



Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Niina Parkkonen

Pilarimanttelin suunnittelu ja mitoitus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Insinöörityö

27.5.2019

| | |
|---|--|
| Tekijä Otsikko | Niina Parkkonen Pilarimanttelin suunnittelu ja mitoitus |
| Sivumäärä Aika | 34 sivua 27.5.2019 |
| Tutkinto | insinööri (AMK) |
| Tutkinto-ohjelma | Rakennustekniikka |
| Ammatillinen pääaine | Rakennetekniikka |
| Ohjaajat | tulosyksikön päällikkö Mikko Horko laboratorioinsinööri Matti Leppä |
| <p>Opinnäytetyö tehtiin Sweco Rakennetekniikka Oy:lle. Opinnäytetyön aiheena oli korjausrakentamisessa käytettävä rakenteen vahventamistapa, pilarimanttelointi. Tavoitteena oli laatia ohjeistus pilarimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen.</p> <p>Työssä käsiteltiin betonirakenteiden korjausrakentamista, tavallisen teräsbetonipilarin mitoituksen periaatteita sekä tutkittiin erityishuomioita pilarimanttelin suunnittelussa ja mitoituksessa. Pilarimantteli mitoitetaan taivutusta ja puristusta vasten. Pilarimanttelin kestävyys vaikuttaa myös vanhan pilarin ja uuden manttelin rajapinnan välinen toiminta.</p> <p>Suunnitteluohjeistuksessa käytettiin apuna yrityksellä käytössä olevaa <i>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</i> -laskentapohjaa, joka perustuu Eurokoodiin. Samalla laskentapohjalla voidaan mitoittaa pilarimantteli, kun kiinnitetään erityishuomiota ohjeistuksessa esitettyihin kohtiin.</p> <p>Opinnäytetyön tuloksena saatiin rakennesuunnittelijalle suunnittelu- ja mitoitusohjeistus <i>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</i> -laskentapohjaan pilarimanttelin erikoistapauksessa.</p> | |
| Avainsanat | pilari, mantteli, betoni, korjausrakentaminen, vahventaminen |

| | |
|---|---|
| Author Title | Niina Parkkonen Design of Concrete Jacket |
| Number of Pages Date | 34 pages 27 May 2019 |
| Degree | Bachelor of Engineering |
| Degree Program | Civil Engineering |
| Professional Major | Structural Engineering |
| Supervisor(s) | Mikko Horko, Head of Division Matti Leppä, Laboratory Engineer |
| <p>This thesis was commissioned by and in collaboration with Sweco Rakennetekniikka Oy. The subject of the research was the study of a method to reinforce the column by the concrete jacket. The aim of this thesis was to create and apply instructions for the design of the concrete jacket.</p> <p>In this thesis, the researcher dealt with concrete structures reconstruction, design of common reinforced concrete column and special consideration of the design of concrete jacketing. The concrete jacket is planned to endure bending load and compression stress. The durability of the concrete jacket is also dependent on the durability of the interface of the column and jacket.</p> <p>In the design, the manual took advantage of a calculation template based on Eurocode, which the company already has. With this template, it is possible to plan a concrete jacket especially when you pay attention to the special aspects of the design concrete jacket. Those aspects are presented in this thesis.</p> <p>The thesis concludes that resulted in guidelines to design a concrete jacket with an existing calculation template.</p> | |
| Keywords | concrete, jacket, column, reinforce, reconstruction |

Sisällys

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Johdanto | 1 |
| 2 | Korjaus- ja muutosrakentaminen | 2 |
| 2.1 | Rakenteiden vahventaminen | 2 |
| 2.1.1 | Syitä vahventamiseen | 2 |
| 2.2 | Betonirakenteet | 3 |
| 3 | Pilarimanttelit | 3 |
| 3.1 | Pilarimanttelin käyttötarkoitus ja rakenteen toimintamalli | 3 |
| 3.2 | Raudoitus ja betonointi | 3 |
| 3.3 | Manttelin liitos vanhaan pilariin | 5 |
| 4 | Pilarimanttelin suunnittelu ja mitoitus | 6 |
| 4.1 | Murtorajatila | 7 |
| 4.1.1 | Poikkileikkauksen mitat | 7 |
| 4.1.2 | Poikkileikkauksen kestävyys | 8 |
| 4.1.3 | Nurjahdus | 12 |
| 4.1.4 | Hoikkuus | 15 |
| 4.1.5 | Raudoitus | 17 |
| 4.1.6 | Dynaamiset kuormat | 18 |
| 4.2 | Käyttörajatila | 18 |
| 4.2.1 | Käyttörajatarajoitukset | 18 |
| 4.3 | Kuormien jakaantuminen vanhan ja uuden rakenneosan välillä | 19 |
| 4.3.1 | Esijännityksen vaikutus kuormien jakaantumiseen | 20 |
| 4.3.2 | Rajapinnan kestävyys | 21 |
| 4.4 | Viruma ja kutistuma | 24 |
| 5 | Suunnittelun ja mitoituksen ohjeistus | 25 |
| 5.1 | Poikkileikkauksen teholliset mitat | 26 |
| 5.2 | Pilarimanttelin hoikkuuden määrittäminen | 27 |
| 5.3 | Laskentapohjan käyttö pilarimanttelin tapauksessa | 28 |
| 5.3.1 | Betonin lujuuden määrittäminen | 29 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.3.2 | Raudituksen määrittäminen | 29 |
| 5.3.3 | Mitoitusmomentin syöttäminen lähtötietoihin | 33 |
| 5.4 | Rauditussuhteen määrittäminen | 33 |
| 6 | Yhteenveto | 33 |
| | Lähteet | 35 |

1 Johdanto

Tässä insinööriyössä perehdytään pilarimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen. Kyseessä on teräsbetonipilareiden vahventaminen teräsbetonikuorella. Työssä tutkitaan betonirakenteiden korjausrakentamista ja pilareiden sekä pilarimantteliin mitoitusvaatimuksia ja suunnitteluperusteita, minkä perusteella rakenteen suunnittelu ja mitoitus tehdään.

Insinööriyö tehdään Sweco Rakennetekniikka Oy:lle. Yritys tarjoaa konsultointi- ja suunnittelupalveluita erilaisiin hankkeisiin rakennetun ympäristön ja teollisuuden alalla. Suunnittelu- ja konsultointipalveluita tarjotaan uudis- sekä korjausrakentamiseen. Palveluihin kuuluvat kaikki rakennesuunnittelun osa-alueet ja materiaalit.

Yrityksellä on käytössä tavallisen betonipilarin suunnitteluun ja mitoitukseen laskentapohja, joka pohjautuu eurokoodiin. *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohja on toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjien laadintahankkeessa vuosina 2008-2011. Laskentapohja ei sovellu suoraan pilarimanttelin suunnitteluun, ja on olemassa riski, että sitä käytetään väärin pilarimantteleiden mitoituksessa, jolloin rakenteen kapasiteetti saattaa tulla merkittävästi yli- tai aliarvioiduksi. Tarpeena on selkeä ohjeistus suunnittelun ja mitoituksen tueksi, jotta laskentapohjaa pystytään hyödyntämään myös pilarimanttelin mitoituksessa. Ohjeistuksen avulla suunnittelusta tulisi tehokkaampaa ja varmempaa.

Työ rajataan koskemaan poikkileikkaukseltaan suorakulmaista lyhyttä pilaria, joka mantteloidaan kaikilta neljältä sivulta teräsbetonikuorella. Manttelointi suoritetaan valamalla. Pilareita ja pilarimantteleita kuormittaa pääasiallisesti puristava normaalivoima, mutta samalla niihin vaikuttaa myös epäkeskeisyyksistä johtuva taivutusrasitus. Pilarimanttelin poikkileikkaus mitoitetaan niiden yhteisvaikutukselle. Insinööriyössä hyödynnetään olemassa olevaa *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjaa, jonka käyttöön annetaan työssä ohjeistus pilarimanttelin tapauksessa. Laskentapohjan tavoin suunnittelun ja mitoituksen ohjeistus perustuu eurokoodiin. Työssä tutkitaan ja määritetään rajaehdot laskentapohjan käytölle, jotta sitä käytetään vain siihen soveltuviin mitoitustapauksiin.

2 Korjaus- ja muutosrakentaminen

Rakenteen korjaustarve voi ilmetä esimerkiksi rakenteissa olevista vaurioista tai rakennuksen normaalista kulumisesta. Korjaus- ja muutosrakentamista voidaan tehdä myös siinä tapauksessa, jos rakennuksen käyttötarkoitusta muutetaan. Kummassakaan edellä mainitussa tapauksessa olemassa olevien vaurioiden korjaaminen ei yleensä riitä. Ennen korjausrakentamisen aloittamista tulisi tutkia vanhoja suunnitelmia ja tehdä rakennetutkimus, jossa rakenteen kunto ja kantavuus selvitetään. Lisäksi on selvittävä mahdollinen rakenteen kuormituksen lisääntyminen. Jos rakennetta on vahvennettava, mutta siihen kohdistuvat kuormat eivät kasva, voidaan soveltaa rakennuksen rakennusajankohdan säännöksiä ja silloin vallinnutta hyvää rakentamistapaa. [1 s. 30; 2 s. 106; 3 s. 36-37; 4 s. 208.]

2.1 Rakenteiden vahventaminen

Rakenteen vahventamisesta puhutaan, kun rakenteen kantavuutta lisätään siitä tasosta, joka rakenteella on alun perin ollut. Kun rakenne on vaurioitunut, ja sen kantokyky palautetaan samaksi kuin aiemmin, ei korjausta kutsuta varsinaiseksi vahventamiseksi. Yleensä rakennetta vahvennetaan lisäämällä sen poikkileikkausalaa tai korvaamalla vanhasta rakenteesta osa uudella ja lujuusarvoltaan paremmalla materiaalilla. Pilareilla yleisin tapa on ensin mainittu poikkileikkausalan lisääminen, joko mantteloimalla tai lisäämällä kulmateräkset. Erityishuomiota on kiinnitettävä vahvistettavan ja uuden rakenneosan väliseen yhteistoimintaan ja siihen, miten kuormat jakaantuvat niiden välillä. Vahventaminen suositellaan tehtävän samalla materiaalilla kuin mistä alkuperäinen rakenne on tehty. [5 s. 79; 6 s. 80-81.]

2.1.1 Syitä vahventamiseen

Tarve pilarien vahventamiseen voi tulla vastaan esimerkiksi vanhaa rakennusta korottaessa eli lisäkerroksia rakentaessa. Tällöin kokonaiskuormat ja näin ollen rakenteelle tulevat kuormat monesti kasvavat. Tarve vahventamiseen voi tulla myös rakennuksen käyttötarkoitusta muuttaessa, jolloin esimerkiksi kasvaneet kerroskohtaiset hyötykuormat voivat vaatia rakenteilta lisäkestävyyttä. Joissain tapauksissa voidaan vahventaa rakenne nykyiset vaatimukset täyttäväksi.

