

B. TARTAGLIA:

DRVENA KONSTRUKCIJA POKRIVENE TRIBINE SPORTSKOG DRUŠTVA »B O R A C« U BANJOJ LUCI

Drvo pretstavlja za neke od naših krajeva od davnine najpovoljniji građevinski materijal.

Prelazeći preko primitivnih, pa onda od strane naroda dotjeranih građevina, kao što su zgrade od brvana ili zgrade sa drvenim bondruk-om, novije doba zahtijeva ekonomičnije korišćenje drvene mase. Ali ne samo to, nego i tehnički kompliciranije zgrade stavljaju u pogledu raspona i opterećenja sve veće zahtjeve, kojima se može udovoljiti samo kraj-njim iskorišćenjem svih prednosti drveta: male težine sa relativno veli-kom čvrstoćom, i to samo u određenim pravcima strukture drveta, a zatim laka obrada materijala.

U tom pogledu stručno izvedene drvene konstrukcije od najboljeg i suhog drveta, bilo stalne ili privremene, mogu se često takmičiti i sa konstrukcijama od čelika ili drugih materijala. Kao primjer za to mogu poslužiti neki švicarski drveni mostovi koji su i poslije 100 godina kori-šćenja danas u odličnom stanju. Isto tako i stanične zgrade, izložbeni paviljoni, radionice i dr. često su pokrivene lijepim drvenim krovovima.

U modernom građevinarstvu štedi se na drvnoj masi na taj način što se od drvenih dasaka i greda sastavljaju složeni profili koji omogu-ćavaju bolji smještaj krupnijih profila na mjestima većih napona.

U tom pogledu osim lijepljenih drvenih nosača, ekserima spojeni no-sači tzv. kovani, predstavljaju vrlo ekonomična rješenja pri savladavanju krupnijih konstruktivnih problema kao što su veći rasponi i opterećenja.

U ovom članku će se iznijeti detaljniji proračun za jednu takvu konstrukciju sa analizom teoretskih ispitivanja i rezultatima stečenim pri probnom opterećenju.

Na športskom terenu Š. D. »Borac« u Banjoj Luci podignuta je 1957 g. nova velika tribina koja zauzima vidno mjesto na ovom stadionu. U pitanju je drveni objekat u kojem se ispod sjedišta nalaze svlačionice sa tuševima i druge prostorije.

Cijeli ovaj objekat prekriva krovna konstrukcija čiji je glavni nosivi elemenat krovni vezač, izveden kao kovani (ekserima spojeni) daščani nosač. Statički je sistem ove konstrukcije nosač sa prepustom, čiji istak dužine 4,70 m spada u značajnije drvene konzolaste konstruk-cije, a jedinstven je vjerovatno u izvedbi kao kovani daščani nosač (Vidi sl. 1).

Uz elaborat za krovnu konstrukciju drvene tribine izrađeni su, osim konvencionalnog statičkog proračuna, još i specijalni proračuni sa ciljem da bi se ponašanje konstrukcije što preciznije istražilo.

U tu svrhu ispitana su, najprije, naprezanja po klasičnim a i danas važećim, hipotezama. Zatim je konzola statički ispitana prema iskustvima

i saznanjima koja su stečena na konstrukcijama od drvenih kovanih nosača, ali u vidu prosto položenih greda.

U svrhu upoređivanja rezultata proračunavanja konstrukcije po konvencionalnim pravilima, uzeta je od poznatih hipoteza za otpornost materijala, kao ona koja najviše stvarnim uslovima odgovara, hipoteza o najvećem smičućem naprezanju (Mohr 1882, Mesnager 1900). Ona polazi od pretpostavke da u slučaju naprezanja elementa u dva ili tri međusobno okomita pravca, dolazi do sloma onda kad ukupno smičuće naprezanje dostigne određeni maksimum.

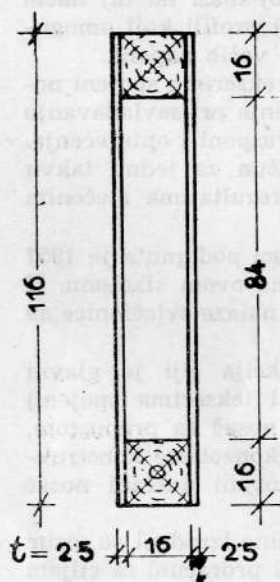
Taj je maksimum, ako se posmatraju samo dva pravca, dat obrascem:

$$(1) \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

gdje σ_1 i σ_2 pretstavljaju napone.

