

TERÄSLAADUN A500HW KÄYTTÖ TERÄSBETONIPALKIN RAUDOITUKSENA

Jorma Laitila, Pentti Lumme ja
Pekka Kanerva

Rakenteiden Mekaniikka Vol 14
No. 3 1981 s. 1...12

YHTEENVETO: Tämän tutkimuksen tavoitteena oli selvittää, miten betoniteräs-
laadun A400H korvaaminen laadulla A500HW vaikuttaa taivutusrasituksen alai-
sen palkin muodonmuutoksiin ja halkeiluun käyttörajatilan kuormituksilla.
Työn pääosan muodosti kokeellinen tutkimus. Koesarjaan kuului 10 suorakai-
teenmuotoista teräsbetonipalkkia, joita kuormitti kaksi yhtäsuurta piste-
kuormaa jänteen kolmannespisteissä. Koepalkkien muuttujat olivat pääteräs-
ten myötölujuus, teräspinta-ala sekä tankokoko.

JOHDANTO

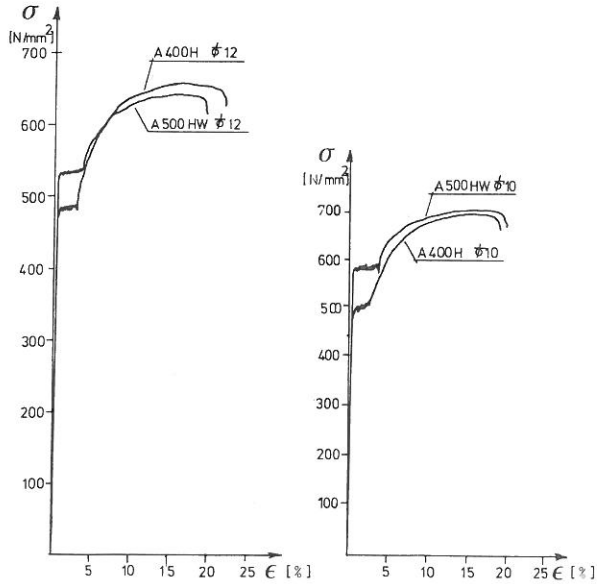
Eniten käytetty betoniteräs maassamme on kuumavalssattu harjatanko A400H
sekä tavanomaisissa paikallavaletuissa teräsbetonirakenteissa että element-
tirakenteissa. Oy Ovako Ab on kehittänyt kuumavalssatut harjatankolaadut
A500H ja A500HW, joilla pyritään edistämään teräsbetonirakenteiden taloudel-
lisuutta.

Teräksen A400H korvaaminen teräksellä A500H aiheuttaa taivutetuissa ra-
kenteissa suuremmat muodonmuutokset. Kun teräksen jännitys kasvaa käyttöti-
lassa 25 %, niin teräksen venymä kasvaa samassa suhteessa. Venymän kasvu
voi johtaa rakenteen halkeamien ja taipumien kasvuun. Teräksen jännityksen
kasvaessa on tangolta betonille siirrettävä suurempi voima. Siksi on tärke-
ää kehittää tangon pintakuviointia tartuntalujuuden lisäämiseksi. Muuten
raudoitustankojen vaaditut jatkos- ja ankkurointipituudet kasvavat liian
suuriksi.

TERÄSLAATUJEN A400H:N JA A500H:N OMINAISUUKSIEN VERTAILU

Betoniteräs- ja teräsbetonilaadun A500HW hitsaus on sallittua. Sen hiiliekvivalentti ja
hiilipitoisuus on rajoitettu, jotta hitsauksen vaikutuksesta syntyvä marten-
siitti pysyy riittävän sitkeänä. Hiiliekvivalentin maksimiarvoksi on SFS-
standardissa annettu 0,48 %.

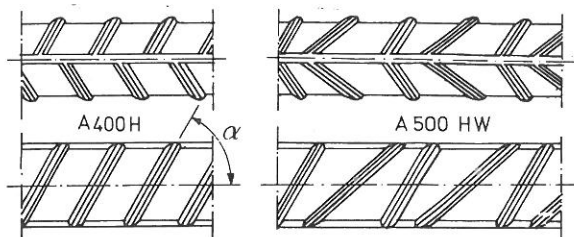
Teräslaadun A500HW suuremmat lujuusarvot saadaan joko lisäämällä ns. mik-
roseosaineita teräkseen tai nopeuttamalla jäähtymistä valssauksen jälkeen.
Kumpikin keino lisää jonkin verran valmistuskustannuksia.



Kuva 1. Teräksille $\varnothing 12$ ja $\varnothing 10$ tyypilliset jännitys-venymäkäyrät.

Molempien teräslaatuojen lujuusarvot ylittävät selvästi SFS-standardin vaatimukset. Myös terästen murtovenymän arvoja voidaan pitää riittävinä teräsbetonirakenteiden sitkeyden kannalta.

Harjatangoissa A400H ja A500HW pintakuviointi on valssaamalla tehty poikittain harjakuvio. Tangolla



Kuva 2. Terästen pintakuviointi.

