

L. ALLIKAS  
Tehn. tead. kand. dots.

V. KULBACH  
Tehn. tead. kand. dots.

# PUIT- KONSTRUKTSIOONID

Eesti NSV Ministrite Nõukogu  
Riikliku Kõrgema ja Kesk-erihariduse Komitee  
poolt lubatud kasutamiseks õppevahendina  
Eesti NSV kõrgemates õppeasutustes

*Kaane kujundanud L. Kruusmaa*

Käesolev teos käsitleb puitkonstruktsioonide materjale, arvutuse aluseid ja ühendusi, samuti ka põhiliste tarindite kujundamist ja dimensioneerimist. Esitatud materjal on illustreeritud mitmete arvutusnäidetega. Lisatud on arvukalt projekteerimisel vajalikke tabeleid. Raamatu lõpus on antud ülevaade uute, 1962. a. kinnitatud projekteerimisnormide põhimõtetest.

Teos on määratud käsiraamatuks ehitusinseneridele ja -tehnikutele ning õppevahendiks ehituse eriala üliõpilastele ja ehitustehnikumide õpilastele.

Teos ilmub prof. H. Lauulu üldjuhendamisel koostatud ehituskonstruktsioone käsitlevate teoste sarjas.

**ISBN 9789949483068 (pdf)**

*Retsenseerinud*  
*ins. E. VAINO*

## E E S S O N A

Puit oli meie kaugete esivanemate esimesi põhilisi ehitusmaterjale. Puidu kerge kaal, toodeldavus ja tugevus juhtisid inimest teda kasutama ehitusmaterjalina, eriti sellega, et juba puu tuvi ise moodustab valmis kandekonstruktsiooni — tala ja posti.

Esimesed teadaolevad suuremad puitkonstruktsioonid ehitasid roomlased 630 a. e. m. a. ehitati Roomas Tiberi jõe sild ja esimesel sajandil e. m. a. *Caesari* kasul 500 m pikkune puidust sild Reini jõele.

Eriti rohkesti ehitati puitkonstruktsioone Venemaal, mida tõendavad mitmesugused suurehitudused — kindlused, kirikud, tornid, sillad, luusid jne.

Uheks suureparaseks näiteks on *I. P. Kulibini* projekt 298 m sildedega puidust kaarsilla ehitamiseks üle Neeva jõe. Selle projekti jargi valmistati kumme korda väiksem mudel, mida edukalt katsetati 1776 a. ja mis tõestas, et projekt on reaalne.

Edasine puitkonstruktsioonide areng meie maal on seotud *P. J. Suuravski* nimega, kes andis tuubeldatud lütlalade, painutatud elementide nihke jne arvutuste alused. Tema projektide jargi ehitati XIX sajandi lõpul mitmed puitsillad nende hulgas ka labijooksvaid kuni 67 m avadega sõrestiksildu.

*Akadeemik V. G. Suhhov* projekteeris esimesena ruumilisi võrkkandjaid, mis sugust konstruktsioonituupi kasutatakse veel tänapäeval nii meil kui ka välismaal.

Suure Sotsialistliku Oktoobri revolutsiooni jarel kasutati puitu ehitustegevuses eriti laialdaselt. Paralleelselt sellega uuriti paljudes meie maa teaduslikes instituutides puidu füüsikalisi-mehaanilisi omadusi, tootati arvutusmeetodite taustamisel ja loodi uusi konstruktsioonituupe. Nii loodi nõukogude teadlaste ja inseneride poolt uus, progressiivne arvutusmeetod pürolukordade jargi tootati välja industriaalsed kandekonstruktsioonide tuubid (liimitud, plaatnaelitega tuubeldatud, liimitud metallseibidega jne konstruktsioonid), juurutati praktikas efektiivseid kaitsevahendeid ja nende tarvitamise meetodeid puidu kõdunemise ja tuleoahu vastu jne. *G. G. Karlsoni* jt initsiatiivil kasutatakse meil laialdaselt kergesti valmistatavaid laudadest naelutatud kandekonstruktsioone (segment-tala ja -kaarsõrestikke, koorikuid, torne, kupleid jne).

Suure tähtsusega on nõukogude teadlaste (*G. G. Karlсени, A. S. Gubenko* jt.) tööd puiduliimide uurimise ja liimitud konstruktsioonide praktikas juurutamise alal. Viimaste aastakümnete puitkonstruktsioonide iseloomustavad liimitud pakettide ja vineeri kasutamine, üleminek industriaalsetele konstruktsioonidele ja puidu kombineerimine terasega. Sellega seoses on muutunud ka konstruktsioonide kujunduslik külg.

Puitkonstruktsioonide kasutamise seisukohalt on väga oluline ka puidukulu vähendamise küsimus. Kogu maailma puidukogusest asub Nõukogude Liidu territooriumil enam kui kolmandik. Puidu hulga juurdekasvu arvestatakse meil  $700\text{--}800 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  aastas, missugusest kogusest rahvamajanduse vajadusteks tarvitatakse natuke rohkem kui pool. Suuremateks puidu tarbijateks on ehitajad. Kandekonstruktsioonide ehitamiseks kasutatakse aga ainult ligikaudu 1% ehituspuidust, kuna ülejäänud osa läheb peamiselt abikonstruktsioonide — põrandate, vahesteinte, raketiste jne. valmistamiseks. Siit selgub, et põhilist puidu kokkuhoidu võidakse saavutada vaid abikonstruktsioonide arvel. Suuri kadusid esineb ka puidu töötlemisel (saagimine, hõveldamine). Puidu töötlemise jäätmeid kasutatakse viimastel aastatel siiski juba mitmesuguste materjalide (puitlaast-, puitkiudplaadid jm.) valmistamiseks

Puidu hüvede ja puuduste tundmine ning oskuslik tarvitamine kandekonstruktsioonides annab tähelepanuväärset kokkuhoidu rahas ja metallis. Nii näiteks annab *G. B. Sventsitski* uurimuste kohaselt puitmetallsõrestiku kasutamine tööstushoonete katusekonstruktsioonides, võrreldes terassõrestikuga, metalli kokkuhoidu enam kui 10 kg katuse  $\text{m}^2$  kohta, mis kogu katuse maksumust vähendab ligikaudu 30%.

Puidu olulisemateks hüvedeks on suhteliselt suur tugevus mahukaalu kohta; puitkonstruktsioonide ehitamine on lihtne ja see ei sõltu aastaajast ega ilmastikust; hoone lammutamisel on puit suures osas uuesti kasutatav ja tema ümbertöötamine on hõlpus; puidu säilivus ehituses normaalse eksploatatsiooni puhul on küllaltki suur; puit on vähe tundlik keemiliste mõjutuste suhtes; puit on väikese soojajuhtivusega ( $\lambda = 0,15 \text{ kcal/m h } ^\circ\text{C}$ ); puidu temperatuuri-lineaarpaisumise tegur on väike ( $\alpha = 0,000004$ ), mistõttu temperatuurist tingitud pinged staatiliselt määramata konstruktsioonides on tühised ja neid ei arvestata.

Toodud hüvede kõrval on puidul ka mitmeid puudusi: ta on anisotroopne ja ebahütlane materjal; ta muudab mahtu seoses niiskuse hulga muutumisega temas; pideval koormamisel esinevad puidus küllaltki suured plastilised deformatsioonid; puitkonstruktsioonides on raskusi tsentreeritud sõlmede konstrueerimisel. Puitkonstruktsioonides esineb kahjurite, mädanemise (eriti vahelduvas niiskuses) ja tulekahju oht.

Kui veel mõõdunud sajandil oli puit põhiline kandekonstruktsioonide



ehitusmaterjal, siis käesoleval ajal on paljudel juhtudel sobivamad raudbetoon- ja metallkonstruktsioonid. Sellele vaatamata on puitkonstruktsioonidel tähelepanuväärne koht ka tänapäeva ehitistes. Puitkonstruktsioonide iga sõltub suurel määral keskkonna niiskusežüimist, elemendi kujundamisest ja kasutatavatest mädanemistvastastest kaitsevahenditest. Soodsates tingimustes võib puitkonstruktsiooni iga küündida mitmekümne aastani. Tavalistes tingimustes aga on puitkonstruktsioonide ekspluateerimise kestuseks 5—20 aastat.

Vastavalt kirjeldatud omadustele kasutatakse puitkonstruktsioone:

1) ajutistes ehitistes, kus puit on eriti kohane materjal (raketised, tellingud massiiv- ja metallkonstruktsioonide ehituse puhul, ajutised sillad jne.);

2) poolajutistes ehitistes (näitusehallid ja paviljonid, spordihooned jne.);

3) mõningates alalistes ehitistes, näiteks mitmesugustes põllumajanduslikes hoonetes (laod, küünid), tööstushoonete kõrvalehitistes, angaarides, hallides, tornides jne.

Raamatu koostamisel on aluseks võetud «Ehitusnormid ja -eeskirjad» (СНП), puitkonstruktsioonide projekteerimise normid ja tehnilised tingimused СНТУ 122-55 ning muud eeskirjad. Raamatu trükkimise ajal kinnitas NSVL MN Riiklik Ehituskomitee СНП II kõite uued peatükid II A. 10—62 ja II B. 4—62. Tähtsamad muudatused arvutuse alustes, võrreldes senikehtinud normidega, on toodud lisa V.

Konstruktsioonide ja ühenduste arvutamise ja dimensioneerimise põhilised operatsioonid on illustreeritud arvutusnäidetega.

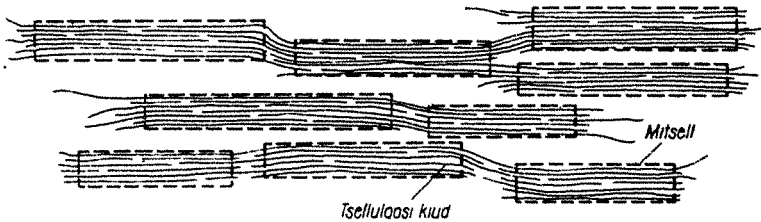
I, VI, VII, VIII, IX, X ja XI peatüki on koostanud *L. Allikas*, II, III, IV ja V peatüki *V. Kulbach*.

Autorid avaldavad tänu ins. *E. Vainole* kasulike näpunäidete eest käsikirja läbivaatamisel.

## 1. PUIT

### 1.1. Keemiline koostis ja struktuur

Puidu keemiline koostis on keskmiselt järgmine: süsinikku — 50%, hapnikku — 43%, vesinikku — 6%, lämmastikku — 0,2%, naatriumi, kaaliumi, kaltsiumi, fosforit ja teisi elemente — 0,8%. Puidu põhilisteks koostisosadeks on tselluloos ja ligniin; vähemal määral sisaldab ta ka rasvu, vaike jne.



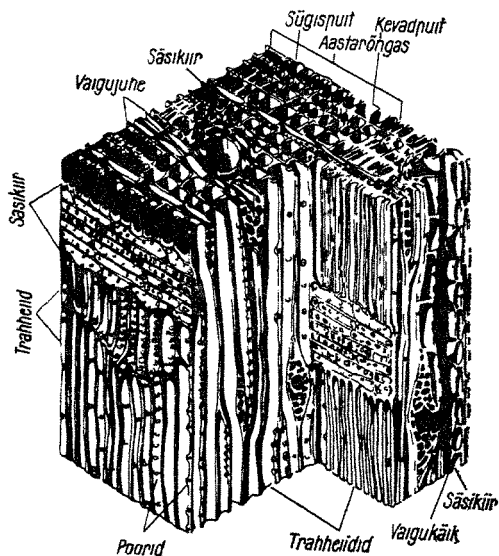
Joon. 1.

Tselluloos koosneb suurmolekulidest<sup>1</sup>, mille kimbud kujundavad kristalseid piirkondi — mitselle — ja need omakorda ühinedes fibrille (joon. 1). Fibrillid koos nende vahel oleva ligniiniga, vaikudega jne. moodustavad puitaine — rakkude seinad.

Puidu liikidest esineb kõige enam okaspuit (moodustades Nõukogude Liidu metsade pinnast ligikaudu 75%).

<sup>1</sup> Käesoleval juhul nimetatakse suurmolekulide tekkimist polümeerisatsiooniks ning sellist ainet kõrgmolekulaarseks. Olgu märgitud, et tänapäeval levinenud plastmassid on kõrgmolekulaarsed ained. Seega kujutab puit endast looduslikku plastmassi.

Okaspuudest enamlevinud mänd ja kuusk on pika sirge tüvega, suhteliselt väheste looduslike vigadega ja küllaldase tugevusega. Neil põhjustel kasutatakse ehituskonstruktsioonides peamiselt mäнди ja kuuske. Okaspuudu siseehitust tugevas suurenduses kujutab joon. 2. Okaspuut



Joon 2.

koosneb peamiselt tüvesuunalistest rakkudest — trahheididest. Radiaalsuunalistest rakkudest, mida on tunduvalt vähem, koosnevad säsi kiired. Trahheidid on torukujulised keskmiselt 2—4 mm pikkused ja 0,02—0,04 mm läbimõõduga rakud; nad annavad puudule tema mehaanilise tugevuse. Trahheidide kaudu liiguvad mahlad elavas puus nende külgedel olevate ühendusavauste (pooride) kaudu. Seda reguleerib kahe raku vahel olev membraan.

Kasvavas puus on elavad ainult perifeerse maltspuidu ja koorealuse mähikihi rakud, kuna ülejäänud osa puust — lülipuit, säsi ja koor — koosneb ainult elututest rakkudest.

Kasvavas puus võtab lülipuit peamise koormuse enda kanda. Okaspuu tüve ristlõige on toodud joonisel 3.

Surnud rakkudega lülipuidus on membraanid rakkude avauste ette kleepunud, mistõttu seal mahlade voolu ei esine. Samasugune nähtus esineb ka maltspuidus langetatud puu kuivamisel. Viimane asjaolu seletab, miks okaspuitu on väga raske immutada.

Konstruksioonimaterjali seisukohalt säskiirtel erilist tähtsust ei ole. Elavas puus nad salvestavad ja juhivad toitaineid.

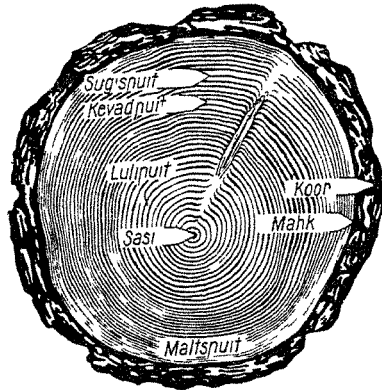
Kevadel ja varasüvel kasvanud trahheiidid on suured ja õhukeseseinalised, hilissüvel ja sügisel kasvanud trahheiidid väiksemad, paksuseinalised ja tunduvalt tugevamad. Ühe aasta jooksul kasvanud puitosa moodustab nn. aastaringi; viimaste arv näitab puu vanust.

Lehtpuit (peale mõne erandi, näit. tamm), on okaspuidust nõrgem ja kergemini kõdunev; teda kasutatakse vähekoormatud ja ajutistes konstruktsioonides (vt. TII 101-57). Lehtpuidu tugevus põhineb trahheiididega (mis siin enamasti puuduvad) sarnastel, kuid mahlu mittejuhtivatel tugirakkudel. Mahlad voolavad siin juhttorude (trahheede) kaudu. Trahheede pikkus on keskmiselt 100 mm (tammel isegi 2—3 m), mis tunduvalt kergendab lehtpuidu immutamist.

## 1.2. Füüsikalised omadused

Puidu niiskust väljendatakse veehulgaga protsentides puidu kuivkaalust:

$$W = \frac{G_1 - G_2}{G_2} 100, \quad (1.1)$$



Joon 3

kus  $G_1$  on puiduproovi kaal enne,

$G_2$  — proovi kaal pärast konstantse kaaluni kuivamist  
( $t = 100 \pm 5^\circ \text{C}$ ).

Vesi esineb puidus kolmel viisil: keemiliselt seotuna, hügrokoopsest (nn. seotud vesi) rakuseintes mitsellide vahel ja kapillaarsena (nn. vaba vesi) rakkudes ja rakkudevahelistes tühemetes.

Maksimaalne seotud vee hulk rakkude seintes, olenevata puu liigist, on  $20^\circ \text{C}$  juures keskmiselt 30%; seda seisundit nimetatakse kiudude küllastusastmeks. See niiskushulk puidus on olulise tähtsusega, sest niiskuse vähenemise korral alla 30% muutuvad puidu mitmesugused omadused tunduvalt. Olgu märgitud, et kiudude küllastusastmele vastav veehulk sõltub temperatuurist, olles näiteks kuusepuul  $100^\circ \text{C}$  juures ainult 23%.

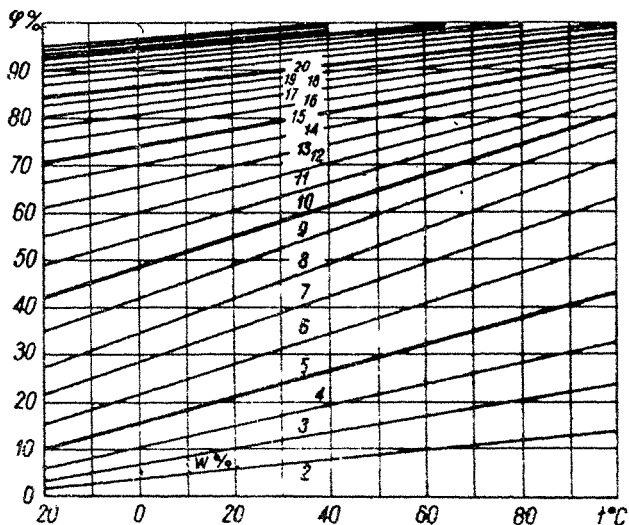
Maksimaalne puidus leiduv niiskus kõigub väga suurtes piirides, olenedes puidu tihedusest ja keskkonnatingimustest. Nii on näiteks kauemat aega vees seisnud puidu  $W > 100\%$  ja värskest raiutud puidu  $W = 50-100\%$ .

Õhukuivaks nimetatakse puitu, mille  $W = 10-18\%$ , poolkuivaks puitu, mille  $W = 18-25\%$ , ja tooreks puitu, mille  $W > 25\%$ . Tavalistes konstruktsioonides kasutatakse puitu niiskusega  $W = 15-25\%$ .

Õhu käes annab niiske puit oma vee ümbritsevale keskkonnale; kuiv puit hakkab niiskes keskkonnas endasse vett imema — puit on hügrokoopne. Nii ühel kui teisel juhul püüab puidu niiskus saavutada tasakaalu ümbritseva keskkonna niiskusega (hügrokoopne tasakaal). Puidu niiskuse  $W$  sõltuvus keskkonna temperatuurist  $t$  ja õhuniiskusest  $\varphi$  on toodud diagrammil joonisel 4.

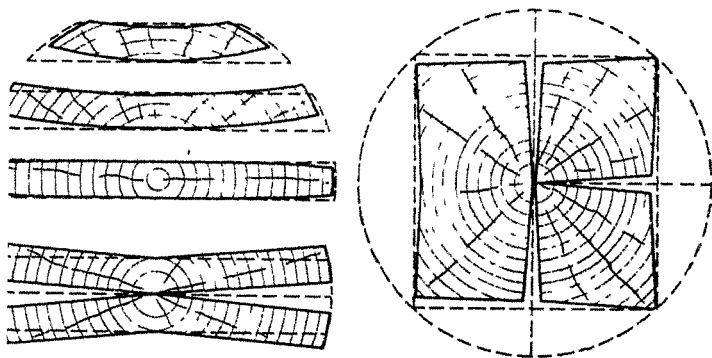
Puidu kuivamisel eraldub kergesti rakkudes ja rakkudevahelistes tühemetes leiduv vaba vesi. Rakkude seintes oleva seotud vee äraandmisega kaasneb ka puidu mahu kahanemine. Vastupidine nähtus — puidu paisumine — esineb siis, kui rakkude seinad hakkavad veega täituma. Selline nähtus on tingitud mitsellide vahel oleva ligniini hügrokoopsest.

Puit ei deformeeru kõigis suundades ühesuguselt. Okaspuidu täielikul kuivamisel on pikisuunaline lühenemine 0,1—0,3%, risti kiudu radiaalsuunas 3—5% ja tangentsiaalsuunas 6—10%. Tehnilisest seisukohast on olulised



Joon 4

kiudu tekkivad deformatsioonid. Tangentsiaal- ja aalsuunaliste deformatsioonide suhe on ligikaudu , millest tingituna saetud materjal kuivamisel kaardub n. 5). Teiseks paheks on radiaalsuunalised kuivamis-  
id, sest puidu kuivamisel annavad välimised kihid



Joon. 5

kiiremini vee ära ja püüavad tangentsiaalsuunas kahaneda, see aga on sisemise märja puidu tõttu takistatud. Sellest tingitult tekivad tangentsiaalsuunalised tõmbepinged, mis ületavad puidu tõmbetugevuse ja lõhestavad puidu radiaalselt.

