

KIRJALLISUUTTA

Kelterborn, P., Das Kleben von Beton mit Kunstharzen. Schweizerischer Bauzeitung 87 (1969): 11

Kirjoitus käsittelee aihetta pääosiltaan aivan yleisesti puuttuen kuitenkin myös eräisiin keskeisiin yksityiskohtiin.

Todetaan, että tämä tekniikan ala on voimakkaassa kehitysvaiheessa. Tästä syystä tähdennetään aivan erityisesti suunnittelijan, urakoitsijan ja rakennustöiden johdon välisen tiiviin yhteistyön keskeistä merkitystä. Kirjoituksessa tarkastellaan erikseen ongelmia, joita suunnittelija joutuu ratkomaan, seikkoja jotka ovat urakoitsijan kannalta välttämättömiä sekä toimenpiteitä, joihin rakennustöiden johdon on ryhdyttävä, kun betonipintoja liimataan yhteen käyttäen keinohartseja. Lisäksi kirjoituksessa puututaan lyhyesti niihin seikkoihin, jotka vaikuttavat liimattavien betonipintojen ja keinohartsin välisen sidoksen lujuuteen sekä epoksihartsiliimojen lujuuden kehitykseen. Suppea ja selkeä kirjoitus. Ei sisällä kirjallisuusluetteloa.

Heikki Poijärvi

Müller, Klaus, Torsionsmomente und Plattenrandmomente bei durchlaufenden zweistufigen Plattenbalken. Beton und Stahlbetonbau 4/1969.

Artikkelissa on esitetty menetelmä kaksiumaisen laattapalkin vääntömomenttien ja laatan reunamomenttien määrittämiseksi. Palkkien taipumeroja ei ole otettu huomioon, eikä uumia ole käsitelty levyteorian mukaan, vaan vääntömomentin kuormittamina palkkeina. Vääntömomenttien ja laatan reunamomenttien tasapainoehdoista sekä palkkien vääntymästä saatu differentiaaliyhtälö on ratkaistu kentämatriisimenetelmällä. Poikkikannattajien ja tukien aiheuttamia epäjatkuvuuskohtia esittävät niiden jäykkyysarvoja vastaavat pistematriisit. Laatta on jaettu kaistoihin ja laattakaistojen jäykän kiinnityksen kiinnitysmomentit vaikuttavat tehtävän kuormitussuureina. Kuormitukset on jaettu laattakaistojen suunnassa symmetriseen ja antimetriseen osaan. Laatan jäykän kiinnityksen reunamomentit paikallisesta kuormituksesta (SLW) on oletettu jänteen suunnassa jakaantuneeksi cosinikäyrän mukaan.

Esitetyn menetelmän käyttäminen on mielekästä vain tietokoneella laskettaessa, kuten artikkelin kirjoittaja toteaa. Kirjoittaja mainitsee laatineensa tehtävälle ohjelman. Artikkelissa on esitetty tällä ohjelmalla lasketun kolmiaukkoisen laattapalkin vääntömomenttien ja laatan reunamomenttien jakaantuminen.

Artikkelia voidaan suositella luettavaksi lähinnä teräsbetonirakenteiden suunnittelijoille.

Erkki Teräs

Trost, Heinrich und Mainz, Berend, Zweckmässige Ermittlung der Durchbiegungen von Stahlbetonträgern. Beton- und Stahlbetonbau 6/1969.

Uuden saksalaisen normiehdotuksen (Entwurf DIN 1045, März 1968 Beton- und Stahlbetonbau) mukaan sellaisten teräsbetonirakenteiden taipumat täytyy laskea, joissa liian suuret taipumat olisivat haitallisia rakenteiden käytölle. Taipumia laskettaessa rakenteiden halkeamamuodostus sekä betonin kutistuminen ja hiipuminen täytyy ottaa huomioon. Tekijät ovat esittäneet artikkelissaan erään yksinkertaisen tavan taiputettujen teräsbetonirakenteiden taipuman laskemiseksi likimäärin.

Laskutapa perustuu seuraaville oletuksille:

1. Rakenteen poikkileikkaustasojen oletetaan pysyvän tasoina muodonmuutoksen aikana.
2. Poikkileikkauksen neutraaliakselin paikan oletetaan pysyvän koko kuormituksen ajan muuttumattomana. Muodonmuutoksia laskettaessa poikkileikkausten korkeudeksi otaksutaan hyödyllinen korkeus h_0 .
3. Jännitysten ja vastaavien suhteellisten venymien ja puristumien väliseksi suhteeksi otaksutaan

$$\text{— teräksellä } \varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_t}$$

— betonilla (visko-elastinen)

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_{bo}}{E_b}(1 + \varphi) + \frac{\sigma_b(t) - \sigma_{bo}}{E_b}(1 + \rho\varphi) + \varepsilon_s(t)$$

missä $\varepsilon_s(t)$ on betonin kutistuma

φ betonin hiipumaluku

ρ kerroin, jonka avulla voidaan ottaa huomioon terästyksen vaikutus betonin hiipumaan

Kimmoiset, lyhytaikaiset muodonmuutokset lasketaan kimmoteorian mukaan käyttäen poikkileikkausten jäyhyysmomenttien arvoina

— silloin, kun rakenteessa ei ole halkeamia

$$I_I = \frac{b h_0^3}{12} \quad k_I = I_b k_I$$

— silloin, kun rakenteeseen on muodostunut halkeamia

$$I_{II} = \frac{b h_0^3}{12} \quad k_{II} = I_b k_{II}$$

Kertoimet k_I ja k_{II} , jotka ilmaisevat hitausmomenttien I_I ja I_{II} suhteen homogeeniseksi oletetun betonirakenteen jäyhyysmomenttiin I_b , voidaan määrittää poikkileikkaukseltaan suorakaiteenmuotoisen palkin tapauksessa kuvassa 1 olevasta diagrammista.