Pošto ova smičuća naprezanja pri savijanju, na nosačima sa visokim i tankim stijenama, odnosno rebrima, do danas još nisu teoretski dovoljno razjašnjena ni kod konstrukcija od monolitnog materijala, pa ni ni kod čeličnih nosača, bilo je na mjestu detaljnije ispitivanje ove ekserima spojene drvene konzole, i to kako teoretski tako i stvarno, putem probnog opterećenja. To je bilo tim prije potrebno kada se uzmu u obzir i rezultati ispitivanja koje dobio Tesar (koji je kao nasljednik Mesnagera vodio fotoelastični laboratorij Ecole nationale des Ponts et Chaussées u Parizu) da se, naime, na staklenim modelima, u tlačnoj zoni, mogu pojaviti za 110%, a u vlačnoj zoni sa 80%, veća naprezanja od računskih.

U ovom konkretnom slučaju, kod nosača raspona 5,80 m, sa konzolom od 4,70 m, najslabije mjesto predstavlja konzola na osloncu sa presjekom prema Sl. 2.



Postavljalo se pitanje da li će se tlačna dijagonala izviti, odnosno izbočiti, i uopće kako će se konzola stvarno ponašati pod opterećenjem. U tu svrhu izvršeno je na gradilištu pod rukovodstvom pisca, probno opterećenje za tri glavna nosača sa dvostrukim pokretnim teretom. Iako je cijelo ispitivanje, zbog slabo izvedenih pripremnih radova, imalo karakter improvizacije, ipak je pružilo potrebne informacije o ponašanju, prvenstveno konzole, kao cjeline, a zatim i o ponašanju dijagonala. Rezultat je bio apsolutno pozitivan; — deformacije nosača bile su proporcionalne opterećenju, a dijagonale nisu pretrpjele nikakve nepoželjne deformacije, u vidu izbočenja iz vertikalne ravnine.

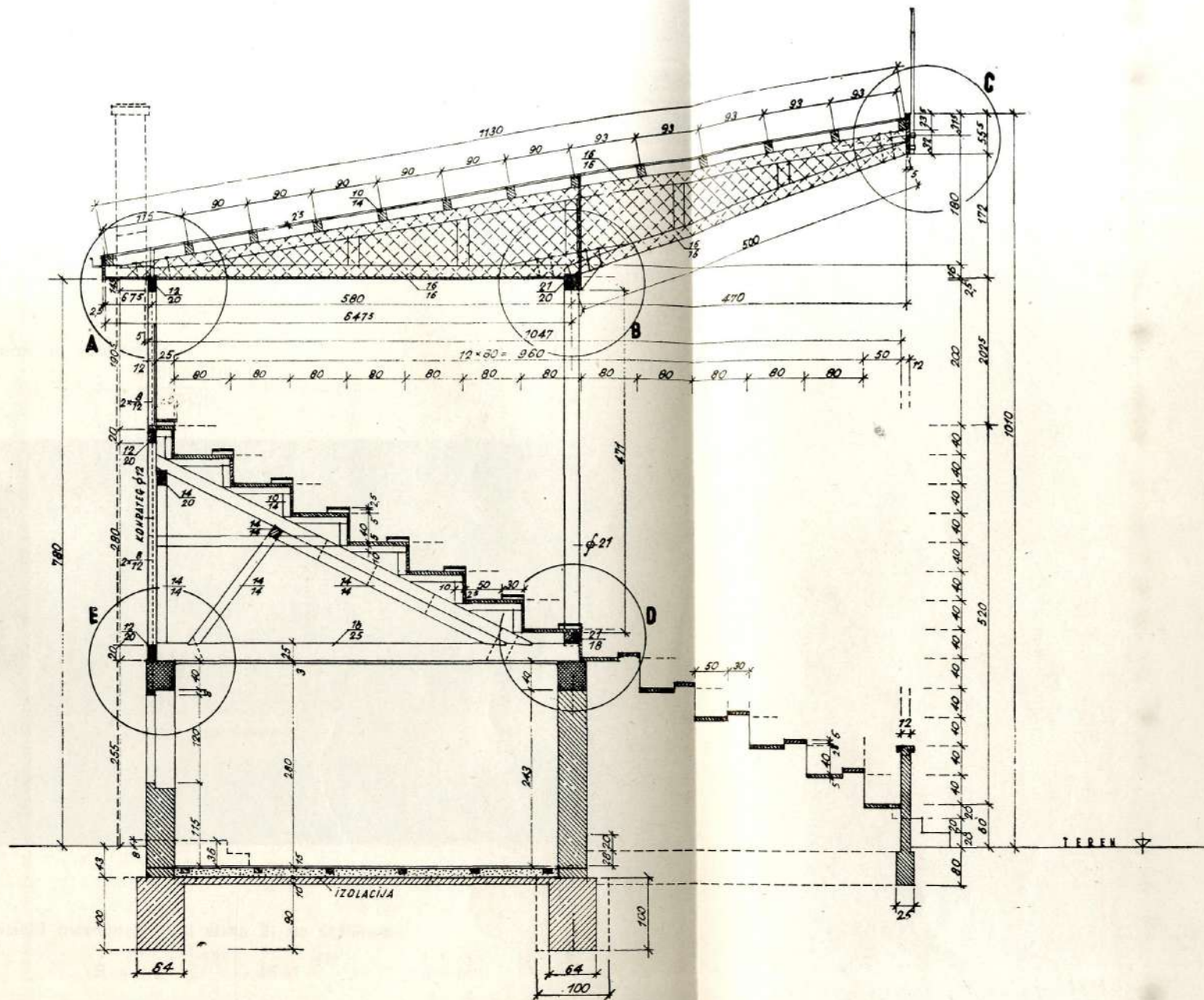
U produženju daju se neki dopunski podaci o statičkom proračunu ove konstrukcije, kao i o ostalim operacijama ispitivanja koje su sprovedene prilikom detaljnog provjeravanja spomenutog proračuna.

