

TERÄSBETONISEN TAIVUTUSPALKIN MITOITUKSESTA

PaaVo Tupamäki
Eino Niemelä

Rakenteiden Mekaniikka, Vol 20
No 4 1987, s. 40...65

Teräsbetonirakenteiden mitoituksen pääperiaatteena voidaan pitää tarpeellisen varmuuden saavuttamista ei toivotun tilan suhteen. Tilalla voidaan tarkoittaa paitsi murtotilaa rakenteen kriittistä tilaa, jossa se kuormituksen lisääntymättä muuttaa muotoaan tai että rakenteen käyttötilassa ei esiinny haitallisia halkeamia tai taipumia, tai rakenne ei joudu vaaralliseen värähtelytilaan.

Mitoituksen tuloksena pitää olla turvallinen kapasiteetti ainakin seuraavia kuormitustiloja vastaan, vaikka itse mitoitus tapahtuma ei aina tätä nimenomaisesti ilmoitakaan laskelmia suoritettaessa.

1. Murtuminen lyhytaikaisen staattisen kuormituksen vallitessa.
2. Kriittinen muodonmuutos ensikertaisen lyhytaikaisen staattisen kuormituksen vallitessa.
3. Murtuminen toistuvan lyhytaikaisen staattisen kuormituksen vallitessa.
4. Kriittinen muodonmuutos lyhytaikaisen staattisen kuormituksen vallitessa.
5. Murtuminen pitkäaikaisen staattisen kuormituksen vallitessa.
6. Murtuminen dynaamisen kuormituksen vallitessa.
7. Mitoituksen tuloksen tulee soveltua eri tarkoitusten käyttötilaan.

Kun tarkastellaan eri laskentamenetelmien tarkkuutta pitäydytään laboratorio-kokeissa vain kohtien 1 ja 2 tarkoittaman tilan edellyttämiin kokeisiin. Tämä katsotaan riittäväksi osoittamaan rakenteen mitoitusmenetelmän perusteet. Eräissä hajautetuissa kokeissa on voitu todeta, että mitoitusmenetelmien tulokset eivät ole riittävän tarkkoja kaikissa mitoitusolosuhteissa. Näin ollen ei ole tarkoituksenmukaista kiistellä sen tai tämän menetelmän paremmuudesta.

TERÄSBETONIPALKIN PURISTUSPUOLEN JÄNNITYSJAKAUMASTA

Ns. n -vapaat muodonmuutosteoriat otaksuvat, että taivutetun teräsbetonipalkin puristuspuolen jännitysjakauma on puristetun betoniprisman muodonmuutoskuvaajan muotoinen. Monella eri tavalla approksimoiden on kuvaajaa pyritty esittämään matemaattisella yhtälöllä. Yhtä monet tutkijat ovat tästä luopuneet ja esittävät, että puristusvoiman N_c suuruus voidaan esittää parhaiten siten, että puristetun pinta-alan suuruus ja otaksutun murtojännityksen tulo kerrotaan jollakin kertoimella. Samoin puristavan voiman resultantin paikka voidaan luotettavasti määrittää siten, että puristuspinnan korkeus puolestaan kerrotaan kertoimella. Näiden suuruus voidaan määrittää betonin keskeisesti tai epäkeskeisesti puristetun prisman muodonmuutoksista.

Näiden kertoimien suuruus on joillakin tutkijoilla vakio ja joillakin se vaihtelee 10-15 %. Ero riippuu lähinnä siitä, mitä betonin tilaa tarkastellaan. Onko kyseessä betonin murto- vaiko kriittinen tila. (2) (7).

Taivutetun teräsbetonipalkin puristuspuolen jännityskuvio voidaan myös $S u e n - s o n$ in tavoin otaksua suorakaitteeksi (6). Tämän n. 75 vuotta sitten tehdyn otaksuman mukaan voidaan jännityskuvio otaksua suorakaitteeksi, jossa betonin jännitys voi nousta arvoon 0,8 K. Suomessa käytössä oleva betonirakenteiden mitoitusmenetelmä perustuu tähän otaksumaan (5).

Huolellisesti suoritettut mittaukset taivutetuilla teräsbetonipalkeilla tukevat kuitenkin käsitystä, että ainakin muodonmuutuskuvio on kolmio (3). Miksi sitten ei jännityskuvio olisi sitä? (Kuva 7).

Nykyistä mitoitusmenetelmää kutsutaan n -vapaaksi menetelmäksi, koska mitoituksessa ei käytetä suoranaisesti betonin ja teräksen kimmokerrointen suhdetta. Kun mitoituksen perusta on betonin ja teräksen muodonmuutos ja kun toisaalta kimmokertoimet määrittävät muodonmuutokset, on ns n -vapaa menetelmäkin sidottu kimmokertoimiin eikä ole itse asiassa ns n -vapaa. Ainoa ero sidontaan on, että betonin murtopuristuma otaksutaan vakioksi. Onko se oikein vai väärin, ei ole kiistan aihe.

Seuraavassa tarkastellaan kimmokertointen suhteeseen perustuvaa mitoitusmenetelmää jota on siten muutettu, että puristumakuvio voi olla raudoitussasteesta riippuen joko kolmio tai puolisuunnikas.

YKSIKÖN LEVYISEN TAIVUTUSPALKIN TERÄKSET

1.1 Mitoitusmenetelmät.

Kuvan 1 mukaisesti teräsbetonipalkin lineaarisen muodonmuutoksen määrittelee yhtälö

$$\frac{x}{h-x} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{\sigma_c E_s}{E_c \sigma_s} = \frac{n \sigma_c}{\sigma_s} \quad (1.1)$$

E_c , σ_c ja ϵ_c ilmentävät betonin kimmoisia ominaisuuksia. E_c on kimmomoduuli, σ_c betonin merkittävin reunapuristus ja ϵ_c vastaava kokoonpuristuma. Merkinnot E_s , σ_s ja ϵ_s kuuluvat teräkselle, jonka katsotaan yksin ottavan vastaan kaikki poikkileikkauksessa esiintyvät vetojännitykset.

Mitoitusmenetelmiä on kaksi, klassinen sallittuihin jännityksiin perustuva menetelmä ja nykyaikaisempi rajatilamitoitus. Sallituille jännityksille rakentuvissa tarkasteluissa E_c katsotaan vakioksi ja kimmomoduulien suhteelle $n = E_s/E_c$ annetaan kokemusperäinen vakioarvo, joka tavallisimmin on 15 tai 10. Mitoitukseen voidaan menestyksellisesti käyttää laskuviivaimia. (1).

Toinen menetelmistä puolestaan lähtee, ainakin periaatteessa, siltä pohjalta, ettei betonin kimmomoduuli pysy vakiona silläkään jännityksen alueella jota käytännössä hyödynnetään. Betoni ei noudata Hooken lakia ja on poikkeuksellinen aine siinäkin suhteessa, että kerran alkanut myötäminen jatkuu kappaleen murtumiseen asti. On kuitenkin mahdollista erottaa puristumapiirroksessa osuus, jonka pituudella kuvaaja on likimäärin puristuman lineaarinen funktio, kuva 2. Jännitysvenymäkuvio koostuu silloin kahdesta osasta, joista origon kautta kulkevin suorin rajattu osa kuvaa aineen lineaarisesti kimmoista käyttäytymistä, vaakasuorin viivoin rajattu plastista. (4).