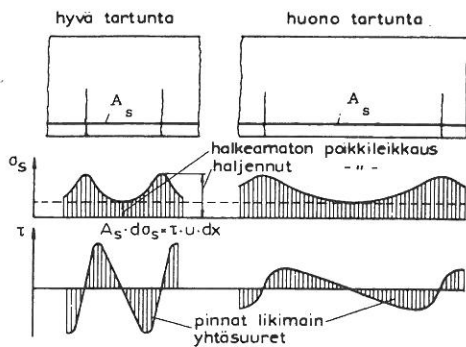
Tutkimuksen yhteydessä selvitetettiin teräslaatuojen A400H ja A500HW lujuusominaisuuksia VTT:n koestusohjeen mukaisin vetokokein. Kuvassa 1 on esitetty vetokokeissa saadut tyypilliset jännitys-venymäkäyrät molemmille teräslaaduille.

Teräslaatuojen A400H ja A500HW vastaavien tankokokojen jännitys-venymäkäyrät ovat hyvin samanlaisia. Teräksen A500HW murtolujuus on keskimäärin 1,5 % pienempi kuin teräksen A400H. Teräksen A400H murtovenymä on hieman suurempi kuin teräksen A500HW. Samankokoisten tankojen jännitys-venymäkäyrät eroavat toisistaan selvästi vain myötölujuudessa ja myötöalueen pituudessa. Teräksen A500HW myötöalue on keskimäärin 40 % pitempi kuin teräksen A400H.

Tangolla A400H ovat harjat samansuuntaisia, noin 50 asteen kulmassa tangon pituusakselin suhteen. Tangolla A500HW ovat harjat vuorotellen 45 asteen ja 65 asteen kulmassa tangon pituusakselin suhteen. Molemmilla teräslaaduilla on lisäksi kaksi yhtenäistä, pituusakselin suuntaista harjaa koko tangon pituudella. Kuvassa 2 on esitetty tankojen pintakuviointi.

TAIVUTUSHALKEILU

Nykyisen käsityksen mukaan teräksen jännitys on tärkein halkeaman leveyteen vaikuttava tekijä. Yleensä kaikki tutkijat ovat päätyneet siihen, että



Kuva 3. Tartunnan vaikutus halkeamaväliin. σ_s = teräksen jännitys, $\tau = \tau_s$ tartuntajännitys.

Kun tangon tartunta on hyvä sekä halkeamien etäisyys että halkeamien leveys ovat pieniä. Kun tartunta on heikko, halkeamaväli on pitkä ja halkeamat leveitä. Kuvassa 3 on esitetty tartunnan vaikutus halkeamien etäisyyteen sekä betonissa ja teräksessä vaikuttava jännitystila.

halkeamakoon ja halkeaman kohdalla laske-
tun teräs-jännityksen suhde on lineaarinen, kun halkeilu on saavuttanut stabiiloituneen tilan.

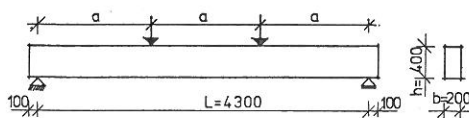
Klassisen halkeamateorian mukaan tangon halkaisijalla ϕ on suuri merkitys halkeamaväliin. Usealla pienellä tangolla on suurempi vaippapinta-ala kuin yksittäisellä suurella tangolla kun raudoitusmäärät ovat yhtäsuuria. Vaippapinta-alan lisääntyessä tartuntajännitys sekä halkeamien väli ja koko pienenevät. Muutamat uudemmat tutkimukset ovat kuitenkin osoittaneet, että tankokoon vaikutus halkeamakokoon on vähäinen.

Nykyisen käsityksen mukaan teräksen suojabetonikerroksen paksuudella on suuri vaikutus halkeamakokoon. Ilmeisesti amerikkalainen Arthur P. Clark oli ensimmäinen tutkija, joka havaitsi suojabetonikerroksen merkityksen jo vuonna 1956. Tämän jälkeen ovat useat tutkijat päätyneet samansuuntaiseen tulokseen.

Hakojen vaikutusta on tutkittu melko vähän, mutta on ilmeistä, että ne muodostavat palkin vetovyöhykkeeseen epäjatkuvuuskohtia toimien siten halkeaman lähtökohtana. Näin hakojen sijoituksella voidaan säätää halkeamaväliä.

Koepalkit

Koepalkeiksi valittiin suorakaiteenmuotoinen, tasakorkkuinen teräsbetoni-palkki joita valmistettiin 10 kpl. Koepalkin mitat ja kuormitusjärjestely on esitetty kuvassa 4.



$$\begin{aligned} a/d &= 3,9 > 2 \\ h/b &= 2,0 \\ L/h &= 10,8 \end{aligned}$$

Kuva 4. Koepalkki ja kuormitusjärjestely.

Pääraudoitus oli parittomasti numeroiduissa palkeissa (1, 3, 5, 7, 9) terästä A400H ja parillisesti numeroiduissa palkeissa (2, 4, 6, 8, 10) terästä A500HW. Palkkien pääraudoitus oli pinta-alaltaan sama palkkipareissa 1-2, 4-5, 7-8 ja 9-10. Raudoituksen lujuuksien suhteessa

vastasivat toisiaan palkkiparit 2-3, 2-5, 4-7, 6-7 ja 8-9. Kaikki palkit olivat aliraudoitettuja.