A. Ispitivanje na vertikalno opterećenje:

vertikalno korisno $100,0 \times 4,0 = 400 \text{ kgm}'$
 stalno opterećenje prosječno $300 \text{ kgm}'$

Svega: $700 \text{ kgm}'$

Sl. 2



Sl. 1 — Poprečni presjek tribinom

Maksimalni momenat savijanja konzole:

$$M = -\frac{1}{2} \cdot 700 \times 4,70^2 = -7732 \text{ kgm}$$

Maksimalna poprečna sila:

$$T = 700 \times 4,70 = 3290 \text{ kg}$$

Proračunavanje glavnih napona u težišnici presjeka, pretpostavljajući da su u oba reda dijagonale (stijene) aktivne prilikom preuzimanja tih napona:

Momenat inercije:

$$I = \frac{21 \times 116^3 - 16 \times 84^3}{12} = 1,941.300 \text{ cm}^4$$

Momenat otpora:

$$W = \frac{1,941.300}{58} = 33.470 \text{ cm}^3$$

Napon na savijanje:

$$\sigma = \frac{7732 \times 100}{33470} = 23,0 \text{ kg/cm}^2$$

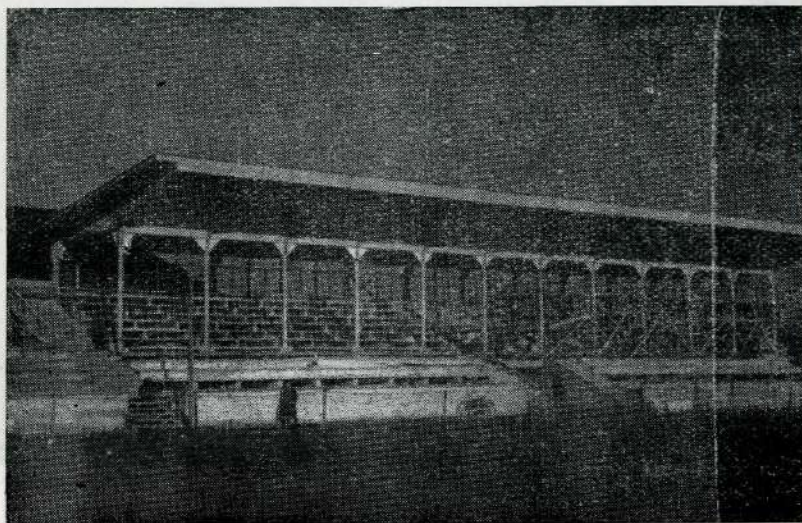


Foto 1

Statički momenat (vidi slika 2) na težišnicu:

$$S = 21 \times \frac{58^2}{2} - 16 \times \frac{42^2}{2} = 21.210 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{3290 \times 21.210}{5 \times 1,941.300} = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