Lineaarinen kimmoteoria edellyttää Bernoullin otaksuman mukaisesti, että venymä muuttuu suoraviivaisesti rakenteen paksuudella. Äskeitä puristumapiirrosta voidaan sen vuoksi menestyksellisesti hyödyntää konstruoitaessa taivutetulle rakenteelle muodonmuutosta vastaavaa jännityskuviota kuva 3. Lineaarisiksi otaksutusta vastaavuudesta johtuu, että Hooken laki on voimassa

myötörajaan asti ja että laskettuja jännityksiä vastaavat muodonmuutokset ovat tyydyttävästi arvioitavissa.

Betonin myötämiskäyttäytymisestä johtuu, että rakenteeseen muodostuu plastinen nivel jännityksen σ_c saavuttua myötörajalle. Rakenteen kantokyvyn määrää silloin myötöraja betonin perimmäisenä jännityksenä, äärirajana, jota betonin puristusjännitys ei missään olosuhteissa voi ylittää. Rajatilamitoituksessa edellytetään, ettei betonin perimmäistä jännitystä tavoiteta silloinkaan, kun poikkileikkauksessa vaikuttava momentti on ennen jännityksen määrittämiseen ryhtymistä kerrottu annetulla osavarmuuskertoimella. (5).

Rajatilamitoitukseen käytettävällä jännitysvenymäkuviolla on kuvaan 2 piirretystä kolmiokonstruktiosta periytyvä muotonsa, kuva 4. Suhteen k säilyminen vakiona luoperustan jännitysten keskinäiselle vertailulle.

2. Tasapainoehtojen geometriset perusteet.

2.1 Todellinen ja kuviteltu reunajännitysvektori.

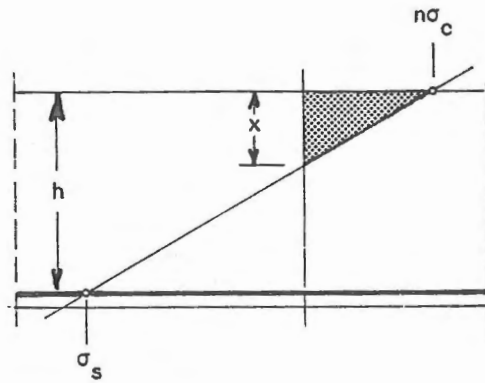
Rajatilassa tarvitaan puristavan reunajännityksen kuvaamiseen vektorit $\vec{\sigma}_c$ ja $\vec{\sigma}_k$. Näistä edellinen on todellinen, jälkimmäinen kuviteltu ja menetetty aineen epälineaarisen käyttäytymisen takia, kuva 5. Vektorein esitetyt jännityskomponentit korvataan seuraavassa numeerisilla suureilla.

Kuvassa 5 esiintyvien kolmioiden yhdenmuotoisuus johtaa välittömästi yhtälöihin

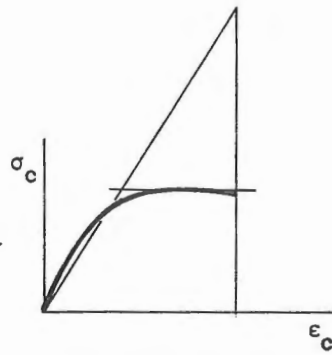
$$\frac{\sigma_k}{kx} = \frac{\sigma_c + \sigma_k}{x}, \quad (2.1)$$

$$\sigma_k = \frac{k}{1 - k} \sigma_c, \quad (2.2)$$

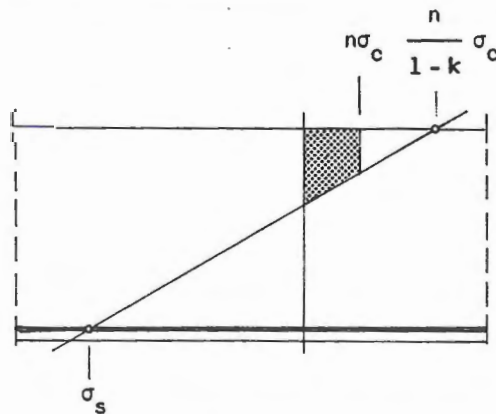
$$\sigma_c + \sigma_k = \frac{1}{1 - k} \sigma_c. \quad (2.3)$$



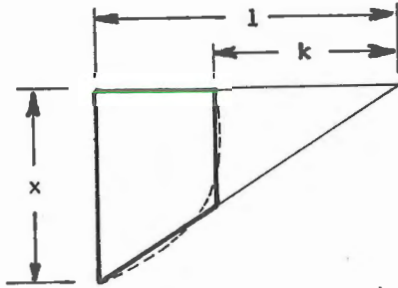
Kuva 1. Lineaarisen kimmoteorian mukainen jännitysten jakaantuminen.



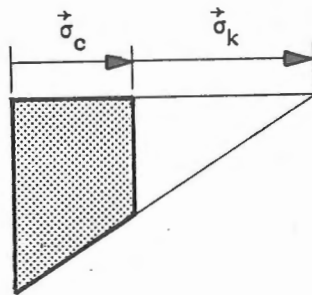
Kuva 2. Betonin jännitys-venymäkäyrän korvaaminen kahdella suoralla.



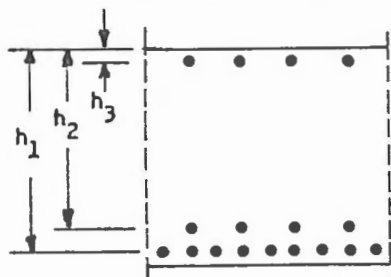
Kuva 3. Murtotilaa vastaava jännitysjakauma korkealuokkaista terästä käytettäessä.



Kuva 4. Betonin plastisoituessa tavoitettu vakiojännitys parametrilla k ilmaistuna.



Kuva 5. Todellista ja kuviteltua jännitystä edustavat vektorit lineaariselle muodonmuutokselle rakentuvassa jännitysjakauksessa.



Kuva 6. Yksikön levyisen palkin kolme teräskerrosta.

2.2 Betonin puristusjännityksistä syntyvä puristusvoima N_c .

Raudoitettavana on yksikön levyinen palkki. Kuvaan 5 katsoen, kaavaa (2.3) soveltaen voidaan kirjoittaa yhtälöt

$$N_c = (\sigma_c + \sigma_k) \frac{x}{2} - \sigma_k \frac{kx}{2} = \frac{1 - k^2}{1 - k} \sigma_c \frac{x}{2} = (1 + k) \sigma_c \frac{x}{2}. \quad (2.4)$$

2.3 Puristusvoimien momentti poikkileikkauksen neutraaliakselin suhteen.

Kuvan 5 nojalla saadaan momentiksi

$$\begin{aligned} M_c &= (\sigma_c + \sigma_k) \frac{x^2}{3} - \sigma_k \frac{kx}{2} \left(x - \frac{kx}{3} \right) \\ &= \left[\sigma_c + \sigma_k \left(1 - k \right) \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \frac{x^2}{3} \\ &= \left[1 + k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \sigma_c \frac{x^2}{3} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Momentin arvo muuttuu rajoissa

$$M_c \Big|_{k=0} = \sigma_c \frac{x^2}{3}, \quad M_c \Big|_{k=1} = \sigma_c \frac{x^2}{2}. \quad (2.6)$$

