Esijännitetty betonipilari – lisää kapasiteettia puristamalla pilaria ennalta

Artikkelin kuvat: Jukka Haavisto ja Anssi Laaksonen

Jukka Haavisto, DI, Tampereen yliopisto
Antti Filatoff, RI, Tampereen yliopisto
Olli Kerokoski, TkT, Tampereen yliopisto
Anssi Laaksonen, TkT, professori, Tampereen yliopisto
etunimi.sukunimi@tuni.fi

Esijännitettyjä betonipilareita on käytetty Suomessa kohteissa, joissa pilarin hoikkuus on ollut suuri. Maailmalla rakennetyyppiä on käytetty jonkin verran, mutta niihin liittyen on tehty suhteellisen vähän tutkimusta. Tampereen yliopistossa käynnistetyn tutkimusohjelman tavoitteena on ollut lisätä ymmärrystä esijännitetyn pilarin rakenteellisesta toiminnasta ja sitä kautta edistää pilarityypin käyttömahdollisuuksia.

Taustaa

Useissa rakenneratkaisuissa tarvitaan hoikkia betonipilareita. Usein pilarin hoikkuus on sellaisella alueella, että pilarin stabiliteetin menetys on poikkileikkauksen murtumista määräävämpi tapaus. Hoikkia betonipilareita on tehty teräsbetonisina ja osassa kohteita myös esijännitettyinä. Esijännitettyjen pilarien rakenteellisesta toiminnasta on tehty suhteellisen vähän tutkimusta ja koekuormituksia ei ole tehty juuri lainkaan.

Tältä pohjalta on noussut tarve selvittää esijännitetyn pilarin rakenteellista toimintaa, jotta voidaan kerryttää ymmärrystä näiden rakenneosien käyttämiseksi. Betoniteollisuuden Elementtivaliokunta päätti käynnistää Tampereen yliopiston Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmän ehdotuksen pohjalta tähän liittyvän tutkimusohjelman. Tutkimusta on ollut lisäksi rahoittamassa Suomen Rakennustuotteiden laatusäätiö ja Tampereen yliopisto. Tutkimusohjelma päätettiin tehdä kolmessa vaiheessa prof. Anssi Laaksosen ohjauksessa:

- Esiselvitys, Olli Kerokoski
- Kokeellinen tutkimus, Antti Filatoff ja Jukka Haavisto
- Mitoitusmenettelyn laatiminen, Jukka Haavisto

Kokeelliseen tutkimukseen sisältyi laskennallisten analyysien laatiminen ja soveltuvan teorian käyttäminen sekä kehittäminen. Tämä artikkeli käsittelee kahta ensimmäistä vaihetta keskittyen kokeelliseen tutkimukseen. Kolmas vaihe alkaa vuoden 2020 puolella. Tutkimuksessa käytetty menetelmä on alun perin laadittu teräsbetonipaalujen mitoitusmenetelmän kehitystyön yhteydessä. Tämän kehitystyön tulokset on otettu käyttöön teräsbetonipaalujen kantavuuden mitoituksessa RT:n julkaisemassa teräsbetonipaalujen tuotelehdessä [1].

Esiselvitys

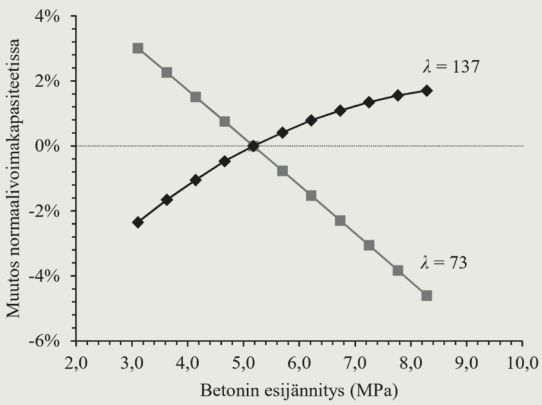
Pilarin esijännitys vaikuttaa normaalivoiman ja momentin väliseen yhteisvaikutusdiagrammiin. On loogisesti ymmärrettävää, että pienillä momenteilla esijännitys alentaa suhteellista normaalivoimakestävyyttä. Toisaalta esijännitys on hyödyllinen momenttikestävyyden kasvattajana, koska esijännitysraudoitteella on korkea lujuus. Esijännityksen kaikkein olennaisin vaikutus on kuitenkin se, että poikkileikkauksen taivutusjäykkyys on teräsbetonista poikkileikkausta suurempi, esijännitetyn poikkileikkauksen halkeillessa vasta selvästi suuremmalla taivutusmomentilla. Näin ollen hoikan pilarin stabiliteettimurron tapauksessa tästä on selvä etu pienempinä toisen kertaluvun vaikutuksina, vaikka teräsbetonisen ja esijännitetyn poikkileikkauksen taivutuskestävyydet olisivatkin saman suuruiset. Näin ollen on todennäköistä, että standardeissa esitetyt mitoitusmenettelyt eivät sovellu esijännityn pilarin toisen kertaluvun vaikutusten arviointiin. Esimerkiksi standardin EN 1992-1-1 nimellisen kaarevuuden menetelmässä otaksutaan, että vedetyn pinnan betoniraudoitteessa on materiaalin myötöä vastaava venymä ja beto-