Kõrgetes temperatuurides kunstlikult kuivatatud puidu hügrooskoopsus on mõnevõrra väiksem. Puidu hügrooskoopsust võidakse vähendada ka immutamise või puidu pinna katmise teel sünteetiliste vaikudega.

**Puidu mahukaal.** Puitaine — rakuseina — erikaal kõigub väga väikestes piirides ja on keskmiselt 1,54.

Puidu mahukaal

$$\gamma_w = \frac{G}{V}, \quad (1.2)$$

kus  $\gamma_w$  — puidu mahukaal g/cm<sup>3</sup> niiskuse  $W$  puhul;

$G$  — proovikeha kaal g;

$V$  — proovikeha maht cm<sup>3</sup>.

Tavaliselt antakse mahukaal  $W = 15\%$  juures. Kui mahukaal määratakse teistsuguse niiskuse juures, siis võib ümberarvutuseks kasutada valemeid (ГОСТ 4631-49): kui  $W \geq 30\%$ , siis

$$\gamma_w = \frac{1 + 0,01 W}{1,203} \gamma_{15}, \quad (1.3)$$

ja kui  $W < 30\%$ , siis

$$\gamma_w = \frac{\gamma_{15}}{1,005(15 - W)}. \quad (1.4)$$

Viimane valem arvestab ka okaspuidu mahu vähenemist kuivamisel.

Puidu mahukaalu ligikaudseks hindamiseks on välja töötatud empiirilised valemid. Näiteks männipuidu puhul

$$\gamma_{15} = 0,012 m + 0,28. \quad (1.5)$$

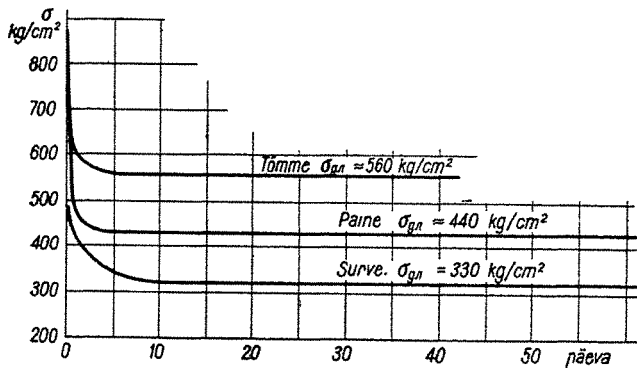
Siin on  $m$  sügispuuidu pinna protsent tüve ristlõikes, mida hinnatakse visuaalselt.

Konstruktioonide dimensioneerimiseks vajalik puidu normatiivne mahukaal ННТУ 122-55 kohaselt on toodud lisas I, tabelis 1.

### 1.3. Mehaanilised omadused

Puidu tugevus määratakse laboratoorselt väikeste, vigadeta puidust valmistatud proovikehadega. Nii saadud andmed ei vasta küll täpselt mitmesugustes tingimustes töötava suuremõõtmelise ja looduslike vigadega konstruktsioonipuidu tugevusele, kuid on praktika tarvis siiski küllalt sobivad.

Katsetulemustele avaldavad mõju mitmesugused tegurid, nagu koormamise kiirus ja temperatuur, samuti ka proovikehade kuju ja suurus. Eriti oluliselt mõjutab katsetulemust proovikeha koormamise kiirus. Selle küsimusega tegeles esimesena *F. P. Beljankin*, kes 1931. ja 1934. a. avaldatud uurimistöodes esitas katsetulemused puidu tugevuse kohta sõltuvalt koormamise kestusest. Nimetatud töödest selgub, et kui koormamise aega suurendada, siis väheneb puidu tugevus pidevalt, lähenedes asümptootiliselt teatud piirväärtusele, mida nimetatakse puidu kestustugevuseks  $\sigma_{\text{дл}}$  (joon. 6).

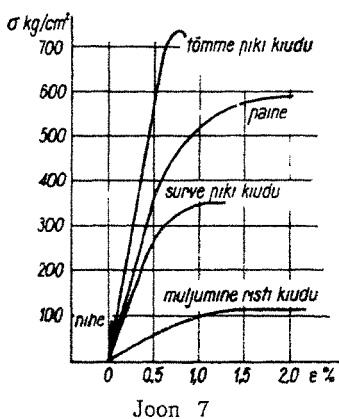


Joon. 6.

Puidu tugevuse ja elastsusmooduli määramise katseteetodika eeskirjad annab ГОСТ 6336-52.

Struktuuri anisotroopsusest tingitult oleneb puidu tugevus jõu mõjumise suunast kiudude suhtes. Puit näitab suurimat tugevust jõu mõjumisel piki kiudu ja väikseimat





töötaval puidul puuduvad plastilised deformatsioonid peaaegu täiesti. Samal ajal esineb puidu mittehomogeensusest tingituna tõmmatud elemendi ristlõikes sisemine ekstsentrilisus. Neis tingimustes puruneb tõmmatud puidust element järkjärguliselt — hapralt. Seejuures toimub purunemine mitte ühes ristlõikes, vaid elemendi telje suunas pikemas piirkonnas, millega tõmbepurunemine kombineerub nihkepurunemisega.

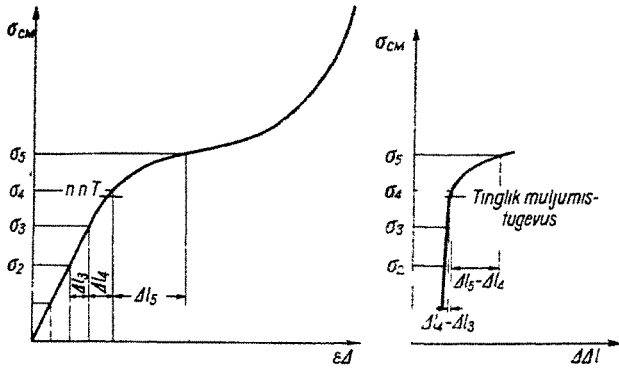
Puidu tõmbetugevus risti kiudu on väga väike, olenedes palju puidu looduslikest vigadest ja kuivamispragudest. Praktikas puidu tõmbetugevust risti kiudu üldiselt ei arvestata.

**Surve ja muljumine.** Puidu survetugevus piki kiudu  $W = 15\%$  juures on keskmiselt  $350 \text{ kg/cm}^2$ . Survepurunemisel tekib puidus tugevamate ja jäigemate kiugruppide väljanõtkumine — nad surutakse pehmetesse kevadpuidu kihitidesse (proovikeha pinnas nähtav voldistumine). Survel esinevad puidus suured plastilised deformatsioonid, mistõttu habrast purunemist ei teki.

Puidu tugevus survele risti kiudu on tunduvalt väiksem ja deformatsioonid nii suured, et proovikeha võidakse õhukeseks suruda. Seepärast kujutab puidu muljumistugevus endast tinglikku suurust, mis määratakse järgnevalt. Standardset proovikeha koormatakse ühtlase kiirusega  $100 \text{ kg} \pm 20\%$  minutis ja määratakse mõõtkellaga deformatsioo-

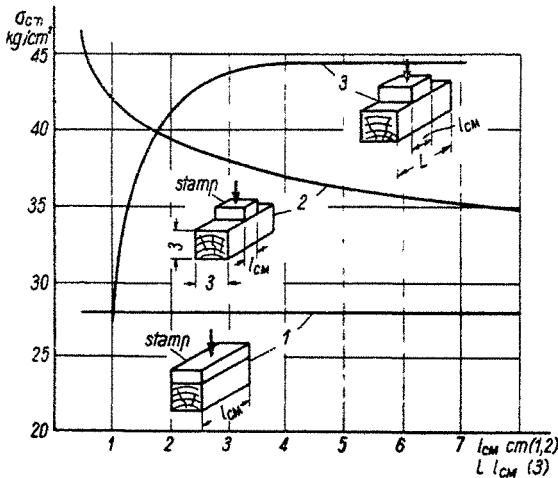
tugevust jõe mõjumisel risti kiudu. Analooiline nähtus esineb ka puidu deformatsioonide puhul. Okaspuidu töö iseloomustamiseks lühiajalise koormamise puhul mitmesugustel deformatsioonijuhtudel on joonisel 7 toodud piknemiste ja pingete diagrammid.

**Tõmme.** Vigadeta puidust valmistatud väikeste proovikehade tõmbetugevus piki kiudu on küllaltki suur, olles  $W = 15\%$  juures keskmiselt  $700\text{--}900 \text{ kg/cm}^2$ . Tõmbele



Joon. 8

nid iga 40 kg jõu järel. Proovi tulemused vormistatakse kahe diagrammiga, nagu on näidatud joonisel 8. Selliselt teises diagrammis saadud punkt, kus deformatsioonide lineaarsus lõpeb ja algab diagrammi kõverjooneline osa, ongi tinglik puidu tugevus surve ristkiudu.

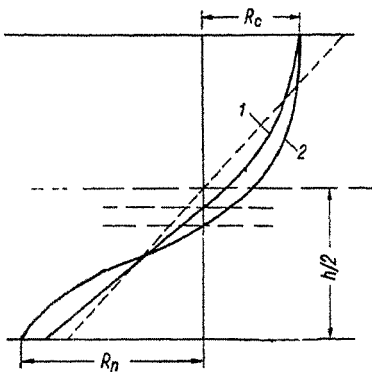


Joon. 9.

Puidu muljumistugevused ja deformatsioonide suurused olenevad muljutava pinna ja kogu pinna suhtest. Mida väiksem on see suhe, seda suurem on puidu muljumistugevus (joon. 9). Koormatud pinna all oleva materjali pöikdeformatsioonid on kõrvaloleva koormamata puidu poolt tõkestatud; sellest tingituna tekib lokaalne ruumiline pingeelukord, milles materjal teatavasti näitab suuremat tugevust. Puidu koormamisel risti kiudu on oluline veel elemendi vaba otsa pikkus kiudude suunas. Illustratsiooniks on joon. 9 (graafik 3) toodud ühed sellised katsetulemused. Konstruktiivselt on nõutav, et muljutava elemendi vaba otsa pikkus oleks vähemalt võrdne selle elemendi kõrgusega.

**Paine.** Puidu keskmine paindetugevus standardse katse puhul on 600—700 kg/cm<sup>2</sup>. Puidu tugevus katsetel arvutatakse purustavast koormusest tugevusõpetuse valemi järgi  $\sigma = M : W$ . Ilmselt ei saa sellisel viisil arvatud pinged ühtida purunemisel plastilises staadiumis töötava puidu pingetega. Pealegi on pingete ja pikenemiste diagrammid tõmbe ja surve puhul erinevad (joon. 7).

Tala ristlõikes väikese momendi mõjumisel on pingete diagramm lineaarne. Momendi edasisel suurenemisel satuvad kõigepealt plastilisse olukorda kiud ristlõike surutud tsoonis. Sellele olukorrale vastav pingeaotus on kujutatud kõveraga 1 joon. 10.

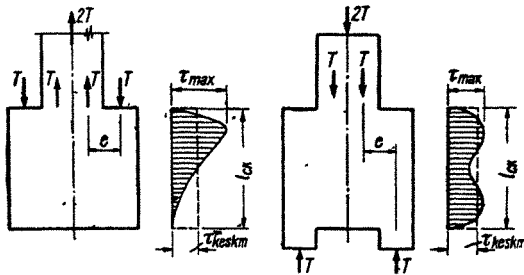


Joon. 10.

Edasisel momendi suurenmisel tekib plastiline olukord tõmmatud tsoonis, kus kiud saavutavad tõmbetugevuse (joon. 10, kõver 2), millele järgneb elemendi purunemine. Neil põhjustel erineb arvatud pingepüür mõnevõrra tegelikust. Joon. 10 on punktiiris kujutatud arvutuslik pingepüür.

**Nihe.** Standardse katse puhul on okaspuidu nihketugevus keskmiselt 70 kg/cm<sup>2</sup>. Lõikel puuduvad plastilised deformatsioonid täiesti. Nih-

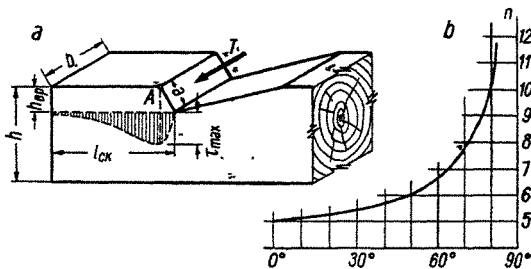
kepingete jaotus lõikepinnas on väga ebaühtlane. Illust-  
ratsiooniks on joon. 11 toodud kaks näidet. Suhte  $l_{ck} : e$   
vähenemisega muutub pingejaotus üldiselt rahulikumaks.  
Liiga pikka lõikepinda pole mõtet valida, sest lõikejõu  
rakenduse vastaspooles otsas on pinged tühised ja see  
osa lõikepinnast praktiliselt ei tööta.



Joon. 11.

Nihkepingete kontsentratsiooni küsimust on uuritud ka  
mudelitel fotoelastsuse meetodil. Selliste katsete kohaselt  
asub näiteks nn. lauptappühendustes suurim nihkepinge  
punktile *A* vastavas ristlõikes (joon. 12, *a*) ja omab mi-  
maalse lõikepinna pikkuse  $l_{ck} = nh_{BP}$  juures väärtust

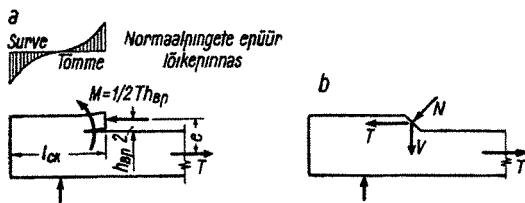
$$\max \tau = \frac{T}{ab \pi} \cdot \quad (1.6)$$



Joon. 12.

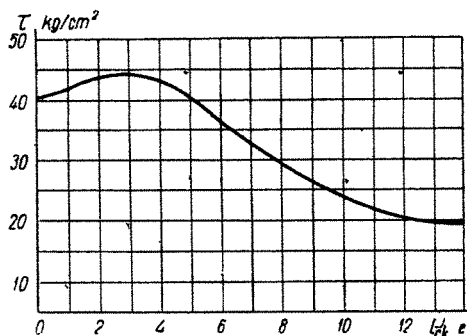
Teguri  $n$  väärtused olenevalt jõu mõjumise suunast kiudude suhtes on toodud joon. 12, *b*.

Konstruksioonides ainult puidu lõikele töötavaid ühendusi ei esine. Lõikele töötav pind on koormatud veel normaaljõuga Joon 13, *a* on esitatud juhtum, kus lõikejõud



Joon 13

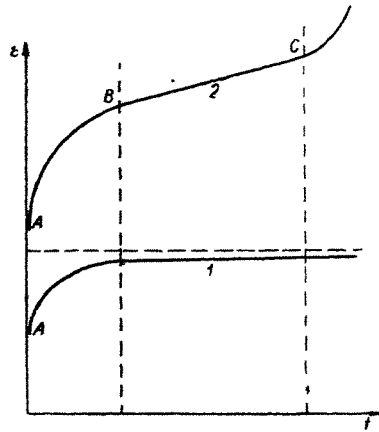
tekitab lõikepinnas risti kiudu mõjuvaid tõmbepingeid, mis vähendavad tappühenduse tugevust. Need pinged vähenevad ja ühenduse tugevus suureneb suhte  $l_{ck} : e$  vähenemisega (joon 14). Lõikepinda kokkusuruva jõu olemasolu korral ühenduse tugevus ilmselt suureneb (joon 13, *b*).



Joon 14

**Puidu kestustugevus.** Varem, joon. 6 toodud kõveraga, defineeriti puidu kestustugevust  $\sigma_{dM}$  kui kõvera asümptoodi ordinaadi väärtust Puidu deformatsioonide kulg ajas, ole-

nevalt mõjuva pinge  $\sigma$  väärtusest, võib olla kahe-  
sugune (joon. 15). Kui  $\sigma < \sigma_{\text{pn}}$ , siis element ei pu-  
rune (kõver 1), ja kui  $\sigma > \sigma_{\text{pn}}$ , siis teatud aja pä-  
rast puruneb (kõver 2). Mõlemal juhul arenevad  
koormuse rakendamisel kii-  
restli deformatsioonid kõveral  
OA. Lõik BC kõveral 2  
on nn. plastiliste deformatsio-  
onide piirkond. Tema  
pikkus ja tõus olenevad  
mõjuva pinge suurusest:  
mida suurem on pinge, seda  
lühem on lõik BC ja  
seda suurem on tema tõus.



Joon. 15.

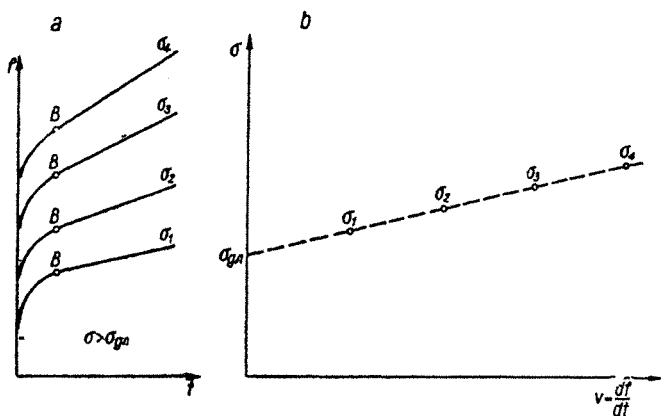
Puidu kestustugevuse määramine otseste pikaajaliste katsetega on väga suurte raskustega seotud. See-  
pärast otsitakse tänapäeval võimalusi puidu kestustuge-  
vuse määramiseks lühiajaliste laboratoorsete katsetega.  
Allpool refereeritakse lühidalt kolme autori uurimistöid.

*F. P. Beljankini* järgi vastab puidu kestustugevus pingele, mille  
puhul plastiliste deformatsioonide kiirus võrdub nulliga. Praktiliselt  
määratakse puidu kestustugevus piiratud arvu katsetega, kusjuures  
proovikehad koormatakse erinevate, kuid puidu kestustugevusest suu-  
remate pingetega  $\sigma_1, \sigma_2, \dots$  (joon. 16, a). Iga proovikeha puhul mõõde-  
takse plastiliste deformatsioonide arenemise kiirust  $v$  ja saadud andmed  
kantakse uuele graafikule (joon. 16, b)  $\sigma$ - $v$ . Seejuures saadakse linea-  
aarne sõltuvus, kust ekstrapoleerimise teel määratakse  $\sigma_{\text{pn}}$  väärtus  
kohal  $v = 0$ .

*I. M. Ivanov* pühendab suurt tähelepanu puidu deformatsioonide  
füüsikalisele olemusele. Tema järgi võrdub puidu kestustugevus plas-  
tilise voolamise piiri (n.n.r.) vastava pingega  $\sigma_{\text{nt}}$ . Kuni plastilise  
voolamise piirini on puidul konstantsed elastsusomadused, olenemata  
koormuse kestusest. Nimetatud piiri ületamisel aga puidu elastsus  
hakkab vähenema ja teatud aja pärast puit puruneb.

Plastilise voolamise piir määratakse analoogiliselt puidu surve-  
tugevuse määramisega risti kiudu (joon. 8, a ja b). Joonise teise dia-  
grammi murdepunkt vastab pingele  $\sigma_{\text{nt}}$ . Katsed näitavad, et  $\sigma_{\text{nt}}$  ole-  
neb ka koormamise kiirusest.

*H. L. Leontjevi* järgi võib puidu kestustugevuse kõverat (joon. 6)



Joon. 16

küllaldase koormamisaja puhul matemaatiliselt väljendada võrrandiga

$$\sigma = a \lg t + b, \quad (1.7)$$

kus  $a$  ja  $b$  on koefitsiendid, mis olenevad puidu liigist ja koormuse iseloomust, ning

$t$  — koormuse mõjumise aeg

Sellest selgub, et kõverat (joon. 6) võib teatud osas asendada sirgega, mis võimaldab tunduvalt vähendada katsete arvu. Meetodi kohaselt tuleks katsetada ainult kahe grupi proovikehasid, koormates ühte suure ja teisi väikese kiiruse juures. Koormamise kiirused tuleks valida sellised, et need erineksid üksteisest 100–200-kordselt. Katsetulemuste põhjal arvutatakse sirge võrrand

$$\frac{\lg t - \lg t_1}{\lg t_2 - \lg t_1} = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma_2 - \sigma_1}, \quad (1.8)$$

kus  $t$  — jõu mõjumise aeg ja

$\sigma$  — puidu tugevus.