Glavna naprezanja za vertikalno opterećenje prema Mohrovoj metodi najvećeg smičućeg napona iznose:

$$(2) \quad \sigma_{1,2} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{23.0}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{23}{2}\right)^2 + 7.2^2} =$$

$$= 25.0 \text{ i } -2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{25 - (-2.0)}{2} = 13.5 \text{ kg/cm}^2$$

Naprezanja su, dalje, ispitana prema najstarijoj hipotezi za otpornost materijala, tj. da slom nastaje usljed prekoračenja jednog glavnog napona, nezavisno od veličine glavnih napona u ostala dva glavna pravca (Leibnitz, Navier, Clapeyron, Maxwell, Rankine). Glavni naponi, pritom ne smiju prekoračiti vrijednost:

$$(3) \quad \sigma_s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 0.5 (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \text{ što za ovaj slučaj iznosi}$$

$$\sigma_s = 0.5 (23.0 + \sqrt{23.0^2 + 4 \times 7.2^2}) = 25.10 \text{ kg/cm}^2$$

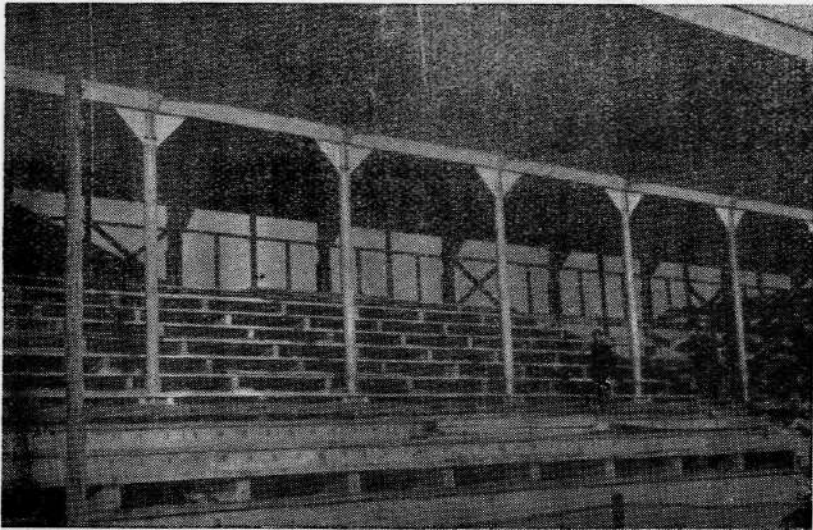


Foto 2

Zatim su naponi provjereni po hipotezi o najvećoj deformaciji (Mariotte, Poncelet, St. Venant, Grasschoff, Bach) koja polazi sa stanovišta da se naprezanja u jednom pravcu smanjuju usljed djelovanja naprezanja u okomitim pravcima na isti. Rezultat ovog proračunavanja, kada se uzimaju samo dva pravca, daje napon:

$$(4) \quad \sigma = \sigma_1 - \frac{\sigma_2}{n} = 24.6 \text{ kg/cm}^2$$

Daljnja, kasnija, hipoteza je da ukupni deformacioni rad mijenja oblik zapremine (Beltram, Girtler, Haigh, Lundberg 1929), što daje napon:

$$(5) \quad \sigma_s = \sqrt{2Ea_1} = 2\tau$$

gdje je (a_1) elastična deformacija 1 cm^3 sadržine, a isto tako i hipoteza (Huber, Schleicher 1930), koja polazi iz odnosa promjene elastičnog deformacionog rada spram promjene oblika elementa, prema kojoj izlazi:

$$(6) \quad \sigma_s = \sqrt{\sigma E a_2} = 2\tau$$

gdje je a_2 specifična promjena na elementu tijela, nisu obrađene, i to iz dva razloga. Prvi razlog je što piscu nisu poznati koeficijenti (a_1 i a_2), a drugi razlog je da je za konstrukciju krovnog vezača upotrebljena skoro sirova građa, te bi koeficijenti (a_1 i a_2) odgovarali stanju pri montaži, a nikako budućem stanju, kad se građa osuši.