2.4 Puristusvoimien resultantin asema.

Resultantin asemaa puristetun vyöhykkeen ulkoreunasta mitattaessa tullaan Simpsonin kaavaa soveltamalla kehittämään

$$e = \frac{\frac{1}{2} \left[x^2 + 4 \left(\frac{1+k}{2} x \right)^2 + (kx)^2 \right]}{6 \frac{1+k}{2} x}$$

$$= \frac{1 + k + k^2}{3(1 + k)} x. \quad (2.7)$$

Eriytyisen merkittäviksi muodostuvat resultantin asemat

$$e \Big|_{k=0} = \frac{x}{3}, \quad e \Big|_{k=0,6} = 1,225 \frac{x}{3}, \quad e \Big|_{k=1} = \frac{x}{2}. \quad (2.8)$$

Neutraaliakselin ja resultantin välinen etäisyys on

$$e' = x - e = \frac{2}{3} \frac{1 + k(1 - \frac{k}{2})}{1 + k} x. \quad (2.9)$$

2.5 Geometrisen ehdon (1.1) yleinen muoto.

Sijoittamalla kaava (2.3) yhtälöön (1.1) tullaan kehittelmään

$$\frac{x}{h - x} = \frac{n(\sigma_c + \sigma_k)}{\sigma_s} = \frac{n}{1 - k} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}. \quad (0 \leq k < 1) \quad (2.10)$$

2.6 Tasapainoehdot.

Teräsbetonisen taivutuspalkin raudoitukseen käytetään yleensä enintään kolmea teräsriiviä. Useamman kuin kahden vetoteräsriivin käyttö ei varsinkaan laattarakenteissa ole tarkoituksenmukaista, mutta yhden teräsriivin sijoittaminen palkin puristuspuolelle saattaa olla taloudellisesti hyvinkin edullinen ratkaisu. Yksikön levyisen taivutuspalkin poikkileikkaus saa silloin kuvassa 6 esitetyn asun.

Terästen jännitystila määritetään kehitelmästä (2.10). Sen mukaisesti rivissä i vallitsee jännitys

$$\sigma_{si} = \frac{n}{1 - k} \frac{h_i - x}{x} \sigma_c. \quad (2.11)$$

Puristuksen alaisessa betonivyöhykkeessä syntynyt voima N_c tunnetaan kaavan

(2.4) nojalla. Kun kussakin teräsrivissä yksikön leveydelle jakaantuvien terästen yhteinen poikkileikkauspinta on $A_{si} m^2$, kimmoisesta yhteistoiminnasta heräävien voimien tasapainoyhtälö voidaan kirjoittaa muotoon

$$\sum A_{si} \sigma_{si} - (1+k) \sigma_c \frac{x}{2} = 0. \quad (2.12)$$

Yhtälö kuvaa terästen poikkileikkauspinnan $\sum A_{si}$ suorakaiteeksi, jonka korkeus on teräsmäärän $\sum A_{si}$ mittaluku ja kaanan leveys yksikkö. Kun jännitys σ_{si} kehitelmästä (2.11) sijoitetaan yhtälön ensimmäiseen termiin, yhtälö saa asun

$$\left[\frac{n}{1-k} \sum A_{si} \frac{h_i - x}{x} - (1+k) \frac{x}{2} \right] \sigma_c = 0. \quad (2.13)$$

Koska rakenteeseen vaikuttaa pelkkä taivutus, hakasulkulausekkeen on nollaan-
nuttava. Näin tavoitettua kehitelmää

$$x^2 + \frac{2nx}{1-k^2} \sum A_{si} - \frac{2n}{1-k^2} \sum A_{si} h_i = 0 \quad (2.14)$$

voidaan merkittävästi yksinkertaistaa siirtymällä ilmaisuihin

$$S = n \sum A_{si}, \quad h_a = \frac{n}{S} \sum A_{si} h_i. \quad (2.15)$$

S on tällöin n-kertainen terästen poikkileikkauspinta, h_a pinnan painopisteen asemakoordinaatti. Indeksien i läpikäymät arvot valitaan tehtävän luonteen mukaisesti.

Yhtälöllä

$$x^2 + \frac{2Sx}{1-k^2} - \frac{2Sh_a}{1-k^2} = 0 \quad (2.16)$$

on ratkaisu

$$x = \frac{S}{1-k^2} \left[\sqrt{1 + \frac{2h_a(1-k^2)}{S}} - 1 \right]. \quad (2.17)$$

Vain rakenteen paksuudesta ja kysymykseen tulevista jännityksistä on tietoa raudoitukseen ryhdyttäessä. Itsestään selvää on kuitenkin, että teräksen jännitys tulee käyttää perimmäiseen mittaansa. Soveltuvimman raudoituksen etsintä rakentuu sen vuoksi iteratiolle.

3. Käsinlaskentaan perustuva rauditus.

3.1 Neutraaliakselin asema.

Kaava (2.17) soveltuu käsinlaskentaan. Puristuspuunnan korkeusmittaa x etsittäessä voidaan käyttää myös Maclaurinin sarjaan

$$(1 + \xi)^m = 1 + m\xi + \frac{m(m-1)}{2!} \xi^2 + \dots \quad (\xi \ll 1) \quad (3.1)$$

perustuvaa kaavan (2.17) muunnosta. Merkintää

$$\gamma = \frac{S}{1 - k^2} \quad (3.2)$$

ja yhtälöitä (2.15), (2.17) hyödyntämällä tullaan kehittämään

$$x = \gamma \left\{ \sqrt{\frac{2h_a}{\gamma} \left[1 + \frac{\gamma}{4h_a} - \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{4h_a} \right)^2 \right]} - 1 \right\}, \quad (3.3)$$

jonka hakasulkulausekkeen sisältämästä kolmesta termistä kaksi riittää käytännössä vaadittavan tarkkuuden saavuttamiseen. Muotoon

$$x = \sqrt{2h_a \gamma \left(1 + \frac{\gamma}{4h_a} \right)} - \gamma \quad (3.4)$$

kirjoitettuna kaava on lyhimmillään. Asu

$$x = \sqrt{\left(1 + \frac{\gamma}{4h_a} \right)^2 \cdot 2h_a \gamma} - \gamma \quad (3.5)$$

soveltuu sitä vastoin paremmin numeeriseen laskentaan.

3.2 Esimerkkeihin liittyviä lähtötietoja.

Teräsbetonisen taivutuspuunnan rauditus lähtee neutraaliakselin aseman määrittämisestä. Käsin laskettaessa teräkset ovat yleensä yhdessä rivissä eikä korkeusmitan h indeksointia tarvita. Mitan h lisäksi on määritettävä teräksen ja betonin kimmomoduulien suhde n , ja alustavasti arvioitava raudituksen intensiteetti, so. teräsmäärä yksikön levyiseksi otaksutussa palkissa.

4. Raudoitus tietokonetta käyttäen.

4.1 Neutraaliakselilla on keskeinen osa kimmoista tasapainoa etsittäessä.

Milloin päällekkäisten teräsrivien esiintyminen on odotettavissa, raudoitus-tehtävä kuuluu tietokoneelle. Tietokone on laskimena nopea, luotettava ja ta-loudellinen, ja sillä on valmius esittää etsimänsä tiedot arkistointikelpoiseen asuun saatettuina.