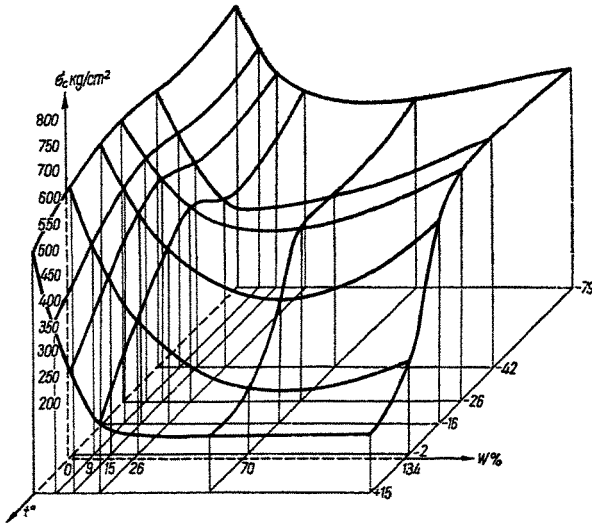
Valemis vastab indeks 1 katsele, kus koormust kiiresti suurendati, ja indeks 2 katsele, kus oli väike koormamise kiirus.

Arvutatud tugevused ja katsetulemused erinevad H. L. Leontjevi järgi 2–4% piirides ja ainult mõnel üksikul juhul kuni 6%.

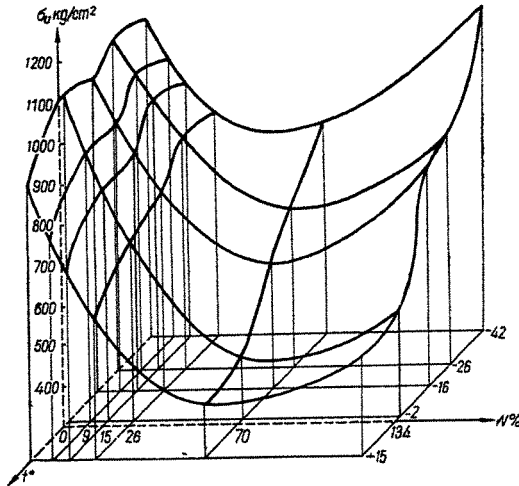
Nagu näha, on autorite ettepanekud puidu kestustugevuse määramiseks lühiajaliste katsete teel vägagi erinevad. Samasugune olukord esineb ka meetodite teoreetilistes põhjendustes, kus paljudes küsimustes pole leitud ühist keelt. Vaieldavate probleemide lahendust on siiski õige peatselt oodata, sest sellega tegelevad mitmed uurimisinstituudid.



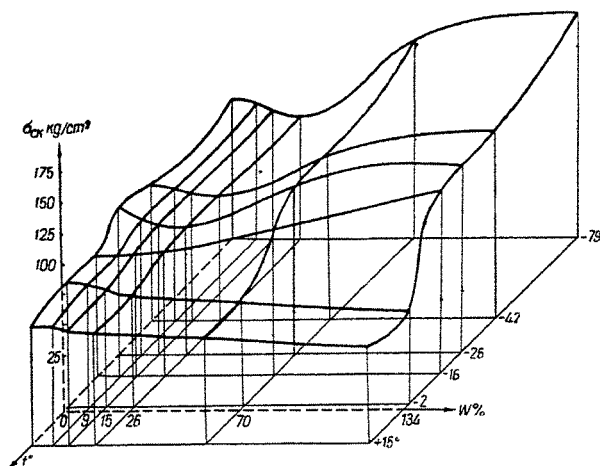




Joon 18, a



Joon 18, b.



Joon 18, c

selt koormatud (puudub lumi). ННТУ 122-55 kohaselt on üle 50° C juures puitkonstruktsioonide kasutamine keelatud.

Temperatuuride juures alla 0° C suureneb puidu tugevus staatilisel koormusel igasuguse niiskusesisalduse puhul. Jäätunud toore puidu tugevus suureneb keskmiselt survel 30%, paindel 40% ja löikel 70%. Löökkõormusel on külmutatud puit, olles habras, kuni 50% nõrgem.

Temperatuuri ja niiskuse mõju illustreerimiseks puidu tugevusele on joon. 18 toodud *M. D. Boiko* poolt koostatud surve-, painde- ja nihkediagrammid tugevuse, niiskuse ja temperatuuri koordinaadistikus.

**Mahukaal.** Puidu mahukaal on tähtsamaid puidu tehnilisi iseloomustajaid, olles otseses seoses puidu tugevusega. Puidu mahukaalu ja seega ka tema kvaliteeti saab ligikaudu määrata puu aastaringide arvu järgi tüve ristlõike radiaalsuunas 1 cm ulatuses. Konstruktsioonipuidul peab aastaringide arv olema 5—20.

**Puidu looduslikud vead.** Puidus esinevad mitmesugused looduslikud vead, nagu oksad, keerdkasv, kuivamispraod jne., mis tunduvalt vähendavad puidu tugevust. Vastavalt töötamise iseloomule liigitatakse puitkonstruktsioonide elemendid kategooriatesse I, II ja III ning liimitud

elemendid kategooriatesse I, II, II-a, III ja III-a. Liigitus on toodud lisas I tabelites 2 ja 3. Lubatud puiduvead on toodud lisas I tabelites 4, 5, 6 ja 7.

Okste nõrgestav mõju seisneb kõigepealt puidu ristlõike pinna vähenemises (tõmmatud ja painutatud elemendid) ja pingete kontsentratsioonides okste ümber kiudude kõverusest. Ohukestes saetud elementides on okste nõrgestav mõju tunduvalt suurem kui ümarpuidus.

Kiivkask võib olla spiraalne (keerdkasv), nagu see tavaliselt esineb metsa serval kasvanud puidus, või olla tingitud puutüve koonilisusest. Viimasel puhul lõigatakse palgi saagimisel osa puidu kiududest läbi, mille tagajärjel väheneb ka puidu tugevus. Palgi arvutuslik koonilisus on 1%.

Puidu looduslikest vigadest tingitud tugevuse vähenemist arvestatakse normides ННТУ 122-55 materjali kvaliteedi teguriga  $k$ , mille arvulised väärtused on toodud lisas I. 8.

**Puidu nõrgestused.** Konstruksioonide valmistamisel tuleb elementidesse teha sisselõikeid, puurida auke jne. Sellistes nõrgestatud kohtades tekivad pingete kontsentratsioonid, mis vähendavad elemendi kandevõimet. Seda küsimust on suhteliselt vähe uuritud. V. F. Bondini katsed [8] tsentriliselt tõmmatud elementidega näitasid, et proovikeha ei purune auguga nõrgestatud ristlõikes, vaid algab kiududesuunaliste pragudega, mis on augu kontuurile puutujaks. Praod arenevad koormuse suurenemisel augu mõlemast servast kas ühele või kahele poole, kuni leiavad elemendi mingi nõrga ristlõike, kus proovikeha puruneb. Samaaegselt tsentrilise tõmbega tekib siin materjali sisemisest ekstsentrilisusest tingitud, arvutusega mittehaaratav paine. Katsed näitasid, et väikeste nõrgestuste puhul (kuni 15% brutoristlõike pinnast) võib arvutusi teha tavaliste eeskirjade kohaselt. Suuremate nõrgestuste korral tuleb arvutuslikku netoristlõiget korrutada teguriga 0,69, kui nõrgestus  $F_{oc}$  on 20%; 0,49, kui  $F_{oc}$  on 30%, ja 0,43, kui  $F_{oc}$  on 40%.

**Elemendi suuruse ja kuju mõju.** Väikeste laboratoorsete proovikehade tugevus on tegelike konstruksioonielementide suuruste proovikehade tugevusest tunduvalt suurem. See on seletatav puidu vigade ja mittehomoogeensusega,

millest tingituna esineb puidus sisemine ekstsentrilisus (pingete jaotus ristlõikes ei ole ühtlane) ja mille suhtes on eriti tundlikud tõmmatud, vähem painutatud ja hoopis vähe surutud elemendid. Katsed näitavad veel, et painutatud elementide tugevusele avaldavad mõju ristlõike suhteline ( $h : l$ ) ja absoluutne kõrgus ning kuju.

### 1.5. Norm- ja arvutustugevused. Elastsusmoodul

Puidu tugevust iseloomustavad kõige paremini väikeste, vigadeta proovikehadega standardsel katsel saadud tulemused. Selliste katsetulemuste statistilisel läbitöötamisel määratud tõenäolist minimaalset tugevust nimetatakse puidu normatiivseks ehk normtugevuseks  $R^n$ . Üleminekuks normatiivsele kestustugevusele kasutatakse tegurit 0,66. Puidu normtugevused on toodud lisas I. 8.

Toodud tugevusarvud vastavad vigadeta puidu tugevusele. Konstruksioonipuidu tugevust iseloomustav puidu arvutuslik tugevus  $R$  saadakse normtugevuse korrutamise teel materjali kvaliteedi teguriga. Ajutistel ehitistel ja raketistel, kus koormused mõjuvad lühiajaliselt, on puidu arvutustugevused suuremad. Puidu arvutustugevused on toodud lisas I. 9.

Toodud tugevusarvud kehtivad okaspuidu kohta. Teiste puiduliikide norm- ja arvutustugevuste määramiseks annab ННТУ 122-55 üleminekutegurid, mis näiteks tamme ja kase puhul on tõmbel, paindel, survel ja muljumisel piki kiudu vastavalt 1,3 ja 1,1, survel ja muljumisel risti kiudu 2,0 ja 1,6 ning nihkel mõlema puiduliigi puhul 1,3.

Montaažikoormustel on puidu arvutuslikud tugevused muljumisel 1,3 ja kõikidel teistel deformatsioonijuhtudel 1,1 korda suuremad.

Konstruksiooni töötamisel eritingimustes (temperatuur, niiskus ja pidevalt mõjuv koormus) vähendatakse puidu arvutuslikke tugevusi lisas I. 11 toodud teguritega. Alaliselt mõjuva koormuse puhul kasutatakse tegurit 0,8 ainult juhul, kui alalisest koormusest tingitud jõud elemendis või ühenduses ületab 80% arvutuskooormusest tekitatud jõust.

Alaliselt mõjuvateks jõududeks loetakse omakaalu,

ladude ja raamatukogude kasulikku koormust, vee ja puistematerjalide survet jne.

Juhul, kui konstruktsioonis tuleb elementi ette painutada, alandatakse puidu tugevust teguriga  $m_{TH}$  (vt. lisa II. 8).

Normaalses temperatuuri- ja niiskusraamides võetakse puidu elastsusmooduliks piki kiudu, olenematult puidu liigist,  $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Eritingimustes (suurem niiskus, kõrgem temperatuur ja alaliselt mõjuv koormus) töötava puidu elastsusmoodulit korrutatakse lisa I. 9 toodud teguritega. Juhul, kui üheaegselt mõjuvad mitmesugused tegurid, korrutatakse puidu arvutuslikke tugevusi ja elastsusmoodulit kõigi vastavate teguritega.

## 1.6. Puidu sortiment

Konstruktsioonides kasutatakse puitu kas palkidena või saetud materjalina. Turustatavate palkide pikkus on 4–9 m ja saetud materjali pikkus 1–6,5 m. Ehituspalkideks nimetatakse puutüvesid ladvaotsa läbimõõduga 12 cm ja enam. Saetud materjalid liigitatakse ristlõike mõõtmete järgi: lauad 13–40 mm ja prussid kuni 250 mm, kusjuures laudu valmistatakse kuues ja prusse viies sordis. Saetud materjali sorte 1, 2 ja 3 kasutatakse vastavalt kandekonstruktsioonide I, II ja III kategooria elementide valmistamiseks. Saetud okaspuidu ristlõike mõõtmed on toodud lisa I. 12.

Maapealsete puitkonstruktsioonide valmistamiseks kasutatava puidu niiskus ei tohi ületada 25%. Liimitud konstruktsioonides, tüüblites, pulkades ja teistes detailides ei tohi puidu niiskus olla suurem kui 15%.

## 2. LIIMID

### 2.1. Liimimisteooria ja nõuded liimidele

Puitkonstruktsioonide valmistamisel kasutatavate liimide tugevus peab ületama puidu lõiketugevuse piki kiudu ja tõmbetugevuse risti kiudu. Liimühenduse tugevus ole-

neb liimi enda tugevusest (kohesioon) ja niduvusest (adhesioon). Liimimistehnikas on peamiseks küsimuseks niduvus, kuna liimi enda tugevus enamikul juhtudel on küllaldane

Adhesioonjõududest eraldame mehaanilise jõu, mis tekib liimaine tungimisest ühendatavate puidupindade pooridesse ja seal «ankurdumisest», molekulide vahel mõjuvatest peaja kõrvalvalentsjõududest. Peavalentsjõud tekivad keemilisel reaktsioonil. Kõrvalvalentsjõud (edaspidi nimetame neid lihtsalt molekulaarjõududeks) on orienteerumisjõud, induktsioonjõud ja dispersioonjõud. Orienteerumisjõud tekivad polaarseid või dipoolseid rühmi omavate molekulide vastastikusest orienteerumisest. Nad esinevad molekulidel, kus positiivse ja negatiivse elektrilaengu keskmel ei ühti. Selliseid molekule iseloomustab dipoolmoment, s. o. laengute raskuskeskmete vahe korrutis summaarse positiivse laenguga. Nende molekulide vastasmärgiliste laengutega kohtadel on elektrostaatiline tõmbejõud. Siinjuures pole vajalik, et molekulil tervikuna oleks dipoolmoment, sest elektrostaatilised jõud tekivad ka molekulide positiivsete ja negatiivsete polaarsete rühmade vahel.

Induktsioonjõud on dipoolsete molekulide ja nende poolt polariseeritavate naabermolekulide vahel mõjuvad jõud.

Dispersioonjõud on tingitud aatomi negatiivselt laetud elektronide ja naaberaatomi positiivse laenguga tuuma külgetõmbest. Dispersioonjõud ei olene molekuli polaarsusest ja nad mõjuvad kõikide aatomite vahel.

Orienteerumisjõududega võrreldes on induktsioonjõud väiksemad, dispersioonjõud aga üldiselt suuremad.

Liimühenduse töötamise paremaks mõistmiseks vaatleme käesoleval ajal levinud liimimisteooriaid. Vaatamata sellele, et praktikas on liimide kasutamine väga levinud, ei ole liimimisteooria veel lõplikult välja töötatud. Tänapäeva liimimistehnika põhineb peamiselt mitmesugustes tingimustes olevate liimvuukide katsete tulemustel.

Enne liimimisteooriate käsitlemist tuleb märkida, et puitkonstruktsioonide valmistamisel kasutatavad liimid on kõrgmolekulaarsed (polümeersed) kas loodusliku (kaseiin) või sünteetilise päritoluga ühendid (lähemalt vt. p. 3). Esiimesena nimetatud rühma kuulub ka puit.

Adhesiooni keemilise teooria kohaselt esineb puidu ja liimi vahel keemiline reaktsioon, millega rea-

liseeritakse valentsjõud. Käesoleva ajani aga ei ole selgitatud, missugune osa liimühenduse tugevusest langeb nimeetatud nähtusele.

Adhesiooni adsorptsiooniteooria (*P. P. Kobeko, C. E. Bresler* jt.) kohaselt on adhesioon puidu ja liimi kontaktpinnal põhjustatud molekulaarjõududest. Teooria kohaselt on adhesioon seda tugevam, mida intensiivsem on adsorptsioon. Kuna polaarne pind adsorbeerib polarseid molekule intensiivsemalt, siis tuleb antud teooria kohaselt kasutada puidu (on polaarne) liimimiseks polarseid liime.

Teooria erinevad autorid ei ole mõjuvate molekulaarjõudude päritolu suhtes ühisel seisukohal. Peale varem loetletud kaasvalentsjõudude võivad esineda veel nn. vesinikusillad. Nimelt tekitavad polarse H aatomiga molekulid, reageerides keemiliselt hapniku, lämmastiku või kloori aatomiga, mõningate molekulitüüpide vahel tugeva elektrostaatilise jõu.

Adsorptsiooniteooria ei seleta paljusid küsimusi, näiteks miks on adhesioonitöö koormamise kiirusest, miks on võimalik mittepolaarseid materjale liimida, missugused nähtused esinevad metallide liimimisel jne.

Adhesiooni difusiooniteooria (*S. S. Vojutski*) kohaselt tekib adhesioon ahelataoliste polümeeri molekulide või tema osakeste tungimisega liimitavatesse pindadesse. Teooria autorid arvavad, et vedel liim, paisutades ja võib-olla mõningal määral lahustades liimitavat pinda, tekitab liimi küllaldase difusiooni. Siinjuures ollakse arvamusel, et polümeeri ahelataolised molekulid tekivad intensiivsemalt liimimisel kasutatava surve suunas, soodustades difusiooni. Katsed näitavad, et nii liimitavate pindade materjalid kui ka liim peavad olema mõlemad polarseid või mittepolaarseid.

Adhesiooni tekitavate jõudude iseloom ei ole selgitatud. Võib arvata, et loodud ettekujutuse kohaselt on molekulaarsete jõudude kõrval küllaltki suur kaal ka mehaanilistel jõududel.

Difusiooniteooria seletab rahuldavalt plastmasside liimimist ja keevitamist. Samal ajal jätab teooria mitmed küsimused lahtiseks, nagu metallide liimimise jne.

Adhesiooni elektriline teooria (B. V. Derjagin ja N. A. Krotov) põhineb nähtusel, et kahe dielektriku või metalli ja dielektriku pindade tihedal kokkupuutel esineb kontaktpindade elektriseerumine. Pindade elektriseerumine tekib liimi adsorptsioonist ning polaarsete rühmade orientatsioonist tingitud elektronide kontsentratsioonist liimi ja liimitava materjali ühenduspinnal.

Elektrilise teooria kohaselt moodustavad liimi ja liimitava materjali pinnad kondensaatori. Liimühendi purustamisel, s. t. kondensaatori plaatide teineteisest eemaldamisel, tehakse elektrilist tööd kuni kondensaatori tühjenemiseni. Teooria autorite arvates kaasneb elektrilise tööga ka molekulaarne töö.

Elektriline teooria seletab mitmesuguseid eelnevate teooriate poolt lahtiseks jäetud küsimusi, nagu koormamise kiiruse mõju liimühenduse tugevusele jne. Samal ajal ei suuda teooria põhjendada mõningaid nähtusi: näiteks kui liim ja liimitav aine on lähedase päritoluga, siis elektriline töö peaks vähenema, mida aga katsetel ei ole märgata.

Esitatud lühikesest ülevaatest selgub, et käesoleval ajal ei ole kasutada üldist, kõiki küsimusi haaravat teooriat.

Kõikide vaadeldud teooriate kohaselt on molekulaarsetel jõududel, millede mõjumisraadius on väga väike, liimühenduse tugevuse seisukohalt oluline väärtus. Sellepärast kasutatakse liimimisel liimi vedelas olekus, mispuhul liim, tungides puidu pinna pooridesse, loob olukorra, kus liimi molekulid satuvad puidu molekulide mõjuraadiusse.

Kvaliteetse liimühenduse saamiseks peab liim olema polaarne. Liimühenduse tugevust vähendavad ka puidu pinnal või liimis olevad mittepolaarsed õhumullikesed.

Liimidele esitatakse peale tugevuse veel järgmisi nõudeid: nende tarvitamine ei tohi olla inimese tervisele ohtlik; nad peavad olema küllalt pika aja vältel liimimiseks kõlblikud; liimvuuk ei tohi nakatuda kahjurseentest; vuuk peab olema püsiv mitmesugustes eksploatatsioonitingimustes ja lõpuks — ta peab olema küllalt veekindel. CH 11-57 järgi jaotatakse liimid veekindlateks ja keskmise veekindlusega liimideks, mida kasutatakse konstruktsioonide valmistamisel, ja vähese veekindlusega liimideks, mida kasutatakse mööblitööstuses jne.

Ülalloetletud nõudeid rahuldavad keskmise veekindlu-



sega kaseiin-, kaseiin-tsementliimid ja veekindlad sünteetilised vaikliimid.

Nagu eespool märgitud, tarvitatakse liime vedelal kujul. Kuivamise (osaliselt kaseiinliimide puhul) või keemilise reaktsiooni tõttu (tehisvaikliimid) muutub vedel liimisegu vuugis kõvaks kileks.

## 2.2. Kaseiinliimid

Kaseiinliimide põhiliseks koostisosaks on piimast valmistatav, tugevasti hügrokoopne, vees mittelahustuv kaseiin. Liimi valmistamiseks segatakse teraline kaseiin lubjaga, fluornaatriumiga, silmakiviga, petrooleumiga jne. Liimi olulisemaks koostisosaks peale kaseiinliimi on lubi, mis koos veega viib kaseiini kolloidsesse olukorda. Fluornaatriumi ülesandeks on kergendada kaseiini lahustumist. Silmakivi suurendab liimi veekindlust ja on ühtlasi ka anti-septiline vahend. Petrooleum peab vältima tükkide tekkimist liimis selle vedeldamisel veega.