B. Ispitivanje na učinak vjetra

Na pismeno upozorenje piscu da u ovim predjelima duva vjetar skoro orkansnog inteziteta, uzeta je najnepovoljnija mogućnost po P. T. P. za opterećenja, i to za građevinu višu od 10,0 m u izloženom položaju sa $w = 130 \text{ kg/m}^2$. Obzirom na to da je stražnja stijena, nad sjedištima, otvorena, mora se krovna konstrukcija računati osim na dejstvo pritiska vjetra još i na njegovo sišuće djelovanje. Ako se oba učinka, tj. pritiskujuće i sišuće, uzimaju kao opterećenje okomito na površinu krova, izlazi prema P. T. P. kao računsko opterećenje na krovni vezač pri nagibu $10^\circ 40'$:

$$W = 2 \times 0,4 \times 130 \times 4,0 = 416 \text{ kgm}$$

Momenat od upravnog dejstva vjetra na vanjsku površinu konzole bio bi, dakle:

$$M_{nv} = \frac{1}{2} 416 \times 5,0^2 = 5200 \text{ kgm}$$

a poprečna sila:

$$T_{nv} = 416 \times 5,0 = 2080 \text{ kg}$$

Ako se ove vrijednosti pretvore u adekvatne vertikalne učinke, biće pri uglu $10^\circ 40'$:

$$M_{v.v.} = \frac{5200}{0,982} = 5300 \text{ kgm} \text{ i } T_{v.v.} = 2110 \text{ kg}$$

Prema tome, ukupni bi glavni naponi od vertikalnog opterećenja i od dejstva vjetra, ako se skraćenim putem izvode iz vrijednosti koje su dobivene prema gornjem postupku bili:

$$\sigma_1 = \frac{7730 + 5300}{7730} = 42,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{13030}{7730} = (-2,0) = -3,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 1,69 \cdot 13^5 = 21,80 \text{ kg/cm}^2$$

što pokazuje da ni kod maksimalne kombinacije vertikalnog opterećenja i opterećenja vjetrom ne postoji opasnost od izbočenja tlačanih dijagonala

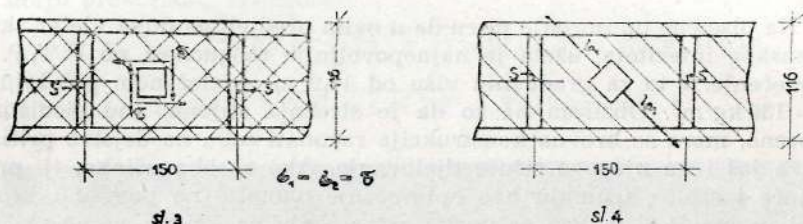
Publikacije iz novijeg vremena o problemu smičućih naprezanja po presjeku složenom od vitkih profila, pretpostavljaju da se naprezanja na smicanje sastoje od tri, odnosno dva dijela i to:

a) od naprezanja koja prenašaju pojasevi, koji imaju doduše malenu ali odlučujuću krutost;

b) od naprezanja koja prenašaju oba reda dijagonala, koje preuzimaju, u vidu glavnih napona pretežni dio smicanja;

c) od naprezanja koja bi prenosio dio stijene koji bi ostao aktivan samo u zatezanju, i to kad bi se izbočile tlačene dijagonale, a preuzeo bi dio smicanja kao komponentu glavnog zatežućeg napona.

Ako su stijene dosta jake da mogu preuzeti i tlačni glavni napon, ostaju na snazi ranije izvedeni rezultati, bilo po kojoj navedenoj hipotezi, jer se glavni naponi u neutralnoj osi mogu zamijeniti normalnim. (Slika 3).



Ukoliko bi došlo do izbočenja tlačnih dijagonala stijena, tada će samo vučene dijagonale preuzeti odgovarajući dio glavnog napona, a time i dio smicanja (vidi sliku 4). Zatezanje bi iznosilo:

$$(7) \quad \sigma = \frac{2T}{h \cdot t \cdot \sin 2\alpha}$$

pri čemu je α kut nagiba dijagonala prema liniji sistema konzole, koji u našem slučaju iznosi cirka 60° .

$$\sigma = \frac{12030}{160 \times 2,5 \times 0,5} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Neminovno bi tada, usljed izostajanja dejstva tlačnih dijagonala, nastalo uzajamno približavanje rubova presjeka, odnosno pojaseva. U tu svrhu ugrađuju se, kao ukrućenje, vertikalni stupci, koji služe kao razupore između pojaseva.