Neutraaliakselin (2.17) aseman keskeisyyteen on jo ennakolta varauduttu. Mo-menttien tasapainoa etsittäessä saadaan teräksissä syntyvä voima yhtälöstä (2.13) ja puristusvoimien momentti kehitelmästä (2.5). Tasapainoyhtälöstä

$$\left\{ \frac{n}{1-k} \frac{1}{x} \sum A_{si} (h_i - x)^2 + \left[1 + k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \frac{x^2}{3} \right\} \sigma_c = M \quad (4.1)$$

voidaan silloin ratkaista vielä tuntematon betonin puristusjännitys σ_c .

Jännitysten lineaarisesta suhtatumisesta muodonmuutoksiin ja kehitelmien rakentumisesta Bernoullin otaksumalle on seurauksena, että ratkaisussa tulevat näkyviin suoran palkin taivutusteoriasta tutun Navier'n kaavan ainekset

$$\sigma_c = \frac{M}{W_c} \quad (4.2)$$

Taivutusvastuksen vastine W_c on silloin saanut asun

$$W_c = \frac{n}{1-k} \frac{1}{x} \sum A_{si} (h_i - x)^2 + \left[1 + k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \frac{x^2}{3} \quad (4.3)$$

Iterointikierrros päättyy kaavan (2.11) soveltamiseen ja teräsmäärän uudelleen arviointiin.

Oman ongelmansa muodostaa iteroinnin lähtöarvojen määrittäminen. Aluksi kannattaa sijoittaa teräkset yhteen riviin. Puristusvoimien resultantin aseman ja teräsmäärän alustavaan arviointiin voidaan silloin käyttää käsinlaskennan kaavoja kohdista 3.3 ja 3.4.

4.2 Toisen rivin teräkset.

Kimmainen muodonmuutos määrää teräksissä syntyvän jännityksen. Kun teräkset sijoitetaan eri riveihin, yleensä vain yhdessä niistä jännitys saavuttaa perimmäisen arvonsa σ_s . Kuvan 6 teräsriveihin kehittyy tällöin jännitykset

$$\sigma_{s1} = \sigma_s, \quad \sigma_{s2} = \frac{h_2 - x}{h_1 - x} \sigma_s, \quad \sigma_{s3} = \frac{h_3 - x}{h_1 - x} \sigma_s. \quad (4.4)$$

Milloin kolmannen rivin toimintaa puristusteräksinä halutaan erityisesti korostaa, kaava kirjoitetaan muotoon

$$\sigma_{s3} = \frac{x - h_3}{x} \frac{n}{1 - k} \sigma_c. \quad (4.5)$$

Kun teräkset sijoitetaan kahteen riviin, järjestely johtuu poikkeuksesta siitä, että ensimmäisen rivin tarjoama poikkileikkauspinta A_{s1} on todettu riittämättömäksi. Toiseen riviin sijoittuvien terästen poikkileikkauspinta A_{s2} etsitään silloin kaavaan (2.7) katsoen momenttiyhtälöllä

$$A_{s2} \frac{h_2 - x}{h_1 - x} \sigma_s (h_2 - e) + A_{s1} \sigma_s (h_1 - e) = M, \quad (4.6)$$

josta ratkaistaan

$$A_{s2} = \left[\frac{M}{\sigma_s (h_1 - e)} - A_{s1} \right] \frac{h_1 - x}{h_2 - x} \frac{h_1 - e}{h_2 - e}. \quad (4.7)$$

Hakasulun ulkopuolisesta kertoimesta

$$\kappa = \frac{h_1 - x}{h_2 - x} \frac{h_1 - e}{h_2 - e} \quad (4.8)$$

käy selville järjestelystä johtuva tehon menetys ja teräksen näennäinen hukkakäyttö.

Ilmaisusta

$$A_{s2} = \left[\frac{M}{\sigma_s (h_1 - e)} - A_{s1} \right] \kappa \quad (4.9)$$

laskettu A_{s2} :n likiarvo on useimmiten varsin osuva ja soveltuu iteraation

lähtökohdaksi. Kaavoissa (2.15) indeksi i läpikäy arvot 1 ja 2.

On odotettavissa, että laskettu teräsännitys poikkeaa iteraation ensimmäisillä kierroksilla perimmäisestä jännityksestä σ_s määrällä $\Delta\sigma_s$. Tämä edustaa taivutusmomenttia

$$\Delta M = \left[A_{s1}(h_1 - e) + A_{s2} \frac{h_2 - x}{h_1 - x} (h_2 - e) \right] \Delta\sigma_s. \quad (4.10)$$

Koska vain toisessa teräsrivissä voidaan tehdä muutoksia, vastaava momentti edellyttää arvion parantamista määrällä ΔA_{s2} ,

$$\Delta M = \Delta A_{s2} \sigma_{s2} (h_2 - e). \quad (4.11)$$

Samaistamalla edeltäneiden yhtälöiden oikeat puolet ja ottamalla huomioon kaavat (4.4), (4.8) tullaan yhtälöön

$$\Delta A_{s2} = (A_{s1} \kappa + A_{s2}) \frac{\Delta\sigma_s}{\sigma_s} \quad (4.12)$$

Korjaus on samanmerkkinen kuin havaittu poikkeama $\Delta\sigma_s$. Suppeneminen on hitaampaa kuin ulommassa rivissä.

4.3 Puristusteräket.

Raudoitettaessa on edetty vaiheeseen, jossa on tavoitettu terästen perimmäinen jännitys ja muodollisesti ylitetty betonin perimmäinen jännitys. Asetelma ei kuitenkaan ole käytännössä mahdollinen. Lähtökohdaksi on asetettava tilanne, jossa kummatkin jännityksistä ovat saavuttaneet perimmäisen arvonsa. Jännitystila on silloin määrätty kautta ao. poikkileikkauksen.

Voimien tasapaino taivutetun laattamaisen rakenteen poikkileikkauksessa on annettu yhtälöllä (2.12),

$$\sum_{i=1}^3 A_{si} \sigma_{si} - (1 + \kappa) \sigma_c \frac{x}{2} = 0. \quad (4.13)$$

Vastaava momenttien tasapaino on kaavaa (2.5) käyttäen lausuttavissa muodossa

$$\sum_{i=1}^3 A_{s1} \sigma_{s1} (h_i - x) + \left[1 + k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \frac{x^2}{3} \sigma_c = M. \quad (4.14)$$

Kolmannen teräsriivin vaikutus eliminoituu, kun edellinen yhtälö kerrotaan momenttivarrella $h_3 - x$ ja vähennetään jälkimmäisestä. Lyhentymistä saadaan aikaan myös käyttämällä betonin osuuden ilmaisevasta termistä merkintää M_c .

Kehitelmä

$$M_c = \left\{ \left[1 + k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \right] \frac{x^2}{3} + (h_3 - x)(1 + k) \frac{x}{2} \right\} \sigma_c$$

tiivistyy kaavoja (2.9), (2.4) sovellettaessa helposti tulkittavaan asuun

$$M_c = (1 + k) \frac{x}{2} \sigma_c \left[(x - e) + (h_3 - x) \right] = N_c (h_3 - e). \quad (4.15)$$

Yleensä vain sisempään teräsriiviin voidaan tehdä muutoksia. Uusi poikkileikkauspinta lasketaan yhtälöstä

$$A_{s2} = \frac{M - A_{s1} \sigma_{s1} (h_1 - h_3) - N_c (h_3 - e)}{\sigma_{s2} (h_2 - h_3)}. \quad (4.16)$$

Puristusterästen määrä etsitään kaavan (4.13) nojalla muodostetusta yhtälöstä

$$A_{s3} = \frac{N_c - A_{s1} \sigma_{s1} - A_{s2} \sigma_{s2}}{\sigma_{s3}}. \quad (4.17)$$

Tarkastelutapa edellyttää, että terästen jännitykset määritetään kaavoista (4.4).