Palkeissa 1-6 oli yläpinnassa tangot 2 ϕ 10 ja palkeissa 7-10 oli tangot 2 ϕ 12. Palkkien raudoitus on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Palkkien raudoitus. $\rho = \frac{A_s}{bD}$, $\omega = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, $\mu = \omega(1-\omega/2)$

Palkin n:o	Pää-raudoitus	Teräs-laatu	A_s mm ²	A_s' mm ²	ρ %	ω	μ
1	4 ϕ 12	A400H	452	157	0,61	0,1478	0,1369
2	4 ϕ 12	A500HW	452	157	0,61	0,1848	0,1677
3	5 ϕ 12	A400H	565	157	0,76	0,1848	0,1677
4	3 ϕ 16	A500HW	603	157	0,82	0,2478	0,2171
5	3 ϕ 16	A400H	603	157	0,82	0,1983	0,1786
6	2 ϕ 20	A500HW	628	157	0,86	0,2595	0,2258
7	4 ϕ 16	A400H	804	226	1,09	0,2644	0,2294
8	4 ϕ 16	A500HW	804	226	1,09	0,3305	0,2759
9	2 ϕ 25	A400H	982	226	1,35	0,3269	0,2735
10	2 ϕ 25	A500HW	982	226	1,35	0,4080	0,3248

Koska pyrittiin tutkimaan teräsbetonipalkin taipumia ja halkeamia, leikkausmurto oli estettävä riittävällä haoituksella. Pistekuorman ja tuen väliselle alueelle sijoitettiin ϕ 8K200 umpihaat kaikkiin palkkeihin. Pistekuormien väliselle alueelle sijoitettiin ϕ 8K300, koska raudoitus pyrittiin suunnittelemaan mahdollisimman paljon yleistä käytäntöä vastaavaksi.

Kaikkien palkkien päissä tihennettiin hakajako ϕ 8K50 terästen ankkuroinnin parantamiseksi. Kaikki raudoitteet koottiin sitomalla. Palkit kuormitettiin Teknillisen korkeakoulun rakennetekniikan laitoksen koehallissa sähköhydraulisella koetuslaitteella.

MITTAUKSET

Palkin siirtymiä mitattiin yhdeksällä induktiivisella anturilla, joiden mittaustulos oli ± 25 mm. Kaksi antureista oli sijoitettu tukien kohdalle palkin yläpintaan mittaamaan tukien painumaa. Palkin molemmissa päissä oli päällekkäin kaksi anturia, jotka mittasivat päiden kiertymää. Alempi anturi sijaitsi 25 mm palkin yläreunan alapuolella. Palkin taipumia mittasi kolme anturia, jotka olivat palkin alla kuormituspisteiden kohdalla ja palkin keskipisteessä. Palkin keskipisteen taipuma mitattiin myös mittakellolla, jonka tarkkuus oli 0,01 mm.

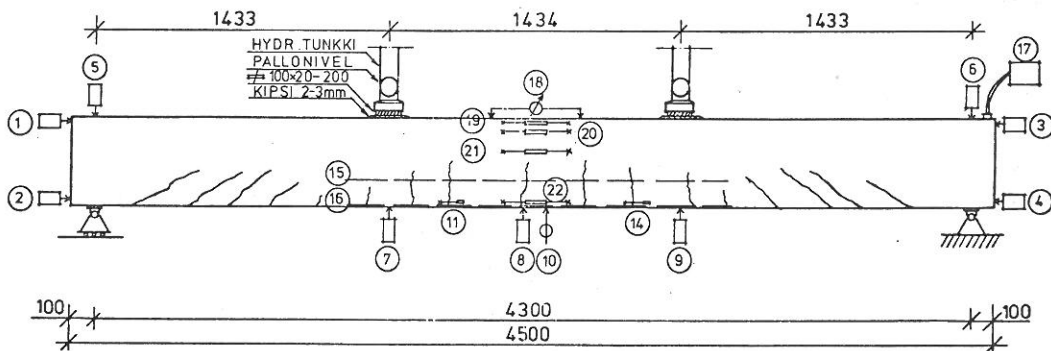
Palkin muodonmuutoksia mitattiin kahdeksalla induktiivisellä anturilla, joiden mittaustulos oli ± 5 mm. Antureiden pituus oli 300 mm. Anturit oli

sijoitettu palkin jänteen keskikohdalle päällekkäin, neljä anturia molemmille sivuille. Alin anturipari sijaitsi vetoterästen kohdalla ja ylin anturipari sijaitsi palkin yläreunasta 10 mm. Kaksi muuta anturiparia sijaitsivat lasketun neutraaliakselin molemmin puolin. Yläpinnan puristumaa seurattiin myös palkin päälle asetetulla 250 mm:n mekaanisella mittalaitteella.

Halkeamien leveyttä seurattiin neljällä induktiivisella anturilla, joiden mitta-alue oli ± 5 mm. Anturit sijaitsivat pääraudoituksen kohdalla ja niiden pituus oli n. 50 mm. Näin anturin liike seurasi mahdollisimman tarkasti itse halkeaman liikettä.

