

SUOMEN JA NEUVOSTOLIITON TERÄSBETONIRAKENTEIDEN
MITOITUSKÄYTÄNNÖN VERTAILUA

PENTTI VARPASUO

Rakenteiden Mekaniikka
6 (1973) 3-4, s. 190...
198, Rakenteiden Meka-
niikan Seura, Helsinki

SUOMEN JA NEUVOSTOLIITON TERÄSBETONIRAKENTEIDEN MITOITUS-
KÄYTÄNNÖN VERTAILUA

Vertailu suoritetaan Betoninormien rakenteellisen osan 31.12.
1971 päivätyn uusintaehdotuksen ja Neuvostoliiton normien SNiP 11-A.
11-62 ja SNiP 11-B.1-62 ja oppikirjan Murashev, Sigalov, Baikov:
"Design of Reinforced Concrete Structures" perusteella.

1. YLEISTÄ

Molempien normien mukaan teräsbetonirakenteiden suunnittelu
voidaan suorittaa rajatilojen perusteella. Määritellään kolme raja-
tilaa:

- murtorajatila
- muodonmuutosrajatila
- halkeamarajatila

Normaalitapauksissa teräsbetonirakenteiden mitoitus suorite-
taan murtorajatilan perusteella. Muodonmuutosrajatila tulee kysymyk-

seen rakenteissa, joissa määrättyä muodonmuutostasoa suuremmat muodonmuutokset aiheuttavat rakenteen muuttumisen epäsovivaksi alkuperäiseen käyttötarkoitukseensa. Halkeamarajatilaa käytetään mitoitusperusteena etupäässä jännitettyjä teräsbetonirakenteita suunniteltaessa. Käytettäessä rajatilaa mitoitusperusteena on tavoitteena sellainen rakenne, että todennäköisyys rakenteen joutumiselle rajatilaan on pienempi kuin jokin ennalta määrätty arvo. Nykyisen normikäytännön mukaan suunnittelija pääsee tähän päämäärään käyttämällä mitoitusprosessissa esiintyvien eri suureiden laskenta-arvoina osavarmuuskertoimilla kerrottuja keskimääräisiä arvoja. Osavarmuuskertoimet voidaan jakaa kolmeen ryhmään:

1. Kuorman varmuuskertoimet
2. Materiaalin ominaisuuksien varmuuskertoimet
3. Murtumistavan varmuuskertoimet

Kuorman varmuuskertoimien tarkoituksena on ottaa huomioon kuormituksen satunnaissuureluonne. Yleensä on todettava, että kuormituksen tilastollisen jakautuman määrittäminen on vaikea ja suuren tilastollisen lähdeaineiston vaativa tehtävä. Materiaalin ominaisuudet ovat yleensä verraten tarkkaan selvillä ja niiden osalta osavarmuuskertoimet ovat verraten yhtenäisiä.

2. TAIVUTETTUIJEN TERÄSBETONIRAKENTEIDEN VOIMASUUREIDEN MÄÄRITTÄMINEN

Staattisesti määrättyjä rakenteita tarkasteltaessa ei plastisuusteorian käyttäminen vaikuta voimasuureiden, kuten taivutusmomentin ja leikkausvoiman jakaantumiseen, vaan jakaantuminen on sama kuin lineaarisen kimmoteorian perusteella määrätty momentin ja leikkausvoiman jakautuminen. Staattisesti määräämättömien rakenteiden ollessa

kyseessä taivutusmomentin ja leikkausvoiman jakaantuminen määrätään ns. rajatasapainotilan perusteella. Yksinkertaisen sauva-elementin tapauksessa rajatasapainotilan periaate voidaan muotoilla siten, että murtotilassa sauvan päiden tukimomenttien itseisarvojen keskiarvon ja kenttämomentin summa on yhtäkuin vastaavan vapaasti tuetun kaksitukisen palkin kenttämomentti. Teräsbetonirakenteissa tämän periaatteen soveltaminen johtaa siihen, että tukimomenttien suuruuden suhde kenttämomentin suuruuteen on sama kuin palkin poikkileikkauksen murtomomenttien suhde tuella ja kentässä. Käytännössä tämä johtaa symmetriseen raudoitukseen tuella ja kentässä silloin, kun palkin reunaehdot ovat symmetriset. Venäläisen mitoituskäytännön mukaan kimmoteorian mukaan tuelle saatua tukimomenttia ei saa siirtää kenttään enempää kuin 30 % tukimomentin alkuperäisestä arvosta. Suomen normiehdotuksessa on vastaavan siirron maksimiarvo 15 %.

