10, s. 103; 11, s. 19)

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad \text{KAAVA 33}$$

$v_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys (MPa)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad \text{KAAVA 34}$$

D = pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarilla $D = \sqrt{c_1 c_2}$ (mm)

γ_c = betonin osavarmuusluku

d = laatan keskimääräinen tehollinen paksuus (mm)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ kun paksuuden } d \text{ yksikkö on mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_l = raudoitussuhde

ρ_{ly} = y-suunnan raudoitussuhde, joka lasketaan keskimääräisen täysin ankkuroidun raudoitusmäärän mukaan kaistalla, joka ulottuu mitan $3d$ pilarin molemmin puolin

ρ_{lz} = z-suunnan raudoitussuhde, joka lasketaan keskimääräisen täysin ankkuroidun raudoitusmäärän mukaan kaistalla, joka ulottuu mitan $3d$ pilarin molemmin puolin

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo (MPa)

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad \text{KAAVA 35}$$

σ_{cy} = betonin y-akselin suuntainen normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa y-suunnissa (MPa, puristus positiivisena)

σ_{cz} = betonin z-akselin suuntainen normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa z-suunnissa (MPa, puristus positiivisena)

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ ja } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$ ja $N_{Ed,z}$ = välipilarien osalta koko pilarien välisen alueen pituussuuntaiset voimat ja reunapilarien osalta tarkistuspoikkileikkauksen alueella vaikuttava laatan tason suuntainen voima. Voima voi aiheutua kuormasta tai jännevoimasta.

A_{cy} ja A_{cz} = betonin pinta-ala vastaavan normaalivoiman $N_{Ed,y}$ ja $N_{Ed,z}$ määrittämän mukaisesti (mm^2)

v_{min} = suure, jonka arvona käytetään arvoa 0

k_1 = suure, jonka arvona käytetään kaikissa tapauksissa arvoa 0,1

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 36. Esimerkki raudoituksen sijoittamisesta on esitetty kuvassa 14. (10, s. 104)

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c} \quad \text{KAAVA 36}$$

$v_{Rd,cs}$ = leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo (Nmm)

$v_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys (MPa)

A_{sw} = pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen ala (mm^2)

s_r = leikkausraudoituskehien säteittäinen väli (mm)

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd} \quad \text{KAAVA 37}$$

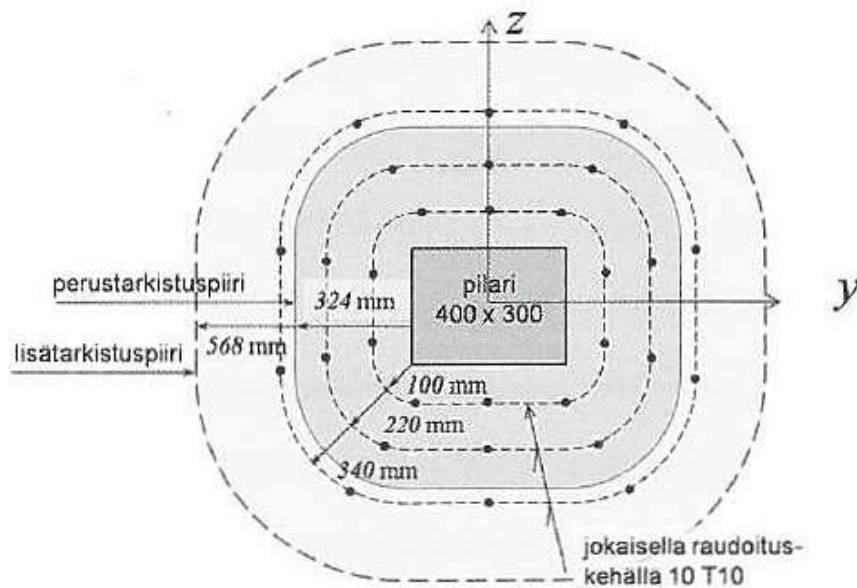
$f_{ywd,ef}$ = lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus (MPa)

d = kohtisuoria suuntia vastaavien tehollisten korkeuksien keskiarvo (mm)

f_{ywd} = lävistymisraudoituksen mitoituslujuus (MPa)

α = leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma ($^\circ$)

k_{max} = kerroin, joka rajoittaa suurinta lävistyskestävyyttä käytettäessä leikkausraudoitusta, kansallisen liitteen mukaan $k_{max} = 1,6$



KUVA 14. Esimerkki lävistysraudoituksen sijoittamisesta pilarin pään ympäristöön (18, s. 77)

Lävistysjännitys pilarin reunassa ei saa ylittää lävistyskestävyyttä, mikä tarkistetaan kaavalla 38. (10, s. 104)

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad \text{KAAVA 38}$$

v_{Ed} = leikkausjännitys (Nmm)

β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin, keskiselle kuormalle $\beta = 1,0$

V_{Ed} = tukireaktio (N)

u_0 = pienin piirin pituus, jonka sisään pilarin poikkileikkaus mahtuu (mm)

d = laatan paksuus (mm)

$v_{Rd,max}$ = lävistysraudoitetun laatan suurimman lävistyskestävyyden mitoitusarvo (Nmm)

Tarkistuspiirin u_{out} pituus, jolla ei tarvita leikkausraudoitusta, määritetään kaavalla 39. (10, s. 105)

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad \text{KAAVA 39}$$

u_{out} = tarkistuspiirin pituus, jolla ei tarvita leikkausraudoitusta (mm)

β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin, keskiselle kuormalle $\beta = 1,0$

V_{Ed} = leikkausjännitys (Nmm)

$v_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys (MPa)

d = laatan paksuus (mm)

5.3 Rakenteen mitoitus käyttörajatilassa

Käyttörajatilamitoituksessa tehdään rakenteen käyttökelpoisuuden toteamisen edellyttämät tarkastelut. Rakenteiden tarkastelussa kuormituksenä käytetään ominaiskuormia ja rakenteiden oletetaan toimivan kimmoteorian mukaisesti.

Tässä esitettäviä käyttörajatilatarkasteluja ovat halkeamaleveyden rajoittaminen ja taipuman rajoittaminen. (14, s. 317)

5.3.1 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Halkeilua rajoitetaan vähimmäisraudoituksella alueilla, joissa esiintyy vetoa.