Liimi turustatakse sortides «Ekstra» (B-107) ja OB (ГОСТ 3056-45), mis erinevad teineteisest koostisosade vahekorra ja jahvatuspeensuse poolest. Konstruksioonide valmistamisel lisatakse kaseiinliimile kõdunemis- ja veekindluse suurendamiseks veel portlandtsementi.

Tabel 1

**Kaseiin- ja kaseiin-tsementliimide koostised**

| Jrk. nr. | Komponendid  | Hulk kaaluosades    |             |
|----------|--|---------------------|-------------|
|          |  | kaseiin-tsementliim | kaseiinliim |
| 1        | Kaseiinliimi pulber, sort «Ekstra» (B-107) või OB (ГОСТ 3056-45) | 100                 | 100         |
| 2        | Portlandtsement mark 400 või enam (ГОСТ 970-41)                  | 75                  | —           |
| 3        | Vesi temperatuuril 10—20°  | 220—250             | 210         |

Kaseiinliim kõvastub toatemperatuuril, mispärast teda nimetatakse ka «külmaks» liimiks. Mõnel juhul, näiteks vineeri valmistamisel, kasutatakse ka kõrgemat temperatuuri.

### 2.3. Sünteetilised vaikliimid

Vaikliimid kujutavad endast ühte sünteetiliste plastmasside kasutamise vormi. Vastavalt saamisviisile jagunevad plastmassid peamiselt polükondensatsiooni või polümeerisatsiooni produktideks.

Omadustelt jagunevad plastmassid kahte rühma: termoreaktiivseteks ja termoplastilisteks. Termoreaktiivsed liimid, olles kord juba kõvastunud, enam ei lahustu ega pehmene ka kõrgendatud temperatuuril. Nende makromolekulid on ruumilise struktuuriga. Termoplastilised liimid seevastu kuumutamisel pehmenevad, jahutamisel aga kõvastuvad uuesti. Termoplastilised liimid deformeeruvad koormamisel rohkem.

Orgaanilises keemias mõistetakse kondensatsiooni all kahe molekuli ühinemist, kusjuures eraldub mingi lihtsam aine (tavaliselt vesi). Kui kondensatsioonijääk sisaldab veel reageerimisvõimelisi rühmi, siis võib reaktsioon jätkuda ikka suuremate molekulide moodustumisega. Sellisel juhul räägitakse polükondensatsioonist. Kondensatsiooni-reaktsiooni tekkimiseks on vajalik soodne olukord (küllaldaselt kõrge temperatuur jm.). Polükondensatsiooni teel saadavad vaikliimid on enamikus termoreaktiivsed (neid nimetatakse ka duroplastideks).

Järgnevalt iseloomustatakse mõningaid sagedamini kasutatavaid **polükondensatsiooni** teel saadavaid vaikliime.

**Fenoolformaldehüüdlimid.** Siin esineb polükondensatsioon ühelt poolt fenoolide (vähemal määral kresooli) ja teiselt poolt formaldehüüdi vahel.

Kondensatsiooniprotsessi arenemisel lähtematerjali vedeliku viskoossus pidevalt suureneb. Eristatakse kolme staadiumi. Esimeses — eelkondensatsiooni- ehk A-staadiumis — moodustunud vaigumolekulid on veel väikesed ja vees lahustuvad. B-staadiumis on molekulid juba suuremad ja raskesti lahustatavad ning sulatatavad. Lõpuks C-staadiumis vaigud enam ei lahustu ega sula.

Polükondensatsiooni baasil valmistatud liime on võimalik kasutada veel A-staadiumis, kuna B- ja C-staadium tekitatakse kas kuumutamise või keemilist reaktsiooni kiirendavate katalüsaatorite abil. Kui liim on eelkondensatsiooni staadiumi juba läbinud, siis teda enam kasutada ei saa.

Turustatavates liimides, vastavalt nende kasutamise eesmärgile, on eelkondensatsioon teatava astmeni teostatud. Nii on näiteks montaažiliimides eelkondensatsioon palju kaugemale viidud kui tavaliseks tarvitamiseks määratud liimides. Vastavalt eelkondensatsiooni astmele on limiteeritud ka liimi hoidmise maksimaalne kestus.

Fenoolformaldehüüdiimid on enamikus vee- ja keemiskindlad. Kahjurseened liimi ei nakata. Liimid kannatavad temperatuuri enam kui 200° C.

Polükondensatsioonil kasutatakse temperatuuri 180° C (kui liim kõvastub ainult temperatuuri mõjul) kuni 20° C (kui kasutatakse katalüsaatoreid). Katalüsaatorid segatakse liimisegusse vahetult enne liimi kasutamist, kusjuures sellise valmisliimi kasutamise aeg on temperatuurist olenevalt 2—3 tundi. Liim kõvastub täielikult umbes 24 tunni jooksul.

Prof. A. Aarna ja ins. K. Küssleri poolt väljatöötatud difenoolketoonliimid DFK saadakse põlevkivitööstuse uttevete kahealuseliste fenoolide kaheastmelisel kondensatsioonil atsetooni ja formaldehüüdidega. Vaheprodukt, mis saadakse kahealuselise fenooli kondenseerimisel atsetooniga, on väikese reaktsioonivõimega. Tänu sellele on järgnev kondensatsioon formaldehüüdiga kergesti suunatav, võimaldades saavutada küllaldase stabiilsusega produktsiooni.

Kaheastmeline polükondensatsioon oleneb tugevasti keskkonna pH-st. Happelises keskkonnas moodustub kiiresti vees lahustumatu aine, kuna aluselises keskkonnas saadakse vees lahustuv aine. Viimane asjaolu võimaldab reguleerida liimi mitmesuguseid omadusi.

Käesoleval ajal valmistatakse tööstuslikult vaikliime DFK-1A ja DFK-8.

Marki DFK-1A kasutatakse kuumliimina vineeri- ja puidujäätmetest plaatide (puitkiud- ja puitlaastplaadid) valmistamisel. Liimimistemperatuur on kuni 140° C. Valmisliimi kasutamise aeg on 10—12 tundi

Külmliidina kasutatakse vaiku DFK-1A asbesttsemendi, plastmasside ja mõningate teiste materjalide liimimiseks. Omaduselt sarnaneb vaik DFK-1A resortsiinformaldehüüdiimiga.

Mark DFK-8 on määratud liimastiksi DFK-7P valmis-

tamiseks, mida kasutatakse mitmesuguste pörandakattemat-  
terjalide kinnitamiseks.

**Resortsiiinformaldehüüdlimid.** Bensoolist saadav resortsiin kondenseerub formaldehüüdiga ilma kuumuse ja katalüsaatori toimeteta. Liim on täielikult vee- ja keemiskindel ning kõvastub ka toatemperatuuril. Liimi laiemat kasutamist takistab tema küllaltki kõrge hind.

**Melamiinformaldehüüdlimid.** Melamiin kondenseerub formaldehüüdiga kergesti. Temperatuuridel enam kui 60° C toimub see ilma katalüsaatori abita; kuna madalamatel temperatuuridel tuleb kasutada katalüsaatorit. Soovitav temperatuur on 90—110° C. Vee- ja keemiskindluse suhtes vastavad melamiinliimid fenoolvaikliimidele. Tänapäeval on melamiinvaikliimid veel suhteliselt kallid.

**Polümerisatsiooniks** nimetatakse paljude ühesuguste molekulide (monomeeride) liitumist makromolekulideks. Seega on plastmassi makromolekuli keemiline koostis samasugune kui lähteainel. Polümerisatsiooni tekkimise tingimuseks on, et monomeeris süsiniku aatomid ei oleks täielikult küllastunud. Soojuse, valguse, katalüsaatori või nende kombineeritud toimel algab nn. ahelreaktsioon ja monomeerid moodustavad makromolekule. Polümerisatsiooni teel saadavad vaikliimid on üldiselt termoplastilised, s. o. kuumenedes nad pehmenevad.

Liimide omadusi võidakse mõjustada osalise eelpolümerisatsiooniga ning katalüsaatori tüübi ja hulgaga.

Polümerisatsioonivaikliimid on kasutatavad nii külmalt kui ka kuumalt. Nende positiivseks omaduseks on veel asjaolu, et neid võib valmistada lahustatuna orgaanilistes lahustites (atsetoon, piiritus jne.) või vesiemulsioonidena. Samuti võib neid kombineerida teiste liimigruppidega.

Võidakse kasutada ka nn. segapolümerisatsiooni, kus makromolekulid moodustatakse üheaegselt kahest monomeeriliigist. Viimane asjaolu annab jällegi võimalusi mõjutada liimi mitmesuguseid omadusi. Paljud vaikliimid on kõvastunult haprad, millise puuduse kõrvaldamiseks kasutatakse nn. pehmendajaid. Viimaseid on võimalik liimainesse sisse polümeriseerida (segapolümerisatsioon).

Järgnevalt iseloomustatakse mõningaid polümerisatsiooni baasil saadavaid vaikliime.

Polüvinüülatsetaadi polümerisatsioonil saadavate lii-

mide kasutamise piirkond on lai. Neid võib kasutada puidu, plastmasside, metallide jne. liimimiseks. Liim pehmeneb olenevalt polümeerisatsiooni astmest 40—125° C juures (termoplastiline liim). Ta on suhteliselt vähe veekindel. Kasutamisel võib teda veega lahjendada.

Polüvinüülkloriidi täiendavalt klooriga töödeldes saadakse väga elastne veekindel liimaine. Liimi mitmesuguste omaduste parandamiseks kasutatakse teisi polümeere (näit. koos polüvinüülatsetaadiga).

Polümeersete ja polükondensatsioonliimide omaduste parandamiseks tarvitatakse mitmesuguseid lisaaineid. Nii näiteks väikese viskoossusega liimide viskoossuse suurendamiseks kasutatakse polüvinüülalkoholilisandit ning puidu ja metalli liimimisel polüvinüülatsetaadilisandit.

Peale polükondensatsioon- ja polümeerisatsioonliimide kasutatakse ehitustehnikas veel mitmeid liimitüüpe, milledest tuntumad on epoksüüdvaigud. Epoksüüdvaigud jäävad esimeses staadiumis — polükondensatsioonireaktsioonis — veel madalmolekulaarseteks. Järgnevas keemilises reaktsioonis (polüaditsioon) tekivad ruumilise struktuuri- ja makromolekulid ja vaikliim saavutab oma täieliku tugevuse. Epoksüüdvaikude eeliseks on väikesed mahu muutuse deformatsioonid kõvastumisel (liimvuugi paksus võib olla kuni 3 mm). Liimi tugevus on temperatuuridel —60° C kuni +80° C konstantne. Liim on veekindel. Teda kasutatakse puidu, metalli, plastmasside ja klaasi liimimisel. Epoksüüdvaike turustatakse «külmade» ja «kuumade» liimidena, kusjuures eelistatavam on siiski kuum töötlus.

Meie põlevkivitööstuse uttevete fenoolidest on prof. *H. Raudsepa* ja ins. *E. Räämeti* poolt laboratoorselt välja töötatud epoksüüdvaik EPF-1.

EPF-1 saadakse uttevete fenoolide kondensatsioonil epikloorhüdriniga leeliseses keskkonnas. Vaikliim on kasutatav liimimiseks toatemperatuuril, kusjuures kõvastajateks on amiinid või kõrgemal temperatuuril (ca 120°) happanhüdriidid.

EPF-1 on kasutatav metallide, keraamika, klaasi, vulkaniseeritud kautšuki, plastmasside, puidu, korgi, naha ja tekstiiltoodete liimimiseks.

Täitematerjalina võib liimile lisada (kuni 150%) tsementi, kvartslüüva, alumiiniumoksiidi jne. Täiteaine lisa-

mine tõstab liimühenduse mehaanilist tugevust ja ei vähenda liimi niduvust, alandab aga liimi hinda.

Toodud lühikesest ülevaatest selgub, et sünteetilisi vaikliime valmistatakse väga mitmesugustest lähteainetest ja väga mitmetes modifikatsioonides, mispärast nende tarvitamisel tuleb juhinduda spetsiaalsetest eeskirjadest.

#### 2.4. Liimide tugevus

Korralike lähteainete ja eeskirjadekohase valmistamise korral on liimvuugi tugevus, eriti sünteetiliste vaikliimide puhul, tunduvalt suurem puidu lõiketugevusest piki kiudu. Liimvuugi tugevus määratakse puidust liimitud nelja proovikehaga lõikele (ГОСТ 3056-45), kusjuures lubatud minimaalsed tugevused on toodud alljärgnevas tabelis.

Liimvuugi minimaalsed tugevused

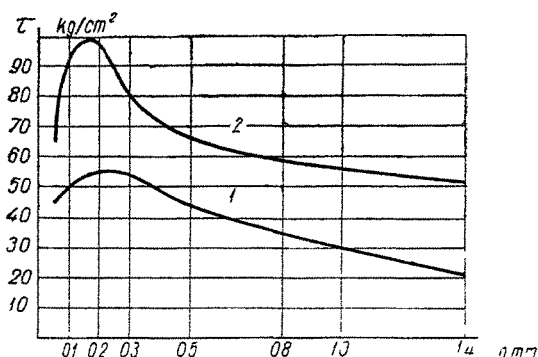
Tabel 2

| Jrk. nr. | Proovimisviis                   | Tugevus lõikele piki kiudu<br>kg/cm <sup>2</sup> |      |
|----------|---------------------------------|--|------|
|          |                                 | mänd   | tamm |
| 1        | Kuivalt                         | 60   | 80   |
| 2        | Pärast 24-tunnist vees seismist | 40   | 55   |

Juhul kui ükski proovikehadest annab tabelis toodust väiksema tugevuse, tuleb katseid korrata kaks korda suurema arvu proovikehadega. Kui korduval katsel kas või üks proovikehadest ei rahulda nõudeid, siis ei tohi liimi kasutada. Katsetoodika lähem kirjeldus on toodud CH 41-57.

Liimühenduse tugevust mõjutavad mitmed tegurid, milledest olulisemad tuuakse järgnevalt.

**Liimvuugi paksus.** Olenevalt puidu pinna töötlemise täpsusest, pindade kokkupressimise intensiivsusest jne. võib liimvuugi paksus teatud piirides kõikuda. Vuugi paksuse suurenemisega väheneb tema tugevus. Mitme autori poolt teostatud katsed näitavad, et optimaalne paksus on 0,1—0,2 mm. Illustreeriva näitena on joon. 19 toodud

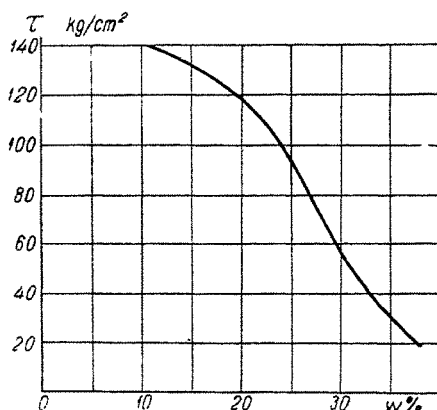


Joon 19

U. Beieri [4] ühe katseseeria tulemused vaikliimidega. Joonisest selgub, et ka õhem kui 0,1 mm liimvuuk on nõrgem. Liiga õhukesed vuugid võivad tekkida puidus leiduva liigse niiskuse mõjul: niiskus lahjendab liimi ja põhjustab tema intensiivsema tungimise puidu pooridesse ja ka vuugist välja. CH 11-57 kohaselt ei tohi liimvuugi paksus olla suurem kui 0,3 mm. Erandina lubatakse kuni 1 mm paksusega vuuki kuni 300 mm pikkustel pinnaosadel vahedega mitte alla ühe meetri.

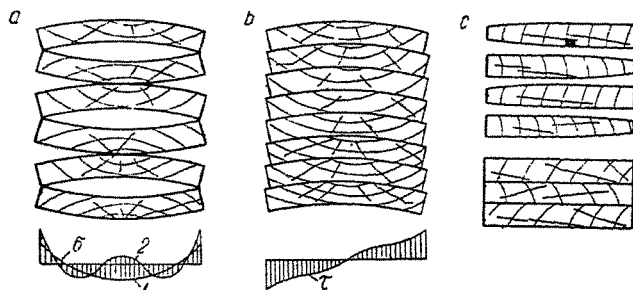
**Puidu niiskus liimimisel.** Joonisel 20 on toodud B. A. Arhangel'ski [3] katsete tulemused. Puidu niiskuse suurenemisega väheneb liimühendi tugevus, mis on seletatav peamiselt kuivamisel puidu mahukahanemisest tingitud täiendavate pingete tekkimisega vuugis. Liimühenduse tugevuse alanemist põhjustavad ka veega täitunud poorid, kuhu liim ei saa küllaldaselt määral sisse tungida. Samuti väheneb vuugi tugevus, sest et puidus leiduv vesi liimi lahjendab. Eriti suured mahukahanemise pinged tekiavad vuugis juhul, kui liimitavate puitdetailide niiskus on erinev. Teiselt poolt näitavad aga katsed, et väga kuiv puit ( $W \leq 5\%$ ) annab samuti nõrgad vuugid. Sellest järeldub, et liimi konsistents tuleb valida kooskõlas puidu niiskusega.

Puidu mahudeformatsioonidest tingitud omapinged liimvuugis olenevad suuresti liimitavate detailide aastaringide



Joon. 20.

paiknemisest. Joon. 21 on toodud kolm põhilist laudadest paketi deformatsiooni juhtu. Ilmselt kõige halvemas olukorras on joon. 21, *a* näidatud ristlõige, sest siin esinevad



Joon. 21.

vuugis risti kiudu mõjuvad tõmbepinged. Joon. 21, *a* on all toodud normaalpingete jaotus vuugis *V. N. Bõkovski* teoreetiliste arvutuste kohaselt. Joon. 1 vastab suhte 21 : *a* väikesele ja joon. 2 suurele väärtusele. Maksimaalne tõmbepinget vuugi serval on arvutatav valemiga



$$\max \sigma = \mu^2 (\alpha_1 - \alpha_2) \frac{Ea^2}{6} \frac{\sin 2\mu l - \text{sh } 2\mu l}{\sin 2\mu l + \text{sh } 2\mu l}, \quad (1.10)$$

kus  $\alpha_1$  ja  $\alpha_2$  — keskmised mahudeformatsioonid mõlemal laua küljel;  
 $a$  — laua paksus;  
 $2l$  — laua laius;  
 $E$  — puidu elastsusmoodul paindel risti kiudu,

$$\mu = \sqrt[4]{\frac{\eta}{2EI}}; \quad \eta = \frac{E_1 + E_2}{a};$$

$E_1$  ja  $E_2$  — puidu surve- ja tõmbe-elastsusmoodul;  
 $I$  — laua 1 cm pikisuunalise ristlõike inertsmoment.

Toodud valem liimvuugi tõmbepingete arvutamiseks annab mõnevõrra tegelikust suuremaid tulemusi, sest ta ei arvesta plastilisi deformatsioone. Valem võimaldab siiski iseloomustada ristlõike geomeetriliste parameetrite mõju pingele. Olulisteks parameetriteks on siin suhe  $2l : a$  ja  $a$ . Laua paksus mõjutab pingeid kaudselt vahe  $\alpha_1 - \alpha_2$  näol, mis kasvab  $a$  suurenemisega. Suhte  $2l : a$  suurenemisega kasvavad pinged aeglaselt, omades maksimaalse väärtusena

$$\max \sigma = (\alpha_2 - \alpha_1) \frac{E}{\sqrt{3}}. \quad (1.11)$$

Joon. 21,  $b$  toodud laudade asetuse puhul on tegemist tunduvalt soodsama olukorraga, sest liimvuugis esinevad ainult nihkepinged, mille jaotus on toodud all. Võttes nihkepingete jaotuse lineaarseks, saame:

$$\max \tau = (\alpha_1 - \alpha_2) \frac{Ea}{12l}. \quad (1.12)$$

Mõlema laudade asetuse korral väljenduvad paketi suurimad paindepinged laua keskel risti kiudu valemiga

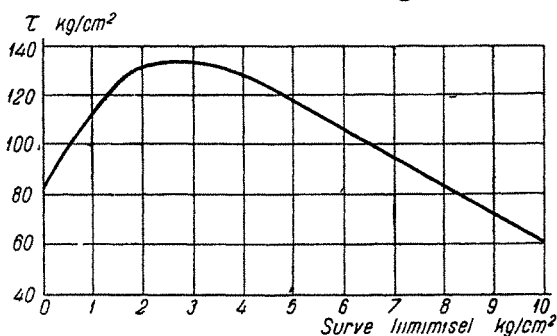
$$\max \sigma = \frac{(\alpha_2 - \alpha_1)}{2} E. \quad (1.13)$$

Toodud valemitega vaadeldi pingeid, mis tekivad laua kaardumisest. Kui arvestada ka laua paksuse suunalisi

deformatsioone, siis annab parima lahenduse laudade joon. 21, *c* toodud asetus.