Teoretski se pretpostavlja da na ovaj način nastaje kruti okvir i da bi napon u dijagonali iznosio:

$$(8a) \quad \sigma = \frac{2T}{ht} \cdot \frac{1}{\sin 2\alpha} \quad \text{a sila u stupiću:}$$

$$(8b) \quad S = T \frac{d}{h} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Na modelima se pokazalo da je ovako, teoretski, izračunata sila 2 do 5 puta veća od one koja je stvarno izmjerena. Razlog je tomu što ovaj okvir stvarno nije krut, pošto se u pravcu deformisanja u izvjesnoj mjeri prilagođava silama, pa usljed ove pojave plasticiteta dolazi i do manje krutosti, što međutim, nikako ne znači njegovo slabljenje. Ukoliko bi se eventualno objašnjenje toj pojavi tražilo u teoriji elastičnih materija, moglo bi se pretpostaviti da se javlja Bauschinger-ov efekat, tj.

da je došlo do povećanja modula elastičnosti (E). Međutim, pošto se drvo ne može smatrati kao čisto elastični materijal, biće prije na mjestu da se pojasevi između vertikalnih stupića posmatraju kao prividni kontinuirani nosači koji se između oslonaca deformiraju. Općenito, ukoliko se pojasevi mogu deformisati, automatski mora doći do izvjesnog rastezivanja stijena, jer oni preuzimaju veći dio unutarnjih sila, nego je teoretski, pri kruto pretpostavljenom okviru, pretpostavljeno. Tim nastaje i redukcija sila u vertikalnim stupićima, što je razlog njihovom predimenzioniranju ukoliko su računati po obrascima (8a i 8b).

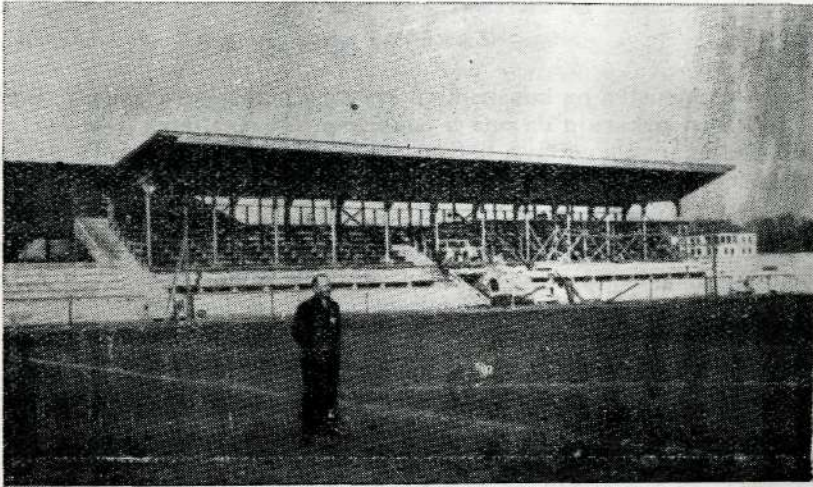


Foto 3

Pri iznalaženju ove redukcije, odnosno pri smanjivanju sila u stupićima, polazilo se u ovom slučaju sa stanovišta, da na stupiće, osim reakcija od prividnih kontinuiranih nosača, koje praktički ne dolaze do izražaja, djeluju još i glavni naponi od dijagonala. U tu svrhu za iznalaženje kritičnog napona primijenjena je Timošenkova jednadžba za smicanje tankih, razuporama pojačanih ploča.

$$(9) \quad \tau_{\text{krit.}} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-n^2)} \cdot \frac{1}{b^2}$$

b... uža stranica pravokutnika

$$(10) \quad K = \left(\frac{d}{mb} + \frac{mb}{d} \right)^2 = \left(\frac{1'5}{3'3 \times 1'1} + \frac{3'3 \times 1'1}{1'5} \right)^2 = 8.0$$

$$\tau = 8,0 \frac{9'86 + 100.000}{12 \times 0,97^2} \cdot \frac{1}{150^2} = 31'0 \text{ kg/cm}^2$$

Kritična sila u stupiću iznosi:

$$(11) \quad T_{\text{krit.}} = t_{\text{krit.}} \cdot h \cdot t = 31.116.5.0 = 17.000 \text{ kg.}$$

Primjena ove formule koja važi za čelične konstrukcije takođe i na drvene konstrukcije, služi samo kao pomoćni postupak da bi se sile u

vertikalnim stupičima realnije i bolje procijenile, nego što bi to bilo da je u pitanju kruti okvir.