Halkeamavälin ja halkeamaleveyden rajoittamiseksi raudoitusta tulee olla riittävästi. Raudoituksen vähimmäispinta-ala lasketaan kaavalla 40. (10, s. 119; 25, s. 36)

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

KAAVA 40

$A_{s,min}$ = raudoituksen vähimmäispinta-ala vetoalueella (mm²)

A_{ct} = betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista (mm²)

σ_s = raudoituksen sallitun suurimman jännityksen itseisarvo välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen. Tälle voidaan käyttää raudoituksen myötölujuuden arvoa f_{yk} . Alempaa arvoa voidaan kuitenkin tarvita, jotta halkeamaleveyden rajat toteutuvat suurimman tankokoon tai tankojaon mukaisesti

$f_{ct,eff}$ = betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan olettaa muodostuvan $f_{ctm}(t)$. Varhaisvaiheessa tapahtuvassa halkeilussa käytetään 3 vuorokauden iän arvoa (Taulukko 6)

k = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon erisuuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät

= 1,0 poikkileikkauksissa, joiden korkeus $h \leq 300$ mm

= 0,65 poikkileikkauksissa, joiden korkeus $h \geq 800$ mm
väliarvot voidaan interpoloida

k_c = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos, veto-voiman vaikuttaessa $k_c = 1$

TAULUKKO 6. Alkuvaiheen ja lopullisen vetolujuuden arvioidut arvot lujuusluokkien mukaan (25, s. 37)

Lujuusluokka	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
Alkuvaiheen vetolujuus $f_{ctm}(3)$ (MPa)	1,73	1,92	2,12	2,27
Loppuvetolujuus f_{ctm} (MPa)	2,90	3,21	3,51	3,80

Suurin halkeamaväli lasketaan kaavalla 41. (25, s. 37; 10, s. 124)

$$S_{r,max} = 3,4c + 0,425 \frac{k_1 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad \text{KAAVA 41}$$

$S_{r,max}$ = suurin halkeamaväli (mm)

c = raudoituksen betonipeitteen paksuus (mm)

k_1 = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet:

= 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta

= 1,6 tangot, joiden pinta on lähes tasainen (kuten jänneteräksillä)

ϕ = tangon halkaisija. Silloin, kun poikkileikkauksessa käytetään halkaisijaltaan erilaisia tankoja, käytetään ekvivalenttia halkaisijaa ϕ_{eq} . Poikkileikkaukselle, jossa on n_1 tankoa, joiden halkaisija on ϕ_1 ja n_2 tankoa, joiden halkaisija on ϕ_2 , käytetään seuraavaa kaavaa:

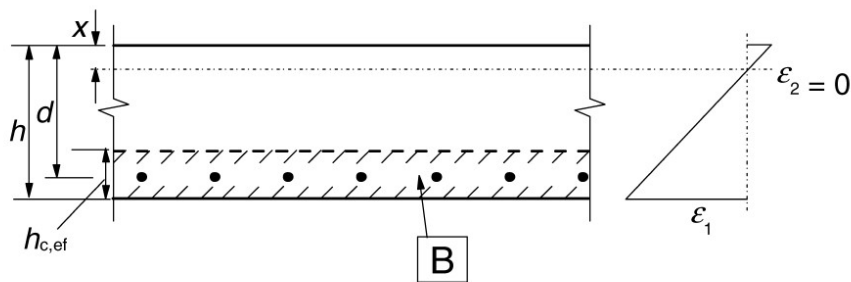
$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad \text{KAAVA 42}$$

ϕ_{eq} = ekvivalentti halkaisija

$\rho_{p,eff}$ = suhde $A_s/A_{c,eff}$

A_s = raudoituksen pinta-ala (mm²)

$A_{c,eff}$ = betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala (kuva 15), kun alueen korkeus on $h_{c,ef}$ missä $h_{c,ef}$ on pienin arvoista $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ ja $h/2$



B – tehollinen vetoalue $A_{c,eff}$

KUVA 15. Tehollisen vetoalueen $A_{c,eff}$ pinta-ala (10, s. 121)

Halkeaman ominaisleveyyden w_k avulla tarkistetaan, täyttääkö rakenne halkeilun rajoittamisedon. Halkeaman ominaisleveys lasketaan kaavalla 43 ja se tarkistetaan mitoitusehdolle $w_k \leq w_{max}$, jossa w_{max} suuruus määräytyy ympäristöolosuhteiden ja rasitusluokkien mukaan. (14, s. 355; 25, s. 38)

$$w_k = \frac{0,5\alpha_e k_c k f_{ct,eff}}{E_s} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho}\right) S_{r,max} \quad \text{KAAVA 43}$$

w_k = halkeaman ominaisleveys (mm)

k = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon erisuuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät

= 1,0 poikkileikkauksissa, joiden korkeus $h \leq 300$ mm

= 0,65 poikkileikkauksissa, joiden korkeus $h \geq 800$ mm

välisarvot voidaan interpoloida

k_c = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos, vetovoiman vaikuttaessa $k_c = 1$

$f_{ct,eff}$ = betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan olettaa muodostuvan $f_{ctm}(t)$ (MPa)

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \text{KAAVA 44}$$

α_e = kimmokertoimien suhde

E_s = raudoituksen kimmokerroin (MPa)

E_{cm} = betonin kimmokerroin (MPa)

ρ = suhde A_s/A_{ct}

A_s = halkeilua rajoittavan raudoituksen pinta-ala (mm²)

A_{ct} = betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala (mm²)

$S_{r,max}$ = suurin halkeamaväli, joka lasketaan kaavalla 41 (mm)

5.3.2 Taipuman rajoittaminen

Taipumalla tarkoitetaan kuorman aiheuttaman rakenteen poikkileikkauksen painopisteviivan siirtymää vertailuviivan suhteen. Vertailuviiva on suora, joka kulkee tukikeskiöiden kautta. Vertailuviivasta alaspäin tapahtuvat taipumat ovat positiivisia. Rakenneosan taipuma ei saa olla sellainen, että se haittaa rakenteen tarkoituksenmukaista toimintaa tai ulkonäköä. Taipuman suuruus määräytyy usein tarkasteltavaan rakenteeseen liittyvien muiden rakenteiden mukaan. (14, s. 327; 26, s. 1)

Yleinen ohje pitkäaikaiskuormien kuormittamassa laatassa on, ettei laskettu taipuma saa ylittää jännemittaa jaettuna luvulla 250. Jos laatta kantaa taipumille herkkiä rakenteita, niiden valmistumisen jälkeen tapahtuva taipuma ei saa ylittää jännemittaa jaettuna luvulla 500. Taipumaraja tulee kuitenkin aina määrätä tilanteen mukaan huomioiden tarkasteltavan rakenteen toiminta, ulkonäkö ja liittyvät rakenteet. (26, s. 1)