**Surve liimimisel** on vajalik õhumullikeste ja liigse liimi väljasurumiseks vuugist, samuti ka liimitavate elementide asetamiseks tihedalt üksteise vastu. Survest oleneb tunduvalt liimvuugi tugevus.

*B. A. Arhangelski* [3] poolt tehtud katsete tulemused on toodud joon. 22. Graafikust selgub, et liimühend on kõige tugevam sirgetel elementidel 2—4 kg/cm<sup>2</sup> surve korral.



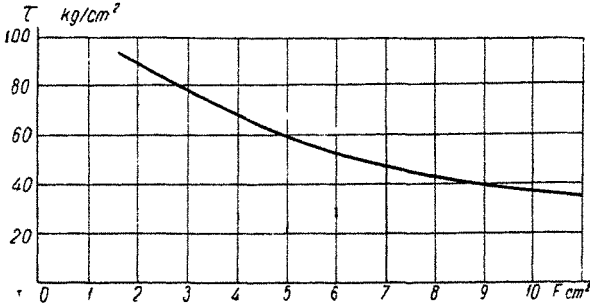
Joon. 22.

Surve intensiivsuse määramisel tuleb arvestada liimitavate laudade paksust ja laiust, liimi viskoossust ja liimitava puidu liiki (pehme poorne, kõva tihe jne.). Mitmekihilise lauapaketi kokkupressimisel esinevad tunduvad deformatsioonid vuugist liimi väljavoolamise arvel. Kui kasutatakse keerme jõul töötavaid presse, siis tuleb teatud aja järel presse järele pingutada, et survet alal hoida.

**Temperatuur** ja kuumutamise kestus liimimisel olenevad liimi sordist ja konstruktsioonist. Kõrgendatud temperatuuri kasutatakse eriti sünteetiliste vaikliimide puhul keemilise kõvastumisprotsessi kiirendamiseks. Kõrgetes temperatuurides lüheneb liimitavate pindade surve all hoidmise aeg ja kiireneb liimi kõvastumine.

Liimi kuumutamiseks kasutatavatest meetoditest on olulisemad kuivatuskambrite kasutamine, kuuma õhu pealepuhumine, elektri-kontaktkuumutus, kuumutamine kõrgsagedusvooluga ja kuumutamine vedelas keskkonnas.

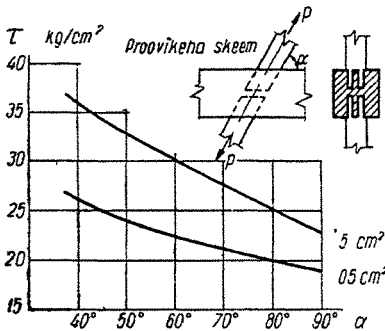
**Pindade suurus** ja kiududevaheline nurk mõjutavad samuti liimühendi tugevust. Suuremate pindade puhul on ühend nõrgem. See selgub ka katsetulemustest [4], mis on toodud joon 23 Sama autori poolt tehtud katsed liimitavate



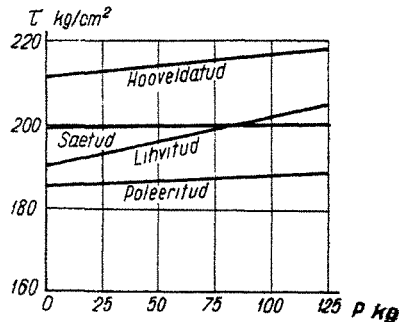
Joon. 23.

elementide kiududevahelise nurga mõju määramiseks liimühenduse tugevusele on toodud joon. 24. Graafikust selgub, et nurga suurenemisel väheneb ühendi tugevus tunduvalt, kusjuures suuremate liimimispindade puhul on see mõju siiski väiksem.

**Pindade töötlemise täpsus** on liimimisel väga oluline, et oleks võimalik saada ühtlase paksusega liimvuuki. Joon. 25 on toodud vahtrapuust katsekehade liimühendi tugevused



Joon 24.

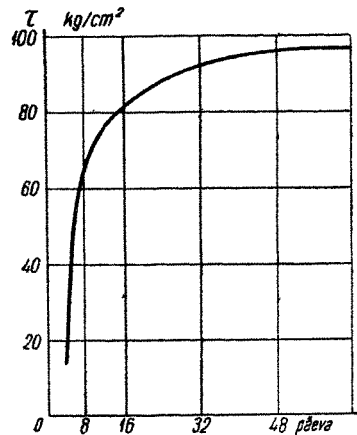


Joon 25

pinna erineva töötlemise puhul. Siit selgub, et kõige tugevam on ühend hõõveldatud ja kõige nõrgem poleeritud pinna puhul. Viimasel juhul on liimühendi väike tugevus põhjustatud puidupooride täitumisest poleerimisainega. Ka mustus pindadel vähendab palju liimühendi tugevust. Katsed näitavad, et pinna puhastamine lihtsalt harjaga ei anna paljudel juhtudel soovitud tulemusi.

**Pressimise kestus** sõltub liimi kõvastumise kiirusest. Liimitavat ühendust võib surve alt vabastada alles pärast

seda, kui liim on saavutanud küllaldase tugevuse detaili transportimiseks, edasiseks töötlemiseks jne. Pressimise kestuse määramisel tuleb arvestada puidu tugevust, liimi omadusi ja temperatuuri. Pehme puitude puhul eemalduvad vesi ja lenduvad ained liimvuugist kiiremini kui kõvade puitude puhul. Pressimise kestuse ja sellele järgneva seisutaja määrab vastavalt konstruktsiooni tüübile CH 11-57. Liimühendi tugevuse kasvu iseloomustab joon. 26.



Joon. 26.

### 3. VINEERID

Vineer on kihiline materjal, mis saadakse õhukeste puidulehtede — spoonide kokkuliimimisel. Spoonid paksusega 0,3—1,5 mm asetatakse vineeritahvlisse kiudude suunaga risti nii, et kihtide arv tahvlis oleks paaritu (3, 5, 7 jne.). Seega on tahvli äärmiste spoonide kiud ühesuunalised, millega tõkestatakse vineeritahvli kaardumine.

Kiudude risti asetamisega vähendatakse tunduvalt puidu anisotroopsust ja ühtlustatakse mahudeformatsioone erinevates suundades. Vineeri spoonide arvu suurenemisega suurenevad ka vineeri homogeensus ja isotroopsus.

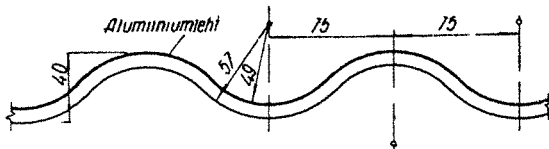
Ehitusvineeri spoonid valmistatakse kasepuidust.

1,0—1,1 mm paksuse kasevineeri spooni tõmbetugevus piki kiudu on keskmiselt 1500 kg/cm<sup>2</sup>.

Ehituskonstruksioonides lubatakse kasutada kõrgendatud veekindlusega vineeri mark  $\Phi C\Phi$  ning keskmise veekindlusega vineere  $\Phi K$  ja  $\Phi BA$ , kuid mitte madalamat kui sort BB.

Vineeritahvleid valmistatakse suuruses 1830 × 1220, 1525 × 1525, 1525 × 725 ja 1220 × 725 paksusega 1,5, 2, 2,5, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10 ja 12 mm.

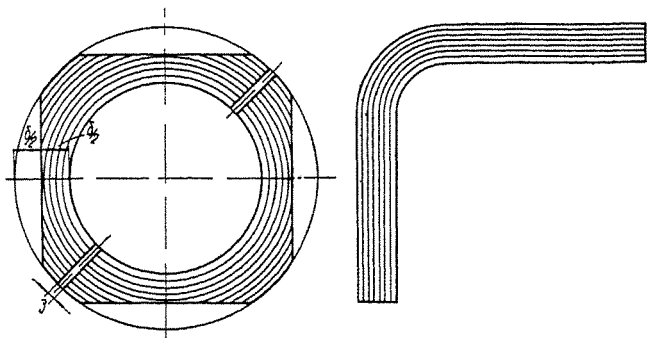
Liimitud konstruksioonides kasutatavate vineeride arvutuslikud tugevused ja elastsusmoodulid on toodud lisas I.13. Vineeride proovimine toimub ГОСТ 1143-41 kohaselt. Vineerist kattelõikudega jätkude arvutamiseks ettenähtud arvutuslikud tugevused on toodud lisas I.14 ja vineeri spoonidevahelise liimvuugi arvutustugevused lisas I.15.



Joon. 27.

Peale nimetatud tavalise ehitusvineeri valmistatakse veel spetsiaalseid sorte, nagu armeeritud vineer, kus spoonide vahele on asetatud traatvõrk, broneeritud vineer, kus välispind on kaetud õhukese metalli- (näit. alumiiniumi) kihiga jne. Broneeritud vineeri valmistatakse ka lainelise ristlõikega (joon. 27), missugusel kujul on see kasutatav katuste katteks.

Viimastel aastatel valmistatakse tööstuste mitmesuguse tehnoloogia jaoks vineerist torusid sisemise läbimõõduga 50 kuni 300 mm ja seina paksusega 6,5 kuni 13 mm (ГОСТ 7017-54). Neid rakendatakse ka kandekonstruksioonides. Torusid kasutatakse tervete ristlõigetena (sõrestikud) või nendest valmistatud nurkrauataoliste elementidena (täisseinised talad). Ka kasutatakse vineerispoonidest liimitud karp- ja nurkristlõikeid (joon. 28).



Joon 28

Kirjeldatud vineertorude tugevused on: tõmbel  $600 \text{ kg/cm}^2$ , survel  $400 \text{ kg/cm}^2$ , paindel  $400 \text{ kg/cm}^2$ ; elastusmoodul  $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4. PUITPLASTIKUD

Puitplastikuteks nimetatakse plastmasstooteid, kus täitematerjalina kasutatakse puitu mitmesugusel kujul (kiududena, laastudena jne.) ja sideainena sünteetilisi vaike.

Puitplastikutest võiks ehituskonstruksioonides kasutada puitkiudplaate ja kihilisi plaate (ДСП).

Puitkiudplaadid valmistatakse puidujätmetest, samuti väikesemõõdulise ja madalakvaliteedilise puidu kiududeks purustamise ja sünteetiliste vaikliimidega kokkuliimimise teel.

Olenevalt valmistamise tehnoloogiast (surve ja temperatuur) saadakse kas kerged ( $\gamma = 400 \text{ kg/m}^3$ ) isolatsiooniplaadid või rasked ( $\gamma = 800\text{—}1100 \text{ kg/m}^3$ ) kõvad ja tugevad plaadid, mida võib kasutada näiteks täisseinaliste talade seintes, kolmekihiliste paneelide äärmiste väliste kihtidena jne.

ЦНИИИск-i poolt väljatöötatud ajutistes projekteerimisnormides [51] antakse puitkiudplaatidele järgmine karakteristik:

Tabel 3

## Puitkiudplaadid

| Materjal   | Mahukaal<br>t/m <sup>3</sup> | Pinge                            | Normatiivne tugevus<br>kg/cm <sup>2</sup> |                        | Arvutuslik<br>tugevus<br>kg/cm <sup>2</sup> | Elastsusmoodul<br>kg/cm <sup>2</sup> |                        |
|------------|------------------------------|----------------------------------|---|------------------------|---|--------------------------------------|------------------------|
|            |                              |                                  | luhiajalisel<br>koormamisel               | kestval<br>koormamisel |   | luhiajalisel<br>koormamisel          | kestval<br>koormamisel |
| Spetsaalne | >1,00                        | tõmme<br>paine<br>surve<br>lõige | 300                                       | 120                    | 70  | 50000                                | 20000                  |
|            |                              |                                  | 600                                       | 240                    | 140   |                                      |                        |
|            |                              |                                  | 300                                       | 120                    | 70  |                                      |                        |
|            |                              |                                  | 270                                       | 110                    | 65  |                                      |                        |
| Ühtiköva   | >0,95                        | tõmme<br>paine<br>surve<br>lõige | 250                                       | 100                    | 60  | 45000                                | 18000                  |
|            |                              |                                  | 500                                       | 200                    | 120   |                                      |                        |
|            |                              |                                  | 250                                       | 100                    | 60  |                                      |                        |
|            |                              |                                  | 225                                       | 90                     | 55  |                                      |                        |

Kõvu puitkiudplaate turustatakse mõõtmetega  $l = 3000-5000$  mm,  $b = 1000-2000$  mm ja  $\delta = 3-4$  mm.

Puitlaastplaadid väikese tugevuse tõttu kandekonstruktsioonides kasutamist ei leia.

Kandekonstruktsioonide väiksemates detailides — polidid, pulgad jne. — tehakse katseid kasutada kihilist puitu (ГОСТ 8697-58 ja ГОСТ 8698-58) Kihiline puit (ДСП) kujutab endast spoonidest suure surve (150—200 kg/cm<sup>2</sup>) ja kõrge temperatuuri juures (145—155°) sünteetiliste vaikutega kokkuliimitud materjali. Vastavalt spoonide kiudude suunale üksteise suhtes eraldatakse mitmesuguseid marke. ДСП-А kõikide spoonide kiud on ühes suunas; ДСП-5 iga viies spoon on eelnevatega risti; ДСП-Б iga järgnevas kihis on spoonikiud eelnevaga risti; ДСП-Г iga järgneva kihi kiudude suund erineb eelnevast 15—30° võrra jne.

Kihilise puidu tugevus oleneb margist. Nii näiteks on ДСП-Б (mahukaal  $\gamma = 1300$  kg/m<sup>3</sup>) minimaalne tõmbe- tugevus paralleelselt väliste spoonikiududega 1200 kg/cm<sup>2</sup>, survetugevus 700 kg/cm<sup>2</sup> ja paindetugevus 1100 kg/cm<sup>2</sup>. Elastsusmoodul on olenevalt kiudude suunast 280 000—300 000 kg/cm<sup>2</sup>.

## 5. PUITKONSTRUKTSIOONIDES KASUTATAVAD TERASED

Tavaliselt kasutatakse teraseid mark Ст. 0 ja Ст. 3, mille arvutuslikud tugevused võetakse teraskonstruktsioonide projekteerimise normidest НИТУ 121-55. Tõmbele töötavate keermega nõrgestatud ristlõigete arvutuslikku tugevust vähendatakse teguriga 0,80. Kahest või kolmest vardast koosnevate tõmbitsate ja poltide tugevust vähendatakse täiendavalt teguriga 0,85.



# PUITKONSTRUKTSIOONIDE DIMENSIO- NEERIMISE ALUSED

---

## 1. KOORMUSED

Puitkonstruktsioonidele mõjuvad eksploatatsioonikoormused, omakaal ja atmosfäärikoormused. Tööstushoonetes on eksploatatsioonikoormusteks seadmete, materjalide ja teenindava personali, kraanade jne. koormused, tsiviilhoonetes inimeste, mööbli ja inventari kaal. Omakaalukoormusteks on kandekonstruktsioonide ja muude konstruktsioonielementide kaal. Atmosfäärikoormusteks on lume- ja tuulekoormus.

Eksploatatsioonikoormused on antud normidega. Omakaalukoormused määratakse konstruktsiooni projektmööde järgi, kusjuures puidu mahukaal määratakse vastavalt tabelile I.1. Atmosfäärikoormused olenevad hoone konfiguratsioonist ja geograafilisest asukohast.

Normatiivne koormus vastab konstruktsiooni normaalsetele eksploatatsioonitingimustele ja projekteeritud dimensioonidele. Projekteerimisel tuleb ette näha teatav koormuse varu, mis väldib piirilukorra tekkimise. Nimetatud varu on vajalik eeskätt seepärast, et tegelikkuses on mõeldav normaalsete eksploatatsioonitingimuste mõningane rikkumine (kuigi see pole lubatav), samuti ka kõrvalekaldumine konstruktsiooni projektmöödetest. Eksploatatsioonikoormused võivad suureneda ka tehnoloogilise protsessi jooksvate muutuste tõttu.

Seepärast lähtutakse arvutustes mitte normatiivsetest, vaid arvutuslikest koormustest. Viimaste all tuleb mõista tõenäoliselt maksimaalseid koormusi, mis võivad esineda konstruktsiooni eksploatatsiooni vältel. Arvutuslike ja normatiivsete koormuste suhet nimetatakse ülekoormusteguriks ning selle väärtuse tavalisteks piirideks on  $1,0 \leq n \leq 1,4$ . Andmed ülekoormustegurite ja tähtsa-

mate eksploatatsioonikoormuste normatiivsete ning arvutuslike väärtuste kohta on toodud raamatute «Metallkonstruktsioonid I» ja «Raudbetoon I» lisas.

Lumekoormus (normatiivne) katuse pinna horisontaalprojektsiooni l ruutmeetrile määratakse seosest

$$p_{\text{lumi}}^{\text{H}} = cp, \quad (2.1)$$

kus  $p$  — lumekatte kaal, mis Eesti NSV-s on  $70 \text{ kg/m}^2$ ;  
 $c$  — tegur, mis oleneb katuse profiilist [66].

Tuulekoormus mõjub risti ehitise või selle elemendi pinnaga. Tema normatiivne intensiivsus määratakse seosest

$$q_{\text{tuul}}^{\text{H}} = k\beta q, \quad (2.2)$$

kus  $q$  — tuule dünaamiline surve  $\text{kg/m}^2$  (vt. «Metallkonstruktsioonid I», lisa II);

$k$  — aerodünaamiline tegur, mis oleneb hoone konfiguratsioonist (vt. samas);

$\beta$  — tegur, mis arvestab tuulekoormuse mittepidevat mõju (kõrghoonete puhul); puitkonstruktsioonide arvutamisel võetakse tavaliselt  $\beta = 1$ .

Konstruktsiooni omakaalu esialgseks määramiseks võib kasutada empiirilist valemit

$$g^{\text{H}} = \frac{p^{\text{H}}}{\frac{k_{\text{cb}} l}{1000} - 1}, \quad (2.3)$$

kus  $p^{\text{H}}$  — konstruktsioonile mõjuv summaarne normatiivne koormus (välja arvatud konstruktsiooni omakaal);

$l$  — konstruktsiooni sildeava;

$k_{\text{cb}}$  — omakaalutegur, mis oleneb konstruktsiooni tüübist ja on toodud vastava konstruktsiooni kirjelduse juures.

Koormused raketiste ja töölavade arvutamisel määratakse tabelite II, 1, 2, 3 järgi.

Konstruktsiooni või elemendi maksimaalsete sisejõudude määramiseks on oluline eraldada ajutised (muutuvad) koormused alalistest. Puitkonstruktsioonide arvutamisel on

see eriti vajalik, sest puidu tugevus sõltub koormuse mõju-  
mise kestusest. Alalisteks koormusteks tuleb lugeda peale  
omakaalu veel need koormused, mis mõjuvad eksploatat-  
siooniaja suurema osa vältel (laoruumide ja raamatuko-  
gude eksploatatsioonikoormused, veesurve reservuaarides  
ja veehoidlates, puistematerjalide surve hoidlate sein-  
tele jne.).

Normidega on ette nähtud konstruktsioonelementide ja  
ühenduste kandevõime täiendav kontrollimine ainult ala-  
liste koormuste sisejõududele, kui viimased moodustavad  
üle 80% vastavast maksimaalsest sisejõust. Seejuures kasu-  
tatakse 20% võrra vähendatud arvutuslikku tugevust. Sa-  
mal ajal, arvestades koormuse lühiajalisust, suurendatakse  
puidu arvutuslikku tugevust montaažikoormuste puhul  
teguriga 1,1—1,3 ja seismiliste koormuste puhul — tegu-  
riga 1,2—1,5.

Konstruktsiooni või elemendi sisejõu määramisel tuleb  
arvestada koormuste kõige ebasoodsamat kombinatsiooni.  
Koormuste p õ h i k o m b i n a t s i o o n i moodustab konst-  
ruktsioonide omakaal koos eksploatatsioonikoormuste ja  
regulaarselt esineva lumekoormusega. L i s a k o m b i -  
n a t s i o o n i moodustavad põhikombinatsiooni koormu-  
sed koos tuulekoormuse ja montaažikoormusega. Era-  
k o r r a l i n e k o o r m u s k o m b i n a t s i o o n koosneb  
konstruktsioonide omakaalust, eksploatatsioonikoormus-  
test, tuulekoormusest ja erakorralistest mõjudest (seismi-  
lised ja avariikoormused).