Rakenteen kimmoinen taipuma voidaan laskea kaavasta

Käytettyjä merkintöjä

A_{ij}, D_{ij}	jäykkyysvakiot
E_i, E_{dx}, E_{dy}	kimmomoduulit
F_{ii}	vetovastukset, leikkausvastukset
G_i, G_d	liukumoduulit
M_x, M_y, M_{xy}	momentit
N_x, N_y	normaalivoimat
N_{xy}, Q_x, Q_y	leikkausvoimat
W_{ii}	taivutusvastukset
a, b, c	kaavojen (25)–(27) mukaisia apusuureita
d	pintaviilun paksuus
e_{ij}	kimmovakioita
h	vanerin paksuus
n	viilujen lukumäärä
t	sisäviilun paksuus
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	liukummat
$\bar{\gamma}_{yz}, \bar{\gamma}_{zx}$	keskimääräiset liukummat
ϵ_x, ϵ_y	venymät
$\kappa_x, \kappa_y, \kappa_{xy}$	käyritykset
ν_i, ν_{kl}	suppeumaluvut
σ_x, σ_y	normaalijännitykset
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	leikkausjännitykset

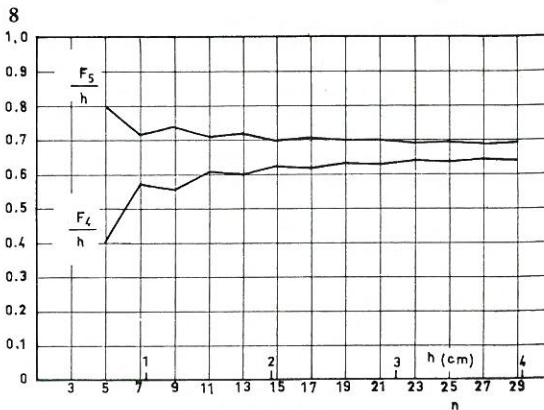
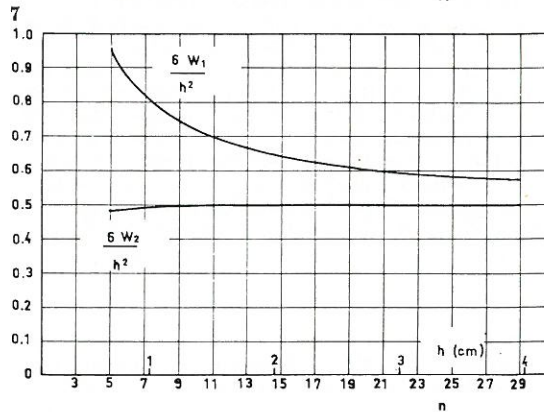
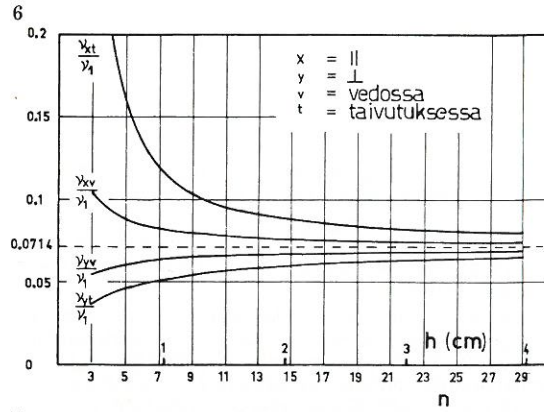
Alaviitat

- 11, 55 x-akselin suuntaan, pintaviilujen suuntaan
 22, 44 y-akselin suuntaan, kohtisuoraan pintaviilujen syiden suuntaa vastaan
 33 liittyy laatan suuntaiseen leikkausjännitykseen sen tasoa vastaan kohtisuorassa tasossa
 d liittyy pintaviiluun

Kirjallisuutta

1. Ylinen, A., Kimmo- ja lujuusoppi I, WSOY, Porvoo 1948.
2. Keylwerth, R., Die anisotrope Elastizität des Holzes und der Lagenhölzer -VDI- Forschungsheft 430, Beilage zu »Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens«, Ausgabe B Band 17, 1951, 40 s.
3. Mc Glenn, J. & Hartz, B., Finite element analysis of plywood plates, Journal of the structural division, ASCE, Vol 94, No ST2, February 1968, ss. 551–563.
4. Rautakorpi, H., Diplomityö, TKK 1968.
5. Rautakorpi, H., Vaneri kerroksellisenä rakenteena (Plywood as a laminated structure), Helsinki 1969. [Valtion teknillinen tutkimuslaitos. Tiedotus. Sarja III — Rakennus 138]

Heikki Rautakorpi, dipl.ins. VTT:n sillanrakennus- ja staattinen laboratorio, Otaniemi



Kuva 6. Vanerin suppeumalukujen riippuvuus viilujen lukumäärästä

Fig. 6. Poisson's ratios of plywood as a function of the number of veneers

Kuva 7. Vanerin taivutusvastusten riippuvuus viilujen lukumäärästä

Fig. 7. The section moduli of plywood as a function of the number of veneers

Kuva 8. Vanerin leikkausvastusten riippuvuus viilujen lukumäärästä

Fig. 8. The section moduli of plywood in shear as a function of the number of veneers

$$f_0 = \alpha \frac{M l^2}{E_b I_b k} = f_b \frac{1}{k} \quad (6)$$

Tabelle I. Systembeiwerte α

System / Belastung				
	1/3	1/12	1/23,2	1/24
	1/2	1/96	1/23,28	1/16
	1/5	1/384	1/27,95	1/15,39

$$f_0 = \alpha \frac{M l^2}{E_b I_b} \frac{1}{k} = f_b \frac{1}{k}$$

missä f_b on vastaavan homogeenisen betonirakenteen taipuma

Hiipuman ja kutistuman johdosta syntyvien, pitkäaikaisen muodonmuutosten laskemiseksi viitataan artikkeliin Trost, H. ja Mainz, B., Verformungen von Stahlbetonbalken unter besonderer Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden. VDI-Zeitschrift 11/1968, ss. 261–269. Tässä yhteydessä otaksutaan, että hiipumasta aiheutuva muodonmuutos f_k voidaan laskea kaavasta

$$f_k = \eta_k \varphi f_0, D = f_b, D \frac{1}{k} \eta_k \varphi = f_b, D c \varphi$$

missä η_k = poikkileikkausmuodosta, terästysmäärästä ja betonin lujuudesta riippuva kerroin