Taipumaa ei tarvitse suoraan laskea, jos jännemitan ja tehollisen korkeuden suhde on sallituissa rajoissa. Tällä suhteella varmistetaan, ettei taipuma ylitä jännemittaa jaettuna luvulla 250. Jännemitan ja tehollisen korkeuden suhde voidaan arvioida kaavoilla 45 ja 46. (19, s. 5; 10, s. 126; 11, s. 22)

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{2/3} \right], \text{ jos } \rho \leq \rho_0 \quad \text{KAAVA 45}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ jos } \rho > \rho_0 \quad \text{KAAVA 46}$$

l/d = jännemitan ja korkeuden suhde

K = kerroin, joka on pilarilaatoissa 1,0

ρ_0 = raudoitussuhteen vertailuarvo $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$

$$\rho = \frac{A_s}{d} \quad \text{KAAVA 47}$$

ρ = mitoituskuormista jänteen puoliväliin aiheutuvan momentin edellyttämä ve-
toraudoitussuhde

A_s = laatan taivutusrauditusala (mm²)

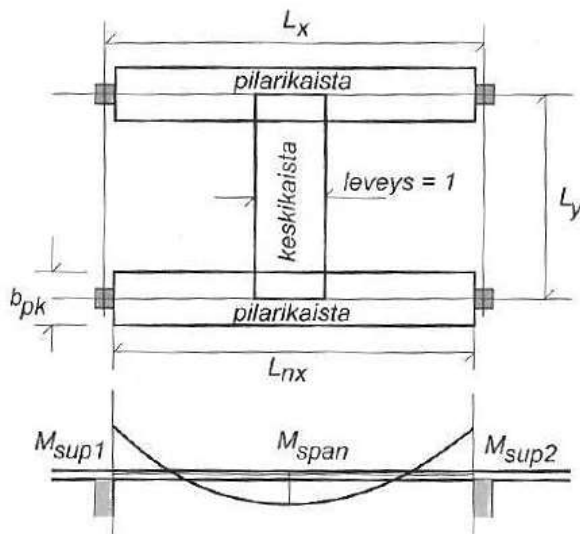
d = laatan tehollinen korkeus

ρ' = mitoituskuormista jänteen puoliväliin aiheutuvan momentin edellyttämä puristusraudoitussuhde

f_{ck} = betonin lieriölujuuden ominaisarvo (MPa)

Pilarilaatoissa jännemittana käytetään pidempää jännemittaa. Jos pilarilaatan pidempi jännemitta on suurempi kuin 8,5 m ja laatta tukee väliseiniä, jotka saattavat vahingoittua liiallisesta taipumasta, kerrotaan suhteen l/d arvot suhteella $8,5/l_{eff}$ (m). (10, s. 127)

Jos taipumien laskennallinen tarkistus on tarpeellista, pilarilaatan taipumien laskennassa voidaan käyttää Ranganin menetelmää. (Kuva 16.) Taipumat arvioidaan toisiaan vastaan kohtisuorien kaistojen keskipisteissä ja arvioinnissa voidaan käyttää kaistamenetelmän tietoja. Taipuma laatan keskellä saadaan pilari-kaistan ja keskikaistan taipumien summasta. (14, s. 338)



KUVA 16. Ranganin menetelmä (10, s. 340)

Pilarikaistat toimivat keskikaistan painuvina tukina. Tukien painuma eli pilari-kaistan lyhytaikaistaipuma $\delta_{pk.(g+q).st}$ lasketaan kaistan leveydellä olevasta kuormasta. (Kaava 48.) Pilarikaista valitaan siten, että se on pidemmän jännevälin suuntainen. Kuvassa 1 pidempi jänneväli on merkitty x-suunnaksi. (10, s. 340)

$$\delta_{pk.(g+q).st} = \kappa \frac{M_{span} L_{nx}^2}{(EI)_{ef.pk}}$$

KAAVA 48

$$\kappa = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_{sup1} + M_{sup2}}{10M_{span}} \right)$$

KAAVA 49

$\delta_{pk.(g+q).st}$ = pilarikaistan lyhytaikaistaipuma (mm)

M_{span} = murtorajatilan momentista pienennetty pilarikaistan käyttörajaatilamomentti (Nmm)

M_{sup1} = murtorajatilan momentista pienennetty pilarikaistan käyttörajaatilamomentti tuella 1 (Nmm)

M_{sup2} = murtorajatilan momentista pienennetty pilarikaistan käyttörajaatilamomentti tuella 2 (Nmm)

L_{nx} = pilarikaistan jänneväli eli pilareiden vapaa väli (mm)

$(EI)_{ef.pk}$ = taivutusjäykkyys, joka lasketaan käyttäen poikkileikkauksen leveytenä pilarikaistan keskimääräistä leveyttä $b_{pk} = L_y/2$ (Nmm²)

Pilarikaistoille tuetun keskikaistan keskipisteen lyhytaikaistaipuma $\delta_{kk.(g+q).st}$ lasketaan vastaavasti kuin pilarikaistan taipuma ja y-suunnan jännevälinä käytetään pilareiden keskiöetäisyyttä L_y . (Kuva 1.) Keskikaistan taipumassa ei ole mukana tukina toimivien pilarikaistojen painumaa. Taivutusjäykkyyttä $(EI)_{ef.kk}$ laskettaessa poikkileikkauksen leveytenä käytetään ykköstä. (10, s. 338, 340)

Kokonaistaipuma laatan keskipisteessä saadaan pilarikaistan ja keskikaistan taipumien summasta. Pilarilaatoissa kutistuman ja viruman aiheuttamat pitkäaikaistaipumat ovat merkittävämpiä kuin lyhytaikaistaipumat. Pitkäaikaistaipumat δ_{shrink} ja δ_{creep} tulee aina laskea ja ne lisätään pilarikaistan ja keskikaistan lyhytaikaistaipumiin. Kaistan kokonaistaipuma, jossa on mukana pitkä- ja lyhytaikaistaipumat saadaan kaavalla 50. (10, s. 338, 339, 417)

$$\delta_{tot} = \delta_{(g+q)} + \delta_{shrink} + \delta_{creep}$$

KAAVA 50

Kutistumasta aiheutuva taipuma δ_{shrink} lasketaan kaavalla 51.