Konstruktsiooni või elemendi arvutuslike sisejõudude  
määramisel lisa- ja erikombinatsiooni koormustest korru-  
tatakse kõik koormused, välja arvatud omakaal, teguriga  
0,9 lisakombinatsiooni ja teguriga 0,8 erikombinatsiooni  
puhul.

Arvutuslike sisejõudude määramisel ei arvestata puidu-  
kiudude lühenemise ja pikenemise mõju temperatuuri või  
niiskuse muutuse toimet. Hõõrdejõudude mõju arvestatakse  
ainult siis, kui need põhjustavad sisejõudude suurenemist.  
Sel puhul võetakse hõõrde teguri väärtuseks 0,6. Hõõrde-  
jõudude soodustavat mõju võib arvestada juhul, kui süs-  
teemi tasakaal on tagatud ainult hõõrdejõududega, tingi-  
musel et hõõrdele töötavad elemendid on pidevalt üksteise  
vastu surutud ja vibreerivad koormused puuduvad.

Hõordeteguri  $f$  väärtuseks võetakse sel puhul 0,2, kui külgpind libiseb mööda külgpinda, ja 0,3, kui otspind libiseb mööda külgpinda.

## 2. PIIROLUKORDADE MEETOD

Puitkonstruktsioone arvutatakse kahe arvutusliku piirulukorra järgi: esimese, s. o. kandevõime (tugevuse ja stabiilsuse), ning teise, s. o. deformatsioonide piirulukorra järgi. Arvutus esimese piirulukorra järgi on kohustuslik kõikidele konstruktsioonidele. Teise piirulukorra järgi tuleb arvutada need konstruktsioonid, millede puhul võivad deformatsioonid olla takistuseks konstruktsiooni normaalsel ekspluateerimisel. Kõige tavalisem on vajadus kontrollida paindele töötavate konstruktsioonide läbipaindumisi (ja vonkeamplituude).

Arvutus esimese piirulukorra järgi teostatakse arvutuslike koormustega, arvutus teise piirulukorra järgi — normatiivsete koormustega.

Konstruktsiooni esimese piirulukorra tekkimise põhjuseks võib olla üks kolmest faktorist: 1) konstruktsioonile mõjuvad koormused on suuremad kui lubatakse tema normaalsel ekspluateerimisel; 2) konstruktsioonimaterjali mehaanilised omadused on halvemad kui on ette nähtud normidega; 3) konstruktsiooni töötamise või valmistamise tingimused erinevad normaalsetest.

Esimese faktori mõju võetakse arvesse ülekoormusteguriga  $n$ , teine faktor — materjali ühtlusteguriga (homogeensusteguriga)  $k$ , kolmas faktor — töötamistingimuste teguriga  $m$ . Ülekoormusteguri väärtus on alati  $n \geq 1$ , materjali ühtlusteguri väärtus  $k \leq 1$ . Töötamistingimuste teguri väärtus on  $m \leq 1$ , kui konstruktsiooni, elemendi või ühenduse töötamistingimused on normaalselt halvemad või normaalsed (tavaline juhtum);  $m > 1$ , kui konstruktsiooni töötamistingimused on normaalselt paremad.

Arvutus esimese piirulukorra järgi peab tagama, et kõige ebasoodsamal juhtumil konstruktsioonile mõjuv maksimaalne tõenäoline koormus oleks väiksem konstruktsiooni minimaalsest tõenäolisest kandevõimest (töötamistingi-

muste teguri arvestamisega). Üldjuhul võib esimese piir-olukorra arvutusvalemi esitada kujul

$$N \leq \Phi(m, R, S), \quad (2.4)$$

kus  $N = \sum n_i N_i^{\text{H}}$  — arvutuslik koormus (jõud või moment);

$R = kR^{\text{H}}$  — materjali arvutuslik tugevus;

$m$  — töötamistingimuste tegur;

$\Phi$  — funktsioon, mis oleneb koormuse iseloomust ja rakendamise viisist;

$S$  — elemendi ristlõike geomeetriline funktsioon (näiteks ristlõikepind või vastupidavusmoment).

Konstruktsoonelementide ja ühenduste sisejõud määratakse eeldusel, et materjal töötab elastselt. Elemendi või ühenduse kandevõime määramisel aga arvestatakse vajaduse korral materjali plastilis-elastset töötamist.

Arvutusliku koormuse määramisel viiakse koormuse iga komponent sisse oma ülekoormusteguriga ( $N = \sum n_i N_i^{\text{H}}$ ). Lisa- ja erikombinatsiooni koormuste puhul arvestatakse peale selle veel kombinatsioonitegurit vastavalt p. 1. Materjali arvutusliku tugevuse  $R = kR^{\text{H}}$  määramisel võetakse aluseks ühtlustegurid  $k = 0,27-1,0$  olenevalt pingeseisukorrast. Peale selle viiakse sisse parandustegurid, mis arvestavad keskkonna (niiskuse ja temperatuuri), puidu liigi ja koormuse kestuse mõju.

Arvutus teise piirolukorra järgi seisneb konstruktsooni tegelike deformatsioonide võrdlemises piirolukorrale vastavate deformatsioonidega. Arvutusliku seose paindelementide läbipainde kontrollimiseks võib esitada kujul

$$f \leq \Delta, \quad (2.5)$$

kus  $f$  — elemendi tegelik läbipaindumine normatiivse koormuse toimetel;

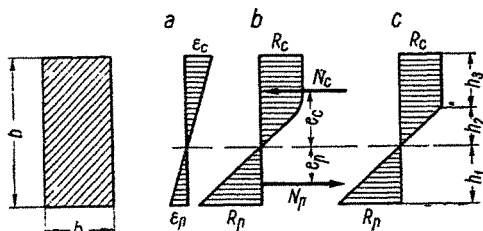
$\Delta$  — piirolukorrale vastav läbipaindumine, mis määratakse konstruktsooni kandeava suhtest vastavalt tabelile II. 4.

Puitkonstruktsoonide deformatsioonide määramisel arvestatakse materjali elastselt töötamist. Seejuures tuleb arvestada ühenduste deformatsioonide mõju. Ühenduste

deformatsioonid nende kandevõime täielikul ärakasutamisel määratakse vastavalt tabelile II. 5. Ühenduse kandevõime mittetäielikul kasutamisel arvestatakse deformatsioone võrdeliselt mõjuvate koormustega.

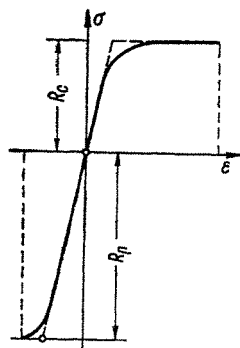
### 3. PAINDELE TÖÖTAVATE ELEMENTIDE ARVUTAMINE

Paindele töötavate elementide pingeseisukorra vaatlisel eeldatakse tavaliselt, et elemendi ristlõiked jäävad tasapinnalisteks. Seega on deformatsioonide jaotus ristlõikes lineaarne (joon. 29, a). Kuna puit töötab tõmbele



Joon. 29.

hapra. survele aga plastilise materjalina, erineb tõmbediagramm surve-diagrammist (joon. 30) ning pingajaotus ristlõikes piirolukorras vastab joon. 29, b toodud skeemile. Tõmbe- ja surve-elastsusmoodulid on praktiliselt võrdsed, mistõttu diagramm säilitab oma kalde üleminekul tõmbelt survele. Asendades pingetepikenemiste tegeliku diagrammi ideaalse plastilis-elastse materjali diagrammiga (punktir joonisel 30), saame lihtsustatud pingajaotuse (joon. 29, c).



Joon. 30.

Kasutades tasakaalutingimusi ning arvestades geomeetrilisi seoseid pingepüüril (joon. 29, c), saame paindemomendi väärtuseks piirolukorras (ristkülikulise ristlõikega varda puhul)

$$M = R_c \frac{bh^2}{6} \frac{3R_p - R_c}{R_p + R_c}. \quad (2.6)$$

Edasi tähistame puidu arvutusliku paindetugevuse  $R_n$  ja avaldame viimase seosest

$$R_n = \frac{M}{W}, \quad (2.7)$$

kus  $W$  — ristlõike vastupidavusmoment, arvestades materjali elastset töötamist

Võrrutades nüüd  $M$  väärtused seostest (2.6) ja (2.7), saame puidu arvutusliku paindetugevuse olenevuse tõmbe- ja survetugevusest

$$R_n = R_c \frac{3R_p - R_c}{R_p + R_c}. \quad (2.8)$$

See seos on kooskõlas katsetulemustega ja annab keskmiselt

$$R_n \approx 1,90R_c.$$

Paindele töötav element puruneb tavaliselt järgmisel viisil. Seoses plastiliste deformatsioonide arenemisega survetsoonis toimub puidukiudude kohalik väljanõtkumine ja kurruline deformeerumine, ilma et ristlõike kandevõime väheneks. Purunemine toimub reeglina tõmbetsoonis, kui pinged äärmistes kiududes on saavutanud tõmbetugevuse.

Kohalikud nõrgestused (sisselõiked jms.) avaldavad elemendi kandevõimele suurt mõju. Eriti ohtlikud on nõrgestused ristlõike tõmmatud äärel, kuna sin nad lisaks vastupidavusmomendi vähendamisele kutsuvad esile pingete kontsentratsiooni ja suurte nihkepingete tekkimise. Seetõttu võib esineda katkestatud puidukiudude lahtirebimine varda ülejäänud osa küljest. Seepärast ei ole soovitatav ristlõiget maksimaalse paindemomendi piirkonnas nõrgestada.

Vastavalt ННТУ 122-55 võetakse puidu arvutuslik paindetugevus võrdseks arvutusliku survetugevusega, s. t.

ei lubata survetsoonis plastiliste deformatsioonide arenemist. Sel puhul jääb pingeepüür paindeelemendi ristlõikes lineaarseks ning arvutus toimub vastavalt elastse materjali kohta kehtivatele seostele valemiga

$$M \leq m_n R_n W_{\text{neto}}, \quad (2.9)$$

kus  $M$  — arvutuslik paindemoment ristlõikes;

$m_n$  — elemendi töötamistingimuste tegur paindel, mis määratakse tabeli II. 6 järgi olenevalt ristlõike kujust;

$R_n$  — puidu arvutuslik paindetugevus, mis määratakse vastavalt tabelitele I. 9, 10 ja 11;

$W_{\text{neto}}$  — ristlõike neto-vastupidavusmoment.

Ümarpalgist paindeelementide arvutamisel võib vastupidavusmomenti määrata selle ristlõike jaoks, kus esineb maksimaalne paindemoment.

Paindeelementide nihkejõududele toimub eeldusel, et nihkepingete ümberjaotust ristlõikes ei esine (kuna survetsoonis plastiliste deformatsioonide arenemist ei lubata).

$$Q \leq m_{ck} R_{ck} \frac{I_{\text{bruto}} b}{S_{\text{bruto}}}, \quad (2.10)$$

kus  $Q$  — arvutuslik põikjõud;

$m_{ck}$  — elemendi töötamistingimuste tegur nihkele paindeelementides, mis määratakse tabeli II. 6 järgi;

$R_{ck}$  — puidu arvutuslik nihketugevus piki kiudu;

$I_{\text{bruto}}$  — vaadeldava ristlõike inertsmoment;

$S_{\text{bruto}}$  — ristlõike nihkuva osa staatiline moment ristlõike nulljoone suhtes;

$b$  — ristlõike laius.

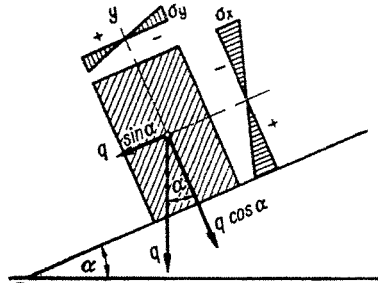
Vildakpaindele töötavate elementide tugevusarvutus toimub valemiga

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq m_n R_n, \quad (2.11)$$



kus  $M_x$  ja  $M_y$  — arvutusliku paindemomendi komponendid ristlõike peatelgedes  $x$  ja  $y$  risttasapindades (joon. 31);

$W_x$  ja  $W_y$  — vaadeldava ristlõike vastupidavusmomentid telgedes  $x$  ja  $y$  suhtes.



Joon. 31.

Paindeelementide läbipainde arvutus toimub seosega

$$f \leq \Delta, \quad (2.12)$$

kus  $f = \frac{kP^H l^3}{EI_{\text{bruto}}}$  — elemendi läbipaine normatiivse koormuse mõjul;

$P^H$  — summaarne koormus talale (ühtlaselt jaotatud koormuse puhul  $P^H = q^H l$ );

$k$  — tegur, mis oleneb koormuse jaotusest ja tala skeemist (ühtlaselt jaotatud koormusega koormatud lihttala puhul

$$k = \frac{5}{384});$$

$EI_{\text{bruto}}$  — elemendi paindejäikus;

$\Delta$  — piirulukorrale vastav läbipaine, mis määratakse tabeli II.4 järgi.

Ümarpuidust elementide puhul määratakse jäikus ristlõike järgi, mis asetseb elemendi kandeava keskel.

Vildakpainele töötavate elementide läbipainde arvutus toimub valemi (2.12) järgi, kusjuures läbipaine  $f$  määra-

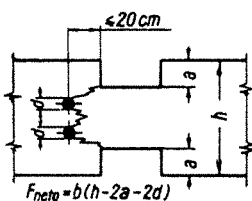
takse läbipainde komponentide  $f_x$  ja  $f_y$  geomeetrilise summana:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (2.13)$$

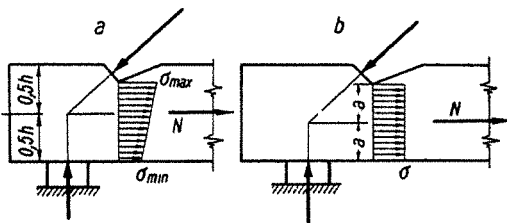
#### 4. TÕMMATUD ELEMENTIDE ARVUTAMINE

Tõmmatud vardad on puitkonstruktsioonides kõige vastusrikkamateks elementideks. Kõige enam avariisid on põhjustanud just tõmmatud elementide purunemine, vaatamata sellele, et laboratoorsel teel määratud puidu tõmbetugevus on 2—2,5 korda suurem survetugevusest. Selle peamiseks põhjuseks on puidu defektide (kiudude kiivuse ja okste) suur mõju tõmmatud elementide kandevõimele, samuti ka arvessevõtmata ekstsentrilisuste ja pingete kontsentratsiooni mõju. Seepärast lubatakse tõmmatud elemente nende kandevõime täielikul ärakasutamisel valmistada ainult I kategooria puidust. Samal ajal on puidu arvutuslik tõmbetugevus ca 20% survetugevusest väiksem. Pingete kontsentratsiooni mõju sümmeetriliselt nõrgestatud elementides võetakse arvesse töötamistingimuste teguriga  $m = 0,8$ .

Katsetulemused näitavad, et lähestikku asetsevate nõrgestuste puhul toimub varda purunemine mööda siksakjoont, milles murdepinnad vahelduvad nihkepindadega. Seda arvestades loetakse kõik nõrgestused, mis asetsevad kuni 20 cm kaugusel üksteisest, koondatuks ühte ristlõikesse (joon. 32). Soovitav on võimalikult vältida paindemomentide tekkimist tõmbevarraste nõrgestatud rist-



Joon 32



Joon. 33.

lõigetes. Selleks tuleb jõud tsentreerida mitte nõrgestamata (joon. 33, *a*), vaid nõrgestatud (*b*) ristlõike raskuskeskme joone järgi

Tsentriliselt tõmmatud elemente arvutatakse valemiga

$$N \leq m_p R_p F_{\text{neto}}, \quad (2.13)$$

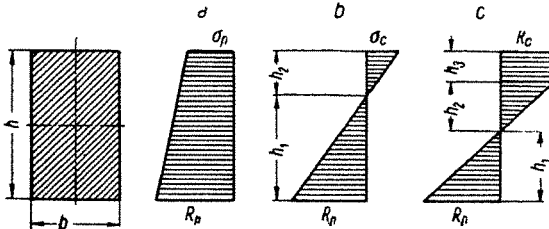
kus  $N$  — arvutuslik tõmbejõud;

$m_p$  — elemendi töötamistingimuste tegur tõmbel;  
 $m_p = 1,0$ , kui arvutuslikus ristlõikes pole nõrgestusi, ja  $m_p = 0,8$ , kui elemendi ristlõige on sümmeetriliselt nõrgestatud;

$R_p$  — puidu arvutuslik tõmbetugevus (vt. lisa I);

$F_{\text{neto}}$  — elemendi arvutuslik ristlõikepind vaadeldavas ristlõikes.

Ekstsentriliselt tõmmatud varraste arvutamisel ei arvestata paindemomentide vähenemist normaaljõu toimel. Pingejaotus ristlõikes oleneb normaaljõu ja paindemomendi vahekorrast. Arvestades puidu ideaalset plastilis-elastset töötamist survele ja elastset töötamist tõmbele, võib kujutleda kolmesugust pingejaotust ristlõikes, olenevalt normaaljõu ekstsentrilisusest, vastavalt joon. 34.



Joon 34

Edasi võtame aluseks purustavate pingete vahekorra  $R_c : R_p = 0,4$ ; sel juhul toimub üleminek skeemilt *a* (joon. 34) skeemile *b* ekstsentrilisusel  $e = \frac{M}{N} = 0,167 h$  ja üleminek skeemilt *b* skeemile *c*, kui  $e = 0,39 h$ .

Kui  $e \leq 0,39 h$ , võib kasutada kõiki seoseid, mis kehtivad materjali elastse töötamise staadiumis, ja arvutamisel võib kasutada seost

$$\frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq m_p R_p. \quad (2.14)$$

Kui  $e > 0,39 h$ , tuleb arvestada asjaolu, et  $R_n \neq R_p$ , mistõttu valemi (2.14) teise liikmesse tuleb viia parandustegur:

$$\frac{N}{F} + \frac{M R_p}{W R_n} \leq m_p R_p. \quad (2.15)$$

Vastavalt normidele (ННТУ 122-55) toimub kõigi eksentriliselt tõmmatud elementide arvutus avaldise (2.15) tüüpi valemiga, mis pärast töötamistingimuste tegurite sisseviimist saab üldise kuju

$$\frac{N}{m_p R_p F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_n R_n W_{\text{neto}}} \leq 1. \quad (2.16)$$

Arvestades, et  $\frac{R_p}{R_n} = \frac{100}{130} = 0,77$ , võib valemi (2.16) esitada kujul

$$\frac{N}{m_p F_{\text{neto}}} + \frac{0,77 M}{m_n W_{\text{neto}}} \leq R_p. \quad (2.17)$$

## 5. TSENTRILISELT SURUTUD ELEMENTIDE ARVUTAMINE

Tsentriliselt surutud varraste puhul tuleb kontrollida tugevust ja üldstabiilsust. Tugevusarvutusel ei arvestata pingete kontsentratsiooni mõju, kuna survel töötab puit plastilise materjalina. Puidu tugevus survele piki kiudu on üks püsivamaid puidu iseloomustajaid, mis suhteliselt vähe oleneb kõrvalteguritest ja ka puidu defektidest.

Tsentriliselt surutud elementide tugevusarvutus toimub valemiga

$$N \leq m_c R_c F_{\text{neto}}, \quad (2.18)$$

kus  $N$  — arvutuslik survejõud;  
 $m_c = 1,0$  — puidu töötamistingimuste tegur survele;  
 $R_c$  — puidu arvutuslik tugevus survele piki kiudu;  
 $F_{\text{neto}}$  — elemendi neto-ristlõikepind.

Saleda tsentriselt surutud varda sirge tasakaaluasend muutub koormuse teataval väärtusel ebastabiilseks — varras nõtkub välja. Varda nõtkumine aga vastab piirulukorrale, mida konstruktsiooni normaalsel eksploateerimisel ei saa lubada. Nõtkunud varda (joon. 35) elastse joone võrandi

$$\frac{d^2x}{dz^2} = -\frac{Nx}{EI} \quad (2.19)$$

üldlahend on esitatav kujul

$$x = c_1 \sin \sqrt{\frac{N}{EI}}z + c_2 \cos \sqrt{\frac{N}{EI}}z. \quad (2.20)$$

Pärast rajatingimuste sisseviimist saame seosed

$$c_2 = 0, \quad \frac{Nl^2}{EI} = \pi^2, \quad (2.21)$$

millest Euleri kriitilise koormuse väärtus

$$N_{\text{kp}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}. \quad (2.22)$$

Joon. 35.