2.2 Betonirakenteet

Kovettuneen betonin ominaisuudet voivat vaihdella paljon rakenteen sisällä ja ominaisuuksiin vaikuttaa moni asia. Omalta osaltaan rakenteen ominaisuuksiin vaikuttavat muun muassa valmistustapa, lisäaineet, jälkihoito sekä veden, sementin ja kiviaineksen laatu ja muut olosuhteet. Myös myöhemmin syntyneet halkeamat ja painumat vaikuttavat rakenteen lujuteen ja kestävyys. Korjausrakentamisen aluksi tutkitaan materiaali, mikä on jäänyt rakennusajalta, kuten muun muassa vanhat suunnitelmat ja betonin koekuutioiden tulokset. Jos materiaalia ei ole tarpeeksi, niin betonirakenteesta on hyvä ottaa koekappale ja testata siitä puristuslujuus, joka on verrannollinen betonin kaikkiin muihin ominaisuuksiin. Ominaisuuksien vaihtelun takia voi joskus olla tarpeen jopa koekuormittaa rakenne. [2 s. 93.]

3 Pilarimanttelit

Olemassa olevaa pilaria voidaan vahventaa kasvattamalla sen poikkileikkauspinta-alaa mantteloimalla pilarin ympärille teräsbetonikuori. Mantteloinnissa betonikuori joko valetaan tai ruiskutetaan vanhan pilarin pintaan. [6 s. 81.]

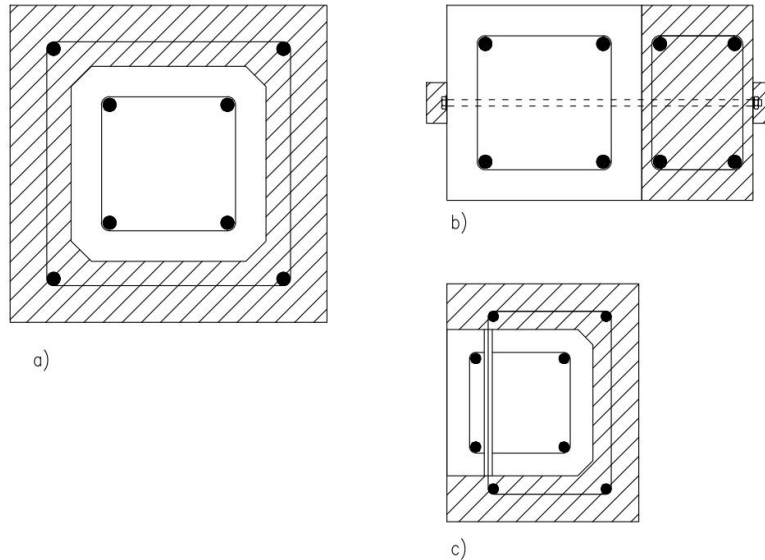
3.1 Pilarimanttelin käyttötarkoitus ja rakenteen toimintamalli

Mantteloinnilla saadaan parannettua pystyrakenteen, kuten pilarin, puristuskestävyyttä ja pienennettyä käyttörajatilassa tarkasteltavaa taipumaa ja halkeilua. Pilari, joka on mantteloitu, toimii eräänlaisena liittorakenteena. Liittorakenteessa toimii yhdessä esivalmisteinen osa ja paikallavalettu osa. Pilarimanttelissa vanha pilari on niin sanottu esivalmisteinen osa ja mantteli paikallavalettu rakenne. Mantteloidussa pilarissa osat eivät kuitenkaan toimi täysin yhtenäisesti. [5 s. 79; 7 s. 59; 8.]

3.2 Raudoitus ja betonointi

Mantteli raudoitetaan pystyteräksillä ja haoilla. Yleensä manttelin raudoitukseksi valitaan tavanomaiset harjatangot tai raudoitusverkot. Jos jostain syystä ei saada riittävä

suojabetonikerrosta raudoitukselle, käytetään raudoitteena ruostumatonta terästä. Suojabetoni vaikuttaa kuitenkin myös rakenteen palonkestävyyteen. Kun mantteli valetaan pilarin jokaiselle sivulle, suositellaan pääteräksiä olevan vähintään jokaisessa manttelin nurkassa [11 s. 162.]. [5 s. 79; 6 s. 81; 9 s. 27 ja s. 115; 10 s.192-193.]



Kuva 1. Eritapoja mantteloida pilari.

Manttelointi voidaan suorittaa joko valamalla muottia käyttäen tai ruiskuttamalla betonikerros vanhan pilarin ympärille. Manttelointi voidaan myös suorittaa tarpeen mukaan vain osalle pilarin sivuista. Kuvassa 1 on esitetty erilaisia manttelointeja. RIL 174-4 ohjeistaa, että valun onnistumiseksi betonikuoren olisi hyvä olla vähintään 120 mm:ä paksu. Ruiskubetonoinnissa vastaavasti vähimmäispaksuus on 60 mm. Nämä vähimmäispaksuuden suositukset ovat 1980-luvun lopulta, jolloin työssä on käytetty normaalia betonia. Kun valussa käytetään manttelointiin suositeltavaa itsestivistävää betonia, voi teräbetonikuori olla ohuempi kuin 120 mm. Myöhempien tutkimusten mukaan valettaessa manttelikuoren paksuus tulisi olla vähintään 100 mm:ä [11 s. 162.]. Tuota 100 millimetriäkin ohuempaa teräsbetonikuorta on käytetty pilarin vahventamisessa Suomessa. Esimerkiksi Aalto-yliopiston kirjaston muutosrakentamisessa tehdyissä vahvennuksissa manttelin paksuus yhdeltä puolelta oli vain 80 mm. Tässä tapauksessa manttelin tarkoitus oli kasvattaa lähinnä pilarin taivutuskestävyyttä. [2 s.114; 6 s. 81; 7 s. 4.]

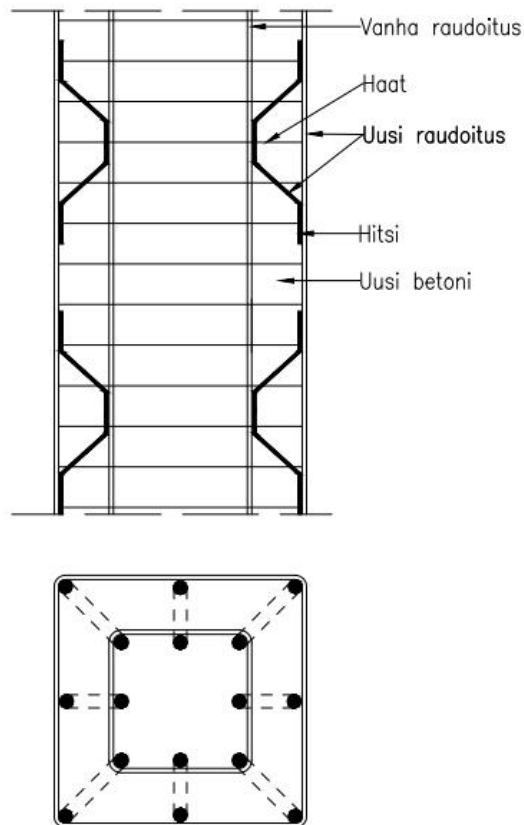
Itsetiivistyvä betoni ja pieni maksimiraekoko ovat suositeltavia, koska muotit ovat yleensä ahtaita ja vaikeita valaa sekä täryttää. Vaativaksi valun tekee myös se, että betoni valetaan vanhaa rakennetta vasten ja tartunnalla on korkea lujuusvaatimus. RIL 174-4 ohjeistaa, että manttelin betonin olisi hyvä olla 5 MPa lujempaa kuin vanhan pilarin betoni ja vettä käytettäisiin mahdollisimman vähän. Tämä parantaa muun muassa rajapinnan leikkauskestävyyttä ja kuorman siirtymistä manttelille. [9 s. 42; 11 s. 162; 12 s. 480-481; 13 s. 86; 14 s. 446.]

Mantteloinnissa betoni valetaan valmista betonirakennetta vasten, jolloin vanhan ja uuden betonin rajapinnassa raudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää, kun seuraavat ehdot täyttyvät:

- betonin lujuusluokka on vähintään C25/30
- rajapinta on karhennettu
- betonipinta on alttiina ulkoilmalle vain lyhyen aikaa. [9 s. 27.]

3.3 Manttelin liitos vanhaan pilariin

Manttelin ja vanhan pilarin yhteistoiminta on oltava mahdollisimman hyvä, joten niiden välinen tartunta tulee tarkastaa aina. Uusi betoni ja uudet raudat on kiinnitettävä vanhaan rakenteeseen mekaanisilla tartunnoilla. Yleinen tapa on juottaa harjatangot vanhaan betoniin tai viedä tangot betonipilarin läpi. Vain poikkeustapauksissa pelkkä tartunta uuden ja vanhan betonin välillä riittää. Mantteli ja vanha pilari saadaan toimimaan mahdollisimman hyvin yhdessä, kun uudet ja vanhat pääteräkset hitsataan yhteen. Hitsauksen vaikutus teräksen ja liitoksen lujuuteen on kuitenkin aina tarkistettava. Mekaanisten tartuntojen lisäksi vanhan pilarin pinta on käsiteltävä hyvin, eli kaikki vaurioitunut betoni on poistettava ja tartuntapinnan oltava karhea sekä kostea, kun mantteli valetaan. Kuvassa 2 on esimerkki terästen hitsauksesta toisiinsa. [5 s.79; 15 s. 269; 12 s. 114.]



Kuva 2. Terästen hitsaus toisiinsa.

4 Pilarimanttelin suunnittelu ja mitoitus

Pilarin mitoitusehtona tulee huomioida, että sen jokainen poikkileikkaus kestää paikallisen puristuksen ja sillä on riittävä jäykkyys rakennusosan kokonaisstabiilisuuden kannalta. Pilareita ja pilarimantteleita kuormittaa pääasiallisesti puristava normaalivoima N_{Ed} , mutta samalla niihin vaikuttaa myös epäkeskeisyyksistä johtuva taivutusrasitus M_{Ed} . Pilarin poikkileikkaus mitoitetaan siis myös normaalivoiman N_{Ed} ja momentin M_{Ed} yhteisvaikutukselle. Taivutusta on käytännössä yleensä samaan aikaan kummankin pääakselin suhteen, jolloin taivutusta kutsutaan vinoksi. Taivutus on kuitenkin harvoin mitoittava tekijä. [16 s. 417-418; 17 s. 97 ja s. 111.]

4.1 Murtorajatila

Murtorajatila on tila, jossa rakenne tai jokin sen osa ei ole enää käyttökelpoinen, esimerkiksi silloin, kun rakenne murtuu. Pilarimanttelin mitoitus tehdään murtorajatilassa, kun puristus on määräävä kuormitus. Pilarimanttelin mitoituksessa tulee tarkastaa puristuskapasiteetin lisäksi myös manttelin ja vanhan pilarin rajapinnan välinen leikkauskapasiteetti sekä normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus. [16 s. 119.]