$$\delta_{shrink} = \kappa_M \kappa_{shrink} L^2$$

KAAVA 51

κ_M = kerroin, joka riippuu kaistan momenttipinnan muodosta, molemmista päistä kiinnitetyllä kaistalla $\kappa_M = 0,063$

$$\kappa_{shrink} = 3,25 \frac{\varepsilon_{cs}}{h} (\rho - \rho_c)^{1/3} \left(\frac{\rho - \rho_c}{\rho} \right)^{1/2}, \text{ kun } \rho - \rho_c \leq 0,03$$

KAAVA 52

$$\kappa_{shrink} = \frac{\varepsilon_{cs}}{h}, \text{ kun } \rho - \rho_c > 0,03$$

KAAVA 53

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

KAAVA 54

$$\rho_c = \frac{A_{sc}}{bd}$$

KAAVA 55

h = laatan paksuus (mm)

ε_{cs} = vapaan kutistuman loppuarvo

A_s = vetoraidoituksen määrä (mm²)

A_{sc} = puristusraidoituksen määrä (mm²)

Virumasta aiheutuva taipuma δ_{creep} lasketaan kaavalla 56. (10, s. 339)

$$\delta_{creep} = \kappa_{creep} \varphi(t, t_0) \delta_{(g+q).st}$$

KAAVA 56

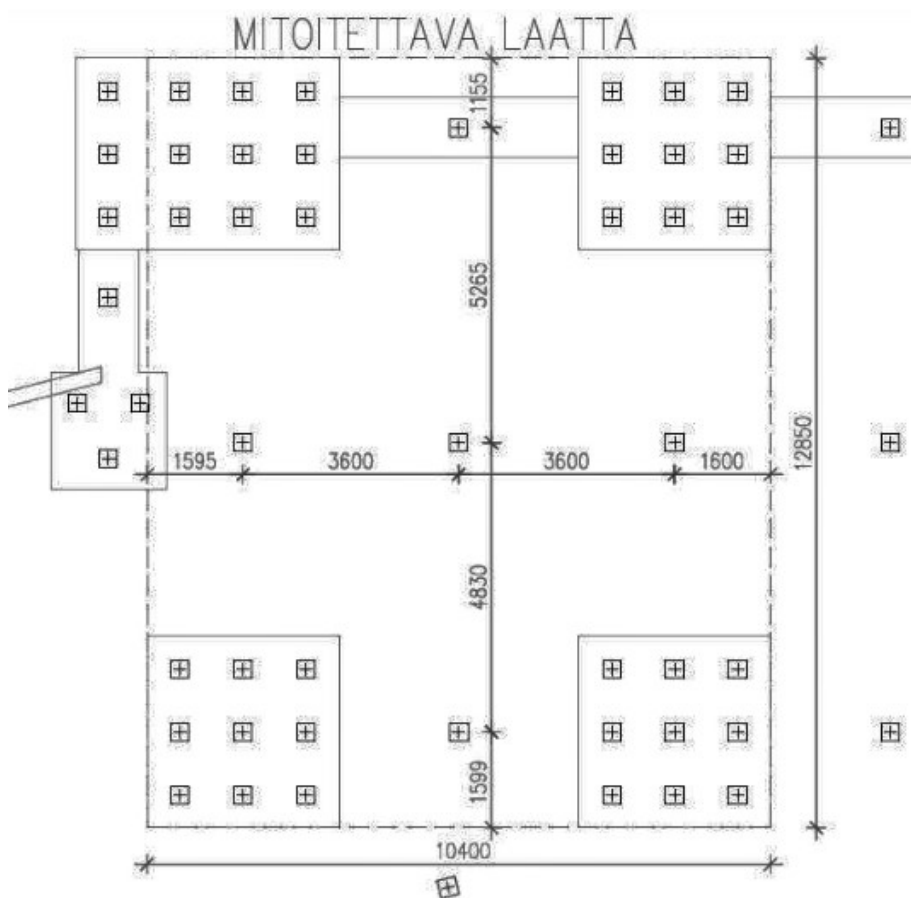
$$\kappa_{creep} = 0,85 - 0,45 \frac{A_{cs}}{A_s}; \kappa_{creep} \geq 0,4$$

$\varphi(t, t_0)$ = virumaluku kuormituksen alkaessa hetkellä t_0 betonin valamisesta

6 ESIMERKKIRAKENTEEN TARKASTELU

6.1 Kuvaus rakenteesta

Tarkasteltava rakenne on julkisessa rakennuksessa oleva tasapaksu paalulaatta, jonka paksuus on 250 mm. Laatta tukeutuu osittain paaluanturoihin, joita ei mitoiteta tässä, kuten ei paalujakaan.



KUVA 17. Mitoitettavan laatan geometria

Laatassa käytettävän betonin lujuusluokka on C30/37 ja betonipeite laatan alapinnassa on 35 mm ja yläpinnassa 25 mm. Suhteellinen kosteus RH laatan ympäristössä on 60 %. Laatan omasta painosta ja laatan päällä olevista rakennekerroksista aiheutuva pysyvä kuorma $g_1 = 9,8 \text{ kN/m}^2$ ja laatalle tuleva hyötykuorma $q = 8,0 \text{ kN/m}^2$. Vedenpaineen vaikutusta ei ole otettu huomioon, sillä se keventäisi kuormitusta. Kuormien yhdistelyssä K_{FI} kertoimen arvona käytetään arvoa 1,1.

6.2 Analyysi

Paalulaatta analysoitiin FEM-menetelmään perustuvalla Autodeskin Robot Structural Analysis Professional 2017 -tietokoneohjelmalla. Ohjelmaan syötettiin laatan geometrian tiedot, kuormitukset ja kuormitusyhdistelmien mukaiset kertoimet. Ohjelma ratkaisi laatalle voimasuureet, joiden avulla suoritettiin mitoitus manuaalisesti.

Murtorajatilan taivutus- ja lävistysmitoitusta varten kuormien yhdistely tehtiin murtorajatilan kuormitusyhdistelmän mukaisesti. Käyttörajatilan halkeamaleveyden laskentaa varten kuormien yhdistely tehtiin tavallista yhdistelmää käyttäen ja taipuman laskentaa varten pitkäaikaista yhdistelmää käyttäen.