1 Esijännitettyjä pilareita Metsä Fibre Vuosaaren logistiikkaterminaalin työmaalla Helsingissä.

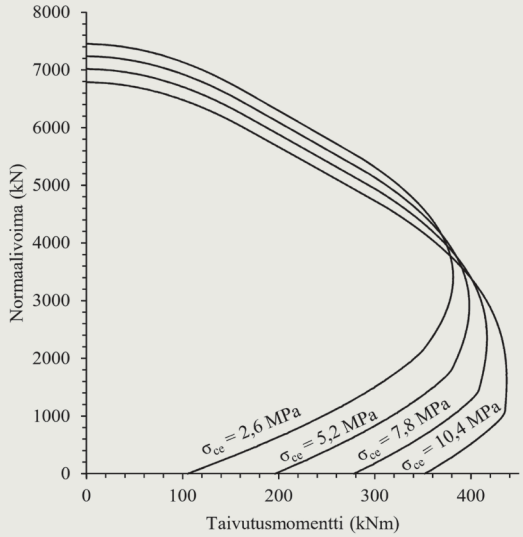
2 Runkorakenne valmiina Metsä Fibre Vuosaaren logistiikkaterminaalin sisätiloissa.

1

2



Kuva 1. Esijännityksen varioinnin vaikutus pilarin normaalivoimakapasiteettiin hoikan (λ = 137, nurjahduspituus 15 m) ja lyhyen (λ = 73, nurjahduspituus 8 m) pilarin tapauksissa. Esimerkkipilarina 380·380 mm², jännepunokset 4J12,5, jännepunosten keskiöetäisyys betonin pinnasta 50 mm, betoni C50/60, vertailutapauksessa jännepunoksissa 1000 MPa esijännitys jännityshäviöiden jälkeen.



Kuva 2. Esijännityksen varioinnin vaikutus pilarin yhteisvaikutusdiagrammiin. Esimerkkipilarina 380·380 mm², jännepunokset tapauksesta riippuen 4, 8, 12 tai 16 J12,5 1000 MPa esijännityksellä jännityshäviöiden jälkeen, jännepunosten keskiöetäisyys betonin pinnasta 50 mm, betoni C50/60.

nin reunapuristuma on vastaavan suuruinen poikkileikkauksen toisella reunalla. Tätä ei kuitenkaan saavuteta esijännitetyn pilarin tapauksessa. Tosin myöskään teräsbetonipilareilla tätä ei useinkaan saavuteta, vaan se on sisäänrakennettuna mitoitusmenettelyyn, jolloin todelliset venymät jäävät mitoituksessa tuntemattomiksi.

Esiselvityksen yhteydessä esijännitetyn pilarin soveltuvuutta testattiin mastojäykistettyyn hallirakenteeseen. Esiselvityksen pohjalta osoittautui, että rakenne olisi teknisesti ja taloudellisesti toimiva ratkaisu, sillä esijännitetyn pilarin kapasiteetti oli erinomainen maltillisella noin 5 MPa betonin esijännityksellä, minkä seurauksena taivutusjäykkyys säilyi korkeana verrattuna teräsbetoniseen poikkileikkaukseen.

Esijännitetylle pilarille laadittiin esiselvitysvaiheen yhteydessä myös useita laskennallisia herkkyystarkasteluita poikkileikkauksen eri ominaisuuksien vaikutusten arvioimiseksi pilarin normaalivoimakapasiteettiin. Esijännityksen etu hoikissa pilareissa tuli selkeästi esiin esimerkkipilarin jännepunosten esijännitystä varioimalla (kuva 1). Toisaalta tarkastelussa tuli hyvin ilmi myös esijännityksen normaalivoimakapasiteettia heikentävä vaikutus lyhyen pilarin tapauksessa. Esijännityksen muutoksen vaikutusta pilarin yhteisvaikutusdiagrammiin on havainnollistettu kuvassa 2, jossa pilarin esijännitystä on varioitu jännepunosten määrää vaihtelemalla.

Esijännitetty pilari soveltuu teknisesti hyvin elementtirakentamiseen. Raudoitustyö jännepunosten muodostamaan kehikkoon jännityspöydällä on suhteellisen sujuvaa, sillä jännepunokset muodostavat itsessään hyvä kehikon.

Esijännitetyn pilarin eduksi on luettavissa sen halkeilemattomuus kuljetuksen ja asentamisen aikana. Mahdollisten halkeamien muodostuessa jännevoima sulkee ne kuorman laskiessa.

Koekuormitukset

Yleistä

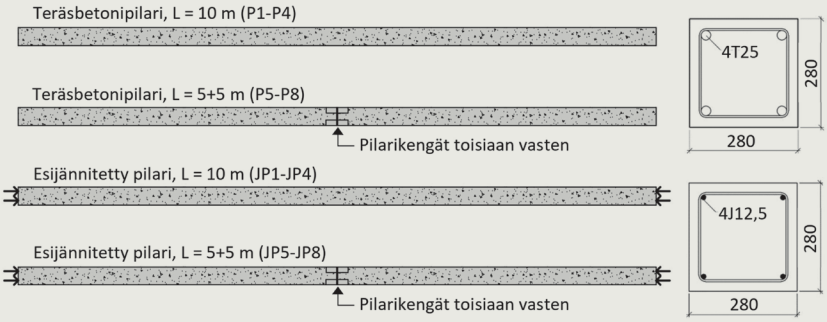
Kokeellinen tutkimusvaihe sisälsi täyden mittakaavan nurjahduskokeet kahdeksalle esijännitetylle betonipilarille ja vertailukohdan saamiseksi myös kahdeksalle teräsbetonipilarille. Näistä kaikki koestettiin nivelpäisinä sauvoina. Puolessa koekappaleista keskellä nurjahtavaa pituutta oli pilarikenkäliitokset vastakkain kuvaamassa pilarin liitosta perustuksiin, jonka tarkoituksena oli kuvata mastojäykistettyä rakennetta.