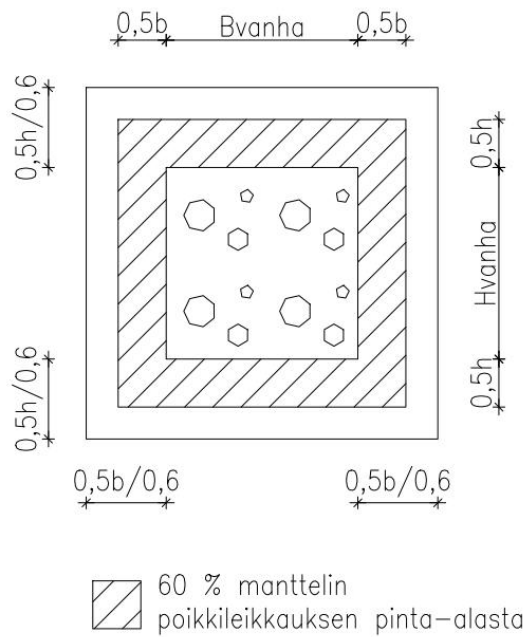
4.1.1 Poikkileikkauksen mitat

Murtorajatilatarkastelussa mantteloitu pilari toimii yleensä kuin ehjä betoni. RIL 174-4:n mukaan murtorajatilassa puristuskapasiteetti mantteloidulla pilarilla on lähes yhtä suuri kuin vastaavan kokoisella homogeenisella poikkileikkauksella. Kuitenkin manttelin mitoituksessa on laskettava vain 60 % uuden betonin kapasiteetista toimivaksi. Tämä perustuu Tassios-Vessilioun tutkimukseen mantteloiduista palkeista, joissa jäykkyys ei tiedetä [7 s. 63].

Pilarimanttelin kokonaismitat H_{uusi} ja B_{uusi} valitaan siis niin, että

$$H_{uusi} = H_{vanha} + \frac{h}{0,6} \quad \text{ja} \quad B_{uusi} = B_{vanha} + \frac{b}{0,6} \quad (1)$$

joissa h ja b ovat mitoituksessa käytettävät manttelin teholliset paksuudet sekä $\frac{b}{0,6}$ ja $\frac{h}{0,6}$ manttelin todelliset paksuudet. [2 s. 116; 18 s. 25.]



Kuva 3. Manttelin suositellut laskennalliset ja todelliset mitat.

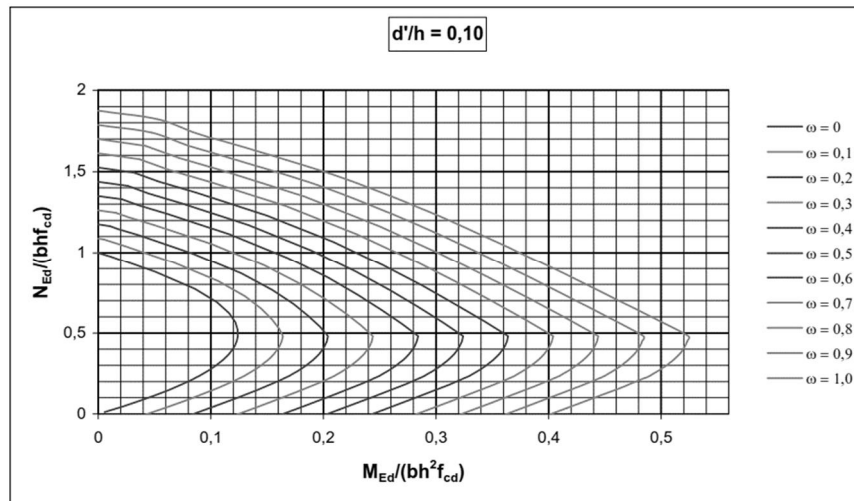
Kuvassa 3 havainnollistetaan kaavassa (1) käytettäviä mittoja. Pilarimanttelissa olevan manttelin teholliseksi poikkileikkauspinta-alaksi huomioidaan vain 60 %:a manttelin pinta-alasta.

4.1.2 Poikkileikkauksen kestävyys

Lyhyt ja jäykkä pilari murtuu, kun puristusjännitys saavuttaa rakenteen murtolujuuden. Mitoitusehtona murtorajatilassa on siis, että pilarin puristuskestävyys N_{Rd} on suurempi kuin siihen kohdistuva normaalivoima N_{Ed} . Ennen lopullista murtumista betoni saavuttaa myötölujuuden, jonka jälkeen sen materiaalin venymä kasvaa, vaikka jännitys pysyy vakiona. Materiaalin jännitystä rajatessa alle myötölujuuden, ei venymätarkastelua välttämättä tarvita. [17 s. 100 ja s. 132.]

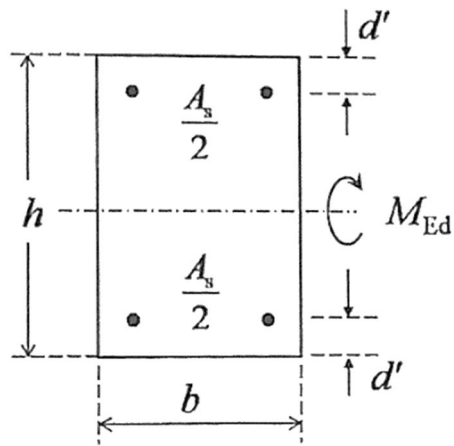
Hoikalla pilarilla puristusjännitys ei ehdi välttämättä saavuttaa myötölujuutta ennen kuin se menettää kantavuutensa taipuessaan äkillisesti. Tämä johtuu siitä, että pilarin taipumasta johtuva lisämomentti pienentää murtokuormaa. Tämä lisämomentti huomioidaan kokonaismitoitusmomentissa tarkastaessa normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusta. Lisämomenttia käsitellään luvussa 4.1.2 Nurjahdus. [17 s. 100.]

Pilarin poikkileikkaus mitoitetaan myös normaalivoiman N_{Ed} ja momentin M_{Ed} yhteisvaikutukselle. Kokonaismitoitusmomentti M_{Ed} muodostuu alkuperäisen kuormituksen aiheuttamasta momentista, mittaepätarkkuuksista aiheutuvasta momentista ja hoikissa pilareissa toisen kertaluvun vaikutuksista eli lisämomentista. Mitoituksessa käytetään valmiiksi laskettuja niin sanottuja yhteisvaikutuskäyriä. Käyrät voivat olla normaalivoima ja momentti -yhdistelmiä tai niin kuin kuvassa 4 niin sanottuja raudoitussuhteen mukaisia käyriä. [16 s. 421.]



Kuva 4. Esimerkki pilarin yhteisvaikutuskäyrästä [17 s. 209.]

Raudoitussuhteen mukaista käyrää käytettäessä mitoituksessa määritellään aluksi mitoittavat normaalivoima N_{Ed} ja momentti M_{Ed} , poikkileikkauksen mitat b ja h , betonipeitteen paksuus c_{nom} sekä betonin ja raudituksen mitoituslujuudet f_{cd} ja f_{yd} . Näillä lähtötiedoilla voidaan arvioida raudituksen keskiöetäisyys d' , jonka avulla saadaan laskettua suhde d'/h , mikä määrää mitä käyrästä mitoituksessa käytetään (katso kuva 5). [17 s. 101 ja s. 106-107.]



Kuva 5. Pilaripoikkileikkauksen merkinnät suoran taivutuksen tapauksessa [17 s. 107.]

Mitä pienempi suhde d'/h on, sitä tehokkaammin rauditus toimii. Kuvassa 4 olevassa käyrästä käytetään suhteellisia voimasuureita, normaalivoimaa ja momenttia μ , jotka saadaan seuraavista kaavoista

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (2)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (3)$$

missä N_{Ed} on mitoittava normaalivoima

b ja h ovat poikkileikkauksen mitat

f_{cd} on betonin mitoituspuristuslujuus

M_{Ed} on mitoittava momentti. [17 s. 101 ja s. 106-107.]

Suhteellisten voimasuureiden avulla käyrästä voidaan lukea raudoitussuhteen ω arvo, jolla ratkaistaan vaadittu rauditusmäärä A_s seuraavasti

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} \Rightarrow A_s = \omega bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4)$$

| | | |
|-------|------------|---|
| missä | ω | on raudoitussuhde |
| | A_s | raudoitusmäärä |
| | b ja h | ovat poikkileikkauksen mitat |
| | f_{cd} | on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo |
| | f_{yd} | on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo [17 s. 107.] |

Raudoitusmäärän A_s perusteella valitaan pääraudoitustankojen koot ja lopuksi tarkastetaan, että suhde d'/h toteutuu. Raudoitus sijoitetaan pilariin symmetrisesti, vaikka taivutus olisikin määrävä raudoitusmäärän laskennassa. [17 s. 108-109.]

Vinon taivutuksen tapauksessa mitoitukselle on kaksi vaihtoehtoista tapaa. Ensimmäinen tapa tulee kysymykseen, kun epäkeskisyyks on toisessa suunnassa huomattavasti suurempi kuin toisessa. Tällöin pilari mitoitetaan enemmän momentin rasittamassa suunnassa niin kuin edellä on käsitelty. Sen jälkeen tarkistetaan raudoituksen riittävyys poikkileikkauksen toisessa suunnassa. [17 s. 111-112.]

Toinen tapa otetaan käyttöön, kun epäkeskisyyttä on huomattavasti kummassakin suunnassa. Tällöin pilari mitoitetaan kummassakin suunnassa erikseen ja mitoitus aloitetaan arvaamalla raudoitus suuremmaksi kuin sen vähimmäistarve on. Normaalivoiman N_{Ed} ja arvatun raudoitussuhteen ω mukaan saadaan käyrästä kumpaankin poikkileikkauksen suuntaan niitä vastaava taivutuskestävyyden suhteellinen arvo μ_{Rd} , jonka avulla ratkaistaan taivutuskestävyydet M_{Rdz} ja M_{Rdy} . Mitoitusehtona on tällöin seuraava

$$\left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a \leq 1,0 \quad (5)$$

missä M_{Edy}, M_{Edz} ovat mitoitusmomentit y- ja z-akselin suhteen

M_{Rdy}, M_{Rdz} ovat taivutuskestävyydet y- ja z-akselin suhteen

a riippuu suhteellisesta normaalivoimasta N_{Ed}/N_{Rd} ,

katso taulukko 1. [17 s. 113.]

Taulukko 1. Mitoittavan normaalivoiman ja normaalivoimakestävyyden suhteen mukaan määritellyn a :n arvo [13 s. 74.]

| | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rd} | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| $a =$ | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Taulukko 1 pätee suorakaidepoikkileikkauksissa ja sen väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti. Jos mitoitusehto ei täyty, lisätään raudoitusta tai vaihtoehtoisesti kasvatetaan poikkileikkausta. [13 s. 74; 17 s. 113.]