Üle minnes pingetele saame seose

$$\sigma_{\text{kp}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (2.23)$$

kus  $\lambda = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{F}}}$  on varda saledus

Viies sisse materjali ühtlusteguri, saame kriitilise survepinge arvutusliku väärtuse

$$\sigma_{\text{kp, a}} = k \sigma_{\text{kp}} = \frac{k \pi^2 E}{\lambda^2}. \quad (2.24)$$

Tavaliselt avaldatakse kriitiline survepinge survetugevuse kaudu seosega

$$\sigma_{kp, a} = \varphi R_c, \tag{2.25}$$

kus  $\varphi = f(\lambda)$  on nõtketegur. Nõtketeguri väärtuse saame avaldada seostest (2.23), (2.24) ja (2.25):

$$\varphi = \frac{\sigma_{kp, a}}{R_c} = \frac{\sigma_{kp}}{R_c^H} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 R_c^H}. \tag{2.26}$$

Viies sisse arvulised väärtused  $\pi^2 = 9,87$  ja  $\frac{E}{R_c^H} = 312$ , saame

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}. \tag{2.27}$$

See seos kehtib vaid elastses staadiumis. Väikeste saleduste puhul ( $\lambda < 75$ ) töötab osa ristlõikest elastselt, teises osas on arenenud plastilised deformatsioonid (joon. 36). Paindepingete tasakaalutingimustest saame varda elastse joone võrrandi kujul

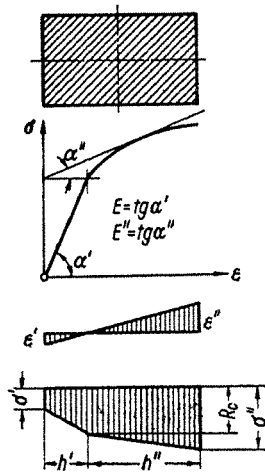
$$\frac{d^2 x}{dz^2} = - \frac{Nx}{EI' + E''I''}, \tag{2.28}$$

kusjuures nulljoone asendi määramise seosest

$$ES' = E''S'' \tag{2.29}$$

ning tähistel on järgmised tähendused:

- $E''$  — deformatsioonimoodul plastiliselt töötava ristlõike osa jaoks;
- $I'$  ja  $I''$  — vastavalt elastsete ja plastiliste deformatsioonide piirkonnas töötavate ristlõike osade inertsmomendid nulljoone suhtes;



Joon. 36.

$S'$  ja  $S''$  — samade ristlõike osade staatilised momendid nulljoone suhtes.

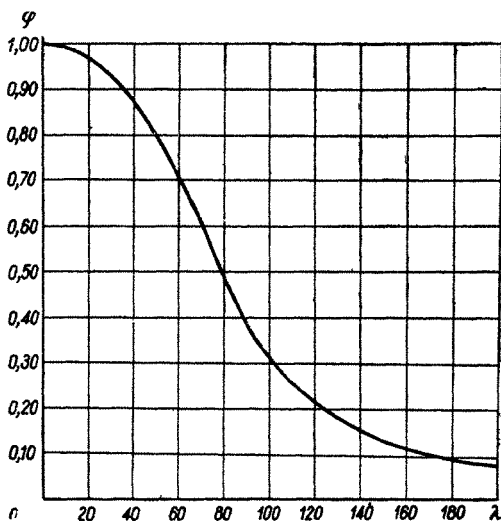
Kriitilise pinge määramiseks saame analoogiliselt eeltooduga seose

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda^2}, \quad (2.30)$$

kus  $E_0 = \frac{EI' + E''I''}{I}$  on redutseeritud deformatsiooni-  
modul. Ristkülikulise ristlõikega varraste puhul

$$E_0 = \frac{4EE''}{(\sqrt{E} + \sqrt{E''})^2}. \quad (2.31)$$

Arvestades puidu pingete-deformatsioonide diagrammi tegelikku kuju (s. t. moduli  $E''$  muutumist olenevalt pingest) on saadud empiiriline valem teguri  $\varphi = \frac{\sigma_{\text{кр}, a}}{R_c}$  määramiseks piirkonnas  $\lambda < 75$  kujul



Joon 37.

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.32)$$

Valemite (2.27) ja (2.32) alusel on koostatud kõver  $\varphi = f(\lambda)$ , mis on aluseks tsentriliselt surutud varraste üldstabiilsuse kontrollimisel (vt. joon. 37).

Vastavalt HHTY 122-55 kontrollitakse tsentriliselt surutud varraste üldstabiilsust valemiga

$$N \leq m_c \varphi R_c F_{arv}, \quad (2.33)$$

kus  $\varphi$  — nõtketegur, mis määratakse seosega

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2,$$

kui elemendi saledus  $\lambda \leq 75$ , ja seosega

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2},$$

kui elemendi saledus  $\lambda > 75$ ;

$F_{arv}$  — varda arvutuslik ristlõikepind, mis määratakse olenevalt ristlõike nõrgestusest.

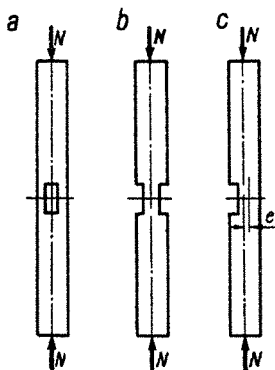
Kui puuduvad nõrgestused, võetakse  $F_{arv} = F_{bruto}$ ; sisemiste nõrgestuste puhul (joon. 38, a) võetakse  $F_{arv} = F_{bruto}$ , kui  $F_{neto} > 0,75 F_{bruto}$ , ning  $F_{arv} = 1/3 F_{neto}$ , kui  $F_{neto} < 0,75 F_{bruto}$ ; sümmeetriliste väliste nõrgestuste puhul (joon. 38, b) võetakse  $F_{arv} = F_{neto}$ ; ebasümmeetriliste väliste nõrgestuste puhul (joon. 38, c) tuleb varrast arvutada ekstsentrilisele survele.

Monoliitse elemendi saledus määratakse seosega

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (2.34)$$

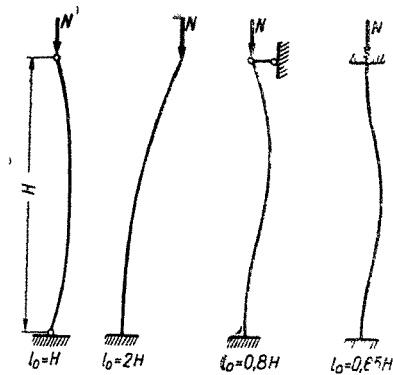
kus  $r = \sqrt{\frac{I_{bruto}}{F_{bruto}}}$  — elemendi ristlõike inertsraadius,

$l_0$  — varda arvutuslik pikkus, mis määratakse vastavalt joon. 39 toodud skeemidele.



Joon. 38.





Joon 39

Varda otsa jäiga kinnituse mõju arvestatakse teguriga, mis on teoreetilisest väiksem, kuna puidu kuivamise ja plastiliste deformatsioonide tõttu võib kinnitus järele anda.

Tsentriselt surutud liitvarraste üldstabiilsuse kontrollimisel tuleb arvestada sidemete järeleandvuse mõju varda paindedeformatsioonidele.

Väljanõtkunud varda elastse joone võrrandist (2.20) saame järgmised seosed:

$$x = f \sin \frac{\pi z}{l}, \quad (2.35)$$

$$\frac{dx}{dz} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\pi f}{l} \cos \frac{\pi z}{l} = \max \operatorname{tg} \alpha \cos \frac{\pi z}{l}, \quad (2.36)$$

$$M = -EI \frac{\pi^2 f}{l^2} \sin \frac{\pi z}{l} = \max M \sin \frac{\pi z}{l}, \quad (2.37)$$

$$Q = -EI \frac{\pi^3 f}{l^3} \cos \frac{\pi z}{l} = \max Q \cos \frac{\pi z}{l}, \quad (2.38)$$

kus  $f$  — varda keskkoha läbipaine.

Järeleandvate sidemetega liitvarda läbipaine koosneb kahest osast:

$$f = f_0 + f_c,$$

kus  $f_0$  — varda kui terviku läbipaine paindemomendi  $M_0$  mõjul;

$f_c$  — varda täiendav läbipaine sidemete järeleandvuse tõttu paindemomendi  $M_c = M - M_0$  mõjul.

Nihkejõudude summa elementide liitepinnal varda poolal pikkusel saame avaldada ühelt poolt kujul

$$T = \int_0^{l/2} \frac{Q_0 S}{I_0} dz = \frac{\max M_0 S}{I_0} \quad (2.39)$$

ja teiselt poolt kujul

$$T = \int_0^{l/2} T_c n_c \cos \frac{\pi z}{l} dz = \frac{T_c n_c l}{\pi}, \quad (2.40)$$

kus  $S$  — nihutatava elemendi ristlõike staatiline moment ristlõike nulljoone suhtes;

$I_0$  — terve ristlõike inertsmoment;

$T_c$  — maksimaalselt koormatud sidemele langev nihkejõud;

$n_c$  — sidemete arv pikkusühiku kohta.

Maksimaalse paindemomendi avaldisest (2.37) saame

$$f_0 = \frac{M_0 l^2}{EI_0 \pi^2}. \quad (2.41)$$

Asetades siia  $M_0$  väärtuse seosest (2.39) ja  $T$  väärtuse seosest (2.40) saame  $f_0$  avaldada kujul

$$f_0 = \frac{T_c n_c l^3}{\pi^3 S E}. \quad (2.42)$$

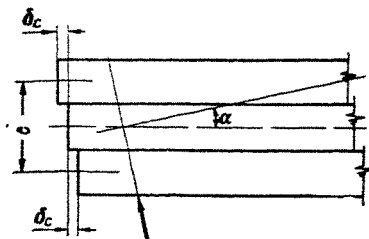
Elastse joone puutuja kaldenurk toe joonel sidemete järeleandvuse mõjust on vastavalt seosele (2.36)

$$\max \operatorname{tg} \alpha_c = \frac{\pi f_c}{l} \quad (2.43)$$

ning vastavalt joon. 40 toodud skeemile

$$\max \operatorname{tg} \alpha_c = \frac{n_{\text{III}}^b c}{e}, \quad (2.44)$$

kus  $n_{\text{III}}$  — töötavate liitepindade arv ristlõikes;



Joon. 40.

$\delta_c$  — toele lähima sideme deformatsioon;  
 $e$  — ristlõike äärmiste elementide raskuskeskmejoonte vahekaugus (joon. 40).

Võrrutades tg  $\alpha_c$  väärtused seostest (2.43) ja (2.44), saame varda täiendava läbipainde sidemete järeleandvuse toimel

$$f_c = \frac{l}{\pi} \frac{n_m \delta_c}{e}. \quad (2.45)$$

Läbipainete  $f_c$  ja  $f_0$  suhe seostest (2.42) ja (2.45)

$$\frac{f_c}{f_0} = \frac{\pi^2 S n_m E \delta_c}{e l^2 n_c T_c}. \quad (2.46)$$

Arvestades, et läbipaine on võrdeline paindemomendiga ja pöördvõrdeline inertsmomentiga, saame seosed

$$\frac{f_c}{f_0} = \frac{\frac{M_c}{I_c}}{\frac{M_0}{I_0}} \quad (2.47)$$

ja

$$\frac{f_t}{f_0} = \frac{\frac{M}{I_0}}{\frac{M_0}{I_0}} = \frac{M}{M_0}, \quad (2.48)$$

kus  $f_t$  — varda läbipaine paindemomendi  $M$  toimel, eeldusel, et sidemed on absoluutselt järeleandmatud;  
 $I_c$  — varda ristlõike üksikelementide inertsmomentide summa.

Tähistame

$$k_I = \frac{I}{I_0} = \frac{f_0 + f_c}{f_t}, \quad (2.49)$$

kus  $I$  — liitvarda efektiivne inertsmoment ( $I_c < I < I_0$ ), ning avaldame redutseeritud saleduse suhtearvuna

$$\mu = \frac{\lambda}{\lambda_0} = \frac{\sqrt{\frac{I_0}{F}}}{\sqrt{\frac{I}{F}}} = \frac{1}{\sqrt{k_I}}, \quad (2.50)$$

kus  $\lambda_0$  — saledus absoluutselt järeleandmatute sidemete puhul.

Kasutades seoseid (2.47)–(2.50) saame saledusteguri avaldada kujul

$$\mu = \sqrt{\frac{1 + \frac{f_c}{f_0}}{1 + \frac{f_c I_c}{f_0 I_0}}} = \sqrt{1 + k_B \frac{f_c}{f_0}}, \quad (2.51)$$

kus

$$k_B = \frac{1 - \frac{I_c}{I_0}}{1 + \frac{I_c f_c}{I_0 f_0}}.$$

Tähistades  $k_c = \frac{\pi^2 E \delta_c}{T_c}$ , saame  $\mu$  väärtuseks valemite (2.46) ja (2.51) põhjal

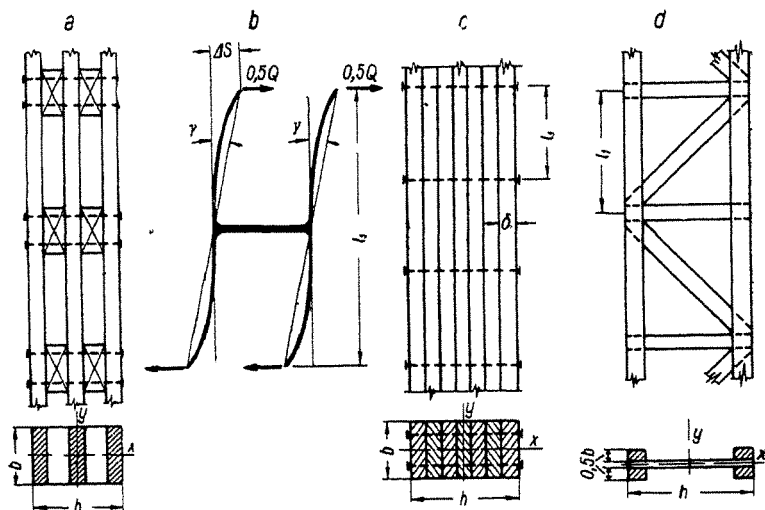
$$\mu = \sqrt{1 + k_c \frac{k_B S n_{III}}{e l^2 n_c}}. \quad (2.52)$$

Katsetulemuste põhjal võib lugeda suuruse  $\frac{k_B S}{b h e} = 0,1$  konstantseks ning teguri  $\mu$  avaldada kujul

$$\mu = \sqrt{1 + k_c \frac{bhn_{III}}{I^2 n_c}}. \quad (2.53)$$

Tegur  $k_c = \frac{\pi^2 E \delta_c}{T_c}$  iseloomustab ühenduse järeleandvust ning määratakse olenevalt ühenduse tüübist tabeli II.7 järgi.

Lühikeste sidemetega ühendatud liitvarraste puhul (joon. 41, a) tuleb arvestada lisaks sidemete järeleandvusele ka varda üksikelementide deformatsioonide mõju sidemete vahel.



Joon 41

Varda elastse joone täiendav pöördnurk põikjõu toimel

$$\frac{dx}{dz} = \bar{\gamma} Q = \bar{\gamma} \frac{dM}{dz}, \quad (2.54)$$

kus  $\bar{\gamma}$  — pöördnurk ühikulise põikjõu  $Q = 1$  mõjul.

Arvestades varda elastse joone täiendavat kõverust

$$\frac{d^2x}{dz^2} = \bar{\gamma} \frac{d^2M}{dz^2},$$

saame elastse joone võrrandi täiendatud kujul

$$\frac{d^2x}{dz^2} = -\frac{Nx}{EI} + \bar{\gamma}N \frac{d^2x}{dz^2}. \quad (2.55)$$

Selle võrrandi lahendiks, arvestades skeemile joon. 35 vastavaid rajatingimusi, on

$$\frac{N_{\text{kp}}}{EI(1 - \bar{\gamma}N_{\text{kp}})} = \frac{\pi^2}{l^2}. \quad (2.56)$$

Pöördenurga  $\gamma$  väärtus vastavalt joon. 41,  $b$  toodud skeemile

$$\bar{\gamma} = \frac{\Delta S}{\frac{l_1}{2}} = \frac{1}{2} \left( \frac{l_1}{2} \right)^3 \frac{1}{3EI_1} \frac{2}{l_1} = \frac{l_1^2}{24EI_1}, \quad (2.57)$$

kus  $I_1$  — varda üksikelemendi inertsmoment.

Asetades  $\bar{\gamma}$  väärtuse avaldisse (2.56), saame

$$N_{\text{kp}} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_0^2}, \quad (2.58)$$

$$\text{kus } l_0 = \sqrt{l_y^2 + \pi^2 I_y \frac{l_1^2}{24I_1}}; \quad (2.59)$$

$I_y$  — posti terve ristlõike inertsmoment telje  $y$  suhtes (joon. 41,  $a$ ).

Seose (2.59) võime ümber moodustada kujule

$$l_0 = l_y \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{24} \frac{I_y}{I_1} \left( \frac{l_1}{l_y} \right)^2}. \quad (2.60)$$

Edasi, arvestades, et

$$I_y = 2F_1 r_y^2; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{r_y}.$$

$$I_1 = F_1 r_1^2; \quad \lambda_1 = \frac{l_1}{r_1};$$

saame seosest (2.60)

$$\lambda = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{2\pi^2}{24} \lambda_1^2} \approx \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}. \quad (2.61)$$

Vastavalt HNTY 122-55 arvutatakse liitvardad üldstabiilsusele valemiga (2.33), kusjuures nõtketegur määratakse vastavalt redutseeritud saledusele

$$\lambda_{np} = \sqrt{(\mu_y l_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (2.62)$$

kus  $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}$  — varda kui terviku saledus telje  $y$  suhtes,

$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$  — varda üksikelemendi saledus sidemetevahe-  
lisel pikkusel; kui  $l_1 < 7\delta$ , võetakse  $\lambda_1 = 0$  ( $\delta$  — üksikelemendi paksus);

$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b n_w}{l_0^2 n_c}}$  — saleduse redutseerimise tegur;

$n_w$  — töötavate liitepindade arv ristlõikes;

$n_c$  — sidemete arv ühes liitepinnas varda pikkuse  
1 jm kohta,

$k_c$  — ühenduse järeleandvuse tegur, mis määra-  
takse tabeli II.7 järgi.

Kui valemi (2.62) järgi saadakse  $\lambda_{np} > \lambda_{01}$ , siis  $\varphi$  määramisel tuleb võtta

$$\lambda_{np} = \lambda_{01}, \quad (2.63)$$

kus  $\lambda_{01} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_c}{F_{bruto}}}}$  — varda üksikelemendi saledus pikku-  
sel  $l_0$ ;

$I_c$  — varda üksikelementide inertsmo-  
mentide summa.

Sõrestikpostide ja täisseinaliste postide (joon. 185, c) redutseeritud saleduse määramisel võetakse  $\lambda_1 = 0$ .  $n_c$  määramisel võetakse arvesse kõik lõiked, mis ühendavad seina ühe vööga. Töötavate liitepindade arv sel juhul  $n_m = 2$ .

Kui liitvarda üksikelemendi saledus  $\lambda_1$  on suurem terve varda saledusest  $\lambda$ , tuleb kontrollida üksikelemendi kohalikkust stabiilsust valemiga

$$N \leq m_c \varphi_1 R_c F_{\text{bruto}}, \quad (2.64)$$

kus  $\varphi_1$  — nõtketegur, mis määratakse varda üksikelemendi saleduse  $\lambda_1$  järgi.

Tsentriliselt surutud liitvarraste stabiilsuse arvutamisel, kui osa ristlõike elemente pole otstel toetatud või sõlmedes kinnitatud, kasutatakse valemuid (2.33) ja (2.62), kusjuures ristlõike geomeetrisel näitajad määratakse järgmiselt:

1) ristlõikepinna määramisel arvestatakse ainult toetatud elemente;

2) inertsmomenti  $I_y$  määramisel (joon. 41) arvestatakse ristlõike kõiki elemente;

3) inertsmoment  $I_x$  määratakse seosega

$$I_x = I_0 + 0,5I_{n0}, \quad (2.65)$$

kus  $I_0$  — toetatud elementide ristlõike inertsmoment,

$I_{n0}$  — toetamata elementide ristlõike inertsmoment.

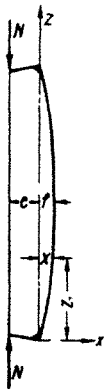
## 6. EKSTSENTRILISELT SURUTUD ELEMENTIDE ARVUTAMINE

Üheaegselt survele ja paindele töötavates elementides võib paine olla põhjustatud mitmest faktorist: normaaljõu ekstsentrilisest asetusest, põiksuunaliste jõudude mõjust, ristlõike ebasümmeetrilisest nõrgestusest, varda kõverusest jne.