Kaksi anturia oli asennettu kuormituspisteiden kohdalle, sekä kaksi vakio-momentin alueelle oletettuun halkeaman syntypaikkaan. Ensimmäisten halkeamien oletettiin syntyvän hakojen kohdalle. Jos ensimmäiset halkeamat eivät osuneet antureiden kohdalle, siirrettiin anturit halkeamien kohdalle.

Halkeamien leveyttä mitattiin myös mikroskoopilla, jonka tarkkuus oli 0,02 mm. Mittaus suoritettiin niistä halkeamista, joissa oli induktiiviset anturit, noin 80 mm korkeudelta palkin alareunasta. Näiden lisäksi valittiin yksi halkeama, josta seurattiin mikroskoopilla halkeaman leveyttä vetoterästen korkeudelta, palkin alareunasta ja noin 80 mm palkin alareunan yläpuolelta. Mittausjärjestelyt on esitetty kuvassa 5.



① ② ③ ④	PÄIDEN MUODONMUUTOKSET, IND. ANTURI ± 25 mm
⑤ ⑥	TUKIEN PAINUMA, IND. ANTURI ± 25 mm
⑦ ⑧ ⑨	TAIPUMA, IND. ANTURI ± 25 mm
⑩	TAIPUMA, MITTAKELLO
⑪ ⑫ ⑬ ⑭	HALKEAMIEN LEVEYS VETOTERÄSTEN KOHDALLA, IND. ANTURI ± 5 mm
⑮ ⑯	TAIVUTUSHALKEAMIEN LEVEYS, MIKROSKOOPPI
⑰	HALKEILU, KIIHTYVYYSANTURI
⑱	YLÄPINNAN MUODONMUUTOS, MITTAKELLO
⑲ ⑳ ㉑ ㉒	MUODONMUUTOKSET, IND. ANTURI ± 5 mm

Kuva 5. Mittausjärjestelyt.

KOEKUORMITUKSET

Koepalkit kuormitettiin viikon aikana, kaksi palkkia päivässä. Palkkien ikä oli 26-30 vrk valupäivästä laskettuna. Koska palkit oli valettu yhtäaikaan ne pyrittiin kuormittamaan mahdollisimman lyhyen ajanjakson aikana, jotta betonin lujuus olisi kaikilla palkeilla sama.

Kuormitus tapahtui kolmessa vaiheessa. Ensin kuormaa nostettiin teoreettisesti lasketun käyttökuorman ylärajalle portaittain. Portaiden suuruus vaihteli 2,0 - 10,0 kN:n välillä palkista riippuen. Kun lähestyttiin palkin teoreettisesti laskettua halkeamakuormaa portaita pienennettiin 2 kN:iin. Käyttötilan alueella portaita myös tihennettiin. Kun kuorma oli käyttötilan ylärajalla, pudotettiin kuorma portaittain nolnaan. Portaiden suuruus oli 5 - 10 kN, mikä on 5 - 10 % murtokuorman arvosta.

Toisessa kuormitusvaiheessa kuorma nostettiin kahdesti käyttötilan ylärajalle. Kuormitusportaiden suuruus oli n. 10 kN. Tämän kuormituksen tarkoituksena oli tasata jännityksiä palkeissa.

Kolmas kuormitusvaihe oli murtokuormitus. Tällöin kuorma nostettiin 0 kN:stä lähelle laskettua todellista murtokuormaa 20 kN:n välein, jonka jälkeen portaita tihennettiin 5 kN:iin. Kuormaa nostettiin niin kauan, kunnes raudoitus alkoi myötää ja kuorma ei enää sanottavasti noussut.

KOEPALKKIEN HALKEILU

Havaitut halkeamamomenttien arvot vastasivat suuruusluokaltaan laskettuja arvoja. Ensimmäiset halkeamat syntyivät säännöllisesti hakojen kohdalle.

Halkeamien leveys mitattiin viidestä ensimmäiseksi syntyneestä halkeamasta. Taulukossa 2 on esitetty induktiivisilla antureilla mitattujen halkeamien leveyksien keskiarvot pääraudoituksen kohdalla, kun kuorma on ensimmäisen kerran käyttörajatilan ylärajalla ($w_{koe\ 1}$).

Kaikista viidestä halkeamasta mitattiin lisäksi mikroskoopilla leveys 80 mm palkin alareunan yläpuolelta. Taulukossa 2 on esitetty näiden halkeamien leveyksien keskiarvot, kun kuorma on ensimmäisen kerran käyttörajatilan ylärajalla ($w_{koe\ 2}$).

Taulukkoon 2 on laskettu lisäksi halkeamien leveydet betoninormien 1977 ja 1980 mukaisesti. Betonin kimmokertoimen arvona on käytetty sekä materiaalikoekappaleista saatua arvoa $E_c = 26\ 300\ \text{MN/m}^2$ että betoninormien mukaisesti laskettua arvoa $E_c = 34\ 200\ \text{MN/m}^2$.