Pilarin normaalivoimakestävyys N_{Rd} lasketaan seuraavasti

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (6)$$

missä N_{Rd} on normaalivoimakestävyys

A_c on betonipoikkileikkauksen bruttoala

A_s on pääraudoituksen poikkileikkausala

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo [17 s. 113.]

4.1.3 Nurjahdus

Teräsbetonipilari voi taipua äkillisesti eli nurjahtaa, kun siihen kohdistuu kasvava keskinen normaalivoima. Nurjahduksen aikaansaavaa kuormaa kutsutaan nurjahduskuormaksi. Pilarin hoikkuus vaikuttaa oleellisesti nurjahduskuorman

suuruuteen. Nurjahduskuorma hoikilla pilareilla voi olla huomattavasti alhaisempi kuin materiaalin kestävyys. Teoreettisille tapauksille, joissa kuorma on keskinen ja materiaali lineaarisesti kimmoista, pätee nurjahduskuormalle niin sanottu Eulerin kaava

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} \quad (7)$$

missä EI on pilarin taivutusjäykkyys

L_0 nurjahduspituus [17 s. 110].

Todellisissa tapauksissa normaalivoima vaikuttaa aina epäkeskisesti johtuen kuorman sijainnista ja pilarin mittaepätarkkuuksista. Eurokoodi 2:n mukaan mitoittava taivutusmomentti M_{Ed} koostuu siis pilarin päiden momenteista $M_{ylä}$ ja M_{ala} , mittaepätarkkuuksista johtuvasta momentista M_i sekä mahdollisesta toisen kertaluvun momentista eli lisämomentista M_2 . Mitoitusmomentti M_{Ed} on näiden momenttien summa. Mittaepätarkkuus saadaan seuraavista kaavoista

$$e_i = \theta_i \frac{L_0}{2}, \quad \theta_i = \frac{\alpha_h + \alpha_m}{200}, \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} \quad (8)$$

missä e_i on mittaepätarkkuus

L_0 on nurjahduspituus

α_h on pilarin pituudesta riippuva pienennyskerroin, $2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$

α_m on rakenneosien määrästä riippuva kerroin, erillispilarille = 1

L on pilarin todellinen pituus [13 s. 54-55.]

Pilarin päiden korjatut momentit saadaan mittaepätarkkuuden e_i avulla seuraavasti

$$M_{01} = \min(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed} \quad (9)$$

$$M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed}$$

Pilarin päät numeroidaan siten, että $M_{02} > M_{01}$. Jos ne venyttävät vastakkaisia sivuja, pienempi momenteista merkitään negatiiviseksi. Kun rakenne on symmetrisesti raudoitettu, lasketaan sille vähimmäisepäkeskisyyden e_0 seuraavasti

$$e_0 = \max \begin{cases} h/30 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (10)$$

missä h on poikkileikkausmitta

Vähimmäisepäkeskisyyttä käytetään silloin, kun $M_{min} = e_0 N_{Ed} \geq M_{Ed}$. Muutoin vähimmäismomenttia ei käytetä eikä sitä koskaan lisätä muihin momentteihin.

Lopullinen mitoitusmomentti riippuu siitä, onko pilari hoikka sekä jäykistetty vai jäykistämätön. Hoikan pilarin tapauksessa, kun pilaria kuormittaa epäkeskinen normaalivoima, pilariin syntyneestä taipumasta syntyy lisämomentti M_2 . Normaalivoiman ja taivutusmomentin suhde, pilarin hoikkuus, raudoitus, taivutusmomentin jakauma sekä viruma vaikuttavat taipuman suuruuteen ja edelleen kuormituksen kasvaessa pilarin halkeilun määrään ja jäykkyyteen. Toinen kertaluku eli lisämomentti vaikuttaa eri kohdalla pilaria riippuen onko se jäykistetty vai jäykistämätön. Jäykistetyllä pilarilla momenttijakauma oletetaan suoraviivaiseksi ja toisen kertaluvun momentin maksimi likimain pilarin keskikorkeudelle. Likimääräisesti lisämomentti lasketaan silloin seuraavasti

$$M_{oe} = \max \begin{cases} 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \\ 0,4M_{02} \end{cases} \quad (11)$$

missä M_{01} ja M_{02} ovat kaavassa (9) määritetyt pilarin päiden korjatut momentit

Lopullinen mitoitusmomentti jäykistetylle pilarille saadaan seuraavasti

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{oe} + M_2 \\ M_{02} \\ M_{min} \end{cases} \quad (12)$$

Jäykistämättömällä pilarilla lisämometti sijaitsee pilarin päässä ja lopullinen mitoitusmomentti määritetään seuraavasti

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{02} + M_2 \\ M_{min} \end{cases} \quad (13)$$

[17 s. 101-102, s. 123 ja s. 129-132.]

4.1.4 Hoikkuus

Pilarin hoikkuustarkastelun avulla tiedetään, tarvitseeko lisämomenttia M_2 tarkastella mitoituksessa. Rakenteen hoikkuus kuvaa rakenteen taipumisherkkyyttä. Pilarin hoikkuusluku λ voidaan määrittää kaavoista

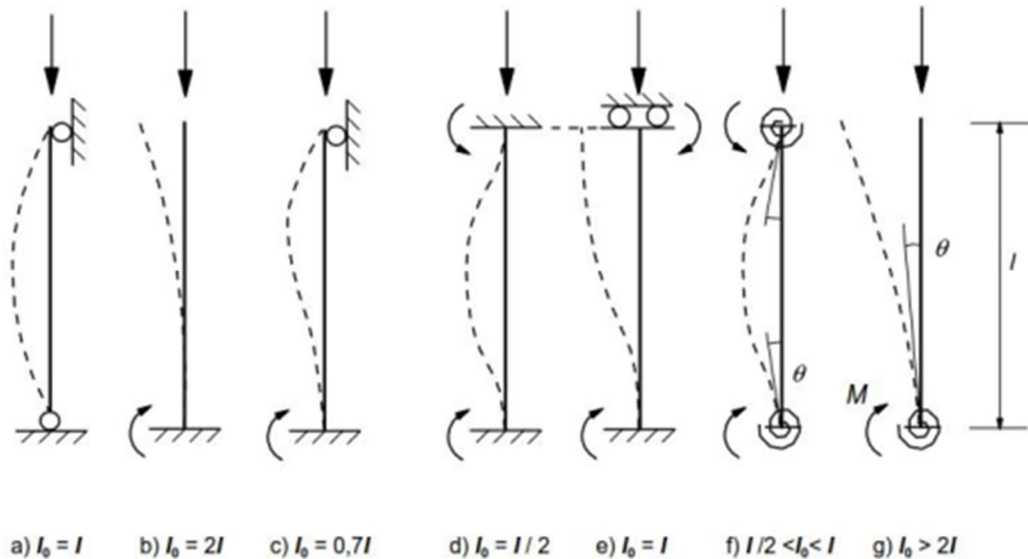
$$\lambda = \frac{l_0}{i}, i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (14)$$

missä l_0 on pilarin tehollinen pituus eli nurjahduspituus, katso kuva 6

i on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde

I_c on ehyen betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A_c on pilarin poikkileikkausala [17 s.122.]



Kuva 6. Esimerkkejä erillisten sauvojen nurjahdusmuodoista ja nurjahduspituuksista. [9 s. 33.]

Nurjahduspituus l_0 voidaan arvioida taulukon mukaan, jossa esitetään tavallisimpiin tuentatapoihin liittyvät nurjahduspituudet. [16 s. 118 ja s. 418; 17 s.122.]

Eurokoodin mukaan pilari on jäykkä, kun $\lambda \leq \lambda_{lim}$, joka saadaan kaavasta

$$\lambda_{lim} = 15,4 \cdot C / \sqrt{n} \quad (15)$$

missä $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ suhteellinen normaalivoima

$C = 1,7 - M_{01} / M_{02}$ katso kuva 5, likiarvo 0,7 [17 s. 123.]

Pilarimanttelille lisämomentin määrittäminen on vaikeaa, koska rakenne ei toimi täysin monoliittisesti eli yhtenäisesti. Vastaavaan homogeeniseen poikkileikkaukseen vaikuttaa pienempi lisämomentti, joten arvioitu lisämomentti voi olla tarpeen tarkistaa, sen jälkeen, kun rakenteen jäykkyys on selvitetty. Tässä työssä mitoitus rajataan koskemaan lyhyitä pilareita. [7 s. 23.]

4.1.5 Raudoitus

RIL 202-2011 ohjeistaa tavallisen pilarin raudoituksen valinnassa. Päätankojen minimihalkaisija pilarissa on $\emptyset = 8 \text{ mm}$ ja minimipinta-ala saadaan seuraavasta kaavasta

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{array} \right. \quad (16)$$

jossa N_{Ed} on puristusvoiman mitoitusarvo

f_{yd} on raudoituksen myötölujuus

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala [13 s. 160.]

Pääraudoituksen ala saa olla kuitenkin maksimissaan $A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c$ ja limityskohdissa $0,12 \cdot A_c$, edellytyksenä, että raudoitus mahtuu rakenteeseen. Kun mantteli valetaan suorakulmaisen pilarin neljälle sivulle, tulisi pääteräksiä olla vähintään neljä, eli yksi manttelin joka nurkassa. [11 s. 162.]

Hakojen minimihalkaisijan ohjeistetaan tavallisissa pilareissa olevan joko $\emptyset = 6 \text{ mm}$ tai neljäsosa suurimman päätangon halkaisijasta. Mantteleissa ohjeistetaan käytettävän isompia hakoja. Minimihalkaisija haoille tulisi manttelissa olla pienempi seuraavista; $\emptyset = 8 \text{ mm}$ tai kolmasosa manttelissa käytetyn suurimman pääraudoitteen halkaisijasta. Pilarin mitoituksessa hakaväliksi valitaan pienin seuraavista; 400 mm, pilarin pienin sivumitta tai 15 kertaa pienimmän käytetyn päätangon halkaisija. Manttelin tapauksessa hakavälillä on lisänä ohjeistus, että se olisi enintään manttelin paksuus sekä enintään 200 mm:ä tavallisen pilarin 400 mm:n sijaan. Valittua hakaväliä pienennetään kertoimella 0,6 pilarin päissä sekä mahdollisten limijatkosten kohdalla. Pilarin päissä tiiviimpi hakaväli sijoitetaan poikkileikkauksen suuremman mitan matkalle palkin tai laatan ylä-/alapinnasta. Limijatkosten kohdalla hakavälin pienennys vaaditaan, jos päätangot ovat halkaisijaltaan suurempia kuin 14 mm. Manttelissa limijatkosten kohdalla ohjeistetaan hakavälin olevan maksimissaan 100 mm. Pilarin poikkileikkauksen nurkassa olevat päätangot sidotaan haoilla. Kaikki päätangot on oltava enimmillään 150 mm:n etäisyydellä jostain sidotusta tangosta. [9 s. 77-78; 11 s. 162.]