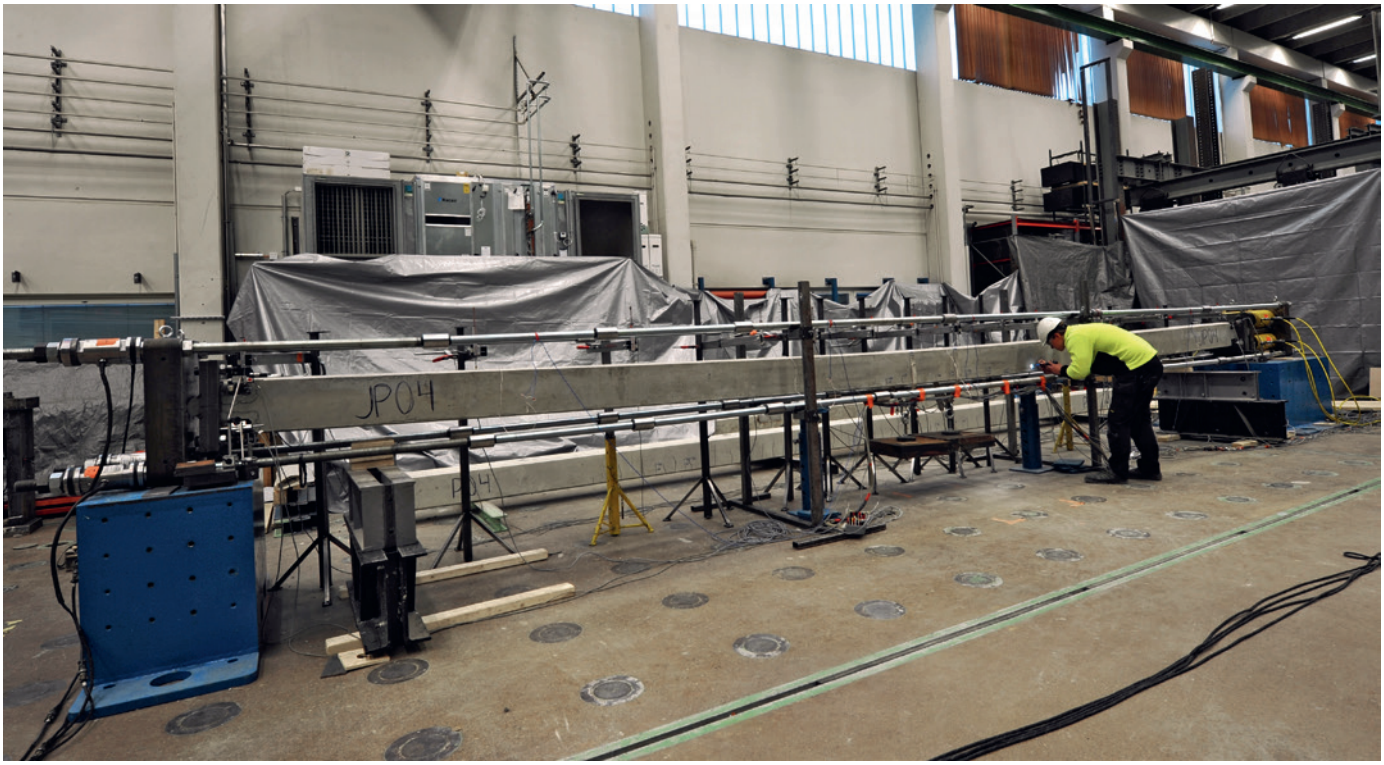
Koekappaleet

Pilareiden haluttiin nurjahtavan koekuormituksissa eli saavuttavan maksimikuormansa stabiiliuden menetyksen seurauksena ennen poikkileikkauksen murtoa. Lisäksi testipilareiden haluttiin vastaavan mahdollisimman hyvin todellista pilarisovellusta kokeissa käytettävän kuormituslaitteiston reunaehdot huomioiden. Näistä lähtökohdista nurjahduskokeissa käytettävien koekappaleiden poikkileikkaukseksi valikoitui 280·280 mm² ja nurjahduspituudeksi noin 10,16 metriä (λ ≈ 130). Esijännitetyissä pilareissa käytettiin 4 kpl J12,5 (4 × 93 mm²) punoksia 1200 MPa pöytäjännityksellä. Teräsbetonipilarien raudoitukset pyrittiin valitsemaan siten, että koekuormituksissa pilarien kapasiteetit olisivat samaa suuruusluokkaa esijännitettyjen pilarien kanssa. Näin ollen käytettäväksi pääraudoitukseksi valikoitui 4T25 (4 × 491 mm²) B500B. Pilareissa käytetty betoni oli lujuusluokaltaan C40/50. Koekuormituksissa käytetyt pilarivariaatiot on esitetty kuvassa 3.