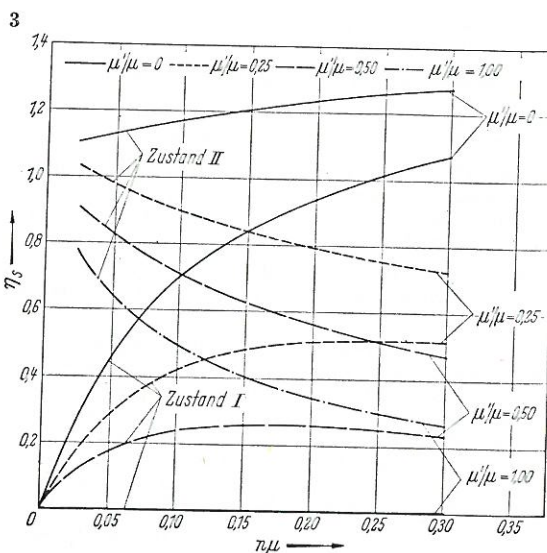
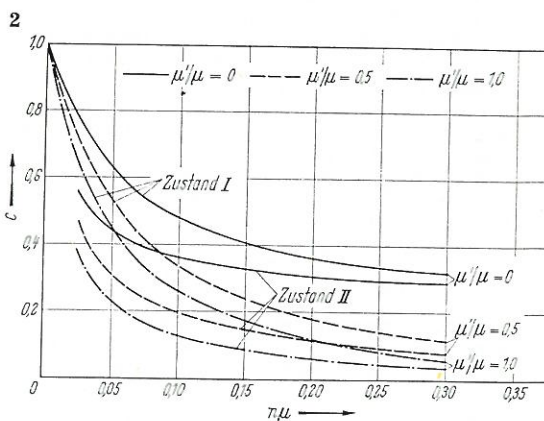
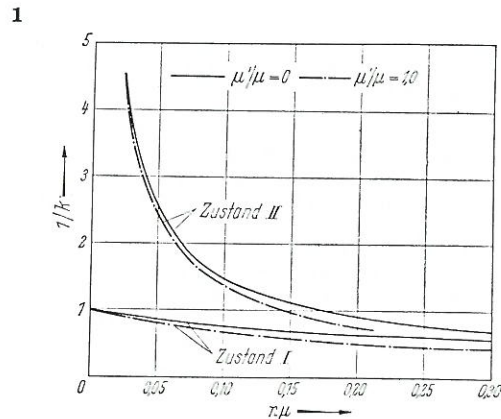
$$c = \frac{1}{k} \eta_k \text{ on ns. hiipumakerroin.}$$

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteenmuotoisen palkin tapauksessa kertoimelle c voidaan käyttää kuvassa 2 olevasta diagrammista saatavaa arvoa.

Vapaasti tuettuun teräsbetonipalkkiin syntyy taipumia betonin kutistumisen johdosta vain siinä tapauksessa, että palkin poikkileikkausten terästys on epäsymmetrinen ($\mu' \neq \mu$). Jos kutistumisesta johtuva palkin taipuma halutaan määrittää tarkasti, täytyy laskea kussakin palkin pituusakselin kohdassa syntyvä käyrästys $\delta_s = \eta_s \varepsilon_s / h_0$ ja näiden perusteella edelleen palkin taipuma. Tässä yhteydessä otaksutaan, että betonin kutistumisesta johtuva palkin taipuma voidaan laskea riittävän tarkoin yksinkertaisesta kaavasta

$$f_s = \alpha \eta_s \frac{\varepsilon_s}{h_0} l^2$$

missä kertoimet α ja η_k voidaan määrittää poikkileikkaukseltaan suorakaiteenmuotoisen palkin tapauksessa taulukosta 1 ja kuvassa 3 olevista diagrammeista. Taulukossa 1 olevat α -arvot liittyvät kirjaimella x merkittyihin palkin akselin kohtiin. Kutistumisesta aiheutuvaa taipumaa laskettaessa η_k on määritettävä nimenomaan juuri kohdassa x olevaa poikkileikkausta perusteena käyttäen.



Laskettaessa laattapalkkien taipumaa yllä esitettyä menettelyä voidaan soveltaa siten, että laattapalkki korvataan sellaisella poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisella palkilla, jonka poikkileikkauksen jähyysmomentti on sama kuin laattapalkin. Staattisesti määräämättömien palkkien kokonaistaipuma lasketaan yllä esitetyllä tavalla lyhyt- ja pitkäaikaisten muodonmuutosten summana. Betonin kutistumisesta aiheutuvaa taipumaa laskettaessa asetetaan $a = f_b E_b I_b / M l^2$. Jos kysymyksessä on jatkuva palkki, jonka vierekkäisten jänne- mittojen suhde on $l_{\min} / l_{\max} > 0,8$, niin kerroin a voidaan valita taulukon 1 sarakkeista 3 tai 4.

Artikkelissa on esitetty esimerkkinä kaksitukisen tasaisesti kuormitetun palkin taipuman laskeminen.