4.1.6 Dynaamiset kuormat

Rakenteelle aiheutuu dynaamisia rasituksia, kun rakenteeseen syntyy muuttuvista kuormista riittävä kiihtyvyyttä. Tästä johtuen manttelin ja pilarin väliin aiheutuu liikettä ja rajapinnat saattavat kulua, jolloin ne eivät kosketa toisiaan. Näin ollen rakenteen toiminta jää vain leikkausliittimien varaan. Pilarimanttelista saadaan mahdollisimman jäykkä, kun leikkausliittimien lisäksi vanhan pilarin ja uuden manttelin pääteräkset hitsataan toisiinsa kiinni. Dynaamisia kuormia huomioidessa ei vahventamisen aikana rakenteelle tulevilla kuormilla ole tutkimusten mukaan merkittävää vaikutusta jäykkyyden suhteen. Suomessa tyypillinen dynaaminen kuorma voi aiheutua muun muassa liikenteestä, aallokosta, koneista ja laitteista tai tuulesta. Monesti dynaamiset kuormat tulevat huomioitua riittävästi sillä, että staattiset kuormitukset kerrotaan asianmukaisella niin sanotulla dynaamisella kertoimella. [4 s. 34; 7 s. 25; 10 s. 19.]

4.2 Käyttörajatila

Rakenteen tulee säilyttää käyttökelpoisuutensa maksimiolosuhteissa, jota kutsutaan käyttörajatilaksi. Käyttörajatilassa tarkastellaan jännityksiä, muodonmuutoksien, kuten halkeamaleveyksien suuruuksia ja taipumaa sekä niin sanottua käyttömukavuutta. Betonirakenteissa yleisesti käyttörajatilatarkastelussa ehtona on, että rakenteeseen ei synny jatkuvasti lisääntyviä pysyviä muodonmuutoksia tai siirtymiä, kun rakennetta toistuvasti kuormitetaan. Samalla mahdolliset siirtymät ovat sallittujen raja-arvojen alapuolella eikä muodonmuutosten suuruus vaikuta liikaa rakenteen säilyvyyteen sen elinkaaren aikana. Betonin pitkäaikaisilla muodonmuutoksilla on vaikutusta kuormien jakaantumiseen manttelin ja vanhan pilarin välillä. Pilarimanttelit ovat yleensä puristettuja, joten taipumaa ei yleensä tarvitse tarkastella. Jos manttelin ja pilarin välinen työsauma on mitoitettu luvussa 4.3.2 esitetyn ehdon mukaan, poikkileikkausta voidaan käsitellä yhtenä kappaleena jäykkyyttä mitoittaessa. Muulloin jäykkyytenä pidetään osien jäykkyyksien summaa. [10 s. 63; 16 s. 120 ja s. 317; 18 s. 46.]

4.2.1 Käyttörajatilarajoitukset

Silloin kun jännityksen suuntaiset halkeamat, mikrohalkeamat tai suuri viruma ovat haitallisia rakenteen toiminnalle, tulee puristusjännitystä betonissa rajoittaa. Tämä

voidaan tehdä joko lisäämällä raudoituksen betonipeitettä tai poikkirauditus. Jos rakennetta ei muuteta, rajoitetaan puristusjännitys tietyissä ympäristönrasitusluokissa arvoon $k_1 f_{ck}$, missä f_{ck} on betonin puristuslujuus ja suositusarvo kertoimelle $k_1 = 0,6$. Vetojännityksen on oltava pienempi kuin betonin vetolujuus, jotta rakenteen poikkileikkausta voidaan pitää halkeilemattomana. [13 s. 117.]

Raudoituksen jännitys on oltava kimmorajan alapuolella, jotta sen seurauksena ei synny halkeilua ja muodonmuutoksia, jotka olisivat haitallisia. Eurokoodi 2:sen mukaan raudoituksen vetojännitys saa olla korkeintaan $k_3 f_{yk}$, jossa f_{yk} on raudoituksen vetolujuus ja suositusarvo kertoimelle $k_3 = 0,6$. Tällöin rakennetta voidaan pitää halkeilemattomana ja taipumattomana. Kun raudoituksen vetojännitys aiheutuu pakkovoimasta, saa raudoituksen vetojännitys olla enintään arvon $k_4 f_{yk}$ suuruinen, jolloin rakennetta voi pitää halkeilemattomana. Suositusarvo kertoimelle $k_4 = 0,8$. Pilarimanttelissa on lähinnä kutistumasta eli pakkovoimasta johtuvaa sekä puristuksesta johtuvaa halkeilua. [9 s. 49; 16 s. 317-318.]

Halkeamaleveyden rajoittamisen tarve tulee esteettisestä näkökulmasta sekä rakenteen säilyvyyden ja toimivuuden takaamisesta. Mantteliosan haljetessa pilarin ja manttelin rajapintaan saakka, pienentyä niiden rajapinnan leikkauskestävyys ja toimivuus. Halkeamaleveyden w_k raja-arvo w_{max} riippuu ympäristön rasitusluokasta. Pilarin suuri raudoitusmäärä lisää halkeilun riskiä. [9 s. 50.]

4.3 Kuormien jakaantuminen vanhan ja uuden rakenneosan välillä

Mantteloidussa pilarissa vanha pilari (ydin) ottaa kaiken olemassa olevan kuorman vastaan. Kun rakennetta aletaan lisäkuormittamaan, ottaa mantteli vain lisäkuormasta osan kantaakseen. Lisäkuorma jakaantuu yleensä muodonmuutosten, kokoonpuristuman tai taipuman suhteen vanhalle pilarille ja uudelle manttelille. Kun uusi betoni kutistuu ja viruu, pyrkii vanha pilari kantamaan kaiken rakenteelle tulevasta kuormasta. Käyttörajatilassa uudelle osalle siirtyä hyvin vähän kuormia, koska vanha pilari viruu ja muuttua muotoaan vähemmän sekä jännitysten muutokset vanhassa pilarissa on pieniä. [2 s. 114; 6 s. 80; 18 s. 36.]

Pilarimanttelin kuormien jakaantuma saadaan Liikenneviraston esittämistä kaavoista seuraavasti:

uuden ja vanhan osan muodostamalle liittorakenteelle tuleva osa painosta ΔG_2

$$\Delta G_{yhd} = k_{1P} \cdot \Delta G_2 = (1 - k_{2P}) \Delta G_2 \quad (17)$$

ja vanhalle osalle tuleva osa painosta ΔG_2

$$\Delta G_{vanha} = k_{2P} \cdot \Delta G_2 \quad (18)$$

missä $k_{2P} = 1 / (1 + \varphi_v(t, t_{ol}))$ [18 s.47.]

4.3.1 Esijännityksen vaikutus kuormien jakaantumiseen

Poistamalla vanhalle rakenteelle tuleva kuorma ennen vahventamista saadaan kuormat jakaantumaan tasaisemmin. Esikorottaminen estää myös mahdollisesta rakenteen kutistumisesta puristuspuolella aiheutuvan lisätaipuman. Kuormat voidaan poistaa esimerkiksi jännitetyillä tukitelineillä. Kun mantteli on valettu kiinni vanhaan pilariin, betoni kovettunut ja tuenta poistetaan, kuormat siirtyvät yhdistetylle rakenteelle. Uudet kuormat jakaantuvat jäykkyyksien ja kimmokertoimien suhteen vanhalle pilarille ja uudelle manttelille [5 s. 79; 6 s. 80; 18 s. 48.]

RIL 174-4 ja Liikenneviraston ohjeen mukaan kuormat jakaantuvat tunkkaamisen eli esijännittämisen jälkeen seuraavasti vanhalle pilarille

$$S_1 = S_{p1} - S + \alpha \cdot S_a \quad (19)$$

ja manttelille

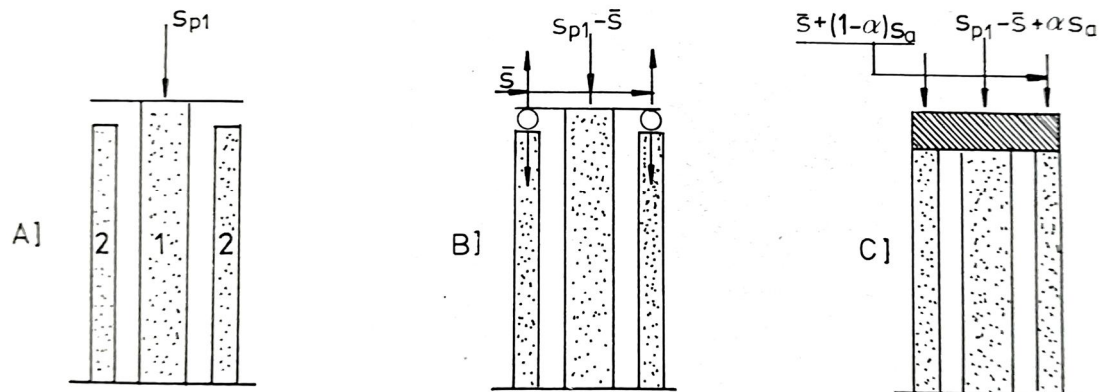
$$S_2 = S + (1 - \alpha) \cdot S_a \quad (20)$$

joissa S_{p1} on olemassa oleva kuorma

| | |
|----------|--|
| S | on esijännitysvoima |
| S_a | on lisäkuorma |
| α | kerroin ottaa huomioon uuden ja vanhan osan poikkileikkausalan sekä kimmokertoimen |

$$\alpha = \frac{E_{c1} \cdot A_{c1}}{E_{c1} \cdot A_{c1} + E_{c2} \cdot A_{c2}}, \quad (21)$$

missä alaindeksi 1 tarkoittaa vanhaa pilaria ja 2 uutta manttelia. RIL174-4:n ohjeistamat kaavat ovat yksinkertaistettuja. Kuvassa 7 on havainnollistettu kuormien jakaantumista.



Kuva 7. Esijännityksen avulla kuormien jakaantumisen parantaminen. [2 s. 117.]

Tässäkin tapauksessa uuden ja vanhan betonin erilaisesta virumisesta ja muusta muodonmuutoksesta johtuen kuormien jakaantuminen muuttuu ajan myötä, niin että vanha pilari alkaa vastaanottaa enemmän kuormaa. Tämä on otettava huomioon rakenteen kapasiteettia arvioidessa. Kokeellisesti on huomattu, että mitä vähemmän pilarirakennetta kuormitetaan silloin, kun vahvistus tehdään, sitä lujempi pilarimanttelista tulee. [2 s. 115; 6 s. 80; 18 s. 36; 19 s. 219.]

4.3.2 Rajapinnan kestävyys

Rajapinnan kuorman siirtokyky riippuu koheesiosta, kitkasta sekä leikkausliittimistä. Kummassakin edellä mainitussa tapauksessa, kun uuden ja vanhan betonin viruma sekä kutistuma ovat eri suuruisia, syntyy rajapintaan kuormitusta. Rajapinnan puristumien ja venymien ollessa eri suuruiset, syntyy manttelin ja pilarin väliin leikkausjännitystä.