Koepilarit valettiin Outokummussa Pielisen Betoni Oy:n elementtitehtaalla, josta ne toimitettiin nurjahduskokeisiin Tampereen yliopiston Rakennushalliin. Pilarit kuormitettiin 1,5–2 kk ikäisinä. Kuormitushetken aikainen betonin puristuslujuus määritettiin D100x200 rakennekoekappaleista, jotka porattiin lujuuden testausta varten pilarivalujen yhteydessä valmistetuista pilaripoikkileikkausta vastaavista lujuuskoekappaleista. Myös pilareissa käytetyn betonin keskimääräinen kimmomoduuli määritettiin vastaavista rakennekoekappaleista. Betonin koekuormitusten aikainen testattu sylinterilujuus oli keskimäärin 55 MPa pilareissa käytetyn kimmomoduulin ollessa keskimäärin 33 GPa.

Kuva 3. Koekuormituksissa käytetyt pilarivariaatiot.





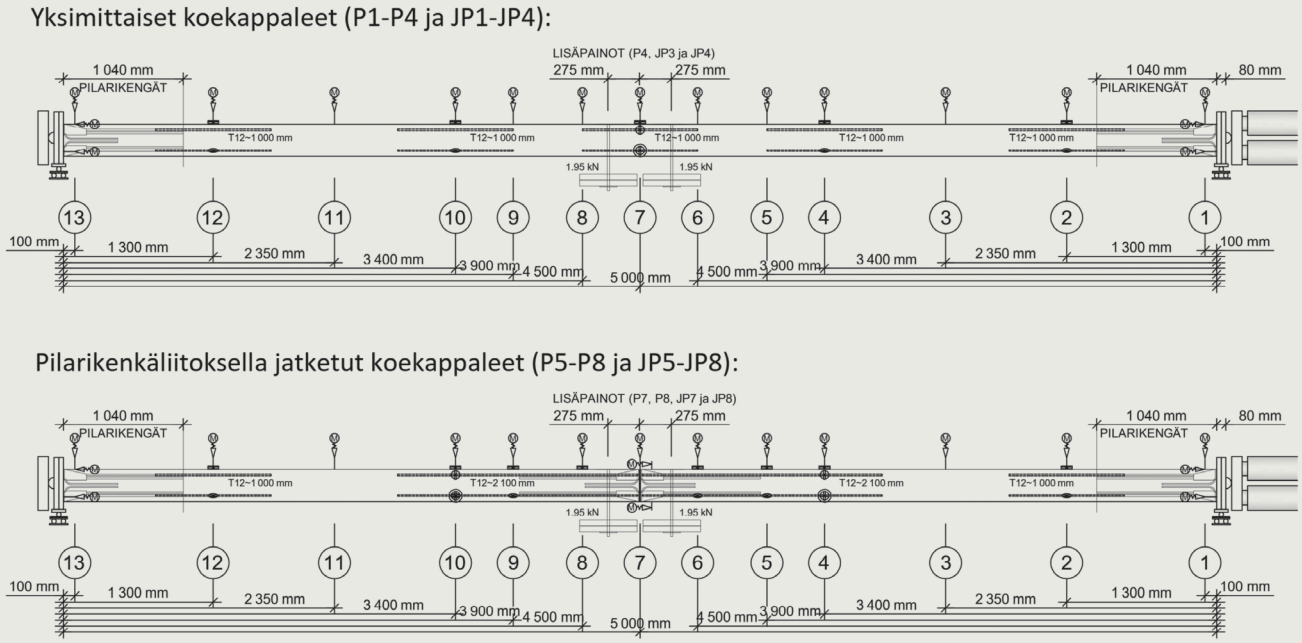
Kuva 4. Pilarin koejärjestely. Koepilarit valettiin Outokummussa Pielisen Betoni Oy:n elementtitehtaalla, josta ne toimitettiin nurjahduskokeisiin Tampereen yliopiston Rakennushalliin.

Kuormitusjärjestelyt

Pilarit kuormitettiin nurjahduskokeita varten rakennetussa kuormituskehässä (kuva 4) voimaohjatuilla hydraulisylintereillä. Voimaa kasvatettiin tasaisella nopeudella kuormitusportaittain. Pilarit kuormitettiin vaaka-asennossa, jolloin pilarin omapaino muodosti jännevälin keskelle noin 25 kNm taivutusmomentin ja pilarista riippuen 15–35 mm alkutaipuman. Osassa nurjahduskokeita pilarin poikittaista kuormaa lisättiin kuormituksen aikana ripustamalla pilariin kaksi teräspunnusta, joista muodostui pilarin keskelle noin 10 kNm ulkoinen lisämomentti. Pilariin kohdistetun normaalivoiman epäkeskisyys pilarin päissä oli noin 20 mm.