3. TAIVUTETTUIJEN TERÄSBETONIRAKENTEIDEN MITOITTAMINEN

Teräsbetonirakenteen poikkileikkaus mitoitetaan siten, että poikkileikkauksen sisäinen momentti on yhtä suuri kuin kuormien aiheuttama ulkoinen momentti. Rajatilassa terästen jännitysten oletetaan olevan yhtäkuin materiaalin varmuuskertoimella jaettu myötöraja ja betonin jännityksen oletetaan olevan yhtä kuin materiaalin varmuuskertoimella jaettu kuutiolujuus. Betonin jännityskuvion oletetaan olevan murtotilassa suorakaiteen muotoisen. Edellä kuvatun mitoitusmenetelmän osalta molemmat normit ovat identtiset.

4. OSAVARMUUSKERTOIMIEN VERTAILU

4.1 Materiaalien varmuuskertoimet

Tutkitaan betonia AK 300 ja harjaterästä A 40 H ja määrätään

betonin ja terästen jännitys rajatilassa Suomen ja Neuvostoliiton normien mukaisia materiaalivarmuuskertoimia.

Suomen normien ehdotus

$$\sigma_b = \frac{0,6}{1,2} 300 \text{ kp/cm}^2 = 150 \text{ kp/cm}^2,$$

$$\sigma_t = \frac{4000}{1,1} \text{ kp/cm}^2 = 3600 \text{ kp/cm}^2.$$

Neuvostoliiton normit

Betonin K 300 kuutiolujuuden tilastollisena keskiarvona käytetään arvoa 260 kp/cm^2 , josta

$$\sigma_b = 0,6 \times 260 \text{ kp/cm}^2 = 156 \text{ kp/cm}^2,$$

$$\sigma_t = 0,85 \times 4000 \text{ kp/cm}^2 = 3400 \text{ kp/cm}^2.$$

Betonin jännityksen osalta Neuvostoliiton käytäntö johtaa 0,5% suurempaan betonin murtojännitykseen kuin Suomen normien käytäntö. Teräksen jännityksen osalta Neuvostoliiton käytäntö johtaa 5,5 % pienempään teräksen laskennalliseen myötörajan arvoon kuin Suomen käytäntö.

4.2 Kuorman varmuuskertoimet

Teräsbetonirakenteiden oman painon aiheuttaman kuorman osavarmuuskertoimena on Neuvostoliiton normien mukaan käytettävä arvoa 1,1.

Hyötykuorman osavarmuuskertoimena rakenteen tyypistä riippuen on käytettävä arvoa 1,2 - 1,4. Teollisuusrakennusten kohdalla arvot valitaan seuraavasti:

kuorma	varmuuskerroin
$p \leq 300 \text{ kp/m}^2$	1,4
$p = 300 \dots 500 \text{ kp/m}^2$	1,3
$p \geq 500 \text{ kp/m}^2$	1,2

Tutkittaessa teollisuusrakennuksen välipohjaa, jonka hyötykuorma on 500 kp/m^2 saadaan hyötykuorman osavarmuuskertoimeksi 1,2. Suomen normiehdotuksen mukaan vastaavat osavarmuuskertoimet ovat omalle painolle 1,35, hyötykuormalle 1,60

Neuvostoliiton normien antamat arvot ovat n. 25 % pienemmät kuin Suomen normien antamat. Yleisesti voidaan todeta, että Neuvostoliiton normien kuormien varmuuskertoimet ovat poikkeuksellisen pienet verrattuna muiden maiden vastaaviin normeihin.