Puristusta syntyy rajapintaan pilarimantteliä taivutettaessa, kun osat pyrkivät taipumaan eriaikoihin, mutta taipuma on pakotettu olemaan yhtä suuri kummassakin osassa. [7 s. 59; 14 s. 447; 18 s. 25 ja s.37.]

Rajapinnan toiminnasta saadaan tehokas sijoittamalla pilarin ja manttelin rajapintaan harjatankoiset leikkausliittimet, jotka siirtävät kuormia rakenneosien välillä. Nämä harjatankot ankkuroidaan kemiallisesti tai ne porataan vanhan pilarin läpi. RIL 174-4 ohjeistaa, että kuormien siirtymiseen auttaa rajapinnan vaarnaaminen terästapein ja vanhan betonipinnan karhentaminen. [2 s. 116; 5 s. 79.]

Eri tutkimusten mukaan teräsvaarnan kautta siirtyvä voiman suuruus ilman esijännitystä saadaan kaavasta

$$D_u = 1,0 \dots 1,3 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}, \text{ kun } l \geq 5 \cdot d \quad (22)$$

missä d on tapin/vaarnan halkaisija ($d = 12 \dots 22 \text{ mm}$)

l on vaarnan upotussyvyys betoniin [2 s. 116.]

Tehokkain tapa on liittää olemassa olevan pilarin pääteräkset ja manttelin pääteräkset hitsaamalla yhteen niin sanotuilla z-haioilla (ks. Kuva 2). Tällöin rakenne toimii yli 80 prosenttisesti monoliittisesti, kun yläpuoliset kuormat on poistettu ennen vahvennusta ja 50 prosenttisesti monoliittisesti ilman kuormien tunkkaamista. [2 s. 114; 7 s. 49; 15 s. 269; 20 s. 5.]

Eri aikoina valettujen betoniosien välisen työ- eli leikkaussauman leikkauskestävyyden on oltava riittävä mahdollisesta halkeilusta huolimatta [18 s. 18]. Eurokoodi 2:sen mukaan leikkausjännityksen mitoitusehtona on

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (23)$$

Leikkaussaumassa vaikuttava leikkausjännitys V_{Edi} lasketaan seuraavasti

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \quad (24)$$

missä β on uuden betonin poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko rakenteen poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella

V_{Ed} on rakenneosan leikkausvoima

z on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

b_i on työsauman leveys (pilarin korkeus) [9 s. 42; 13 s. 86.]

Työsauman leikkauskestävyys V_{Rdi} lasketaan kaavasta

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_{cd} \quad (25)$$

missä c ja μ on kertoimia, jotka riippuvat työsauman karheudesta

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

σ_n on kohtisuoraan työsaumaan, leikkausvoiman kanssa samaan aikaan vaikuttavasta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin jännitys kohtisuoraan työsaumaan, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ sekä veto negatiivisena,

jolloin $c \cdot f_{ctd} = 0$

$\rho = A_s/A_i$

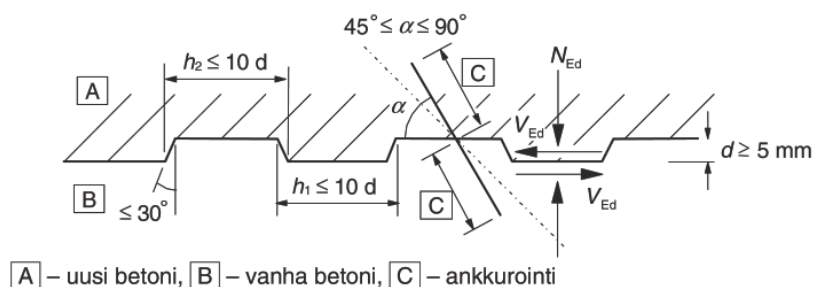
A_s on työsauman läpi menevän raudituksen poikkileikkausala, tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi kummallekin puolelle työsaumaa

A_i on työsauman pinta-ala

α on vaaran kulma, määritellään kuvassa 8

v on leikkauksesta haljenneen pinnan lujuuden pienennyskerroin (suositus $v = 0,6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$) [9 s. 42; 13 s. 91.]

Työsauma voi olla joko hyvin sileä ($c = 0,025 \dots 0,10$ ja $\mu = 0,5$), sileä ($c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$), karheaksi ($c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$).



Kuva 8. α :n arvon määrittäminen [13 s. 92.]

Jos rakenteeseen kohdistuu dynaamisia kuormia, Eurokoodi 2:ssa ohjeistetaan puolittamaan kertoimen c arvo. Santos ja Julioksen julkaisussa ohjeistetaan, että jos rakenteeseen kohdistuu dynaamisia kuormia tai manttelin pinta halkeilee rajapinnassa, asetetaan kerroin c nolaksi. Santos ja Julioksen ohjeistus on siis mitoituksen kannalta varmemmalla puolella. Heidän ohjeistuksen mukaan uuden betonin kimmokerroimen tulisi olla myös vanhan pilarin kimmokerrointa suurempi. Manttelin kimmokerroimen ollessa pienempi, on huomattu leikkauskestävyyden olevan huomattavasti pienempi. Eurokoodi 2:sen työsauman leikkauskestävyyden kaavat eivät ota kantaa eriaikaan valettuihin betoneihin, lujuusluokkia, kimmokerroimia, kutistumista tai kuivumisolosuhteita. Kaava sopii kuitenkin valtaosaan rakentamisen tapauksista. [13 s. 92; 14 s. 446.]

4.4 Viruma ja kutistuma

Betonin kokonaismuodonmuutos koostuu jännityksestä johtuvasta välittömästä muodonmuutoksesta, virumasta, kutistumasta sekä lämpötilasta johtuvasta muodonmuutoksesta. Kuormien lopullista jakaantumista tutkittaessa viruminen on merkittävä tekijä. Viruman vaikutus otetaan huomioon muun muassa pilarin lisäepäkeskisyyden, halkeamaleveyden ja taipuman kaavoissa. Viruma käytännössä

vähitellen lisää taipumaa rakenteessa. Viruminen on ajasta ja jännityksistä riippuva ilmiö. Kun venymät kasvavat, vaikka jännitykset pysyvät samana, rakenne viruu. Virumista tapahtuu erityisesti korkeissa lämpötiloissa, mutta betoni viruu jo alhaisissa lämpötiloissa. Seuraukset virumisesta ovat yleensä haitallisia, mutta joissain tilanteissa se voi pienentää jännityshuippuja ja vähentää halkeilua sekä parantaa rakenteen kestävyyttä. Esimerkiksi manttelin ja pilarin rajapinnan rasitukset pienenevät, jos pilari viruu. Nuori betoni viruu enemmän kuin vanha ja viruman voi laskennallisesti olettaa saavuttavan teknisen loppuarvonsa viimeistään 70 vuodessa, vaikka se ei koskaan lopukaan. Virumaa ei tarvitse huomioida, jos viruma ja pilarin hoikkuus ovat riittävän pieniä ja kuorman epäkeskisyys on tarpeeksi suuri. [7 s. 31; 9 s. 22; 16 s. 45; 17 s. 128; 21 s. 95; 22 s. 48.]

Kutistuma on ajasta riippuva ja jännityksistä riippumaton ilmiö ja se harvoin tapahtuu tasaisesti. Kutistuminen on muodonmuutoskuorma ja se on haitallista, kun se ei pääse tapahtumaan vapaasti. Kutistuminen on pakkovoima ja se tulee ottaa huomioon halkeamaleveyksien sekä jännityksien laskennassa. Joissain tapauksissa kutistuma voi alentaa myös rakenteen lujuutta. Kun kutistuma estyy rakenteessa esimerkiksi betoniraudituksen takia, epätasainen kutistuma rakenteen pinnan ja sisäosan välillä aiheuttaa sen pintaan vetojännityksiä. Jos vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden, betoni halkeaa. [13 s. 117; 16 s. 351; 18 s. 36.]

5 Suunnittelun ja mitoituksen ohjeistus

Pilarimanttelin suunnittelun ja mitoituksen ohjeistus tehdään yrityksellä käytössä olevalle *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjalle, joka perustuu Eurokoodi 2:seen. Laskentapohja ei sinällään sovellu pilarimanttelin mitoitukseen, joten tässä ohjeistuksessa esitetään kohdat, jotka tarvitsevat erityishuomiota. Suunnittelun ja mitoituksen ohjeistus tehdään teorian pohjalta, joka esitellään RIL174-4:ssä ja tässä insinööriyössä luvussa 4.1.1 Kyseisessä teoriassa uuden manttelin pinta-alasta lasketaan vain 60 %:a teholliseksi. Loput neljäkymmentä prosenttia manttelin poikkileikkauspinta-alasta menee erilaisiin häviöihin. Näin ei tarvitse tarkastella tarkemmin esimerkiksi viruman ja kutistuman vaikutuksia kuormien jakaantumiseen rakenteen osien välillä, mikä helpottaa suunnittelutyötä. Laskentapohjassa eikä tässä

ohjeessa mitoiteta leikkausliittimiä tai vanhan pilarin ja manttelin rajapintaa. Tätä ohjeistusta voidaan käyttää, kun

- mantteloitavan pilarin poikkileikkaus on suorakulmainen
- pilari on mantteloitu jokaiselta sivultaan
- pilarimantteli on määritelty lyhyeksi pilariksi
- vanhan pilarin olemassa olevat kuormat tunkataan ennen vahventamista.

5.1 Poikkileikkauksen teholliset mitat

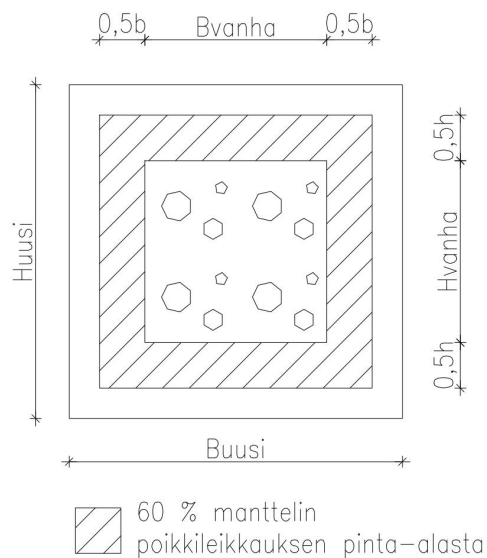
Pilarimanttelin mitoituksessa käytetään RIL 174-4:ssä esitettyyn teoriaan perustuvia manttelin laskennallisia poikkileikkausmittoja. Pilarimanttelia mitoittaessa syötetään siis lähtötietoihin poikkileikkauksen korkeus- ja leveysmittoina seuraavat H :n ja B :n arvot

$$H = H_{vanha} + h \quad (26)$$

$$B = B_{vanha} + h \quad (27)$$

missä h ja b ovat mitoituksessa käytettävät manttelin teholliset paksuudet, jotka näkyvät kuvassa 9.