6.3 Mitoitus

Paalulaatta mitoitettiin taivutukselle murtorajatilan kuormitusyhdistelmällä, jossa x-sunnan maksimimomentti yläpinnan teräksille oli +53,45 kNm/m ja alapinnan teräksille -17,90 kNm/m. Maksimimomentti y-suunnassa yläpinnan teräksille oli +64,83 kNm/m ja alapinnan teräksille -20,41 kNm/m. Taivutusmitoituksessa määritettiin laatan yläpinnan teräksiksi x- ja y-suunnassa T12 k150 ja alapinnan teräksiksi x ja y-suunnassa T10 k250. Taivutusmitoitus on esitetty liitteessä 1.

Paalulaatan keskellä olevalle kriittisimmälle paalulle tehtiin lävistysmitoitustarkastelu käyttäen murtorajatilan kuormitusyhdistelmää, josta suurimmaksi leikkausjännityksen arvoksi saatiin 290 kN. Mitoituksen perusteella paalun kohdalle määritettiin leikkausraudoitus 12T10.

Halkeamaleveyden raja-arvoksi on valittu 0,17 mm. Halkeamaleveyden laskennassa alapinnan terästen määrää jouduttiin lisäämään ja teräksiksi saatiin T12 k150. Suurimmaksi halkeamaväliksi saatiin 159 mm ja halkeamaleveydeksi 0,079 mm, joka on pienempi kuin valittu raja-arvo.

Taipuman laskenta tehtiin käyttäen kuormitusyhdistelmänä pitkäaikaisyhdistelmää, josta maksimimomentiksi x-suunnassa saatiin -9,38 kNm/m ja y-suunnassa -7,96 kNm/m. Taipuma laskettiin Ranganin menetelmällä ja kokonaistaipumaksi saatiin 19,1 mm. Taipumaraja laskettiin jakamalla lyhyempi jän-

nemitta 3600 mm arvolla 250, minkä perusteella taipumarajaksi saatiin 14,4 mm. Laskettu taipuma ylittää sallitun taipuman, mikä johtuu siitä, että manuaalinen laskentamenettely on enemmän varmalla puolella. Tietokoneohjelmistolla laskettuna taipuma olisi sallituissa rajoissa. Laskentamenetelmien erot johtuvat siitä, että tietokoneohjelmistolla laskenta on huomattavasti tarkempaa kuin manuaalinen laskenta. Tulosten erojen tarkempi analysointi jätetään tämän opin-
näytetyön ulkopuolelle.

7 YHTEENVETO

Opinnäytetyössä perehdyttiin vesitiiviin paalulaatan suunnitteluun vaikuttaviin tekijöihin ja mitoitusprosessiin. Työssä selvitettiin, mille vaatimuksille vesitiivis paalulaatta tulee mitoittaa ja mitä asioita siinä tulee huomioida. Aihetta tutkittiin tutustumalla sitä käsittelevään kirjallisuuteen, standardeihin, määräyksiin ja ohjeisiin.

Vesitiiviin paalulaatan suunnittelu on erittäin vaativaa suunnittelua, joka vaatii rakennesuunnittelijalta ammattitaitoa ja perehtyneisyyttä aiheeseen. Vesitiiviin paalulaatan suunnittelussa tulee ottaa huomioon betonin pitkäaikaisvaikutukset ja vesitiiviyden asettamat vaatimukset sekä valita tarkoituksenmukainen rakenneanalyysimenetelmä mitoitusta varten.

Paalulaattarakenteen mitoittaminen manuaalisesti on epätarkkaa verrattuna mitoittamiseen tietokoneohjelmistoja käyttäen. Ohjelmistoja käytetäänkin tulee suunnittelijan kuitenkin tuntea kaavat ja teoria niiden taustalla. Manuaalisesti mitoittamana esimerkkirakenteelle saatiin likimääräinen ratkaisu, jonka perusteella voidaan arvioida tietokoneohjelmistolla saatujen tuloksien oikeellisuutta.

Vesitiiviiden paalulaattarakenteiden suunnittelu on erityisen vaativaa ja rakennesuunnittelijoiden osaamista tällä alueella tulisi kehittää. Aiheeseen tulisi perehtyä lisää ja siitä tarvittaisiin kirjallisuutta, jossa aiheeseen liittyvät asiat olisi koottu yhteen. Tämä helpottaisi rakennesuunnittelijoita ja lisäisi heidän osaamistaan.

Opinnäytetyössä saavutettiin sille asetetut tavoitteet saada selville, miten paalulaatan rakenneanalyysi ja mitoitus tehdään, sekä miten vesitiiviyden asettamat vaatimukset rakenteen mitoituksen suhteen otetaan huomioon. Esimerkkirakenne mitoitettiin manuaalisesti, kuten oli tarkoitus ja sen avulla mitoitusteoria saatiin havainnollistettua käytäntöön.

LÄHTEET

1. Betonilattiat 2014. BY 45. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
2. Liikennevirasto 2014. Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-05_paalulaattojen_paaluhatturakenteiden_web.pdf. Hakupäivä: 13.2.2017.
3. Jääskeläinen, Raimo 2009. Pohjarakennuksen perusteet. Tampere: Tammermekaniikka.
4. Wise Group Finland Oy, sähköinen arkisto.
5. RT 83-11032. 2011. Vedenpaineeneristys. Rakennustieto Oy. Saatavissa: <https://www.rakennustieto.fi/kortistot/rt/kortit/11032> (vaatii käyttäjälisenssin). Hakupäivä: 31.1.2017.
6. Betoninormit 2016. BY 65. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
7. SFS-EN 12390-8. 2009. Kovettuneen betonin testaus. Osa 8: Paineellisen veden tunkeutumasyvyys. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
8. SFS-EN 1992-3. 2006. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
9. Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007. BY 51. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
10. SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
11. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. 2016. Helsinki: Suomen rakentamismääräyskokoelma.
12. Betonitekniikan oppikirja 2004. BY201. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

13. Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta 2016. BY 67. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
14. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. BY210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
15. Betoninormit 2012. BY50. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
16. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1 2013. BY211. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
17. Betonirakenteiden suunnitteluohje: eurokoodit EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2 2011. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto: Suomen Betoniyhdistys ry.
18. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 2 2014. BY211. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
19. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 7: Pilarilaatat. 2010. Rakennustuoteteollisuus RTT ry.
20. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2004. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
21. Lähteenmäki, Matti 2009. Virtuaali AMK -verkosto. Elementtimenetelmän perusteet. Saatavissa:
www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/vanhaamk/digma/5h5F5G0jJ/FES01.pdf. Hakupäivä: 27.4.2015.
22. Hakala, Matti K. 1997. Lujuusopin elementtimenetelmä. Espoo, Otatieto.
23. Brooker, O 2006. How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis. The Concrete Centre.
24. Rao, Singiresu 2005. Finite Element Method in Engineering. Burlington Butterworth-Heinemann.