Esko Hyttinen

Tatsuo Okabe and Misao Sugawara, Development of Prestressed Concrete Bridges Using Artificial Light Weight Aggregate in the Japanese National Railways. Civil Engineering in Japan, 1968. Edited by Japan Society of Civil Engineers.

Artikkeli kertoo kokeista ja tutkimustyöstä, jota Japanissa on tehty kevytbetonin käyttämiseksi jännitettyjen siltojen yhteydessä. Koska kevytbetonin ominaisuudet oleellisesti poikkeavat tavallisen betonin ominaisuuksista, ne oli selvitettävä kokeilla. Kokeiden tarpeellisuutta sekä taustaa selvitetään, ja tehdyistä kokeista ja niiden tuloksista esitetään yhteenvedo taulukossa. Todetaan mm.

- taipuma palkissa on noin kaksi kertaa niin suuri kuin tavallisesta betonista tehdyssä palkissa, mutta taipumusmurtolujuudessa ei ole oleellista eroa,
- leikkauslujuus on pienempi, mistä johtuen vinoja vetojännityksiä ei voida sallia yhtä paljon kuin tavallisessa betonissa,
- sekä kutistuma ja hiipuma ovat suurempia kuin tavallisessa betonissa,
- tartuntalujuus ei eroa tavallisesta betonista,
- vetolujuus ja leikkauslujuus ovat n. 20 % pienempiä kuin tavallisessa betonissa,
- kokeiden perusteella vaikuttaa tarpeelliselta käyttää halkeamien rajoittamiseksi enemmän lisäteräksiä lähellä pintaa kuin tavallisen betonin yhteydessä.

Murtolujuuden selvittämiseksi tehtyjen kokeiden tuloksia selvitetään tarkemmin kuvilla ja taulukoilla.

Artikkelin lopussa on lyhyt esittely kolmesta rautatiesillasta, joissa on käytetty jännitettyä kevytbetonia. Yhteenvedossa todetaan, että kevytbetonin käyttö silloissa ei ole taloudellista alle 40 m:n jänneissä. Mainitaan tulleen osoitetuksi, että kevytbetonista voidaan tehdä pitkäjänteisiä jännitettyjä siltoja, jos suunnittelussa ja työn suorituksessa käytetään hyväksi kokeiden ja tutkimustyön tuloksia.

Matti Kuusivaara

Bachmann, Hugo, Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken. Abhandlung der ETH, Zürich 1967.

Väitöskirjassa tarkastellaan teoreettisesti taiputettua teräsbetonirakenteen myötövaiheessa syntyvien nk. myötöniveliä kiertymäkapasiteettia ja siihen vaikuttavia tekijöitä. Teräsbetonirakenteita mitoitettaessa murtotilaan perustuen on näet aina tarkistettava, että edellytetyn momenttien tasautumisen johdosta eivät myötöniveliä kiertymät ylitä niiden kiertymäkapasiteettia.

Tutkimuksessa jaetaan myötönivelet kahteen pääryhmään, taiputusmyötönivelet ja leikkausmyötönivelet. Taiputusmyötönivelessä muodostuvat halkeamat kohtisuoraan palkin pituusakselia vastaan kun taas leikkausmyötönivelessä halkeamat ovat vinoja.

Niveliä käyttäytymistä tarkasteltaessa hylätään tavanomaiset perusolettamukset kuten Navier — Bernoullin otaksoma, käyrästys-käsite sekä aineen kimmoisuus. Sen sijaan tarkastellaan kunkin halkeaman kohdalle syntyviä kulmanmuutosalkioita. Myötöniveliä kulmanmuutos on näiden alkioiden summa.

Taiputusmyötönivelessä saavutetaan kriittinen tilanne raudoitussasteesta riippuen joko vetopuolella tai puristuspuolella. Vetopuolella on muodonmuutoskapasiteetti käytetty loppuun, kun jonkin halkeaman kohdalla raudoituksen venymä vastaa ko. teräslaadun tasavenymää. Tutkimuksessa on osoitettu, että tätä tilannetta vastaava niveliä kriittinen kulmanmuutos pienenee jos

- leikkausvoima ko. kohdassa kasvaa;
- halkeamien väli kasvaa;
- teräksen tasavenymä pienenee;
- teräksen lujittumisominaisuus kylmämuokkauksessa huononee;
- raudoituksen tartunta paranee;
- raudoituksen tankojen halkaisija pienenee.

Puristuspuolella on muodonmuutoskapasiteetti saavutettu, kun betonin puristuma halkeaman kohdalla saavuttaa murtopuristumaa vastaavan arvon. Myötöniveliä kiertymäkapasiteetti puristuspuolen pettäessä pienenee kun

- leikkausvoima ko. kohdalla kasvaa;
- halkeamien väli suurenee.

Rakenteen raudoitussasteesta riippuen on tarkistettava joko toinen edellä esitettyistä kriteereistä, tai molemmat.

Tutkimuksessa on verrattu näin saatuja tuloksia tavanomaisen teorian tuloksiin, joka edellyttää Navier — Bernoullin otaksunan pitävän paikkansa. On voitu osoittaa tavanomaisen laskutavan antavan tyydyttäviä tuloksia edellyttäen, että vetoraudoitus ei myötää. Myötämisen tapahduttua voi tavanomainen laskutapa johtaa varsin harhaanvieviin päätelmiin.

Leikkausmyötönivelessä vaikuttaa taiputusmomentin ohella suuri leikkausvoima, joka aiheuttaa vinoja halkeamia niveliä alueella. Leikkausmyötöniveliä murtumisen voivat aiheuttaa seuraavat tekijät:

- vetoraidoituksen pettäminen;
- betonin murtuminen (uudessa tai puristuspuolella);
- hakaraidoituksen pettäminen;
- vetoraidoituksen tartunnan pettäminen.