Teräsriivi A_{s2} saattaa toisaalta tyysten puuttuakin. Kehitelmistä (4.17), (4.16) johdetaan silloin kaavapariin

$$A_{s1} \sigma_{s1} = N_c - A_{s3} \sigma_{s3}, \quad (4.18)$$

$$M = A_{s1} \sigma_{s1} (h_1 - h_3) + N_c (h_3 - e), \quad (4.19)$$

jota tarvitaan varsinkin asennusteräksin varustetun taivutuspaalkin murtumiskäyttäytymistä selviteltäessä.

MENETELMÄ ESIMERKKIEN VALOSSA

Jotta voitaisiin päätellä menetelmän käyttökelpoisuus, tarkastelemme seuraavassa eräitä teräsbetonipalkin kapasiteetin ja eri jännitystilojen määrittämiseksi suoritettuja kokeita. Näistä tulevat lähinnä kysymykseen M e h d o n suorittamat kokeet ylirauδοitetuilla palkeilla (2) sekä F r a n z i n ja B r e n k e r i n suorittamat kokeet teräsbetonipalkeilla, joiden raudoitusasteet vaihtelivat 0,5-1,5 % välillä.

Aluksi käsittelemme yksikön levyistä palkkia ns sallittujen jännitysten menetelmällä. Sallittujen jännitysten menetelmässä käytetään kertoimen k arvoa 0, eli jännityskuvio on kolmio. Suoritamme saman rakenteen kapasiteetin määrittämisen rajatilamenetelmällä.

Tarkasteluissa voidaan todeta, että kertoimen k arvo vaihtelee rajoissa 0-0,6. Jännityskuvion muoto riippuu paitsi raudoituksen määrästä myös sen lujuudesta. Tällöin ei ole vailla merkitystä tieto teräksen kimmoisen venymän ylärajan vaihteluista 1,2-6 o/oo. Erityisesti silloin, kun palkin raudoitus on normaali, mutta sen sijaan ylirauδοitetuissa palkeissa terästen venymän merkitys on vähäinen, koska teräsvenymä niissä on aina kimmainen betonin murtuessa plastisesti. (4).

Kun tiedämme, että betonin murtopuristuma ei ole aineelle ominainen vakio, vaan se riippuu monen tekijän lisäksi mm siitä missä rakenteessa ja miten sijoitettuna betoni on, ei seuraavassa ole suoritettu tähän kohdistuvaa tarkastelua eikä sitä liioin ole otettu korreloivaksi tekijäksi. Seuraavassa on tarkoin pitäydytty betonin ja teräksen kimmokerrointen suhteeseen sekä teräsmäärän suhteeseen poikkileikkauksen betonin määrään.

Arvioitaessa sitä, minkä arvon k kulloinkin saa on ensiksi todettava, että kolmion muotoinen puristuspinna on käyttökelpoinen aina käytännössä esiintyviin normaaleihin teräsmääriin asti eli siis kerrointa k ei ole tarpeen käyttää puristuspinnan muotoilua osoittamaan kuin vasta silloin, kun teräsmäärä ylittää 1,5 % eli kun poikkileikkaus lähenee ylirauδοitettua.

Tämän seikan selvittämiseksi on seuraavassa suoritettu myös menetelmän käyttökelpoisuuden tarkastelu M e h d o n koepalkkien avulla. Tällöin voidaan todeta, että luopuminen betonin ja teräksen kimmokertointen suhteesta teräs-

betonirakenteiden mitoituksessa oli askel taaksepäin, koska tällöin on menetetty johdonmukainen poikkileikkauksen matemaattinen käsittely ja korvattu se arvelulla, joka ei ole selkeästi sidoksissa betonin ominaisuuksiin. (2).

5. Esimerkki 1. Mitoitusmenetelmien vertailua.

5.1 Tarkastelun kohde.

Kohteeksi valittu palkki on teeman mukaisesti metrin levyinen, $b = 1$ m. Raudoituksen etäisyys palkin yläreunasta on $h = 0,95$ m. Mitan indeksointi ei ole tarpeen, koska teräkset tullaan sijoittamaan yhteen riviin. Betoni on laatua B30-1. Teräs A400H, osavarmuuskerroin rajatilamitoituksessa 1,10.

Taivutusmomentit ovat

$$\begin{aligned} \text{momentti rakenteen omasta painosta } M_g &= 0,95 \text{ MNm,} \\ \text{momentti liikkuvasta kuormasta } M_p &= 0,55 \text{ MNm.} \end{aligned}$$

Resultoiva momentti on $M_q = 1,50$ MNm. Laskennan jouduttamiseksi kirjataan mitat $2h = 1,9$, $4h = 3,8$ m.

5.2 Sallittujen jännitysten menetelmä.

Ensimmäinen tieto tarvittavasta teräsmäärästä saadaan otaksumalla betonipoikkileikkauksen puristettuun vyöhykkeeseen kohdistuvan voiman N_c resultantin sijaitsevan korkeudessa $7/8 h$. Kun teräksen ja betonin kimmomoduulien suhteella on tavanomainen arvonsa $n = 15$ ja teräksen sallittu jännitys on $250 \text{ N/mm}^2 = 250 \text{ MN/m}^2$, löydetään teräsmäärä

$$A_s = \frac{1,5}{250 \cdot 7/8 \cdot 0,95} = 0,007218 \text{ m}^2. \quad (5.1)$$

Suure $\bar{A} = nA_s$ saa arvon 0,10827. Neutraaliakselin asema etsitään yhtälöllä

$$x = \sqrt{\left(1 + \frac{0,10827}{3,8}\right)^2 \cdot 1,9 \cdot 0,10827 - 0,10827} = 0,3582 \text{ m.} \quad (5.2)$$

Momenttivarsi on täsmentynyt pituuteen $z = h - x/3 = 0,8306 \text{ m}$, kaava (2.8). Rakenteen jäykistämiseen tarvitaan teräsmäärä

$$A_s = \frac{1,5}{250 \cdot 0,8306} = 0,007224 \text{ m}^2, \quad (5.3)$$

joka toisaalta on muunnettavissa betonipinnaksi $\bar{A} = nA_s = 0,10836 \text{ m}^2$. Yhtälöön (3.5) sijoitettuna uusi \bar{A} johtaa neutraaliakselin asemakoordinaattiin $x = 0,3583 \text{ m}$. Koska tämä ei merkittävästi poikkea edellisestä arvostaan, iterointi voidaan pysäyttää ensimmäiseen kierrokseensa. Raudoitustehtävä päättyy betonin reunapuristuksen määrittämiseen,

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot 250 \cdot 0,007224}{0,3583} = 10,08 \text{ N/mm}^2. \quad (5.4)$$