Mikroskoopilla mitattuja halkeaman leveyksiä ei voi verrata induktiivisillä antureilla mitattuihin arvoihin, koska erilainen mittaustapa vaikuttaa selvästi saattuihin tuloksiin. Mikroskoopilla mitatut arvot ovat yleensä pienempiä kuin antureilla mitatut arvot. Tämä johtuu siitä, että induktiiviset anturit mittaavat myös halkeamien vieressä tapahtuvan betonin venymän. Mikroskoopilla halkeaman leveyden määrittäminen on huomattavasti vaikeampaa, koska

Taulukko 2. Palkkien teoreettiset ja mitatut halkeamien leveydet [mm].

$$w_{k1} = \frac{\sigma_s}{E_{sd}} \cdot \sqrt{\frac{A_{ce}}{u_s} \cdot a_w}$$

$$w_{k2} = \epsilon_s \cdot (3,5c + k_w \frac{\phi}{\rho_r}), \text{ kun } c = 35 \text{ mm}, \quad k_w = 0,085$$

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{cteor}} = \frac{200\,000}{34\,200} = 5,848 \quad \alpha_2 = \frac{E_s}{E_{ckoe}} = \frac{200\,000}{26\,300} = 7,605$$

Palkin n:o	Raudoi- tus	w_{k1}		w_{k2}		w_{koe1}	w_{koe2}
		α_1	α_2	α_1	α_2		
1	4 ϕ 12	0,1454	0,1469	0,1817	0,1835	0,152	0,145
2	4 ϕ 12	0,1782	0,1800	0,2226	0,2245	0,154	0,164
3	5 ϕ 12	0,1286	0,1300	0,1652	0,1671	0,132	0,124
4	3 ϕ 16	0,1799	0,1819	0,2407	0,2434	0,147	0,136
5	2 ϕ 16	0,1769	0,1786	0,2376	0,2398	0,125	0,113
6	2 ϕ 20	0,2023	0,2047	0,2894	0,2928	0,194	0,144
7	4 ϕ 16	0,1250	0,1266	0,1710	0,1732	0,152	0,116
8	4 ϕ 16	0,1503	0,1527	0,2056	0,2089	0,156	0,104
9	2 ϕ 25	0,1465	0,1485	0,2240	0,2271	0,164	0,130
10	2 ϕ 25	0,1556	0,1577	0,2379	0,2411	0,151	0,108

näkyvissä oleva halkeama vaihtelee suuresti. Siksi on verrattava induktiivisillä antureilla mitattuja keskenään. Antureilla mitatut arvot antavat luotettavamman kuvan halkeamien leveyksistä, koska niissä ei ole inhimillisiä tekijöitä heikentämässä mittaustuloksia.

Tarkasteltaessa taulukossa 2 olevia teoreettisesti laskettuja halkeamien leveyksiä havaitaan, että betonin kimmokertoimella on varsin pieni merkitys tuloksiin. Betoninormin 1980 kaava antaa selvästi suuremmat halkeamaleveydet kuin betoninormin 1977 kaava, jonka tulokset ovat hyvin lähellä antureilla mitattuja halkeamaleveyksien keskiarvoja. Uuden betoninormin kaava antaa ilmeisesti oikeamman kuvan halkeamien maksimileveyksistä.

Molemmat kaavat ottavat teräksen lujuusluokan huomioon samalla tavoin. Jos palkkien teräsmäärät ovat yhtäsuuria ja tangot ovat samankokoisia, kuten palkkipareilla 1-2 ja 7-8, on teräksellä A500HW raudoitettujen palkkien halkeaman leveys n. 20 % suurempi kuin teräksellä A400H raudoitetuilla palkeilla. Kun tarkastellaan vastaavilla palkkipareilla terästen kohdalta mitattuja halkeamien leveyksiä, ei ero näytä olevankaan yhtä selvä, vaan halkeamien keskimääräinen leveys on miltei samansuuruinen, vaikka käyttökuorma on 20 % suurempi palkeilla, jotka oli raudoitettu teräksellä A500HW. Tämä voidaan selittää tarkastelemalla palkkeihin syntyneiden halkeamien lukumäärää. Pal-

kissa 1 oli 4 halkeamaa vähemmän pistekuormien välissä ja 23 halkeamaa vähemmän koko palkin alueella kuin palkissa 2 käyttörajatilan maksimikuormalla. Palkissa 7 oli 3 halkeamaa vähemmän pistekuormien välissä ja 10 halkeamaa vähemmän koko palkin alueella kuin palkissa 8 käyttörajatilan maksimikuormalla. Taulukossa 3 on esitetty palkkien kaikkien halkeamien lukumäärä sekä halkeamien lukumäärä pistekuormien välissä käyttörajatilan maksimikuormalla. Taulukkoon on lisäksi laskettu keskimääräinen halkeamaväli pistekuormien välisessä vakiomomentin alueessa.

Taulukko 3. Palkkien halkeamamäärät. a = keskimääräinen halkeamaväli palkin keskellä.