Tällöin laskentapohjalla tehty koko rakenteen mitoitus, muun muassa rakenteen hoikkuuden määrittäminen, lasketaan manttelin laskennallisen paksuuden perusteella. Kun mitoituksessa käytetään laskennallisia manttelin paksuuksia, huomioidaan koko rakenteen mitoituksessa häviöön menevä 40 %:n osuus manttelin poikkileikkauksesta.



Kuva 9. Pilarimanttelin mitoituksessa käytettävät poikkileikkauksen mitat.

Laskentapohjalla tehdyn mitoituksen jälkeen tulee muistaa laskea lopulliset pilarimanttelin kokonaismitat niin kuin luvun 4.1.1 kaavassa (1) esitetään. Pilarimanttelin todellinen poikkileikkaus on huomioitava alusta saakka, jotta manttelointi pystytään toteuttamaan. Rajoittava tekijä pilarin kokonaispoikkileikkaukselle voi olla esimerkiksi tilan rajoitteet, missä vahvennettava pilari on.

5.2 Pilarimanttelin hoikkuuden määrittäminen

Pilarimanttelin hoikkuustarkastelun avulla tiedetään, voidaanko pilarimanttelia pitää lyhyenä ja näin ollen mitoittaa tämän ohjeen mukaan. Hoikkuuslukua λ määrittäessä manttelista huomioidaan vain 60 %:a poikkileikkausmitoissa. Kaavalla (14) laskettaessa pilarimanttelin tapauksessa pilarinpoikkileikkausala A_c lasketaan luvussa 5.1 esitetyillä poikkileikkauksen tehollisilla mitoilla. Myös poikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskennassa käytetään näitä mittoja.

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (28)$$

missä l_0 on pilarin tehollinen pituus eli nurjahduspituus, katso kuva 6

i on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde

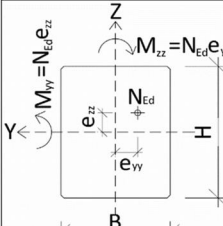
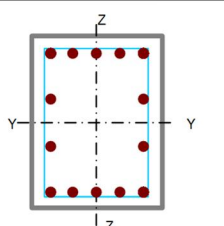
I_c on ehyen betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A_c on pilarin poikkileikkausala. [17 s.12.]

5.3 Laskentapohjan käyttö pilarimanttelin tapauksessa

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari -laskentapohjassa syötetään Lähtötiedot -välilehdelle rakenteen suunnitteluun tarvittavat lähtötiedot. Lähtötiedoissa arvataan aluksi pilarin poikkileikkausmitat ja rauditus.

| Olosuhdetekijät: | | Poikkileikkauksen mitat: | |
|------------------------|-----------|--|----------------------------|
| Rasitusluokka = | XC2 | Märkä, harvoin kuiva | Korkeus, H = 580 mm |
| Suun. käyttöikä = | 50 vuotta | | Leveys, B = 380 mm |
| RH = | 40 % | Kuiva ilma | |
| t_0 = | 28 | d | |
| t = | 36500 | d | |
| Materiaalit: | | Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet: | |
| Rakenneluokka = | 2 | Pilarin pituus, L = | 4000 mm |
| Betoni = | C25/30 | μ_{yy} = | 1,00 Nurjahduskerroin, Y-Y |
| Betoniteräs f_{yk} = | 500 MPa | μ_{zz} = | 1,00 Nurjahduskerroin, Z-Z |
| | | Betonipiteen nimellisarvo ja max. raekoko: | |
| | | Betonipeite, c = | 35 mm |
| | | Δ_{Cdev} = | 10 mm |
| | | Max raekoko, d_g = | 32 mm |
| | | Rauditus: | |
| | | \varnothing_{main} = | 20 mm |
| | | teräsriv. h sivulla = | 4 = n_h |
| | | teräsriv. b sivulla = | 5 = n_b |
| | | \varnothing_{Haat} = | 10 mm |
| | | s = | 200 mm |

Kuva 10. Ote *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjan lähtötiedoista. [23.]

Suurin osa lähtötiedoista syötetään niin kuin normaalin teräsbetonipilarin mitoituksessa, mutta osa kohdista tarvitsee erityishuomiota pilarimanttelin mitoituksessa. Erityishuomiota tarvitsevat poikkileikkauksen mitat, betonin lujuus sekä pääraudoituksen sijainti, lujuus ja halkaisija. Kuvassa 10 on ympyröity punaisella nämä kohdat laskentapohjasta. Näistä poikkileikkauksen *Korkeus, H* ja *Leveys, B* mitat on määritetty tässä työssä luvussa 5.1.

5.3.1 Betonin lujuuden määrittäminen

Toisin kuin tavallisessa pilarissa, pilarimanttelissa on kahta eri lujuuksista betonia. Mitoittaessa pilaria laskentapohjalla syötetään lähtötietoihin vain yksi betonin lujuus. Tämä huomioidaan käsittelemällä betonia yhtenä massana eli laskemalla pilarin ja manttelin poikkileikkauksien avulla pinta-alalla painotettu keskiarvo betonin lujuudeksi. Syötettävä betonin lujuus voidaan laskea siis seuraavasti

$$fck_a = \frac{fck_m \cdot A_m + fck_p \cdot A_p}{A_m + A_p} \quad (29)$$

missä fck_a on pinta-alapainotettu betonin keskiarvolujuus

fck_m ja fck_p ovat betonin lujuuksia

A_m ja A_p ovat poikkileikkauksien pinta-aloja

missä alaindeksi m tarkoittaa manttelia ja p pilaria.

Manttelin poikkileikkauksen pinta-alaa A_m laskiessa käytetään luvussa 5.1 esitetyistä kaavoista (26) ja (27) saatavia manttelin tehollisen paksuuden $h: n$ ja $b: n$ arvoja.

5.3.2 Raudituksen määrittäminen

Kun pilari mitoitetaan puristukselle ja vinolle taivutukselle kummassakin suunnassa erikseen, kuten luvussa 4.1.2 esitetään, aloitetaan mitoitus arvaamalla rauditusmäärä. Teräsbetonipilarin laskentapohjassa syötetään tähän perustuen terästen halkaisijat ja lukumäärät lähtötiedoissa. Mantteloidussa pilarissa vanhan pilarin pääteräkset vaikuttavat selvästi rakenteen puristuskapasiteettiin, mutta eivät taivutuskapasiteettiin. Vanhat pääteräkset olisi hyvä huomioida, jotta rakenne ei ylimitoiteta. Vanhoja pääteräksiä ei voi kuitenkaan myöskään olettaa uusien terästen kanssa samaan riviin, koska silloin taivutuskapasiteetti arvioidaan turhan suureksi. Terästen halkaisijat ja lujuudet ovat todennäköisesti eri suuruisia keskenään. Pilarin laskentapohjan lähtötietoihin syötetään pääteräksen halkaisijalle ja lujuudelle vain yksi arvo, joten syötettävät arvot on laskettava painotettuina keskiarvoina.

Jotta lähtötietoihin voidaan syöttää yksi pääterästen halkaisijan arvo, pääteräksille määritetään lujuudella painotettu keskiarvohalkaisija ϕ_a seuraavasti

$$\phi_a = \frac{f_{yk,m} \cdot n_m \cdot \phi_m + f_{yk,p} \cdot n_p \cdot \phi_p}{f_{yk,m} \cdot n_m + f_{yk,p} \cdot n_p} \quad (30)$$

missä ϕ_a on lujuudella painotettu keskiarvohalkaisija

n_m ja n_p ovat pääterästen lukumäärät

$f_{yk,m}$ ja $f_{yk,p}$ ovat terästen myötölujuuksia

ϕ_m ja ϕ_p ovat pääterästen halkaisijat

missä alaindeksi m tarkoittaa manttelia ja p pilaria.

Jotta vanhojen terästen lujuus huomioidaan, lasketaan teräksille pinta-alapainotteinen keskiarvolujuus f_{yk_a} seuraavasti

$$f_{yk_a} = \frac{f_{yk,m} \cdot n_m \cdot \phi_m + f_{yk,p} \cdot n_p \cdot \phi_p}{\phi_m \cdot n_m + \phi_p \cdot n_p} \quad (31)$$

missä f_{yk_a} on pinta-alalla painotettu teräksen keskiarvolujuus

n_m ja n_p ovat pääterästen lukumäärät

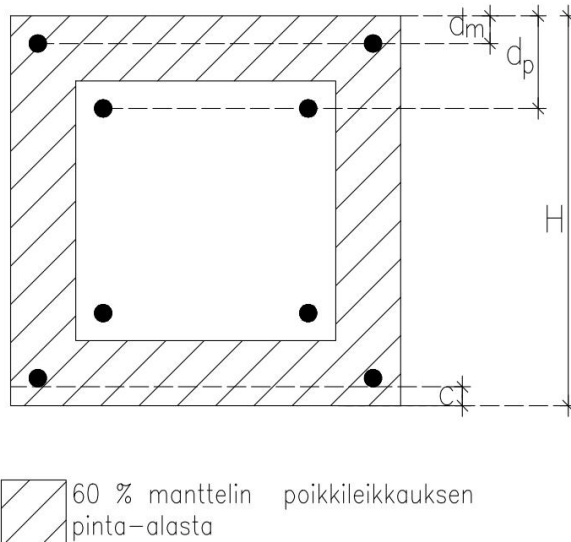
$f_{yk,m}$ ja $f_{yk,p}$ ovat terästen myötölujuuksia

ϕ_m ja ϕ_p ovat pääterästen halkaisijat

missä alaindeksi m tarkoittaa manttelia ja p pilaria.

Luvussa 4.1.1 kuvassa 5 on havainnollistettu keskiöetäisyyden mittaa d' tavallisen pilarin tapauksessa. Pilarimanttelin tapauksessa keskiöetäisyys $d'a$ on vanhojen ja uusien pääterästen keskiarvo painotettuna niiden poikkipinta-alalla ja lujuudella. Näin ei

kumpikaan uudesta tai vanhasta osasta yli- tai alimitoitu merkittävästi. Painotettua keskiöetäisyyttä d'_a mitoittaessa on muistettava käyttää luvussa 5.1.1 esitetyistä kaavoista (26) ja (27) saatavia pilarimanttelin laskennallisia $H:n$ ja $B:n$ arvoja. Tällöin sijoitetaan laskennallisesti manttelin pääteräkset teholliseen osaan manttelia, niin kuin kuvassa 11 havainnollistetaan.