Pilarin muodonmuutoksia mitattiin nurjahduskokeen aikana koekappaleiden sisään valettujen venymätankojen (harjaterästanko, jossa venymän mittaus) sekä puristuspintaan asennettujen venymäliuskojen avulla. Venymiä mitattiin pilarin pituuden matkalla useasta eri pisteessä. Venymätankoja käytettiin esijännitettyjen pilarien tapauksessa myös jännityshäviöiden suuruuden arvioimisessa. Jännityshäviöksi (pitkä- ja lyhytaikaiset yhteensä) mitattiin noin 90 MPa. Pilarien kuormituksen aikaista taipumaa mitattiin siirtymäantureilla yhteensä 12 kohdasta. Lisäksi mitattiin pilariin kohdistettua aksiaalista voimaa. Koekappaleiden instrumentointi on esitetty kuvassa 5 erikseen yksimittaisen ja pilarikenkäliitoksella jatketun pilarin tapauksissa.

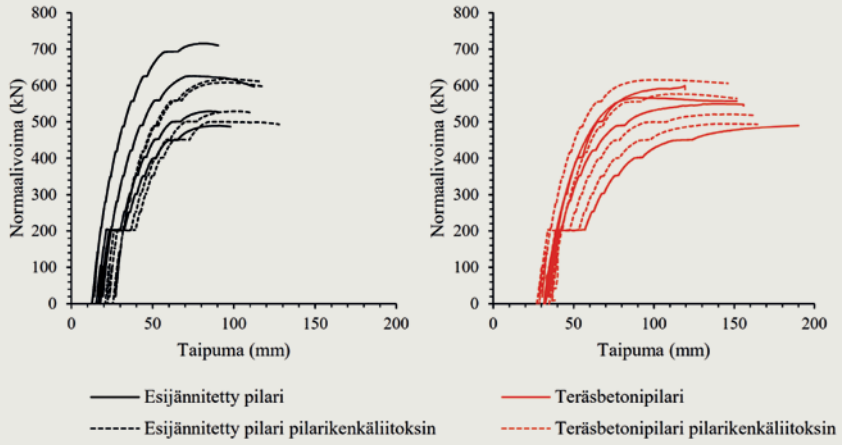
Mastopilarien nurjahduskuormitus toteutettiin kiinnittämällä kaksi 5-metristä pilaria alapään pilarikengistä pulttiliitoksella toisiinsa ja kuormittamalla näin saatua kokonaisuutta nivelpäistä pilaria vastaavalla koejärjestelyllä. Tämän kuormitustapauksen tavoitteena oli saada lisätietoa pilarikenkäliitoksen vaikutuk-



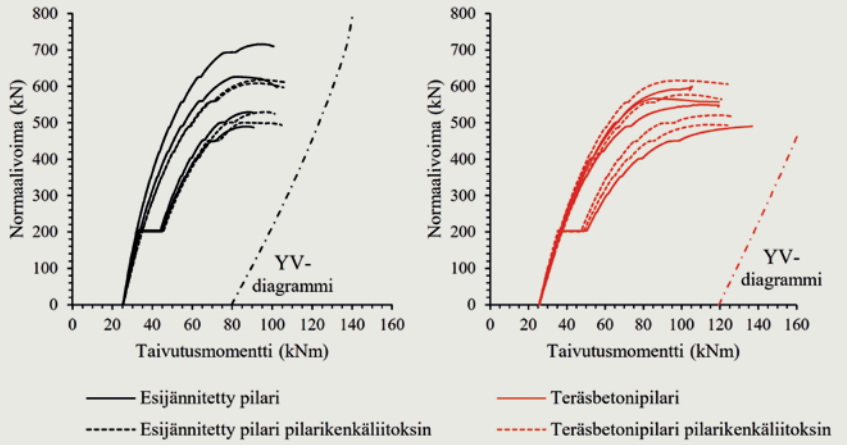
Kuva 5. Nurjahduskokeiden mittausjärjestelyt.

Kuva 6. Koekappale JP4 nurjahduskuormalla (ylempi kuva) ja koekuormituksen jälkeen kuormitus poistettuna (alempi kuva).

Kuva 8. Koekuormitusten normaalivoima-taipuma -yhteydet.



Kuva 7. Koekuormitusten normaalivoima-taivutusmomentti -yhteydet.



sesta mastopilarin käyttäytymiseen. Käytännön sovellutuksissa mastopilarien taipumiin vaikuttavat myös pilarikenkäliitoksen alapuolisten rakenteiden, kuten peruspilareiden ja anturoiden, jäykkyydet. Näiden vaikutus on rajattu tämän tutkimuksen ulkopuolelle.

Mittaustulokset

Kaikilla koekappaleilla murto tapahtui stabiiliuden menetyksenä. Koekuormitusta jatkettiin nurjahduksen jälkeen, eli ns. jälkikriittisessä tilassa, siihen saakka, että koekappale saavutti koejärjestelyn alapuoliset taipumanrajoittimet. Kun normaalivoima nurjahduskokeen jälkeen poistettiin, palautuivat koekappaleiden muodonmuutokset lähes kuormitusta edeltävään tilaansa (kuva 6). Koekuormitusten taivutusmomentti-normaalivoima -yhteydet on esitetty kuvassa 7.