Palkin n:o	Raudoitutus	Halkeamien lukumäärä		a mm
		Yhteensä	Keskialueella	
1	4Ø12 400	24	12	130,3
2	4Ø12 500	47	16	95,5
3	5Ø12 400	36	18	84,3
4	3Ø16 500	39	16	95,5
5	2Ø16 400	20	12	130,3
6	2Ø20 500	31	14	110,2
7	4Ø16 400	32	15	102,4
8	4Ø16 500	42	18	84,3
9	2Ø25 400	30	12	130,3
10	2Ø25 500	35	14	110,2

Tarkasteltaessa palkkipareja 2-3, 4-7 ja 6-7 voidaan todeta, että palkin 2 halkeamien leveys oli 17 % suurempi kuin palkilla 3 vaikka taulukon 2 mukaisesti olisi palkin 2 halkeamien leveys pitänyt olla n. 37 % suurempi kuin palkilla 3. Palkin 4 halkeaman leveydeksi terästen kohdalla saatiin koetuloksien keskiarvona 0,147 mm, kun palkin 7 vastaava arvo oli 0,152 mm. Palkkien halkeamien leveydet olivat likimain samansuuruiset, vaikka teoreettisesti laskien palkin 4 halkeamien olisi pitänyt olla selvästi suurempia.

Palkin 7 halkeamien leveys oli selvästi pienempi kuin palkilla 6, jolle mitattiin koko koesarjan suurimmat halkeamien leveydet. Myös teoreettisten laskelmien mukaan piti näin käydä, sillä palkin raudoituksena oli kaksi suurikokoista tankoa (2Ø20 mm), jotka olivat laatua A500HW. Kuitenkin taulukon 2 mukaan olisi tämä ero pitänyt olla vieläkin selvempi kuin koetulokset osoittavat. Palkin 6 halkeamaleveyksien keskiarvo oli 29 % suurempi kuin palkilla 7. Laskelmien mukaan eron olisi pitänyt olla peräti 65 %.

Palkkien 9 ja 10 raudoituksena oli 2Ø25 mm, joiden myötöraja oli hyvin lähellä toisiaan. Niinpä käyttötilan kuorma on palkilla 10 vain hieman suurempi kuin palkilla 9. Ainoa selvä ero palkeilla oli terästankojen pintakuivointi. Taulukon 2 mukaan palkin 9 halkeamien leveyksien keskiarvo raudoi-

tuksen kohdalla on 9 % suurempi kuin palkilla 10. Palkissa 9 on taulukon 3 mukaisesti myös harvemmassa halkeamia pistekuormien välisellä alueella. Ilmeisesti teräslaadun A500HW pintakuutio muodostaa paremman tartunnan teräksen ja betonin välille tai vuorotteleva harjojen kaltevuus aiheuttaa herkemmin halkeamien syntymiselle otollisia jännityskohtia.

KOEPALKKIEN TAIPUMAT

Taulukkoon 4 on koottu käyttötilan maksimikuormituksella havaitut betonin puristuman arvot, raudoituksen venymien arvot, sekä muodonmuutosarvoja vastaava neutraaliakselin asema mitattuna palkin yläreunasta. Lisäksi on laskettu palkkien käyritymät betonin puristuman perusteella sekä betonin ja terästen muodonmuutosten perusteella. Taulukkoon on laskettu myös käyritysmää φ_1 vastaava betonin kimmokertoimen arvo kullekin palkille, kun haljenneen poikkileikkauksen hitausmomentti I_R on laskettu kimmoteorian mukaan.

Taulukko 4. Palkkien muodonmuutokset, käyritymät ja kimmokertoimet käyttörajan tilan maksimikuormalla. $\varphi_1 = \frac{\epsilon_c}{x}$, $\varphi_2 = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$,
 $E_1 = \frac{M_k}{I_R \cdot \varphi_1}$.

Palkin n:o	Raudoitus	ϵ_c o/oo	ϵ_s o/oo	x mm	$\varphi_1 \times 10^{-5}$ mm ⁻¹	$\varphi_2 \times 10^{-5}$ mm ⁻¹	E_1 MN/m ²
1	4 ϕ 12	0,57	1,0	117	49,14	42,43	27 178
2	4 ϕ 12	0,67	1,5	115	58,26	58,65	27 611
3	5 ϕ 12	0,61	1,05	130	46,92	44,87	28 686
4	3 ϕ 16	0,72	1,22	125	57,60	52,43	28 776
5	2 ϕ 16	0,52	1,17	118	44,07	46,30	26 525
6	2 ϕ 20	0,84	1,66	125	67,20	67,57	24 886
7	4 ϕ 16	0,80	1,37	133	60,15	58,65	23 317
8	4 ϕ 16	0,94	1,84	140	67,14	76,16	26 165
9	2 ϕ 25	0,87	1,23	152	57,24	57,53	25 316
10	2 ϕ 25	0,85	1,18	153	55,56	55,62	27 698

Taulukkoon 5 on koottu palkkien maksimitaipumat ensimmäiseltä kuormituskerralta sekä toistuvan kuormituksen jälkeisessä murtokuormituksessa mitatut käyttötilan ylärajan kuormitusta vastaavat taipumat. Taulukkoon on lisäksi laskettu taulukon 4 käyrityksiä vastaavat taipumien arvot.

Samaan taulukkoon on laskettu taipumat Murashev'in menetelmällä ja betoninormien mukaisella Bransonin menetelmällä. Betonin kimmokertoimen arvona on käytetty materiaalikoekappaleista saatua keskiarvoa $E_{c1} = 26\ 300$ MN/m² sekä betoninormien mukaan laskettua arvoa $E_{c2} = 34\ 200$ MN/m². Teräksen kimmokertoimenä on käytetty normien mukaista arvoa $E_s = 200\ 000$ MN/m².