25. P B Bamforth 2007. CIRIA C660 Early-age thermal crack control in concrete. London: CIRIA.
26. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 8: Taipuma. 2012. Rakennustuoteteollisuus RTT ry.

Taivutusmitoitus

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus d y-suunnassa:

$$d = h - 1,1 \frac{\phi}{2} - c_{nom} = 250 \text{ mm} - 1,1 \frac{12 \text{ mm}}{2} - 35 \text{ mm} = 208 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus d x-suunnassa:

$$d = h - 1,1 \frac{\phi}{2} - c_{nom} = 250 \text{ mm} - 1,1 \frac{12 \text{ mm}}{2} - 12 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 196 \text{ mm}$$

Betonin puristuslujuuskerroin $\alpha_{cc} = 0,85$

Betonin materiaaliosavarmuuskerroin $\gamma = 1,5$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd} :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Taivutusmitoitus y-suunta (yläpinta)

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{64,83 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot 208^2 \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,088$$

$\mu < \mu_b = 0,358$ (teräslaji B500B)

→ puristusraudoitusta ei tarvita

Momenttivarsi z :

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] = \frac{208 \text{ mm}}{2} [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,088}] = 198,405 \text{ mm}$$

Vaadittava vetoraudoitus A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} = \frac{64,83 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ MPa} \cdot 198,405 \text{ mm}} = 751,163 \text{ mm}^2$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus f_{ctm} :

$$f_{ctm} = 0,30 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{2/3} = 0,30 \left(\frac{30 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right)^{2/3} \text{ MPa} = 2,90 \text{ MPa}$$

Raudoituksen vähimmäisvaatimus:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 f_{ctm} b d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,90 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 208 \text{ mm}}{500 \text{ MPa}} = 313,664 \text{ mm}^2$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \frac{A_s f_{sd}}{bd f_{cd}} = \frac{751,163 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 208 \text{ mm}} \frac{435 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 0,092$$

$$\beta \leq \beta_b = 0,493$$

→ vetomurtumisehto täyttyy

Valitaan y-suunnan yläpinnan teräksiksi T12 k150 ($A_s = 754 \text{ mm}^2$)

Taivutusmitoitus y-suunta (alapinta)

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{20,41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot 208^2 \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,028$$

$$\mu < \mu_b = 0,358 \text{ (teräslaji B500B)}$$

→ puristusraudoitusta ei tarvita

Momenttivarsi z:

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] = \frac{208 \text{ mm}}{2} [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028}] = 210,872 \text{ mm}$$

Vaadittava vetoraudoitus A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} = \frac{20,41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ MPa} \cdot 210,872 \text{ mm}} = 222,502 \text{ mm}^2$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \frac{A_s f_{sd}}{bd f_{cd}} = \frac{222,502 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 208 \text{ mm}} \frac{435 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 0,027$$

$$\beta \leq \beta_b = 0,493$$

→ vetomurtumisehto täyttyy

Valitaan y-suunnan alapinnan teräksiksi raudoituksen vähimmäisvaatimuksen perusteella T10 k250 ($A_s = 314 \text{ mm}^2$)

Taivutusmitoitus x-suunta (yläpinta)

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{53,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot 196^2 \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,082$$

$$\mu < \mu_b = 0,358 \text{ (teräslaji B500B)}$$

→ puristusraudoitusta ei tarvita

Momenttivarsi z:

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] = \frac{196 \text{ mm}}{2} [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,082}] = 187,604 \text{ mm}$$

Vaadittava vetoraudoitus A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = \frac{53,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ MPa} \cdot 187,604 \text{ mm}} = 654,962 \text{ mm}^2$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \frac{A_s f_{sd}}{bd f_{cd}} = \frac{654,962 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 196 \text{ mm}} \frac{435 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 0,086$$

$$\beta \leq \beta_b = 0,493$$

→ vetomurtumisehto täyttyy

Valitaan x-suunnan yläpinnan teräksiksi T12 k150 ($A_s = 754 \text{ mm}^2$)

Taivutusmitoitus x-suunta (alapinta)

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{17,90 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot 196^2 \text{ mm}^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} = 0,027$$

$$\mu < \mu_b = 0,358 \text{ (teräslaji B500B)}$$

→ puristusraudoitusta ei tarvita

Momenttivarsi z:

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] = \frac{196 \text{ mm}}{2} [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,027}] = 193,317 \text{ mm}$$

Vaadittava vetoraudoitus A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = \frac{17,90 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{435 \text{ MPa} \cdot 193,317 \text{ mm}} = 212,860 \text{ mm}^2$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \frac{A_s f_{sd}}{bd f_{cd}} = \frac{212,860 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 196 \text{ mm}} \frac{435 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 0,028$$

$$\beta \leq \beta_b = 0,493$$

→ vetomurtumisehto täyttyy

Valitaan x-suunnan alapinnan teräksiksi raudoituksen vähimmäisvaatimuksen perusteella T10 k250 ($A_s = 314 \text{ mm}^2$)

Lävistysmitoitus

Laatan tehollinen paksuus d_{eff} , josta vähennetty paalun upotussyvyys:

$$d_{eff} = 208 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 158 \text{ mm}$$

Paalun reunasta etäisyydellä $2d$ oleva piiri $u_1 = 3728 \text{ mm}$

Suurin leikkausjännityksen arvo v_{Ed} piirillä, jonka etäisyys on $2d$ paalun reunasta:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,0 \frac{290 \cdot 10^3 \text{ N}}{3728 \text{ mm} \cdot 158 \text{ mm}} = 0,492 \text{ MPa}$$

Kerroin $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4 \right)} = \frac{0,3 \left(\frac{300 \text{ mm}}{158 \text{ mm}} + 1,5 \right)}{1,5 \left(\frac{300 \text{ mm}}{158 \text{ mm}} + 4 \right)} = 0,115$$

Kerroin k :

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{158 \text{ mm}}} = 2,125 = 2,0 \right.$$