Stvorena tangencijalna sila na osloncu nosača u gornjem pojasu biće svega, maksimalno:

$$(12) \quad S_0 = \frac{h \cdot t \cdot \sigma \cdot \sin 2\alpha}{2} = \frac{116 \times 5'0 \times 42}{2} \times 0'5 = 6100 \text{ kg}$$

Da se upotrebila formula (8), bila bi sila u stupiću dvaputa veća, ali ostala bi još uvijek ispod kritične sile T_{krit} .

Zaključak

Stečena iskustva na konstrukciji krovnog vezača na stadionu »Borac« u Banjoj Luci pokazuju da ona u odabranim dimenzijama, teoretski svestrano ispitana, zadovoljava, jer su sva pojavljena naprezanja u granicama postojećih propisa.

To naročito važi za smičuća naprezanja, koja su najveća u neutralnoj osi, a u ovom slučaju se javljaju na slabijem mjestu presjeka, tj. u stijenama. Dimenzioniranje samo na savijanje, tj. samo obzirom na napone na rubovima, ne bi u cijelosti obuhvatilo sve varijante naprezanja koje se pojavljuju čak i kod monolitnih konstrukcija. Iz tog razloga se za nosače ovih oblika, ukoliko se dimenzioniraju samo na savijanje, ne smiju koristiti maksimalni dopušteni naponi na savijanje, nego svega oko polovina ovih vrijednosti.

Na kraju treba spomenuti da je postavljena krovna konstrukcija u danima 11, 12 i naročito 13 decembra 1957 g. izdržala opterećenja od jakog vjetera, brzine do 18 m u sekundi.

Projektant cijelog športskog stadiona je Ing. Vaso Todorović, a konstrukciju tribine proračunao je pisac ovog članka.

Tri fotografije prikazuju tribinu.

ZÁVĚR

Konsolní hřebíkový nosník jako střešný vazník

Na stadionu S. K. Borac v Banja Luce byl 1957 roku vystavěn na kryté tribině hřebíkový nosník s konzolou jako střešní vazník. Poněkud neobvyčné rozpětí konzoli vyžadovalo aby tato byla zevrubněji vyšetřena a to pak jak prakticky pod zkušebními zatíženími, tak i theoreticky dle různých hypotéz pevnosti a po zkušenostech získaných na podobnými konstrukcemi, které ale byly vystavěné jako prosté nosníky.

Při zkušebními zatíženími na třech vaznicích při dvojnásobném nahodilém zatížení od početně předpokládaného, měli nosníky docela pružná přetvoření, a co hlavně tlačná úhlopříčná prkna neukázala žádná vybočení. Mimo této zkoušky na svislé zatížení, byla celá tribina náhodou, a to bezprostředně po vystavbě, vyložena vychřicí rychlostí asi 18 m za vteřinu, kteréžto zatížení také vydržela, aniž by se ukázalo sebemenší poškození na konstrukci.

LITERATURA

- I. Šolin: Průžnost a pevnost, 1904. Praha.
- I. Tetmajer: Festigkeits- und Elastizitätslehre. 1905, Leipzig.
- O. Mohr: Abhandlungen aus der Technischen Mechanik. 1915, Berlin.
- A. E. H. Love: Die mathematische Elastizitätstheorie. 1907, Leipzig.
- Z. Bažant: Stavebná mechanika. 1920.
- Tesař: Technický Obzor, 1926 i 1928, Praha.
- S. Timošenko: Teorija elastične stabilnosti, (prijevod), 1952, Beograd.
Otpornost materijala (prijevod), 1956, Beograd.
- A. Rašković: Otpornost materijala 1955, Beograd.
- B. Dobrovolny: Průžnost a pevnost, 1946, 49, Praha.
- F. Fonrobert: Osnovi konstrukcija od drveta, (prevod), 1951, Beograd.
- Z. Bažant, V. Bareš, F. Klokner, K. Pala, Pruvodce: Průžnost a pevnost.
- V. F. Ivanov: Drvene konstrukcije (ruski), 1956, Lenjingrad.