Taulukko 5. Palkkien mitatut ja teoreettiset taipumat [mm].

Palkin n:o	P_k kN	Pääraudoitus	Teräslaatu	v_1	v_2	v_3	v_4	f_{m1}	f_{m2}	f_{b1}	f_{b2}
1	30,0	4d12	A400H	8,68	9,12	9,67	8,35	8,40	8,07	7,15	6,52
2	36,0	4d12	A500HW	11,28	11,90	11,46	11,54	10,88	10,42	10,00	9,27
3	36,0	5d12	A400H	9,16	9,77	9,23	8,83	9,06	8,66	8,58	7,96
4	46,0	3d16	A500HW	12,34	12,80	11,36	10,32	11,66	11,08	11,49	10,76
5	25,0	2d16	A400H	7,95	10,67*	8,75	9,11	7,52	7,25	5,65	5,05
6	48,0	2d20	A500HW	13,13	13,60	13,22	13,30	11,81	11,21	11,68	10,93
7	49,0	4d16	A400H	10,40	11,23	11,84	11,54	9,92	9,36	9,93	9,27
8	59,0	4d16	A500HW	13,37	13,87	13,21	14,99	12,15	11,45	12,23	11,45
9	57,0	2d25	A400H	11,73	12,25	11,26	11,32	10,19	9,61	10,49	9,77
10	60,0	2d25	A500HW	12,11	12,50	10,93	10,95	10,88	10,26	11,20	10,44

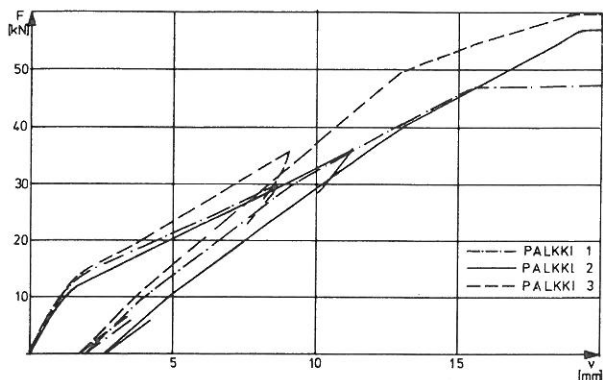
- P_k = käyttötilan maksimikuormitus
 v_1 = taipuma 1. kuormituskerralla
 v_2 = taipuma murtokuormituksessa
 v_3 = taipuma käyristymällä φ_1 (taulukko 4)
 v_4 = taipuma käyristymällä φ_2 (taulukko 4)
 f_{m1} = taipuma Murashevin kaavan (E_{c1}) mukaan
 f_{m2} = taipuma Murashevin kaavan (E_{c2}) mukaan
 f_{b1} = taipuma Bransonin kaavan (E_{c1}) mukaan
 f_{b2} = taipuma Bransonin kaavan (E_{c2}) mukaan

* kuormitus yli käyttörajan arvojen.

Verrattaessa koepalkeista mitattuja taipuman arvoja käyttötilan kuormituksilla palkkien käyristymien avulla laskettuihin taipuman arvoihin, havaitaan taulukosta 5, että nämä arvot ovat varsin lähellä toisiaan. Käyristymistä laskettuja taipuman arvoja on verrattava murtokuormituksen mukaisiin tuloksiin, jotta palkkien vertailu tapahtuisi samana ajankohtana.

Kokeellisesti mitatut taipumaerot palkkien välillä noudattavat varsin hyvin teoreettisesti saatuja eroja. Teräksellä A500HW raudoitettujen palkkien taipumat olivat selvästi suurempia kuin teräksellä A400H raudoitettujen palkkien taipumat.

Palkkiparit 1-2 ja 7-8 olivat rauditusmääriltään yhtäsuuria ja tangot olivat saman kokoisia. Palkkiparit käyttäytyivät kuormitettaessa hyvin samankaltaisesti ensimmäisen kuormituskerran aikana. Molemmilla palkkipareilla taipumien kuvaajat kasvoivat yhtä voimakkaasti aina teräksellä A400H raudoitettujen palkin käyttötilan ylärajalle, jolloin palkkien 1 ja 7 kuormaa alettiin vähentää. Teräksellä A500HW raudoitettujen palkkien 2 ja 8 taipuman kuvaaja kuorman funktiona jatkoi kasvua samalla kulmakertoimella, kunnes käyttötilan maksimikuorma oli saavutettu. Tämä käyttäytyminen onkin varsin luonnollista, sillä molemmat teräslaadut käyttäytyvät samantyyppisesti ennen myötörajaa. Kuvaan 6 on piirretty palkkien 1, 2 ja 3 keskipisteen taipuman kuvaajat palkkien vertailemiseksi. Kuvasta voidaan todeta kuorma-taipumakäyrän samankal-



Kuva 6. Palkkien 1, 2 ja 3 keskipisteiden taipumat.

taisuus. Vastaava ilmiö voidaan havaita kaikilla palkkipareilla, joiden rauditusmäärät ovat yhtäsuuria.