Esijännitettyjen pilarien tuloksista voidaan havaita jännevälin keskellä olevan pilarikenkäliitoksen vaikutus kapasiteettiin. Liitosalueella esijännitetyn pilarin halkeamakuorma on selvästi muuta pilarin vartta matalampi, koska pilaria jäykistävä jännevoima ei ankkuroinnin vuoksi vaikuta tällä alueella. Heikomman jäykkyyden vuoksi myös nurjahduskuorma jää tällöin jatkamatonta pilaria matalammaksi. Poikittaisen kuorman lisäyksen myötä esijännityksen etu pilarin kapasiteettiin pienenee taivutusmomentin kasvaessa suhteessa normaalivoimaan. Teräsbetonipilarilla pilarikenkäliitoksen vaikutus koetulokseen oli päinvastainen normaalivoimakapasiteetin ollessa suurempi jatkamattomaan pilariin verrattuna. Teräsbetonipilarin varren poikkileikkaukseen nähden pilarikenkien liitosruuvit ja tartuntateräkset kasvattavat poikkileikkauksen teräsmäärää ja siten osaltaan kasvattavat jännittämättömän poikkileikkauksen jäykkyyttä. Tosin tulee ottaa lisäksi huomioon, että pilarikenkien koko vaikuttaa todennäköisesti melko selvästi, sillä koejärjestelyissä pilarikengät olivat valittu ylimittaisiksi koejärjestelyiden vaatimusten johdosta.

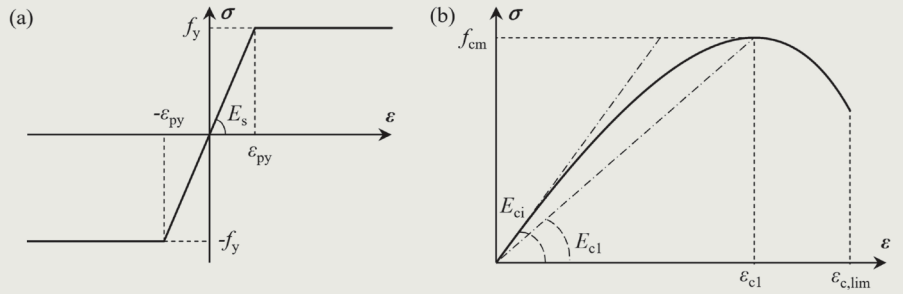
Tutkimuksen yhteydessä jännepunosten ja pilarikenkien raudoitteiden limijatkoksen ei havaittu vaikuttavan haitallisesti pilarin toimintaan. Osaltaan tämä johtuu siitä, että pilarien osalta ei saavutettu poikkileikkausten M-N -yhteisvaikutusdiagrammin kapasiteettia, koska pilarit olivat hoikkia.

Koekappaleiden normaalivoima-taipuma -yhteydet on esitetty kuvassa 8. Esijännityksen vaikutus pilarin taivutusjäykkyyteen tuli koekuormituksissa selvästi esiin suhteellisen suurena kapasiteettina, kun otetaan huomioon esijännitetyn pilarin selvästi pienempi raudoitusmäärä. Lisäksi taivutusjäykkyyden ero havaittiin selvästi teräsbetonipilaria pienempinä pilarin omanpainon muodostamina alkutaipumina.

Laskennalliset tarkastelut

Yleinen kuvaus

Laskennallisen tarkastelun lähtökohtana on ollut, että toisen kertaluvun tarkastelua laaditaan nk. siirtymäperusteisesti. Tällä tarkoitetaan, että ratkaisulla on ratkaistu tasapaino toisen kertaluvun siirtymän kasvaessa askelittain epälineaarisessa analyysissä, jolloin saadaan tulos poikkileikkausmurron lisäksi erityisesti stabiliteettimurrosta ja myös sen jälkeisestä jälkikriittisestä tilasta. Lähtökohtina on myös ollut, että menettelyn tulisi olla suhteellisen yksinkertainen, jotta sen pohjalta olisi lopuksi hyvät mahdollisuudet laatia suunnitteluun soveltuva menettely. Lisäksi tavoitteena



Kuva 9. (a) Jännepunosten jännitys-venymä -yhteys ja (b) betonin jännitys-venymä -yhteys.

on ollut, että mallissa olisi vastaavanlaisia elementtejä kuin nyt on betonipilarien toisen kertaluvun siirtymien arvioinnissa, kuten nk. model column method [2, 3].

1. Aluksi on laskettu valitulle poikkileikkaukselle momentin Msis ja käyristymän k välisiä yhteyksiä eri puristavilla normaalivoimilla N. Momentti-käyristymä -yhteydet on muodostettu betonin ja jännepunoksen (tai harjateräksen) materiaalimallien perusteella ja niissä on mukana myös esijännityksen vaikutus poikkileikkauksen jäykkyyteen.

2. Seuraavaksi on asetettu valitulle nurjahduspituudelle yhteys poikkileikkauksen käyristymän k ja sauvan taipuman y_2 välille nimellisen kaarevuuden menetelmän kaltaisesti:

$$\kappa = y_2 \cdot \frac{c}{L^2}$$

, jossa
L = päistään nivelöidyn sauvan pituus
c = integrointivakio, joka on tämän artikkelin laskelmissa käytetyllä sinimuotoisella taipumaviivalla π^2 (esimerkiksi vakiomomentin kuormittamalla sauvalla integrointivakio olisi 8)
y_2 = toisen kertaluvun siirtymä

3. Pilariin vaikuttava ulkoinen momentti on ratkaisu sauvan keskellä ottamalla huomioon alkuepäkeskisyys y_0:
$M_{ulk} = (y_0 + y_2) \cdot N$

4. Siirtymää y_2 on kasvatettu askelittain ja on ratkaistu millä normaalivoiman arvolla kyseistä siirtymää vastaava ulkoinen momentti M_{ulk} ja kyseistä käyristymää vastaava sisäinen momentti M_{sis} on tasapainossa.