3.4 Rajatilamitoitus.

Betonin kimmomoduuli on sidottu betonin kuutiolujuuteen. Vaativiin rakenteisiin käytettävän betonin tiheys sallii sidosyhtälön kirjoittamisen asuun $E_c = 5000\sqrt{k}$. Koska taivutetun rakenteen katsotaan toimivan osin kimmoisesti, osin plastisesti, huomio kohdistetaan seuraavassa vain betoniin jonka jännitykset jäävät myötörajan alapuolelle. Palkkirakenteen puristusvyöhykkeen kimmoisesti toimivalla osalla teräksen ja betonin kimmomoduulien suhde on

$$n = \frac{2,0 \cdot 10^5}{5000\sqrt{k}} = \frac{40}{\sqrt{k}}. \quad (5.5)$$

Betonille K30 kerroin n saa arvon 7,303. Laskentavalmiutta voidaan edelleen kasvattaa siirtymällä vakioon η , jonka lauseke puristusvyöhykkeen jännitysjakauman ollessa muotoa $k = 0,6$ saa asun

$$\eta = \frac{n}{1 - k^2} = \frac{7,303}{0,64} = 11,411. \quad (5.6)$$

Osavarmuuskertoimilla 1,2, 1,8 kerrotut momentit saavat arvot

$$M_g = 1,2 \cdot 0,95 = 1,14 \text{ MNm}, \quad M_p = 1,8 \cdot 0,55 = 0,99 \text{ MNm}. \quad (5.7)$$

Mitoitus kohdistetaan momenttien summaan $M_q = 2,13 \text{ MNm}$. Ensimmäinen arvio teräsmääräksi saadaan edellisestä tehtävästä, $A_s = 0,007218 \text{ m}^2$. Poikkileikkauspinnan A_s kanssa staattisesti samanarvoinen betonipinta etsitään kaavoja (2.15), (3.2) soveltamalla,

$$\lambda = \frac{nA_s}{1 - k^2} = \eta A_s = 11,411 \cdot 0,007218 = 0,08236 \text{ m}. \quad (5.8)$$

Neutraaliakselin asema määrätään kaavaa (3.5) käyttäen kehitelmästä

$$x = \sqrt{\left(1 + \frac{0,08236}{3,8}\right)^2 \cdot 1,9 \cdot 0,08236 - 0,08236} = 0,3218 \text{ m}. \quad (5.9)$$

Rajatilaotaksuman mukaan puristetun betonin jännitysjakautumaa edustaa puoli-suunnikas (rajatapauksessa kolmioksi laventuneena), sallittujen jännitysten menetelmässä jakaumalla on kolmion muoto. Puristusvoimien resultantin asemaa etsittäessä voidaan lähtökohdaksi edelleenkin asettaa kuvion korkeuden kolmannes. Rajatilaotaksuman yhteydessä lukemaa on kasvatettava ryhmän (2.8) keskimmäisen kaavan edellyttämällä tavalla kertoimella 1,225,

$$z = h - 1,225 \cdot x / 3 = 0,95 - 0,1314 = 0,8186 \text{ m}. \quad (5.10)$$

Staattinen tasapainotila saavutetaan raudoituksella

$$A_s = \frac{2,13}{360 \cdot 0,8186} = 0,007228 \text{ m}^2. \quad (5.11)$$

Koska uusi, arvolla $\lambda = 0,08248$ alkava iterointikierrös ei aiheuta olennaista muutosta teräsmäärään, tehtävän suoritus päättyy betonin puristusjännityksen määrittämiseen,

$$\sigma_c = \frac{360 \cdot 0,007228}{0,8 \cdot 0,3218} = 10,11 \text{ N/mm}^2. \quad (5.12)$$

Suhteellisen alhaiseksi jäävä betonin puristusjännitys ilmaisee raudoituksen määrävän palkin kantokyvyn. Palkin kantavuutta voidaan edelleen kasvattaa teräsmäärää lisäämällä.

Laskentalujuuteen tultaessa betonin jännitys on saavuttanut perimmäisen suunnitteluun soveltuvan arvonsa

$$\sigma_c \equiv f_{cd} = 0,7 \cdot 30 / 1,35 = 15,55 \text{ N/mm}^2, \quad (5.13)$$

missä $\gamma_c = 1,35$ on betonin osavarmuuskerroin. Tilan saavuttaminen edellyttää momentti kasvattamista 1,9-kertaiseksi ja teräsmäärän kaksinkertaistamista,

$$M_q = 1,9 \cdot 2,13 = 4,05 \text{ MNm}, \quad A_s = 2 \cdot 0,007228 = 0,014456 \text{ m}^2. \quad (5.14)$$

Kaavoja (3.5), (3.11) sovellettaessa havaitaan, että rajatilaa lähestyttäessä

$$\begin{aligned} A_s &= 0,014444 \text{ m}^2, \quad \bar{A} = 11,411 A_s = 0,16482 \text{ m}, \\ x &= 0,4191 \text{ m}, \quad z = 0,7789 \text{ m}, \quad \sigma_c = 15,51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.15)$$

Käytännössä teräkset on sijoitettava kahteen riviin. Rauditusaste nousee korkeaksi, koska sisempi teräsriivi menettää asemansa takia neljänneksen tehostaan.

6. Esimerkki 2. Yliraudoitettuja palkkeja.

Tarkastelun kohteeksi valitaan Mehdon koesarjoista kaksi palkkia, joiden (2) betonin kuutiolujuus on sama. Virhetekijänä voidaan pitää palkkien teräsdimensioiden eri suuruutta, jolloin myötöraja ei ole aivan tarkoin tiedossa, mutta murtorajan pitäisi olla likipitäen sama.

Tutkimuksen kohteiksi valituissa taivutuspalkeissa A_{1b} ja A_{2b} on betonin puristuslujuus $K = 24,8$ ja normien edellyttämällä tavalla määritetty kimmoduuli $E_{c2} = 24,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$. Betonin otaksuttu murtojännitys on $0,8 K = 19,84 \text{ N/mm}^2$. (Kuva 8).

Palkeille yhteistä on edelleen asennusteräksinä toimiva pyöröteräspari $\phi 1/4''$,

samoin näiden terästen myötäminen murtoon tultaessa. Koska terästen poikkileikkauspinta on $63,3 \text{ mm}^2$ ja terästen myötöjännitys 272 N/mm^2 , asennusteräkissä vaikuttaa murtohetkellä puristusvoima $N_{s3} = 0,0172 \text{ MN}$.

Teräksen ja betonin kimmomoduulien suhde on

$$n = \frac{2 \cdot 10^5}{24,9 \cdot 10^3} = 8,032. \quad (6.1)$$

Palkissa A_{1b} on vetoteräksenä pyöröteräs St-37, palkissa A_{2b} harjateräs V-40. Edellisen myötöraja on nykyistä ilmaisutapaa noudattaen 272 N/mm^2 , jälkimmäisen 477 N/mm^2 . Kummankin murtomomentti olisi tyydyttävästi ollut arvioitavissa käyttämällä parametria $k = 0,6$.

6.1 Palkki A_{1b} .

Palkin leveys $b = 145 \text{ mm}$, korkeus $h = 165 \text{ mm}$. Asteittain etenemällä on todettu, että puristusjännitysten jakaantumiskuvion muodon määrää murtumishetkellä parametri $k = 0,58$.