Näitä tilanteita vastaavan nivelen kriittinen kulmanmuutoksen laskennallinen määrittäminen osoittautuu erittäin hankalaksi ja epämääräiseksi. Voidaan kuitenkin todeta, että vetoraidoituksen jännitys muuttuu varsin vähän nivelen alueella, eikä se suinkaan vastaa momentin muutosta kuten tavallisesti otaksutaan. Tästä seuraa, että leikkausmyötönivelen kriittinen kulmanmuutos on varsin suuri eikä nivelen kiertymäkapasiteetti useinkaan tule loppuun käytetyksi sisäisten voimien tasaantumisen tapahtuessa.

Tutkimuksen loppuosassa on tarkasteltu nivelen kulmanmuutosten laskemista käyttäen esimerkkinä kuusiauukkoista jatkuvaa palkkia.

Tutkimusta on pidettävä erittäin mielenkiintoisena yrityksenä analysoida teräsbetonirakenteiden myötönivelen ominaisuuksiin vaikuttavia tekijöitä. Vaikka eräiden laskuperusteiden paikkansapitävyydestä voidaankin keskustella, esitetty käsittelytapa antaa entistä paljon paremmat mahdollisuudet eri tekijöiden huomioonottamiseksi. Tutkimus osoittaa, että varsinkin Englannissa ja Amerikassa käytössä oleva, pelkästään kokeisiin perustuva laskutapa nivelen kiertymäkapasiteetin määrittämiseksi ei anna kuvaa todellisesta tapahtumasta. Voidaan hyvin yhtyä tekijän loppupäätelmään, jossa hän mm. toteaa, että toistaiseksi ei voida antaa yleispätevää ja yksinkertaista käytäntöön sopivaa ohjetta, jonka mukaan staattisesti määräämättömien teräsbetonipalkkien laskelmat voitaisiin aina luotettavasti suorittaa. Tutkimuksen esitystapa on asian luonteesta johtuen verraten raskasta ja sen sulattaminen vaatii tutustumista aikaisempaan alan kirjallisuuteen. Teosta voidaan suositella teräsbetonirakenteiden tutkimuksesta kiinnostuneille.

Tapani Rechart

Derrick, Beckett, The ultimate load design of continuous concrete beams. Buttenworths, London 1967. 116 s., 57 kuvaa.

Kirja on tekijän ilmoituksen mukaan tarkoitettu lähinnä opiskelijoille sekä myös suunnittelutoimistoihin johdattavaksi taivutettujen betonirakenteiden mitoitukseen murtotilan perusteella. Se täyttää täten aukon, joka on tavanomaisten käyttötilaan perustuvien kimmoteoreettisten laskelmien ja murtotilan plastisiteettiin pohjautuvien laskutapojen välillä.

Kirjan 1. osassa tarkastellaan kimmoteoriaan perustuvien laskelmien rajoituksia sekä rakenteiden mitoitusta murtotilaan nojautuen. Jälkimmäinen esitys nojautuu englantilaisten, amerikkalaisten sekä venäläisten normien vastaaviin määräyksiin. Teoksen 2. ja 3. osa käsittelevät sekä normaalisti raudoitettujen että esijännitettyjen poikkileikkausten käyttäytymistä kuormituksen alaisina. Luvussa

4 tarkastellaan myötönivelen muodostumista ja niiden ominaisuuksia. Esitys pohjautuu eräiltä osin prof. A. L. L. Bakerin tutkimuksiin. Teoksen kahdessa viimeisessä luvussa käsitellään rakenteille asetettavia vaatimuksia käyttötilan perusteella, ts. taipumia ja halkeamia sekä lopuksi leikkauksen ja väännön vaikutusta. Esitystä on kauttaaltaan valaistu lukuisin laskuesimerkein ja mukana on myös anglosaksisen ja metrijärjestelmän välinen muunto- taulukko tavallisimmille suureille ja yksiköille.

Kirjan esitystapaa on pidettävä selkeänä ja se antaa hyvän yleiskuvan esittämistään asioista. Aihepiiriin perehtyneelle se ei tarjoa mitään uutta, mutta alussa mainitun informaatiotarkoituksensa se täyttää hyvin. Teosta voidaan suositella perustietoutta laajentavana ja näkemyksiä avartavana kaikille teräsbetonirakenteiden mitoituksen kanssa tekemisiin joutuville.

Tapani Rechart

Journal of American Concrete Institute. January 1969. Teräsbetonipalkin vääntöä käsittelevät artikkelit. ss. 1—41.

ACI Committee 438, Tentative Recommendations for the Design of Reinforced Concrete Members to Resist Torsion, ss. 1—8.

Artikkelissa annetaan norminomaisessa muodossa ohjeet teräsbetonipalkkien mitoitamiseksi vääntöä vastaan. Mitoituksen perustana on nimellinen leikkausjännitys, jonka laskemiseksi suorakaidepoikkileikkaukselle ja suorakaiteista kootulle poikkileikkaukselle on annettu kaavat. Lisäksi on annettu yhtälö kotelopalkin seinämän paksuuden huomioonottamista varten. Nimelliselle leikkausjännitykselle on annettu kaksi ylärajaa, joista pienempi määrittää betonin yksinään kestäjän vääntömomentin ja ylempi raudoitettun palkin kestäjän vääntömomentin ylärajan.

Teräksset määritetään ottamaan betonin osuudesta yli jäävä vääntömomentin osa. Myös yhdistettyä vääntöä, leikkausta ja taivutusta on käsitelty. Artikkelin liitteestä selviää, kuinka esitetyt ohjeita sovelletaan käytäntöön.

Hsu, Th. and Kemp, E. L., Background and Practical Application of Tentative Design Criteria for Torsion, ss. 12—23.