Raudoitus välillä, joka on $3d$ pilarin molemmilla puolilla (3096 mm): 13T10 = 1021 mm²:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = \sqrt{\frac{A_{sx} A_{sy}}{b^2 d^2}} = \sqrt{\frac{2260 \text{ mm}^2 \cdot 2260 \text{ mm}^2}{1248^2 \text{ mm}^2 \cdot 158^2 \text{ mm}^2}} = 0,0115 \leq 0,02$$

Oletetaan, ettei normaalijännityksiä ole, joten $\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$

$$k_1 = 0,1$$

$$v_{min} = 0$$

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,c}$ etäisyydellä $2d$ paalun reunasta:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

$$= 0,115 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0115 \cdot 30 \text{ MPa})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0 \text{ MPa} = 0,749 \text{ MPa}$$

$$> 0 \text{ MPa} + 0,1 \cdot 0 \text{ MPa} = 0 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow$ kestävyys on riittävä ilman leikkausraudoitusta

Paalun reunan piiri $u_2 = 1200 \text{ mm}$

Suurin leikkausjännityksen arvo v_{Ed} paalun reunan piirillä:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} = 1,0 \frac{290 \cdot 10^3 \text{ N}}{1200 \text{ mm} \cdot 158 \text{ mm}} = 1,530 \text{ N/mm}^2$$

$v_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow$ kestävyys ei ole riittävä ilman leikkausraudoitusta

Leikkausraudoituskehien säteittäinen väli:

$$s_r = 316 \text{ mm}$$

Pilaria ympäröivän yksittäisen raudoituskehän raudoituksen ala:

$$A_{sw} = 1256 \text{ mm}^2 \text{ (16T10)}$$

Lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus (MPa)

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d = 250 + 0,25 \cdot 158 \text{ mm} = 290 \leq f_{ywd}$$

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,cs}$ paalun reunassa (16T10):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c}$$

$$0,75 \cdot 0,749 \text{ MPa} + 1,5 \cdot \frac{158 \text{ mm}}{316 \text{ mm}} \cdot 1256 \text{ mm}^2 \cdot 290 \text{ MPa} \cdot \frac{1}{1200 \text{ mm} \cdot 158 \text{ mm}} \cdot \sin 45^\circ = 1,581 \text{ MPa} \leq 1,6 \cdot 1,581 \text{ MPa} = 2,530 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} < V_{Rd,cs} \rightarrow$ kestävyys on riittävä

Tarkistuspiirin u_{out} pituus, jolla ei tarvita leikkausraudoitusta:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,cd}} = \frac{1,0 \cdot 290 \cdot 10^3 \text{ N}}{1,581 \cdot 158 \text{ mm}} = 1161 \text{ mm}$$

Halkeamaleveys

Betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala:

$$A_{ct} = (2 \cdot 35 \text{ mm} + 12 \text{ mm}) \cdot 1000 \text{ mm} = 82000 \text{ mm}^2$$

Kerroin $k_c = 1,0$ (vetovoiman vaikuttaessa)

Kerroin $k = 1,0$ (poikkileikkauksissa, joiden korkeus $h \leq 300 \text{ mm}$)

Raudoituksen vähimmäispinta-ala:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,73 \text{ MPa} \cdot 82000 \text{ mm}^2 = 141860 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s,min} = 284 \text{ mm}^2$$

Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen korkeus $h_{c,ef}$:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5(h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = \min \begin{cases} 2,5(250 \text{ mm} - 208 \text{ mm}) \\ (250 \text{ mm} - 24 \text{ mm})/m \\ 250 \text{ mm}/2 \end{cases} = \min \begin{cases} 105 \text{ mm} \\ 75 \text{ mm} \\ 125 \text{ mm} \end{cases}$$

$$= 75 \text{ mm}$$

Betoniteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala $A_{c,eff}$:

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} b = 75 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 75\,000 \text{ mm}^2$$

Lisätään alapinnan raudoitusta: T12 k500 ($A_s = 754 \text{ mm}^2$)

Kerroin $\rho_{p,eff}$ (x-suunta):

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{754 \text{ mm}^2}{75\,000 \text{ mm}^2} = 0,0101$$

Suurin halkeamaväli:

$$S_{r,max} = 3,4c + 0,425 \frac{k_1 \phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 35 \text{ mm} + 0,425 \frac{0,8 \cdot 12 \text{ mm}}{0,0101} = 159,396 \text{ mm}$$

Betonin keskimääräinen lieriölujuus:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

Betonin kimmokerroin:

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 22000 \text{ MPa} \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 32837 \text{ MPa}$$

Kimmokertoimien suhde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{32837} = 6,091$$

Kerroin ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{754 \text{ mm}^2}{82\,000 \text{ mm}^2} = 0,00920$$

Halkeamaleveys:

$$\begin{aligned} w_k &= \frac{0,5\alpha_e k_{ck} f_{ct,eff}}{E_s} \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \rho}\right) S_{r,max} \\ &= \frac{0,5 \cdot 6,091 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,73 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} \left(1 + \frac{1}{6,091 \cdot 0,00920}\right) \cdot 159,396 \text{ mm} \\ &= 0,0791 \text{ mm} \end{aligned}$$

Taipuma

Tarkistetaan, tarvitseeko taipumaa suoraan laskea jännemitan ja tehollisen korkeuden suhteen avulla:

Vetorausoitussuhde ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{754 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 208 \text{ mm}} = 0,0036$$

Rausoitussuhteen vertailuarvo ρ_0 :

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{30 \text{ MPa}} = 0,00548$$

$\rho > \rho_0$, joten jännemitan ja tehollisen korkeuden suhde lasketaan seuraavasti:

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \\ &= 1,0 \left[11 + 1,5 \sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{0,00548}{0,0036 - 0} + \frac{1}{12} \sqrt{30 \text{ MPa}} \sqrt{\frac{0}{0,00548}} \right] \\ &= 23,506 \end{aligned}$$

Kerroin $K = 1,0$ (pilarilaatoissa)

Puristusrausoitussuhde $\rho' = 0$

→ Tarkistetaan taipuma laskennallisesti

Kerroin κ (pilarikaista):

$$\kappa = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_{sup1} + M_{sup2}}{10M_{span}} \right) = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{27,31 \text{ kNm} + 22,36 \text{ kNm}}{10 \cdot 7,96 \text{ kNm}} \right) = 0,169$$

Betonin kimmomoduuli E_{cm} :