4.3 Murtumistavan varmuuskertoimet

Murtumistavan varmuuskerrointa, joka kuvastaa epävarmuutta niissä perusolettamuksissa ja laskumenetelmissä, joiden pohjalta lasketaan rakenteen kuorman kantokyky, käytetään Neuvostoliiton normien mukaan ainoastaan tutkittaessa rakenteen varmuutta leikkausvoiman vaikutuksesta tapahtuvaan murtumaan nähden. Tällöin terästen myötörajaa määrättäessä käytetään varmuuskerrointa 0,8. Suomen normiehdotuksessa ei ole vastaavaa varmuuskerrointa.

5. LOPPUPÄÄTELMÄ

Suurin näkökantojen ero Neuvostoliiton ja Suomen normien välillä vallitsee kuormien osavarmuuskertoimien arvoissa. Mikäli halutaan yhdistellä eri suuntaan vaikuttavat erot, voidaan todeta, että Suomen normit ovat tällä hetkellä konservatiivisemmat kuin Neuvostoliiton normit, ja edellyttävät taivutuslujuudeltaan noin 20 % järeämpää poikkileikkausta samoja kuormia ja rakennusmateriaaleja käytettäessä.

LASKUESIMERKKI

Tarkastellaan yksinkertaista palkkia, josta on annettu seuraavat tiedot:

palkin poikkileikkaus $h \times b = 60 \times 30 \text{ cm}^2$,

betoni AK 300,

teräs A 40 H,

oma paino $g = 0,43 \text{ Mp/m}$.

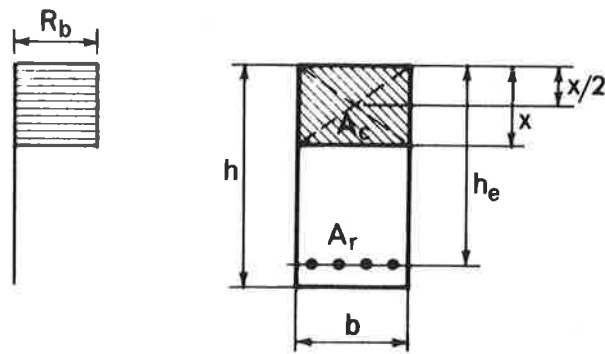
Palkin oletetaan olevan teollisuusrakennuksen yhteen suuntaan toimivan välipohjapalkiston palkki, jossa palkkien vapaa aukko on 6 m ja keskinäinen etäisyys 2 m ja annettu välipohjan hyötykuorma on 1 Mp/m^2 .

Mitoitus NL:n normien mukaan

palkin toimiva jännemitta = vapaa aukko = 6 m. Hyötykuorma $p=2 \text{ Mp/m}$. Taivutusmomentti aukon keskellä käytettäessä NL:n normien hyötykuorman ja oman painon varmuuskertoimia:

$$M = \frac{(1,1 \times 0,43 + 1,2 \times 2) \times 6^2}{8} = 12,8 \text{ Mpm}$$

Kuten tunnettua mitoitus murtotilan mukaan ei ole yksikäsitteinen, vaan tulos riippuu valitusta betonin ja teräksen murtomuodonmuutosten suhteesta. NL:n normeissa tätä suhdetta säädellyään parametrin α avulla, jonka suuruudeksi kehoitetaan palkkirakenteissa valitsemaan arvoja 0,3 - 0,4. α :n merkitys selviää kuvasta 1. Laskuesimerkissä käytetään α :lle arvoa 0,3, joka antaa poikkileikkauksen pienimmän teräsmäärän. Tämä α :n arvo vastaa murtotilassa 3,5 o/oo betonin puristumaa ja 5,8 o/oo terästen venymää. Kirjan Murashev, Sigalov, Baikov: "Design of Reinforced Concrete Structures" merkintöjä käyttäen saadaan (kuva 1).