5. Valitun poikkileikkauksen normaalivoimakapasiteetiksi valitulla nurjahduspituudella saadaan lopulta eri sivusiirtymillä y_2 ratkaistujen normaalivoimien korkein arvo.

Sisäisen ja ulkoisen momentin tasapainon ratkaisua on havainnollistettu graafisesti kuvassa 9, jossa 100 kN normaalivoima-askelin määritettyjen poikkileikkauksen momentti-käyristymä -yhteyksien oheen on piirretty vastaavalla jaolla määritetyt pilarin ulkoisen momentin ja käyristymän yhteydet. Esimerkkikuvaaja on määritetty edellä esitetyn kokeellisen osuuden lähtötiedoin (JP2), jolloin huomioitavaa on, että ulkoisen momentin kaavaan on pitänyt lisätä toisen kertaluvun momentin lisäksi pilarin omasta painosta aiheutunut taivutusmomentti. Laskennallinen normaalivoimakapasiteetti (N_u = 726 kN) voitaisiin löytää momentti-käyristymä -yhteyksien normaalivoimien askelia tihentämällä.

Tutkimustyön yhteydessä kehitetty menetelmä soveltuu perusperiaatteeltaan myös teräsbetonipaalujen toiminnan arvioimiseen. Tällöin nurjahduspituutta ei tunneta ennalta, vaan se on ratkaistava erikseen. Lisäksi ulkoisen momentin määrittämisessä otetaan huomioon myös maan tukeva vaikutus. Menetelmän käyttöä teräsbetonipaaluille ei kuitenkaan tässä artikkelissa käsitellä tarkemmin.

Koetulosten ja laskennallisen menetelmän vertailu

Edellä esitettyjen koekuormitusten tuloksia verrattiin laskentamenetelmän tuloksiin ja niiden havaittiin vastaavan toisiaan hyvin. Kuvassa 10 on esitetty tulokset yhden esijännitetyn pilarin ja yhden teräsbetonipilarin osalta.

Laskentamenettelyssä poikkileikkausta analysoidaan pelkästään nurjahduspituuden puolessa välissä. Tämä aliarvioi hieman pilarin taivutusjäykkyyttä, sillä lähempänä pilarin päitä halkeilua ei normaalivoiman vähäisen epäkeskisyyden vuoksi välttämättä tapahdu. Lisäksi tässä käytetyssä analysoinnissa ei ole mukana betonin vetojäykistysvaikutusta. Näiden seikkojen vaikutuksesta teräsbetonipilarin laskennallisissa ja kokeellisissa taipumissa näkyy kuormituksen alkuvaiheessa selkeä ero. Laskennallisissa tarkasteluissa aksiaalinen normaalivoima sulkee pilarin omasta painosta poikkileikkaukseen muodostunutta halkeamaa, ja siten alussa jopa jäykistää pilaria. Kokeessa pilarin alkutaipuman havaittiin olevan laskennallista määritystä pienempi, mutta taipuman kasvavan tasaisesti normaalivoimaa lisättäessä.

Tuloksia ja johtopäätökset

Tehdyn tutkimuksen perusteella esijännitetyt pilarit ovat toimiva ja kilpailukykyinen ratkaisu. Tutkimuksen yhteydessä kehitetty analysointimenettely toimi erittäin hyvin ja lasketut tulokset vastasivat koekuormitusten tuloksia kiitettävästi.

Tehty tutkimus antaa erinomaisen mahdollisuuden jatkaa tutkimusta kolmanteen ja viimeiseen vaiheeseen suunnitteluun soveltuvan mitoitusmenettelyn laatimiseksi.

Tehty koeohjelma ja sen tulokset ovat olleet esillä useissa betonieurokoodeja kehittävissä eurooppalaisissa TC250/SC2 ryhmissä. Kokeiden ja menetelmien tulokset ovat auttaneet kehittämään standardien menetelmiä hoikkien betonipilarien osalta.

Tutkimuksessa on keskitytty hoikkien pilarien toimintaan. Mikäli pilari olisi jäykkä ja poikkileikkausmurto olisi määräävämpi kuin stabiliteettimurto, tulisi tutkimusta jatkaa ja laajentaa näiden pilareiden toiminnan selvittämiseksi.

Lähdeviitteet

[1] Tuotelehti PO-2016 mukaiseen paalutuksen suunnitteluun ja paalutustyöhön RT Betonipaaluilla®. Rakennusteollisuus RT, Betoniteollisuus ry.