Palkkipareissa 2-3, 4-7, 6-7 ja 8-9 raudituksen myötökuormat olivat yhtäsuuret. Tarkasteltaessa kuvan 6 taipumakäyriä palkkiparin 2 ja 3 välillä, havaitaan, että teräksellä A400H raudoitettun palkin taipumakäyrä on jyrkempi, eli taipuma kasvaa hitaammin kuin teräksellä A500HW raudoitettulla palkilla.

MURTOKUORMAT

Taulukkoon 6 on koottu koepalkeista mitatut myötö- ja murtokuormat. Myötökuorma tarkoittaa sitä pistekuorman arvoa, jolloin palkkien raudoitusten myötövaihe alkoi. Murtokuormalla ymmärretään tässä yhteydessä suurinta mitattua pistekuorman arvoa, jonka palkki kesti. Taulukkoon on myös laskettu betoninormien mukaiset murtokuormat sekä materiaalikokeista saaduilla arvoilla lasketut, todellisiksi murtokuormiksi arvioidut pistekuormien arvot.

Taulukko 6. Koepalkkien myötö- ja murtokuormat [kN].

Palkin n:o	P_y	P_u	P_{uf}	P_{uteor}
1	46,70	49,12	39,442	51,250
2	57,59	58,03	48,330	58,293
3	59,82	62,06	48,330	63,070
4	78,78	79,68	61,885	76,294
5	44,35	47,43	32,773	44,886
6	77,60	80,01	63,678	79,810
7	85,06	87,14	65,405	84,569
8	100,03	100,09	78,642	98,152
9	99,02	103,02	76,272	100,627
10	104,34	106,08	90,581	104,675

P_y = mitattu myötökuorma

P_u = mitattu murtokuorma

P_{ud} = betoninormien mukaisilla arvoilla laskettu murtokuorma

P_{uteor} = materiaalikokekappaleista saaduilla arvoilla laskettu murtokuorma

Todelliset murtomomenttien arvot vastasivat hyvin teoreettisesti laskettuja arvoja. Taulukon 6 arvoista havaitaan, että palkkien myötökuorman arvo on vain hieman mitattua maksimikuorman arvoa pienempi. Tämä johtuu siitä, että myötövaiheen aikana palkkien kiertymä kasvoi niin suureksi, että tapahtui betonin puristumurto ennen kuin terästen täyttää kapasiteettia ehdittiin käyttää hyödyksi. Murtotapa oli kaikilla palkeilla sama riippumatta raudotusasteesta.

LOPPUPÄÄTELMIÄ

Betoniteräslaatu A500HW täyttää varsin hyvin sille asetetut vaatimukset. Halkeamien leveyden osalta koetulokset olivat edullisempia kuin laskelmat olisivat edellyttäneet. Muodonmuutokset kasvoivat käyttötilan kuormituksella suuremman teräsjännityksen edellyttämällä tavalla.

Korkeamman lujuusluokan terästen käytöstä aiheutuva taipumien kasvua voidaan tehokkaasti pienentää lisäämällä palkin korkeutta, koska sillä on suuri vaikutus poikkileikkauksen jäykkysmomenttiin. Esimerkiksi palkin 2 korkeutta on lisättävä noin 20 mm, eli 5 %, laskettuna Bransonin kaavalla ja noin 28 mm, eli 7 %, laskettuna Murashevin kaavalla, jotta taipuma olisi sama kuin palkin 3 taipuma laskettuna vastaavilla kaavoilla. Tehollista korkeutta voidaan usein lisätä esimerkiksi sillä, että raudotus saadaan sopimaan yhteen kerrokseen.

LÄHDEKIRJALLISUUS

- [1] Betoninormit 1980, BY 15, Suomen Betoniyhdistys, Helsinki 1980.
- [2] Betoninormit 1977, BY 10, Suomen Betoniyhdistys, Helsinki 1977.
- [3] SFS-standardit no 1210, 1213 ja 1215.
- [4] Mäkinen, K.: Teräksen A500HW lujuusominaisuudet ja tartunta verrattuna teräkseen A400H. Erikoistyö, Teknillinen korkeakoulu, Otaniemi 1980.
- [5] Sarja, A." Teräsbetonirakenteiden halkeelumekanismeista ja halkeaman leveyden määrittämisestä. Rakenteiden Mekaniikka no. 3, Helsinki 1974, s. 157-172.
- [6] Bjuggren, V., Dimensionering av dragarmering i betongbalkar vid användning av hogvärdigt stål Nordisk Betong, no. 4, 1962, s. 281-308.
- [7] Base, G.D. & Read, J.B. & Becby, A.W. & Taylor, H.P.: An investigation of the crack control characteristics of various types of bar in reinforced concrete beams. Cement and Concrete Association. Research Report 18, Part 1 & 2, London 1966.

Jorma Laitila, dipl.ins., Insinööritoimisto Erkki Juva Oy

Pentti Lumme, dipl.ins., Teknillinen korkeakoulu, Rakennusinsinööri-osasto

Pekka Kanerva, prof., Teknillinen korkeakoulu, Rakennusinsinööri-osasto