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 32 \text{ 836 MPa}$$

Kerroin k :

$$k = \frac{\rho_c}{2400} = \frac{2400}{2400} = 1,0$$

Poikkileikkauksen leveytenä b käytetään pilarikaistan keskimääräistä leveyttä:

$$b_{pk} = \frac{L_y}{2} = \frac{3600 \text{ mm}}{2} = 1800 \text{ mm}$$

Jäyhyysmomentti I (pilarikaista):

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1800 \text{ mm} \cdot 250^3 \text{ mm}^3}{12} = 2343,75 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Taivutusjäykkyys $(EI)_{ef, pk}$ (pilarikaista):

$$(EI)_{ef, pk} = 32 \text{ 836 N/mm}^2 \cdot 2343,75 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 7696 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

Pilarikaistan lyhytaikaistaipuma

$$\delta_{pk.(g+q).st} = \kappa \frac{M_{span} L_{nx}^2}{(EI)_{ef, pk}} = 0,169 \frac{7,96 \cdot 10^6 \text{ kNm} \cdot 4830^2 \text{ mm}^2}{7696 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2} = 0,408 \text{ mm}$$

Kerroin κ (keskikaista):

$$\kappa = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_{sup1} + M_{sup2}}{10M_{span}} \right) = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{4,38 \text{ kNm} + 3,34 \text{ kNm}}{10 \cdot 9,38 \text{ kNm}} \right) = 0,113$$

Jäyhyysmomentti I (keskikaista), jossa poikkileikkauksen leveytenä käytetään 1 m eli 1000 mm:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \text{ mm} \cdot 250^3 \text{ mm}^3}{12} = 1302 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Taivutusjäykkyys $(EI)_{ef, pk}$ (keskikaista):

$$(EI)_{ef, pk} = 32 \text{ 836 N/mm}^2 \cdot 1302 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 4275 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

Keskikaistan lyhytaikaistaipuma

$$\delta_{kk.(g+q).st} = \kappa \frac{M_{span} L_{ny}^2}{(EI)_{ef, kk}} = 0,113 \frac{9,38 \cdot 10^6 \text{ kNm} \cdot 3600^2 \text{ mm}^2}{4275 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2} = 0,321 \text{ mm}$$

Raudoitusuhteiden erotus:

$$\rho - \rho_c = \frac{A_s}{bd} - \frac{A_{sc}}{bd} = \frac{754 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 208 \text{ mm}} - 0 = 0,00363$$

Loppukutistuman perusarvo $\varepsilon_{cs0} = 0,467 \text{ ‰}$ (suhteellinen kosteus 60 %)

Kerroin $k_{sh} = 0,80$ (muunnettu paksuus $h_e = 200 \text{ mm}$)

Loppukutistuma ε_{cs} :

$$\varepsilon_{cs} = k_{sh} \varepsilon_{sc0} = 0,80 \cdot 0,00467 = 0,00374$$

$\rho - \rho_c \leq 0,03$, joten kerroin κ_{shrink} lasketaan:

$$\begin{aligned} \kappa_{shrink} &= 3,25 \frac{\varepsilon_{cs}}{h} (\rho - \rho_c)^{1/3} \left(\frac{\rho - \rho_c}{\rho} \right)^{1/2} \\ &= 3,25 \frac{0,00374}{250 \text{ mm}} (0,00363 - 0)^{1/3} \left(\frac{0,00363}{0,00363} \right)^{1/2} \\ &= 7,472 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm} \end{aligned}$$

Kutistumasta aiheutuva taipuma δ_{shrink} pilarikaistassa:

$$\delta_{shrink} = \kappa_M \kappa_{shrink} L^2 = 0,063 \cdot 7,472 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm} \cdot 4830^2 \text{ mm}^2 = 10,982 \text{ mm}$$

Kutistumasta aiheutuva taipuma δ_{shrink} keskikaistassa:

$$\delta_{shrink} = \kappa_M \kappa_{shrink} L^2 = 0,063 \cdot 7,472 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm} \cdot 3600^2 \text{ mm}^2 = 6,102 \text{ mm}$$

Kerroin κ_{creep} :

$$\kappa_{creep} = 0,85 - 0,45 \frac{A_{cs}}{A_s} = 0,85 ; \kappa_{creep} \geq 0,4$$

Kerroin α_1 :

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944$$

Kerroin α_2 :

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984$$

Kerroin α_3 :

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,960$$

Kerroin φ_{RH} , kun $f_{cm} \geq 35$ MPa:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - 60/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{200}} \cdot 0,944 \right] \cdot 0,984 = 1,619$$

Kerroin $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725$$

Kerroin $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = 0,488$$

Kerroin β_H , kun $f_{cm} \geq 35$:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 = 1,5[1 + (0,012 \cdot 60)^{18}] \cdot 200 + 250 \cdot 0,960 = 540,811$$

$$\beta_H \leq 1500\alpha_3 = 1500 \cdot 0,960 = 1440 \rightarrow \text{OK}$$

Kerroin $\beta_c(t, t_0)$:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{50\,000 - 2}{540,811 + 50\,000 - 28} \right]^{0,3} = 0,997$$

Nimellinen virumaluku:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,619 \cdot 2,725 \cdot 0,488 = 2,153$$

Virumaluku:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,153 \cdot 0,997 = 2,147$$

Virumasta aiheutuva taipuma δ_{creep} pilarikaistassa:

$$\delta_{creep} = \kappa_{creep} \varphi(t, t_0) \delta_{(g+q).st} = 0,85 \cdot 2,147 \cdot 0,408 \text{ mm} = 0,745 \text{ mm}$$

Virumasta aiheutuva taipuma δ_{creep} keskikaistassa:

$$\delta_{creep} = \kappa_{creep} \varphi(t, t_0) \delta_{(g+q).st} = 0,85 \cdot 2,147 \cdot 0,322 \text{ mm} = 0,588 \text{ mm}$$

Kokonaistaipuma pilarikaistassa:

$$\begin{aligned} \delta_{tot} &= \delta_{(g+q)} + \delta_{shrink} + \delta_{creep} = 0,408 \text{ mm} + 10,982 \text{ mm} + 0,745 \text{ mm} \\ &= 12,135 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kokonaistaipuma keskikaistassa:

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_{(g+q)} + \delta_{shrink} + \delta_{creep} = 0,321 \text{ mm} + 6,102 \text{ mm} + 0,588 \text{ mm} \\ &= 7,011 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pilarikaistan ja keskikaistan yhteenlaskettu taipuma:

$$12,135 \text{ mm} + 7,011 \text{ mm} = 19,146 \text{ mm}$$