Artikkelissa on laskettu seikkaperäisesti yksi esimerkki ja sen jälkeen valotettu normisuosituksen taustana olevia periaatteita, jotka näyttävät nojautuvan etupäässä Mr. Hsu'n Portland Cement Associationin tutkimuslaitoksessa suorittamiin tutkimuksiin. Puhdasta vääntöä on käsitelty erikseen, jonka jälkeen on esitetty yhdistetyn väännön, leikkauksen ja taivutuksen kuormittaman palkin mitoitus. Lopuksi on esitetty esijännitettyjen ja aksiaalisen voiman kuormittamien poikkileikkausten mitoitus vääntöä vastaan.

Caether, K. and Prachand, N., Torsion in Spandrel Beams. ss 24—30.

Artikkelissa käsitellään laatan kiinnityksestä reunapalkkiin aiheutuvan vääntömomentin määrittämistä. Ratkaisun yksinkertaistamiseksi reunapalkki on oletettu jäykästi kiinnitettyksi kimmoisiin pila-reihin sekä laatta jaetuksi tukipalkkiin jäykästi kiinnitettyiksi laattakaistoiksi, joiden kiinnitysmo-mentti kuormittaa reunapalkkeja väännöllä. Rat- kaisu soveltuu yhteen suuntaan raudoitettuihin laattoihin. Artikkelissa on käsitelty yksiaukkoisen molemmista päistä jäykästi kiinnitetyn laatan aiheuttamia vääntömomentteja. Palkit ovat jatku- via ja yhtä suurien aukkojen lukumäärä on joko ääretön tai kolme. Ratkaisun tulokset on esitetty käytännönä, joita voidaan käyttää apuna laattapal- kistojen reunapalkkien vääntömomentteja arvioi- taessa.

Osburn, D., Mayoyloy, B. and Mattock, A., Strength of Reinforced Concrete Beams with web Reinforcement in Combined Torsion, Shear and Ben- ding. ss 31—41.

Artikkelissa kuvataan 22:lla suorakaiteen tai L- muotoisella palkilla tehtyjä kokeita. Palkit oli suunniteltu 1. referaatissa mainittujen periaatteiden mu- kaisesti. Kaikki palkit oli raudoitettu haoilla ja pitkittäisillä teräksillä. Kuormituksen epäkeskisyy- s oli 1.0 — 1.5 kertaa palkin uuman leveys. Kokeissa saatu murtokuorma oli kaikissa palkeissa suurempi kuin normiehdotuksen mukaan laskettu erotuksen ollessa väännössä 0—37 %. Vääntöjäykkyys oli arvioidulla käyttökuormituksella noin puolet kim- motorian mukaan lasketusta halkeamattoman pal- kin vääntöjäykkyydestä. Kuormituksen epäkeski- syyden vaikutus taipumiin nähdessä todettiin vähi- seksi.

Yhteenvetona voidaan sanoa edellä referoitujen artikkelien antavan käytännön suunnittelijalle jon- kinlaisen vääntötietouden »rautaisannoksen», koska niissä on käsitelty mitoitusyössä usein esiintyviä teräsbetonipalkin vääntöongelmia kuormittamatta esitystä käytännössä tarpeettomalla teorian esittä- misellä ja kaavojen johtamisella. Esitetty mitoitus- menetelmä poikkeaa suomalaisten betoninormien menetelmästä, mutta puhtaana kantokuormamene- telmänä sitä voitaneen soveltaa ainakin silloin, kun rakenne muutenkin mitoitetaan kantokuormamene- telmällä.

Pekka Kanerva

Vidal, Henri, La terre armée. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics. No. 259—269 / 1969. ss. 1099—1156.

Artikkelissa kerrotaan Ranskassa parin viime vuoden aikana kehitettyä uutta maanrakennustapaa, jonka käyttökelpoiseksi osoittautuminen tietäisi suuria kustannusten säästöjä.

Menetelmän periaate on varsin yksinkertainen. Maahan asetetaan kuvan 1. mukaisesti jäykisteitä,

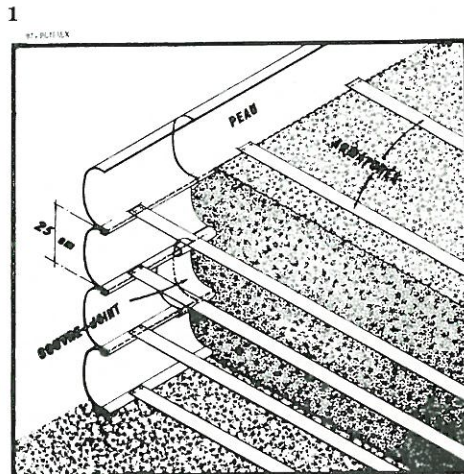
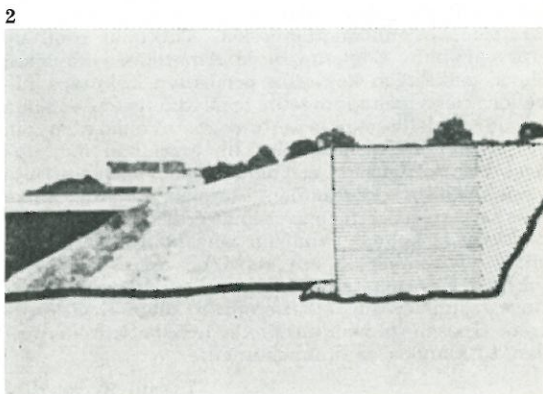


FIG. 10



jotka kitkan avulla estävät maan muodostamasta raeominaisuuksiensa määräämää luonnollista luis- kaa. Jäykisteiden päät kiinnitetään puoliellipsin muotoisiin kalvoihin, jotka muodostavat rakenteen ulospäin näkyvän pinnan. Kirjoittaja korostaa, että näyttävyydestään huolimatta näiden kalvojen teh- tävä koko rakenteen kannalta on toissijainen, so. ne vain estävät maan purkautumisen rakenteen reu- nalla. Varsinainen koossa pitävä voima syntyy siis em. kitkasta maan ja jäykisteiden välillä, ja jäy- kisteiden pituus on siis määrättävä siten, että riit- tävän suuret kitkavoimat voivat syntyä. Yleensä jäykisteiden toinen pää jätetään vapaasti maan si- sään (kuva 2). Kalvon korkeus on 25 cm ja jäykis- teet kiinnitetään kalvojen liitoskohtaan. Jäykistei- den väli vaakasuunnassa vaihtelee 25 cm:stä 100 cm:iin. Maa tiivistetään 25 cm:n kerroksissa, tämän jälkeen kiinnitetään seuraava kalvo paikalleen, levi- tetään jäykisteet tiivistetyn maan pinnalle ja näin jatketaan kunnes vaadittu korkeus on saavutettu.