Kuva 1. Suorakaidepoikkileikkauksen geometria.

$$X = \alpha h_e \tag{11}$$

Ensiksi tarkistetaan puristusvyöhykkeen kantokyky käyttäen kaavaa

$$M \leq \alpha(1 - 0,5\alpha) b h_e^2 R_b, \tag{2}$$

missä R_b on betonin jännitys murtotilassa. Sijoittamalla kaavaan (1) asiaan kuuluvat arvot saadaan

$$12,8 \leq 0,3 (1 - 0,5 \times 0,3) \times 0,3 \times 0,56^2 \times 1560$$

$$12,8 \leq 37,8$$

joten puristusvyöhykkeen lujuus on riittävä. Teräsmääräksi tulee

$$A_r = \frac{M}{(1 - 0,5\alpha) h_e R_r} \quad (3)$$

$$= \frac{12,8}{0,85 \times 0,56 \times 3,4} \text{ cm}^2 = 7,9 \text{ cm}^2 \sim 3 \text{ } \phi 18.$$

Mitoitus Suomen normiehdotuksen mukaan

Suomen normiehdotuksen mukaan oletetaan betonin puristumaksi murrossa 3,5 o/oo ja terästen venymäksi 10 o/oo ja Bernoullin oletuksen tasoina pysyvistä poikkileikkauksista oletetaan olevan voimassa. Tällöin neutraaliakselin paikka saadaan kaavalla

$$X_m = \frac{E_{uc}}{E_{uc} + E_{ur}} h_e \quad ; \quad \frac{X_m}{h_e} = \frac{E_{uc}}{E_{uc} + E_{ur}} \quad (4)$$

$$= 0,26$$

Murtotilassa betonin jännityskuvion oletetaan muodostavan toisen asteen paraabelin rajoittaman alueen, jonka korkeus on X_m ja reunajännityksen arvoksi palkin yläreunalla otetaan betonin murtojännitys. Tämä jännityskuvio voidaan kuitenkin korvata suorakaiteen muotoisella kuviolla, jonka korkeus on $0,8 X_m$ ja betonin jännitys on murtojännitys. Tällöin saadaan α -kertoimen arvoksi Suomen normiehdotuksen mukaan

$$\alpha = 0,8 \frac{E_{uc}}{E_{uc} + E_{ur}} = 0,21. \quad (5)$$

Suomen normien mukaisten kuorman varmuuskertoimien ja jännemitan mukainen maksimimomentti

$$M = \frac{(1,35 \times 0,43 + 1,6 \times 2) \times (1,05 \times 6)^2}{8} = 18,8 \text{ Mpm.}$$

Tarkistetaan, kantaako poikkileikkaus maksimimomentin annetulla α :n arvolla ja betonia Ak 300 vastaavalla betonin murtojännityksen arvolla 150 kp/cm^2 :

$$18,8 \leq 0,21 (1 - 0,5 \times 0,21) \times 0,3 \times 0,56^2 \times 1500,$$
$$18,8 \leq 26,8.$$

Teräsmääräksi saadaan

$$A_r = \frac{18,8}{0,895 \times 0,56 \times 3,6} = 10,4 \text{ cm}^2 \sim 4 \text{ } \phi \text{ } 18.$$

Annetussa tapauksessa Suomen normiehdotuksen mukainen mitoitus johti n. 30 % suurempaan teräsmäärään kuin NL:n normien mukainen mitoitus. Tämä johtuu, kuten jo edellä esitettiin, ratkaisevasti suuremmista kuormien varmuuskertoimista. Materiaalin ominaisuuksien varmuuskertoimien suhteen Suomen normiehdotus sensijaan on rohkeampi kuin Neuvostoliiton normit eron ollessa kuitenkin vähäisen. Kuitenkin on korostettava, että edellä on käsitelty mitoitusta murtorajatila perusteella. Tarkasteltaessa samaa rakennetta myös taipuma- ja halkeamarajatilaan nähden tulos saattaisi muuttua.

Pentti Varpasuo, dipl.ins., Imatran Voima Osakeyhtiö, Helsinki