Kaavan (3.11) nojalla

$$\eta = \frac{n}{1 - k^2} = \frac{8,032}{0,6636} = 12,10. \quad (6.2)$$

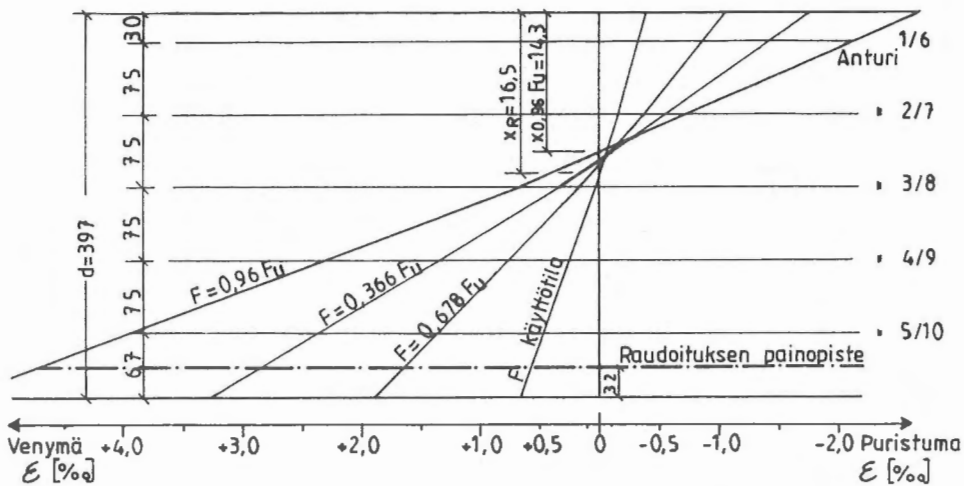
Vastaavassa yksikön levyisessä palkissa vaikuttaisi teräsmäärä

$$A_s = \frac{0,001296}{0,145} = 0,008938 \text{ m}^2, \quad (6.3)$$

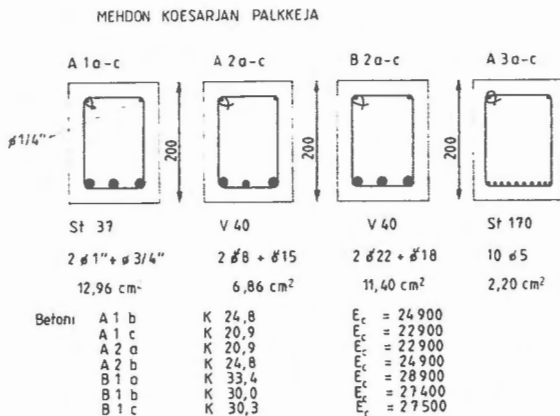
josta kaavan (3.13) mukaan tullaan vetoraudoitusta vastaavan betonikaistan korkeusmittaan

$$\bar{A} = \eta A_s = 12,10 \cdot 0,008938 = 0,10818 \text{ m}. \quad (6.4)$$

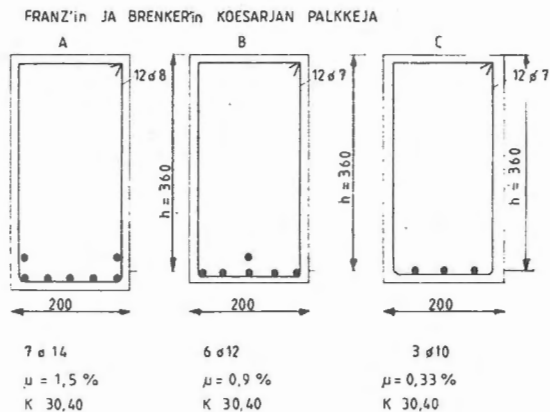
Kaavaan (3.5) nojautumalla löydetään neutraaliakselin asema $x = 0,1117 \text{ m}$, ja kehittämällä (2.7) soveltamalla puristuspuunnan resultantin sijainti



Kuva 7. Franz'in ja Brenker'in koesarjan palkin A2a puristetun ja vedetyn vyöhykkeen muodonmuutokset kuormituksen eri vaiheissa. (3).



Kuva 8.



Kuva 9.

$$e = 1,2129 \frac{x}{3} = 0,04517 \text{ m.} \quad (6.5)$$

Varsinaisen taivutuspalkin leveyteen palattaessa määritetään aluksi resultoiva puristusvoima

$$N_c = 0,79 \cdot 0,1117 \cdot 0,145 \cdot 19,84 = 0,2539 \text{ MN.} \quad (6.6)$$

Siihen on vetoteräksissä syntynyttä voimaa etsittäessä lisättävä kaavan (4.18) edellyttämä, asennusteräksissä kehittyyvä puristava voima $N_{s3} = 0,0172 \text{ MN}$,

$$N_s = 0,2539 + 0,0172 = 0,2711 \text{ MN.} \quad (6.7)$$

Kaava (4.19) johtaa murtomomenttiin

$$M_u = 0,2711 \cdot 0,137 - 0,2539 \cdot 0,017 = 0,0328 \text{ MNm,} \quad (6.8)$$

joka vastaa laboratoriokokeessa saatua arvoa. Puristusterästen merkitys näkyy momentista

$$M_u = N_c \cdot z = 0,2539 \cdot 0,1198 = 0,0304 \text{ MNm,} \quad (6.9)$$

johon asennusteräksistä välittämättä päädyttäisiin. $z =$ vetoterästen momentti-
varsi, erotus $h - e = 0,1198 \text{ m}$.

Vetoteräksissä todetaan jännitystila $\sigma_s = 209,2 \text{ N/mm}^2$. Kolmas kaavoista (4.4) osoittaa puristusterästen myötävän: $\sigma_{s3} = -1,57 \sigma_s$.

6.2 Palkki A_{2b} .

Palkin toimiva korkeus on 165 mm kuten edelläkin, palkin leveys sitä vastoin kasvanut mittaam 149 mm. Puristusjännitysten jakaantumiskuvion muodon määrää seuraavassa parametri $k = 0,63$.

Vetoterästen poikkileikkauspinta on $6,86 \text{ cm}^2$. Raudoituksen intensiteetti, teräsmäärä yksikön leveydellä, on silloin $A_s = 0,006404 \text{ m}^2$.

Kaavasta (3.11) laskettava kerroin saa arvon

$$\eta = \frac{8,032}{0,6031} = 13,32, \quad (6.10)$$

ja mitaksi \bar{A} tulee

$$\bar{A} = \eta A_s = 13,32 \cdot 0,006404 = 0,061326 \text{ m.} \quad (6.11)$$

Neutraaliakselin asema $x = 0,09451$ m löydetään kaavaa (3.5) soveltamalla ja puristuspuunnan resultantin paikka $e = 0,03903$ kaavaa (2.7) käyttäen. Veto-terästen momenttivarren pituudeksi tulee $z = 0,1260$ m.

Taivutuspuun leveyteen palattua etsitään puristusvoima

$$N_c = 0,815 \cdot 0,149 \cdot 0,09451 \cdot 19,84 = 0,2268 \text{ MN.} \quad (6.12)$$

Kun siihen lisätään asennusteräksissä kehittynyt voima $N_{s3} = 0,0172$ MN, kaavaria (4.18), (4.19) hyödyntäen löydetään vetoteräksissä syntynyt reaktio

$$N_s = 0,2268 + 0,0172 = 0,2440 \text{ MN,} \quad (6.13)$$

ja murtomomentti

$$M_u = 0,2440 \cdot 0,137 - 0,2268 \cdot 0,011 = 0,0309 \text{ MNm} \quad (6.14)$$

joka asettuu saavutetun koetuloksen $M_u = 0,0310$ MNm lähituntumaan. Teräksissä syntyy vetojännitys $355,7 \text{ N/mm}^2$. Ryhmän (4.4) viimeistä kaavaa käyttäen todetaan puristusterästen myötäneen suunnilleen samassa vaiheessa kuin edelläkin.