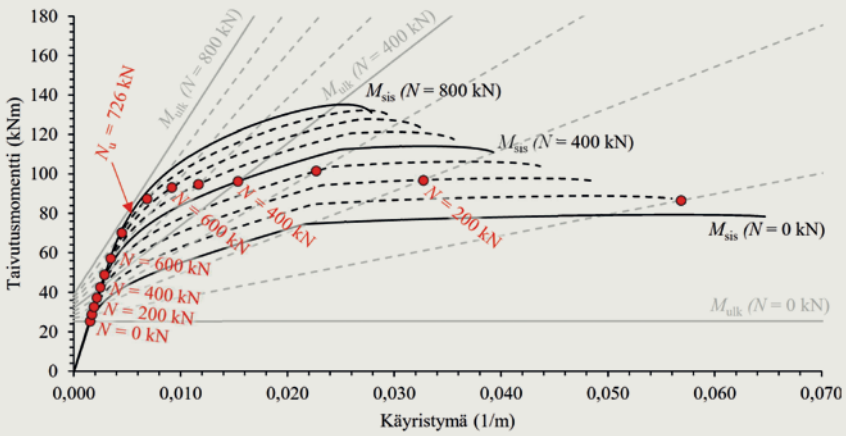
[2] SFS-EN 1992-1-1 + AC. 2005. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto.

[3] Fédération Internationale du Béton. 2013. fib Model Code for Concrete Structures 2010, Lausanne, Switzerland, Ernst and Son.

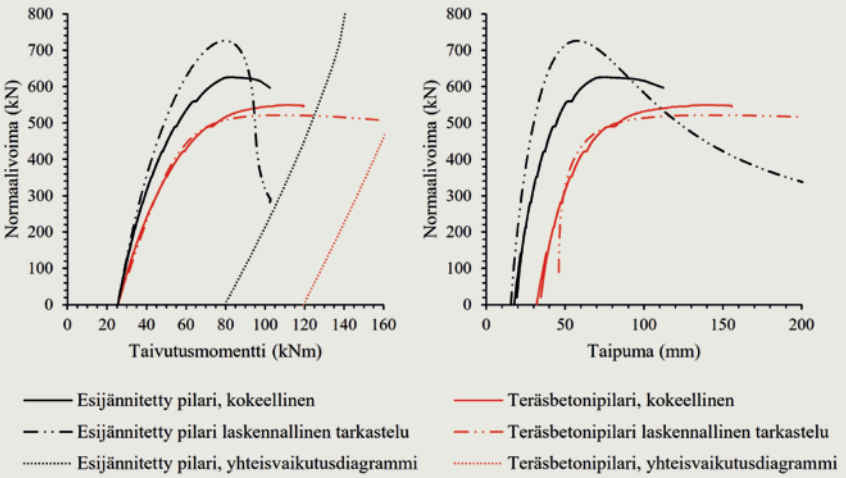
Lisätietoja

Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmä,
Tampereen yliopisto
etunimi.sukunimi@tuni.fi

Kuva 9. Normaalivoimakapasiteetin graafinen ratkaisu koekappaleen JP2 lähtötiedoilla.



Kuva 10. Normaalivoiman yhteys taivutusmomenttiin ja pilarin taipumaan kokeellisissa ja laskennallisissa tarkasteluissa yhden edustavan esijännitetyn pilarin (JP2) ja yhden edustavan teräsbetonipilarin (P2) osalta.



Summary in English

There has been an increased need and interest to use slender prestressed concrete columns (later PS columns) in practise. An advantage was assumed to be a non-cracked cross-section during the construction phase and the higher resistance of the final structure. On the other hand, there has not been enough material or tools to analyse PS columns. For these reasons, the research group of Concrete Structures in Tampere University and Committee of Precast concrete structure in Finnish Concrete Industry started a research project. A goal for the research is to better understand the behaviour of PS columns, and based on that obtain a practical design model, which is reasonably easy to use in the design practise. The research has been conducted under three phases: 1) a literature review and a preliminary analysis, 2) load tests in a laboratory and a detailed analysis, and 3) a simplified design method. This article focuses mainly on the 2nd phase.

In the load tests 280 × 280 mm² cross-sections with 4xD25 bars (RC 4x491 mm²) and 4xd12,5 (PS 4 × 93 mm²) were tested. The prestress after losses was 5,3 MPa and stress in tendons was 1110 MPa. The cylinder strength of concrete was 55 MPa. The length of the hinged specimen was 10,16 m and the following slenderness was λ ≈ 120. The load tests showed that a slender PC column is a very efficient solution compared to reinforced concrete columns (later RC columns). The load bearing capacity was higher in PS than in RC columns. The key advantage is that the moment-curvature relation of a PS cross-section is much steeper than that of a RC column, even if the moment capacity is similar. Accordingly, the bending stiffness of a PS cross-section is higher than of a RC cross-section and the second-order deflections of a slender column are smaller. This is the case, when the level of prestress is enough to ensure the decompression along the cross-section.

A non-linear model for the analysis of slender concrete columns was developed. The background of the model is similar to the nominal curvature method presented in EN 1992-1-1 and in MC 2010 [2, 3]. The idea is to give a relation between the 2nd order deflection and the curvature of a cross-section. The analysis is carried out in a step-by-step manner in order to get the stability failure or the cross-section capacity captured. The stability failure was the main interest because of the very slender columns. The analysis method performed very well, when the test results were compared with the analysis results.

The results of the research has raised interest in different European expert groups, like one related to the development of the 2nd generation of Structural Eurocodes under committee CEN TC250/SC2. The 3rd phase of the research is about to start, and some promising ideas are already raised about how to obtain a practical but still reasonably accurate model for the structural design.