Jäykisteiden ja kalvojen materiaalina on käytetty mm. galvanisoitua terästä, aluminiseoksia ja lasikui- tuja. Jäykisteiden sopivalla pintakäsittelyllä voi- daan kitkavoimia suurentaa. Käytettävän maan raekoolle on luonnollisesti olemassa rajoituksia. Niinpä savimaalaatuja ei voida käyttää, toisaalta maassa ei saisi olla 25 % enempää yli 100 mm:n eikä ollenkaan yli 250 mm:n suuruisia kiviä.

Kirjoituksen alussa esitetään pääpiirteittäin jäy- kistetyn maan teoriaa sekä menetelmiä jäykisteissä vaikuttavien voimien laskemiseksi. Tämän jälkeen kirjoittaja siirtyy selostamaan rakenteita, joita on toteutettu Ranskassa ja eräissä ranskaa puhuvissa maissa. Kuvassa 3. on esitetty Nice-Menton'n tu- ristitien eräs pengerrakennelma, josta huomataan että jäykistetyn maan menetelmällä voidaan rak- entaa varsin korkeita pystysuoria seinämiä. Kir- joittajan mukaan ei korkeudella olekaan teoreet- tista ylärajaa kuten esimerkiksi betoni- ym. raken- teilla. Kirjoittaja esittää myös kustannusvertailuja, joiden mukaan jäykistetty maa on varsin edullinen tavanomaisiin rakennustapoihin verrattuna; kus- tannukset jäävät noin puoleen. Kaikilta osiltaan esitetyt kustannusvertailut eivät kuitenkaan ole riittävän objektiivisia.

Seppo Rantanen

Niskanen, Erkki, Teknillisiä tietoja ja ohjeita koivu- vaneria kantaviin rakenteisiin käytettäessä. Suo- men Vaneriyhdistys r.y. Helsinki 1969.

Julkaisu perustuu professori Niskasen vuonna 1959 alkaneiden suomalaisen koivuvanerin kimmo- ja lujuusominaisuustutkimuksien tuloksiin ja sen tarkoituksena on palvella suunnittelijaa erilaisissa mitoitustehtävissä. Tässä mielessä julkaisussa on mukana huomattavasti normitietoa, esim. sallitut jännitykset.

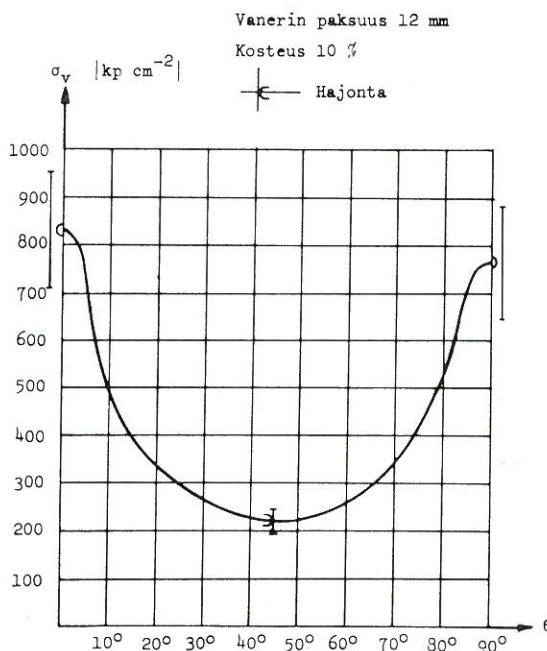
Julkaisun ensimmäinen luku kertoo vanerin käyt- tökelpoisuudesta ja toteaa, ettei sen lujuusominais- uuksien teoreettinen määrittäminen lähtien koivuviulun ominaisuuksista ole riittävä, vaan koestukset kuu- della ohuimmalla vanerilla (4, 6,5, 9, 12, 15 ja 18 mm paksuudet) täydentävät lujuusominaisuuksien teo- reettisen tutkimuksen antaan tällöin montta ris-

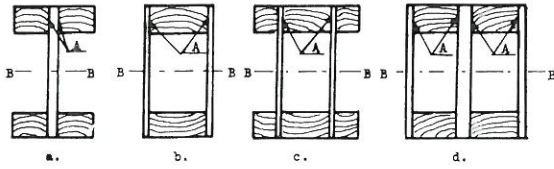
tiin liimattua viilua saadaan lujuusominaisuudet pintaviulun syiden ja niitä vastaan kohtisuorassa suunnassa lähestymään toisiaan kuvan 1. mukaan jopa 10 % päähän toisistaan. Kuva 1. osoittaa myös sen huomattavan lujuusarvojen alenemisen, mikä tapahtuu rasituksen suunnan ollessa pintaviulun suuntaan nähden 15–75 asteen kulmassa.