Kuva 11. d_m ja d_p mittojen havainnollistaminen

Pääterästen painotettu keskiöetäisyys d'_a pilarimanttelin tapauksessa määritetään seuraavasti

$$d'_a = \frac{f_{yk,m} \cdot n_m \cdot \varnothing_m \cdot d_m + f_{yk,p} \cdot n_p \cdot \varnothing_p \cdot d_p}{f_{yk,m} \cdot n_m \cdot \varnothing_m + f_{yk,p} \cdot n_p \cdot \varnothing_p} \quad (32)$$

missä d'_a on painotettu terästen keskiöetäisyys

n_m ja n_p ovat pääterästen lukumäärät

$f_{yk,m}$ ja $f_{yk,p}$ ovat terästen myötölujuuksia

\varnothing_m ja \varnothing_p ovat pääterästen halkaisijat

d_m ja d_p ovat terästen sijainnit poikkileikkauksessa (ks. kuva 11)

missä alaindeksi m tarkoittaa manttelia ja p pilaria.

Pilarimanttelissa uudet ja vanhat pääteräkset ovat suhteellisen kaukana toisistaan, jolloin keskiöetäisyydestä d' ja samoin d'/h suhteesta tulee huomattavan suuri. Ottaen huomioon, että mitä pienempi on d'/h suhde, sitä tehokkaammin rakenne toimii, on rakenteen mitoitus silloin varmallalla puolella. Vaikka edellä laskiessa pääteräkset sijoitetaan laskennallisesti manttelin teholliseen osaa, suunnitellaan ne oikeasti sijoitettavaksi yleisen Eurokoodi 2:n pilarin rauditusohjeiden mukaan, joita on esitetty myös tässä työssä luvussa 4.1.5.

Laskentapohjaan syötettävä betonipeitteen nimellisarvo c määrittää pääterästen sijainnin poikkileikkauksessa. Nimellisarvo c esittää mitan poikkileikkauksen reunasta teräksen pintaan (ks. kuva 11). Laskentapohja sijoittaa pääteräkset yhteen riviin. Pilarimanttelin tapauksessa pääteräkset ovat kahdessa rivissä, joten käytetään painotettua keskiöetäisyyttä d'_a laskennan apuna. Keskiöetäisyys d' esittää mitan pääteräksen painopisteeseen, betonipeitteen nimellisarvo c pääteräksen reunaan. Laskennallinen betonipeite c_a määritetään seuraavasti

$$c_a = d'_a - \frac{\phi_a}{2} \quad (33)$$

missä c_a laskennallinen betonipeite

d'_a on painotettu terästen keskiöetäisyys (ks. kaava 32)

ϕ_a on lujuudella painotettu keskiarvohalkaisija (ks. kaava 30)

Sijoitetaan laskentapohjaan betonipeitteen c arvoksi saatu laskennallisen betonipeitteen c_a arvo. Tällöin rauditusta käsitellään laskentapohjan mitoituksessa niin kuin se olisi yhdessä rivissä.

5.3.3 Mitoitusmomentin syöttäminen lähtötietoihin

Luvussa 4.1.3 käsitellään Eurokoodi 2:n mukaan mitoittavan taivutusmomentin M_{Ed} laskentaa pilarin päiden momenttien $M_{ylä}$ ja M_{ala} avulla. *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjaan syötettäessä pilarin päiden momenteja $M_{ylä}$ ja M_{ala} on huomioitava, että jossain mitoitus tapauksessa ne voivat nolla, kuten esimerkiksi kuvassa 6 olevassa a) nurjahdusmuodossa on. Tällöin rakenteen mitoittava eli maksimimomentti on jossain pilarin keskellä. Tämä on huomioitava laskentapohjaa käyttäessä. Jos pilarin päiden momenteiksi syöttää nolla, ei silloin huomioida rakennetta kuormittavaa momenttia ollenkaan. Tämä voidaan korjata sillä, että asetetaan kumpaankin pilarin pään momentiksi mitoittavan momentin arvon, jolloin se tulee mitoituksessa huomioitua.

5.4 Raudoitussuhteen määrittäminen

Ratkaistaessa pilarimanttelin poikkileikkauksen tarvittavaa raudoitussuhdetta suhteellisen normaalivoiman, suhteellisen momentin ja näiden yhteisvaikutuskäyrän avulla, kuten luvussa 4.1.2 on ohjeistettu, on pilarimanttelin tapauksessa poikkileikkauksen mittoina käytettävä luvussa 5.1.1 esitetyistä kaavoista (26) ja (27) saatavia manttelin tehollisen paksuuden $h:n$ ja $b:n$ arvoja. Keskiöetäisyyden d' määrittämisessä huomioidaan myös vanhan pilarin pääteräkset niin kuin kaavassa (32) on esitetty. Tällöin on luvussa 4.1.2 esitetystä kaavasta (4) saadusta kokonaisraudoitusmäärästä A_s on vähennettävä vanhojen pääterästen poikkileikkausala, jotta tiedetään, kuinka suuri osa saadusta raudoituksesta mantteliin sijoitetaan. Raudoitussuhteen määrittämisessä poikkileikkauksen laskennalliset mitat riittävät, koska betonin poikkileikkauksen pinta-alasta loput eivät ole tehollista.

6 Yhteenveto

Insinööriyössä selvitettiin tavallisen pilarin ja pilarimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen liittyviä aiheita ja erityishuomiota vaativia seikkoja. Tavoitteena oli saada suunnitteluohje ja laskentapohja pilarimanttelin mitoituksen tueksi.

Työssä esiteltiin Eurokoodi 2:n pohjautuen lyhyen pilari ja pilarimanttelin mitoituksessa huomioon otettavat asiat, kun rakenne mitoitetaan normaalivoiman ja taivutuksen yhteisvaikutusta vasten. Työssä tutustuttiin myös kuormien jakaantumiseen uuden ja vanhan poikkileikkauksen välillä ja kuormien tunkkaamiseen ennen rakenteen vahventamista, ja sivuttiin myös manttelin ja vanhan pilarin rajapinnan välistä kestävyyttä ja niiden yhteistoimintaa.

Työssä saatiin ohjeistus jo käytössä olevan *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjan käyttöön pilarimanttelin mitoituksessa. Ohjeistuksella mitoitettava pilarimantteli on oltava lyhyt, poikkileikkauksen on oltava suorakulmainen ja manttelointi on suoritettava jokaiselle pilarin reunalle. Ohjeistus perustui teoriaan, jossa mantteloidun pilarin manttelista vain 60 %:a on tehollista. Oma laskentapohjaa pilarimanttelin mitoitukseen ei ajanpuutteen vuoksi ehditty tuottaa.

Insinööriyötä tehdessä heräsi ajatus, että käytössä olevalle *B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari* -laskentapohjalle olisi hyvä olla ainakin lisäosa, jonka avulla voi laskea laskentapohjaan syötettävät arvot oikein, jotta laskenta olisi vielä tehokkaampaa. Pilarimanttelin tarkemmalle mitoitukselle voisi olla myös kokonaan oma laskentapohja, koska manttelin tehollisen pinta-alan teoriassa käytetty 60 %:a on vain karkea arvio. Omalla laskentapohjalla voitaisiin ottaa huomioon tarkemmin pilarimanttelin mitoitukseen vaikuttavat asiat, kuten esimerkiksi rakenneosien eriaikainen viruma, kutistuma ja jäykkyydet. Omassa laskentapohjassa pystyttäisiin mitoittamaan myös leikkausliittimet ja ottaa huomioon tarkemmin rakenneosien virumat ja kutistumat. Silloin laskentapohjan ei tarvitsisi perustua tässä työssä käytettyyn teoriaan manttelin tehollisesta 60 %:n toimivuudesta.

Lähteet

- 1 Laiho, K. 1988. Korjausrakentamisen syyt. Teoksessa: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 174-4. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 30-33.
- 2 Berghäll, J. 1988. Betonirakenteet. Teoksessa: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 174-4. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 90-117.
- 3 Raihikka, A. ja Jauhiainen, T. 1988. Runkorakenteiden korjausrakentamisen suunnittelu. Teoksessa: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 174-4. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 36-53.
- 4 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry. 2017. RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry
- 5 Suomen Betoniyhdistys Ry. 2016. Betonirakenteiden korjausohjeet by 41. Helsinki; BY-Koulutus Oy
- 6 Raihikka, A. 1988. Rakennusosat ja niiden korjaustavat. Teoksessa: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 174-4. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 78-82.
- 7 Savolainen, S. 2016. Pilareiden vahvistaminen betonimantteloinnilla. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinöörیتieteiden korkeakoulu. Espoo.
- 8 Betoniteollisuus Ry. 2010. Elementtisuunnittelu.fi. Liittorakenteet. [Viitattu 3.5.2019]. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/liittorakenteet>
- 9 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry. 2011. RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry
- 10 Suomen Betoniyhdistys Ry. 2012. Betoninormit, by 50. Helsinki; BY-Koulutus Oy
- 11 Minafó, G. 2014. A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets. Engineering Structures. [Verkkoletti]. vol. 85, 162-169. [Viitattu 20.3.2019]. Saatavissa: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614007664?via%3Dihub>

- 12 Anttila, V. ja Vuorinen, P. 2004. Itsetiivistyvä betoni. Teoksessa: Rakentajainkalenteri 2005. Helsinki; Rakennustieto Oy. 475-483.
- 13 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.
- 14 Santos, P. M. D. ja Júlio E. N. B. S. 2012. A State-of-art review on shear-friction. Engineering Structures. [Verkkolehti]. vol. 45, 435-448. [Viitattu 20.3.2019]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.036> ISSN 0141-0296
- 15 Vandoros, K. G. ja Dritsos, S. E. 2006. Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns. Construction and building materials. [Verkkolehti]. vol. 22, 264-276. [Viitattu 20.3.2019]. Saatavissa: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061806002662?via%3Dihub>
- 16 Suomen Betoniyhdistys Ry. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210. Helsinki; BY-Koulutus Oy
- 17 Suomen Betoniyhdistys Ry. 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2, by 211. Helsinki; BY-Koulutus Oy
- 18 Liikennevirasto. 2011. Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje. [Viitattu 3.5.2019]. Saatavissa: https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lo_2011-17_betonisiltojen_korjaussuunnitteluohje_web.pdf
- 19 Krainskyi, P., Khmil, R. ja Blikharskiy, Z. 2015 The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading. Journal of civil engineering, environment and architecture (JCEEA). [Verkkolehti]. vol 62-3:2, 209-220. [Viitattu 29.3.2019]. Saatavissa: <http://oficyna.w.prz.edu.pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/jceea-62/jceea-62-03/jceea-62-03-t2>
- 20 Achillopoulou, D., Pardalakis, T. ja Karabini, A. 2014. Interface capacity of repaired concrete columns strengthened with RC jackets. Civil Engineering Series. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 10.5.2019]. Saatavissa: <https://content.sciendo.com/view/journals/tvsb/14/2/article-p129.xml>
- 21 Suomen Betoniyhdistys Ry. 2018. Betonitekniikan oppikirja, by 201. Helsinki; BY-Koulutus Oy
- 22 Salmi, T. ja Pajunen, S. 2010. Lujuusoppi. Tampere; Pressus Oy

- 23 Sweco Rakennetekniikka Oy, B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari,
Swecon laskentapohja