7. Esimerkki 3. Niukasti raudoitettuja palkkeja.

G. F r a n z i n ja H. B r e n k e r i n (3) suorittamissa vapaasti tuetun teräsbetonipalkin murtumiskäyttäytymistä selvittelevissä kokeissa tutkittiin 200 mm levyisiä palkkeja, joissa terästen keskiö oli 360 mm etäisyydessä palkin yläpinnasta. Ensimmäinen osa lankesi koesarjoille, joissa raudoitukseen käytettyjen terästen poikkileikkauspinta ja myötöjännitys vaihtelivat seuraavan taulukon mukaisesti.

TERÄSTEN POIKKILEIKKAUSPINTA JA MYÖTÖJÄNNITYS

A ₁	7 × 0.000156 = 0.001092 m ² , σ _s = 271.0 N/mm ²
B ₁	6 × 0.000111 = 0.000666 ", " = 265.0 "
C ₁	3 × 0.000078 = 0.000234 ", " = 306.0 "
A ₂	7 × 0.000154 = 0.001078 ", " = 455.0 "
B ₂	6 × 0.000113 = 0.000678 ", " = 427.5 "
C ₂	3 × 0.000077 = 0.000231 ", " = 476.5 "

KOESTETTUJEN PALKKIEN KESKIMÄÄRÄISET OMINAISUUDET

A ₁ :	E _c = 27,9 · 10 ³ N/mm ² , σ _{cu} = 0,8 · 26,3 = 21,04 N/mm ² , n = 7,527.
B ₁ :	E _c = 26,5 · " " , σ _{cu} = " · 27,6 = 22,08 " , n = 7,925.
C ₁ :	E _c = 27,9 · " " , σ _{cu} = " · 27,3 = 21,84 " , n = 7,527.
A ₂ :	E _c = 29,2 · 10 ³ N/mm ² , σ _{cu} = 0,8 · 28,3 = 22,64 N/mm ² , n = 7,192.
B ₂ :	E _c = 29,0 · " " , σ _{cu} = " · 31,6 = 25,28 " , n = 7,241.
C ₂ :	E _c = 28,5 · " " , σ _{cu} = " · 32,2 = 25,76 " , n = 7,368.

MITOITUSMENETELMÄN TULOSTEN VERTAILU KOESARJAAN (3)

	k	A _s	A	x	e	1/κ	M _u	F _u	σ _{cu}	F _u /F&B
A ₁	0	0,00546	0,04110	0,1358	0,0453	0,7664	0,0908	0,1009	20,88	0,113
B ₁	0	0,00339	0,02686	0,1148	0,0383	0,7867	0,0566	0,0629	15,32	0,073
C ₁	0	0,00117	0,00881	0,0713	0,0238		0,0241	0,0268	10,04	0,031
A ₂	0,43	0,00539	0,04756	0,1436	0,0541	0,7584	0,1443	0,1603	22,86	0,175
B ₂	0	0,00339	0,02455	0,1107	0,0369	0,7889	0,0918	0,1020	25,64	0,115
C ₂	0	0,00116	0,00855	0,0704	0,0235		0,0370	0,0412	15,71	0,044

Terästen keskiöetäisyydet palkin yläpinnasta olivat

palkeissa A	h ₁ = 370 mm, h ₂ = 336 mm,
" B	h ₁ = 365 " , h ₂ = 333 " ,
" C	h ₁ = 360 " .

LOPPULAUSE

Edellä kehitetty menetelmä johtaa alempilaatuisella teräksellä aliraidoitettujen rakenteiden tietyn suuruiseen ylimitoitukseen, mikä johtuu mm. betonin vetolujuuden vaikutuksesta poikkileikkauksen kapasiteettiin. Toisaalta tulos on turvallisempi rakenteen halkeamia vastaan. Tämä voidaan luonnollisesti korjata teräsmäärään ja laatuun sidotulla kertoimella, jolloin mitoituksen sitominen pelkästään kahden materiaalin kimmomoduulien suhteeseen katoaa ja menetelmä muuttuu tältä osin ns. tasapainomenetelmäksi, jossa betoniin kohdistuva puristusvoima ja teräksiin kohdistuva vetovoima ovat tasapainossa. (7).

On otettava huomioon, että niin teräksen lujuudesta riippumaton kimmomoduuli kuin betonin koekappaleen puristuslujuuteen sidottu kimmomoduuli näyttelevät monissa rakenteen ominaisuuksia kuvaavissa laskelmissa ratkaisevaa osaa. Siksi lienee tarkoituksenmukaista, että näiden suureiden suhdetta käytettäisiin myös taivutettuja teräsbetonirakenteita mitoitettaessa. Menetelmän väitetty monimutkaisuus ei ole ongelma nykyisenä laskinten aikakautena.

Mikä sitten on rajatilamenetelmä? Onko se jokin erinomainen rakenteiden mitoitusmenetelmä, jota ei ole ennen ollut? Sitähän se ei ole. Perusta on ainakin 70 vuotta vanha (6) tasapainomenetelmä, jota kutsutaan myös ns. yksinkertaiseksi menetelmäksi, tasapainomenetelmäksi. Kokonaan eri asia on se miten käsitellään eri kuormitustapauksia. Se, että perusteena on terästen myötöraja, joka redusoidaan jollakin kertoimella, ja että betonin koekappaleilla mitatussa kuutiolujuudesta voidaan käyttää jokin osa, joka puolestaan redusoidaan kussakin tapauksessa eri suuruisilla kertoimilla, on itse asiassa sallitun jännityksen käyttämistä ja sen seikan tarkistamista, että rakenne on siten mitoitettu, että mainitut ehdot tulevat täytetyiksi.

Kun erityisesti CEB:n suosittaman menetelmän virheen variaatiokerroin on varsin suuri, ei liene mahdotonta, että edellä kuvattu menetelmä arvioidaan yhtä kelpolliseksi. Sitähän voidaan yhtä hyvin käyttää ns. rajatilojen tarkasteluun. Tällöin erityisesti ei voida jättää vaille huomiota palkin betonin kuutiolujuuden oletettua vähäisempää merkitystä rakenteen kapasiteettia arvioitaessa.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- (1) W. Gehler: Die Ergebnisse der Versuche und das Dresdner Rechenverfahren für den plastischen Betonbereich. Berlin 1949. DAfS Heft 100.
- (2) L. Mehto: Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen yliterästetyn teräsbetonipalkin taivutuksesta. Helsinki 1961. VTK.
- (3) G. Franz und H. Brenker: Verformungsversuche an Stahlbetonbalken mit hochfestem Bewehrungstahl. Berlin 1967. DAfS Heft 188.
- (4) L. Grasser: Bemessung der Stahlbetonbauteile. Beton Kalender, Teil I. 1986.
- (5) Betoninormit 1987. Helsinki 1986. BY 15.
- (6) M. Herzog: Die Entwicklung der Bemessungsformeln für einfach bewehrte Stahlbetonrechteckquerschnitte unter reiner Biegung. Bautechnik Heft 9/1960.
- (7) M. Herzog: Das Querschnittsbiegebruchmoment von Stahlbeton, teilweise vorgespanntem Beton und Spannbeton nach Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3/1975.

Paavo Tupamäki, tekn.tri, prof.em., P.A. Tupamäki Oy
Eino Niemelä, tekn.tri, Suomen Rakennustutkimus Oy