Toinen luku sisältää kimmokertoimet ja sallitut jännitykset sekä poikkipintasuureet, jotka on mää- ritetty täydelle poikkileikkaukselle eikä valtameren takaiseen tapaan poikkileikkaukselle, johon laske- taan vain rasituksen suuntaiset viilut. Taulukkoa 3, joka käsittää taivutusvastukset ja hitausmomen- tit, selventäisi hieman se, jos tässä olisi mainittu myös viilujen lukumäärä (aina pariton luku) ja kauppa- eli nimellispaksuus sekä sallitut tolerans- sit.

Sallittujen jännitysten käytössä on huomattava se, että sallittu taivutusjännitys on vain laattoja var- ten, levyn taivutusrasitukset on käsiteltävä vetona ja puristuksena.

Julkaisun kolmas luku käsittelee vaneriuumaisia palkkeja ja esittää liimatuille palkkeille laskutavan, jolla vanerin ja sahatavaran kimmokertoimien ero otetaan huomioon ideaalisen hitausmomentin avulla. Edelleen painotetaan vanerin leikkauslujuuden suurta eroa levyn tasossa ja kohtisuorasti sitä vas- taan. Jälkimmäisen suuri arvo mahdollistaa ohui- den vanerien käytön uumalevynä, edellisen suhteel- lisen pieni arvo määrää tarvittavan liimauspinnan suuruuden. Naulattujen vaneripalkkien reduktio- kertoimia ei esitetä, joten nämä voitaneen ottaa puunormeista. Koska liimausta ei voida suorittaa luotettavasti työmaalla, en yhdy tekijän tässä yh- teydessä esittämään epäilykseen naulattujen vaneri- palkkien epätaloudellisuudesta.



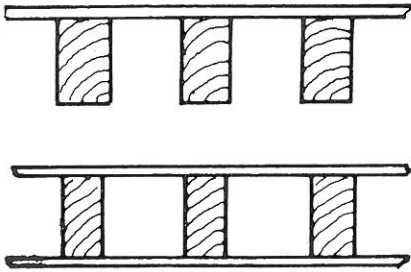


Edelleen kolmannessa luvussa käsitellään taipuman laskeminen leikkausvoiman vaikutus huomioonottaen, uuman lommahdustarkastelu ja palkin kiepahdusmahdollisuus, jolloin todetaan kotelopalkin olevan selvästi herkemman lommahdukselle kuin I-palkin tilanteen ollessa kiepahduksessa päinvastaisen. Lommahduksessa annetaan sallitulle kriittiselle leikkausjännitykselle kaksi ehtoa, joista pienempää on noudatettava

- 1) $\tau_k = 50 \text{ kp/cm}^2$ (I kosteustilassa, II-tilassa 40 kp/cm^2)
- 2) $\tau_{kr} = 2$ kertaa uuman τ_{max} .

Vielä käsitellään uuman jatkokset ja aikatekijän vaikutus sallittuihin jännityksiin sekä lopuksi lasketaan yksityiskohtaisesti kotelopalkkiesimerkki. Kuva 3 havainnollistaa käsitellyt palkkityypit.

Julkaisun viides luku käsittelee liimattujen ripalaattojen mitoittamista, joissa laatta tai laatat ovat vaneria ja rivat sahatavaraa. Kaksoisripalaattoja käytetään myös seininä, jolloin niitä nimitetään seinäelementeiksi. Kuvat 11 ja 12 osoittavat käsitellyt ripalaattatyyppit. Laskentamenetelmässä käytetään



ideaalisia poikkileikkaussuureita, joissa siis on huomioitu vanerin ja puutavaran kimmokertoimien suhde. Laatan mukana toimivalle leveydelle, teholliselle leveydelle, esitetään eri laskutapoja ja tullaan sellaiseen tulokseen, että alustavissa laskelmissa voidaan olettaa laatan teholliseksi leveydeksi n. 90 % ripojen vapaasta välistä lisätynä rivan leveydellä. Likimääräinen Tottenhamin kaava

$$c_0/c_1 = 1 + 25 (c_0/L)^2$$

antaa tehollisen leveyden b_e yksinkertaisesti kaavasta

$$b_e = b_1 + 2c_1$$

kun b_1 = rivan leveys

$2c_0$ = ripojen vapaa väli

c_1 = rivan ulkopuolella toimiva toispuolinen laattaosuus

L = rivan suuntainen jänneväli.

Ripojen sallittu vapaa väli lommahduksen puolesta eri lähteiden mukaan vaihtelee rajoissa $37 - 100 h$, kun h on laatan vahvuus. Suositeltava maksimiarvo lienee $50 h$. Jatkossa käsitellään ripalaatan erilaisia kuormitustapauksia, seinäelementtien laskemista ja kosteuden vaihtelun vaikutusta sekä lasketaan yksityiskohtainen esimerkki.

Vanerilevyä laattana käsittelee julkaisun kuudes luku soveltaen isotrooppisen laatan differentiaaliyhtälöä. Poissonin lukuna voidaan käyttää $\nu = 0.04$. Jäykästi kiinnitettyä reunaehtoa ei pidä soveltaa vanerilaattaan. Ristiin jäykistettyä laattaa vastaavat laskukertoimet tasaiselle kuormalle on taulukoitu taivutusmomentin ja leikkausvoiman laskemista varten sekä osakuormalle momenttia varten. Luku päättyy jälleen esimerkkiin.

Yhteenvedossaan professori Niskanen korostaa julkaisunsa olevan tarkoitettu ohjeeksi rakennussuunnittelijalle riittävän tarkan mitoituksen suorittamiseksi käytännön tarpeita varten. Tarkoituksensa julkaisu on varauksetta todettava soveliaaksi ja erittäin tarpeelliseksi vanerirakenteiden käytön jatkuvasti lisääntyessä. Julkaisun käyttökelpoisuutta olisi hieman lisännyt lyhytkin selostus vanerin naula- ja pulttiliitoskysymyksistä, koska näiden liitosvälineiden käyttö käsitykseni mukaan on edelleen ajankohtainen.

Pentti Vähäkallio