Ekstsentriliselt surutud element puruneb momendil, kui pinged äärmistes kiududes saavutavad survetugevuse. Olevalt normaaljõu ja paindemomendi vahekorrast võib pingeaotus ristlõikes purunemisel olla kas ühe- või kahe- määrgiline.



Mõjugu elemendile tsentriline normaaljõud  $N$  ja paindemoment  $M$ . Normaaljõu ekstsentrilisuseks nimetame suhet  $e = \frac{M}{N}$  olenemata sellest, mis on paindemomendi põhjustajaks.



Paindemomendi toimel varras deformeerub (joon. 42), mistõttu tekib täiendav paindemoment  $Nx$ , kus  $x$  on varda elastse joone ordinaat. Seega summaarne maksimaalne paindemoment vardas

$$\max M = M + Nf, \quad (2.66)$$

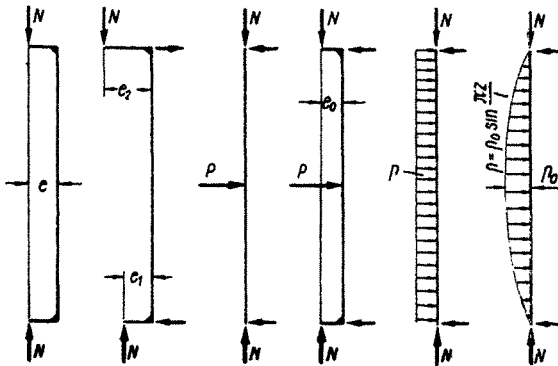
kus  $f = \max x$  — varda maksimaalne läbipaine.

Varda kandevõime piirulukord on saavutatud, kui pinge ristlõike äärmises kius saavutab puidu arvutusliku survetugevuse, s. t. kui

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{N(e+f)}{W_{\text{neto}}} \frac{R_c}{R_n} = R_c. \quad (2.67)$$

Joon 42.

Tuleb märkida, et läbipaine  $f$  oleneb mitte ainult paindemomendi absoluutväärtusest, vaid ka jaotusest varda pikkusel, mistõttu tuleks eraldi vaadelda kõiki erinevaid koormusskeeme (joon. 43). Arvutuse lihtsustamiseks aga oletatakse, et varda elastne joon kujutab endast sinusoidi



Joon. 43.

$$x = f \sin \frac{\pi z}{l}. \quad (2.68)$$

Asetades siit  $x$  teise tuletise väärtuse elastse joone võrrandisse, saame

$$\frac{N(e+x)}{EI} = \frac{\pi^2}{l^2} f \sin \frac{\pi z}{l}. \quad (2.69)$$

Asetades edasi  $x_{z=0,5l} = f$  võrrandisse (2.69), leiame

$$\frac{N(e+f)}{EI} = \frac{\pi^2}{l^2} f \quad (2.70)$$

või

$$\frac{Nl^2}{\pi^2 EI} = \frac{f}{e+f}. \quad (2.70)$$

Kuna  $\frac{\pi^2 EI}{l^2} = N_E$ , saame võrrandist (2.70) avaldada läbipainde  $f$  järgmiselt

$$f = \frac{Ne}{N_E \left(1 - \frac{N}{N_E}\right)}. \quad (2.71)$$

Normaaljõu maksimaalne ekstsentrilisus

$$e+f = \frac{e}{1 - \frac{N}{N_E}}. \quad (2.72)$$

Tähistades  $\xi = \frac{e}{e+f}$ , saame maksimaalse paindemomendi väärtuseks

$$N(e+f) = \frac{Ne}{\xi} = \frac{M}{\xi},$$

ning võime valemi (2.67) avaldada kujul

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{neto}}} \frac{R_c}{R_n} \leq R_c. \quad (2.73)$$

Teguri  $\xi$  väärtuse saame avaldada valemist (2.72):

$$\xi = 1 - \frac{N}{N_E} = 1 - \frac{N}{\sigma_E F_{\text{bruto}}} = 1 - \frac{N}{\varphi R_c^n F_{\text{bruto}}}. \quad (2.74)$$

Võttes aluseks puidu nõtketeguri väärtuse

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2},$$

saame valemi (2.73) ümbermoodustamisel ning töötamis-tingimuste teguri sisseviimisel normides (ННТУ 122-55) toodud arvutusvalemi

$$\frac{N}{m_c R_c F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_n \xi R_n W_{\text{neto}}} \leq 1, \quad (2.75)$$

kus  $\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{\text{bruto}}}$  arvestab normaaljõu täiendava ekstsentrilisuse mõju.

Valemit (2.75) võib kasutada (kuna  $R_n = R_c$  ja  $m_c = 1,0$ ) ka kujul

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_n \xi W_{\text{neto}}} \leq R_c. \quad (2.76)$$

Väikeste paindepingete puhul, kui

$$\frac{M}{W_{\text{neto}}} \leq 0,1 \frac{N}{F_{\text{bruto}}},$$

arvutatakse ekstsentriliselt surutud elemente tsentrilise surve valemite järgi.

Ekstsentriliselt surutud elemendi üldstabiilsust nõtkumisel pändemomendi mõjumise pinnast välja kontrollitakse tsentrilise surve valemiga

$$N \leq m_c \varphi_y R_c F_{\text{arv}}, \quad (2.77)$$

kus  $\varphi_y$  määratakse saleduse  $\lambda_y$  järgi.

Liitvarraste arvutamisel ekstsentrilisele survele kasutatakse valemist (2.75), kusjuures tegur  $\xi$  määratakse redutseeritud saleduse

$$\lambda_{np} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}$$

järgi.

Kui liitvarraste arvutamisel sidemete vahekaugus  $l_1 > 7\delta$  ( $\delta$  — ristlõike kõige enam koormatud elemendi paksus), tuleb kontrollida äärmise elemendi kohalikku stabiilsust

$$\frac{N}{F_{bruto}} + \frac{M}{\xi W_{bruto}} \leq \varphi_1 R_c, \quad (2.78)$$

kus  $\varphi_1$  — nõtketegur, mis määratakse ristlõike äärmise elemendi saleduse  $\lambda_1$  järgi;

$F_{bruto}$ ,  $W_{bruto}$  — varda terve ristlõike pind ja vastupidavusmoment.

Kui liitvarda osa elemente pole otstes toetatud või sõlmedes kinnitatud, arvutatakse teda valemite (2.75) ja (2.77) järgi, kasutades redutseeritud saledust. Seejuures määratakse ristlõike geomeetriselised näitajad järgmiselt:

- a)  $I_y$  ja  $W_y$  määramisel arvestatakse kõiki ristlõike elemente;
- b)  $F$  määramisel arvestatakse ainult toetatud elemente, kui kontrollitakse neid elemente, ja kõiki elemente, kui kontrollitakse toetamata elementi;
- c) inertsmoment materiaaltelje suhtes määratakse seost

$$I_x = I_{0x} + 0,5I_{H0x},$$

kus  $I_{0x}$  — toetatud elementide inertsmoment;

$I_{H0x}$  — toetamata elementide inertsmoment.

Liitvarraste sidemed tuleb arvutada nihkejõule, mille maksimaalne väärtus peab olema väiksem kõiki tüüpi sidemete summaarsest kandevõimest

$$\frac{1,5 MS_{bruto}}{\xi I_{bruto}} \leq \sum n_c T_c, \quad (2.79)$$

kus  $n_c$  — sidemete arv elemendi poolel arvutuslikul pikkusel;

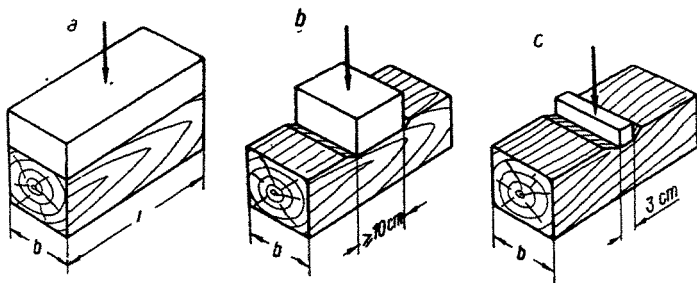
$T_c$  — ühe sideme arvutuslik kandevõime.

Kõverjoonelisi elemente arvutatakse sirgete elementide

jaoks kehtivate valemite järgi, kusjuures arvestatakse täiendavat töötamistingimuste tegurit olenevalt elemendi kõverusraadiuse ja laua (lati) paksuse suhtest vastavalt tabelile II.8.

## 7. MULJUMISELE JA NIHKELE TÖÖTAVATE ELEMENTIDE ARVUTAMINE

Puidu muljumisdeformatsioonid sõltuvad suurel määral puidu niiskusest, puidukiudude suunast mõjuva jõu suhtes ja muljumispinna suuruselt. Normidega on antud põhilised arvutuslikud muljumistugevused piki kiudu, põiki kiudu tervel pinnal (joon. 44, *a*), põiki kiudu, kui muljumis-



Joon. 44.

pinna pikkus on üle  $10\text{ cm}$  (joon. 44, *b*), põiki kiudu, kui muljumispinna pikkus on  $3\text{ cm}$  (joon. 44, *c*). Vahepealsete muljumispinna suuruste juures määratakse muljumistugevus lineaarse interpolatsiooni teel, vahepealsete muljumisuundade jaoks — tabeli I.9 märkuste osas toodud arvutusvalemi abil.

Muljumispindade kandevõime kontrollimisel kasutatakse valemite

$$N \leq m_{\text{cm}} R_{\text{cm}} \alpha F_{\text{cm}}, \quad (2.80)$$

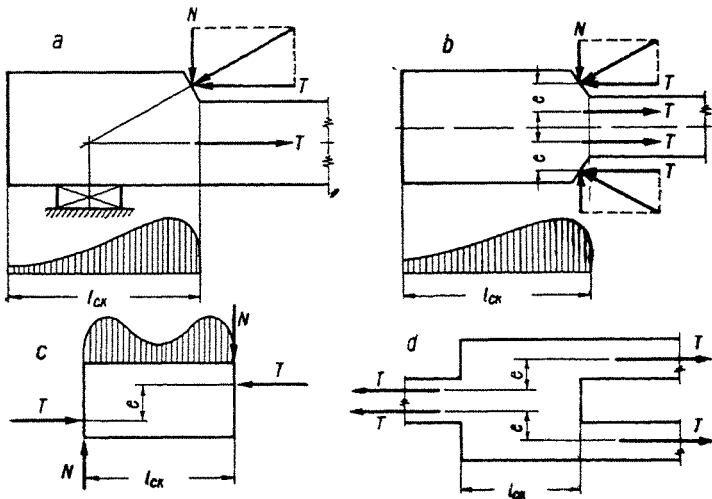
kus  $m_{\text{cm}} = 1.0$  — puidu töötamistingimuste tegur muljumisel;

$R_{CM\alpha}$  — puidu arvutuslik muljumistugevus, mis määratakse tabelite I.8 ja I.9 järgi;

$F_{CM}$  — arvutuslik muljumispinna suurus.

Nihkepinged (kiududega paralleelsetes pindades) võivad mõjuda piki ja põiki kiudu või vahepealsetes suundades. Puidu nihketugevus põiki kiudu on ca 2 korda väiksem nihketugevusest piki kiudu. Mitmel juhul kaasneb nihkepingetega puidukiudude lahtirebimine (tõmme risti kiudu). Nihkepinged ise on jaotatud ebaühtlaselt. Ühepoolsetes ühendustes (joon. 45, *a, b*) on nihkepinged maksimaalsed jõudude rakenduspunkti piirkonnas ja vähenevad elemendi koormamata otsa poole. Kahepoolsetes ühendustes (joon. 45, *c, d*) on pinged minimaalsed nihkepinna keskosas ja suurenevad otsede poole.

Nihkejõud on reeglina rakendatud nihkepinna suhtes eks-tsentriliselt. Seetõttu tekivad nihkepinnaal tõmbepinged risti kiudu, välja arvatud skeemid, kus välisjõud tekitab nihkepinnaal täiendava surve (vt. joon. 45, *a, b*). Tõmbepinged on seda suuremad, mida väiksem on nihkepinna pikkuse ja nihkejõu ekstsentrilisuse suhe  $\frac{l_{CK}}{e}$ . Teiselt poolt, suhte  $\frac{l_{CK}}{e}$



Joon. 45.

suurenemisel suureneb nihkejõudude jaotuse ebaühtlus. Seetõttu teatava piiri ületamisel nihkepinna pikkuse edasine suurendamine purustavat nihkejõudu enam ei suurenda.

Praktilistes arvutustes kasutatakse puidu nihketugevuse hindamiseks ühendustes keskmist nihketugevust

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = \frac{T_{\text{ck}}}{l_{\text{ck}} b}, \quad (2.81)$$

mis on väiksem laboratoorsel teel määratud nihketugevusest  $R_{\text{ck}}$ . Katsetulemustega on kindlaks tehtud, et juhul kui  $\frac{l_{\text{ck}}}{e} \geq 3$ , võib keskmise nihketugevuse määrata empiirilisest seosest

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} \alpha = \frac{R_{\text{ck}} \alpha}{1 + \beta \frac{l_{\text{ck}}}{e}}, \quad (2.82)$$

kus  $R_{\text{ck}} \alpha$  — puidu arvutuslik nihketugevus, mis määratakse tabelite 1.8 ja 1.9 järgi;

$l_{\text{ck}}$  — nihkepinna arvutuslik pikkus, kuid mitte enam kui 10 sisselõike sügavust;

$b$  — nihkepinna laius;

$e$  — nihkejõudude õlg; ühepoolse sisselõike puhul (joon. 45, a)  $e = 0,5 h$ ; kahepoolse sisselõikega sümmeetriliselt kujundatud ühendustes (joon. 45, b)  $e = 0,25 h$ ;

$h$  — elemendi ristlõike kõrgus (sisselõike suunas);

$\beta$  — tegur, mis arvestab nihkejõudude ekstsentrilisuse mõju ühenduse kandevõimele; kui nihkepind on surutud, määratakse teguri  $\beta$  väärtus järgmiselt: tapp- ja tüübelühenduste tõmmatud elementide arvutamisel, kui nihkejõud on ühepoolsed (s. t. ebasümmeetriliste nihkepingete jaotuse korral), võetakse  $\beta = 0,25$ ; ühenduste surutud elementide arvutamisel, kui nihkejõud on ka-

hepoonsed (s. t. nihkepingete sümmeetrilise jaotuse korral), samuti kui puittüübide arvutamisel, võetakse  $\beta = 0,125$ .

Ühenduse nihkekontroll teostatakse valemiga

$$T \leq m_{\text{CK}} R_{\text{CK}\alpha}^{\text{cp}} b l_{\text{CK}}, \quad (2.83)$$

kus  $m_{\text{CK}}$  — töötamistingimuste tegur nihkel, mis määratakse vastavalt III ptk.;

$R_{\text{CK}\alpha}^{\text{cp}}$  — puidu keskmine arvutuslik nihketugevus piki kiudu, mis määratakse valemi (2.82) järgi;

$b$  — nihkepinna laius;

$l_{\text{CK}}$  — nihkepinna arvutuslik pikkus (arvutuses tuleb võtta  $l_{\text{CK}} \leq 10 h_s$ , kus  $h_s$  — sisselõike sügavus).

## 8. ÜLDISI JUHISEID PUITKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMISEKS

Vastavalt puitkonstruktsioonide projekteerimise normidele ja tehnilistele tingimustele (ННТУ 122-55) tuleb puitkonstruktsioonide projekteerimisel silmas pidada:

- a) konstruktsioonide eksploatatsioonitingimusi;
- b) puidu ja metalli kokkuhoiu, aga ka konstruktsioonide valmistamise ja montaaži minimaalse töömahukuse nõuet;
- c) konstruktsioonide, nende elementide ja ühenduste standardiseerimist ja unifitseerimist;
- d) tehases toodetavate konstruktsioonide (eeskätt liimitud ja puit-metallkonstruktsioonide) kasutamise otstarbekust;
- e) puitkonstruktsioonide kaitsmist mädanemise ja süttimise eest, samuti ka korrosiooni eest keemiliselt agressiivses keskkonnas.

Pikaajaliseks eksploatatsiooniks püstitatavate puitkonstruktsioonide põhilisteks kasutusalaadeks on normaalse tem-



peratuuri- ja niiskusrežiimiga hoonete vahelaed ja katused. Puitkonstruktsioone ei soovitata kasutada süstemaatilise niiskumise ja raskendatud tuuldumise tingimustes, samuti ka süttimisohu olemasolu korral. Kui puidu temperatuur oleks pidevalt üle  $+50^{\circ}\text{C}$ , on puitkonstruktsioonide kasutamine keelatud.

Puitu kasutatakse laialdaselt ka ajutiste hoonete ja ehitiste kandekonstruktsioonides. Selliste ajutiste ehitiste hulka kuuluvad eeskätt ehitus- ja montaažitöödel vajalikud abiehitised (töölavad, raketised, tellingud, laoruumid, töökojad, kontorid, punkrid, estakaadid jm.). Ajutiste hoonete ja ehitiste projekteerimisel tuleb kinni pidada vastavatest juhistest Y-108-55 [61]. Need lubavad ajutistes konstruktsioonides kasutada suurendatud defektide määraga puitu. Seejuures erinevad arvutuslikud tugevused ННТУ 122-55 tooduist. Survel, paindel ja muljumisel on nad kuni 40% võrra kõrgemad, kuid suuremate defektidega puidu kasutamise tõttu on arvutuslik nihketugevus sama suur, tõmbetugevus isegi väiksem pikaajaliseks eksploateerimiseks mõeldud konstruktsioonide vastavast tugevusest. Eriti suuri arvutuslikke tugevusi kasutatakse raudbetoonkonstruktsioonide raketiste dimensioneerimisel. Ka lubatavad deformatsioonid on ajutistes ehitistes suuremad kui alalistes. Faktiliste deformatsioonide arvutamisel tuleb aga arvestada ühenduste suuremat deformeeritavust, kuna töid tehakse vähem täpselt.

Alaliste kandekonstruktsioonide puitelemendid valmistatakse eelistatult okaspuidust. Lehtpuitu (välja arvatud kask) võib kasutada alaliste ehitiste ja hoonete (elamud, ühiskondlikud ja elukondlikud hooned) sarikateks ja roovlattideks, kui on tagatud nende tuuldumise ja kontrollimise võimalus. Samuti võib lehtpuitu (välja arvatud haab ja pappel) kasutada lae-, seina- ja põrandalaudisteks. Alaliste hoonete kõrgendatud niiskusega ruumide (sanitaarsõlmed, pesuköögid jms.) piiretes lehtpuitu kasutada ei lubata.

Laiialdaselt võib lehtpuitu kasutada ajutiste hoonete ja ehitiste püstitamiseks. Vastavalt lehtpuidu kasutamise juhisele ТП 101-61 tuleb lehtpuitu kasutada ajutiste hoonete katusekonstruktsioonides sarikateks ja roovlattideks, ajutiste abitootmishoonete (laod, kuurid jne.) karkasside ja

teisejärgulise tähtsusega ajutiste hoonete (estakaadid, tornid, punkrid ja silod ehitusmaterjalide hoidmiseks jne.) püstitamiseks. Samuti tuleb lehtpuitu kasutada raudbetoonkonstruktsioonide raketistes ja tellingutes, kaeviste ja tranšeede toetamiseks, ajutistes piiretes ja kaitselaudistes.

Maapealsete puitkonstruktsioonide ehitamiseks kasutatava puidu niiskus ei tohi ületada 25%. Liimkonstruktsioonide, samuti ka tüüblite, naaglite ja teiste väikesemõõduliste vastutusrikaste detailide valmistamiseks kasutatava puidu niiskus võib küündida kuni 15%-ni. Pikaajaliselt niiskunud seisundis olevate konstruktsioonide puidu niiskust ei piirata.

Puitkonstruktsioonide tugevus ja stabiilsus peab olema tagatud nii eksploatatsioonis kui ka transpordil ja montaažil. Projektis tuleb ette näha abinõud konstruktsioonide ajutiseks kindlustamiseks transpordil ja montaažil, ära näidates haardeosade kinnitamise kohad tõstmisel.

Konstruktsiooni põhiliste puitelementide töötava ristlõike netopind peab olema vähemalt 50 cm<sup>2</sup> ja moodustama vähemalt 50% ristlõike üldisest brutopinnast. Nõrgestatud ristlõike mõõde peab olema vähemalt 3 cm.

Konstruktsioonelemendid peavad olema omavahel kindlalt ühendatud. Seejuures tuleb reeglina kasutada polte (eriti sõrestike, liittalade, tugistike jm. sõlmedes ja jätkudes) läbimõõduga  $d \geq 12$  mm. Seibi külje mõõt peab moodustama  $\geq 3,5 d$  ja paksus  $\geq 0,25 d$ .

Puitkonstruktsioonid tuleb reeglina projekteerida lahtisena, kergesti tuulduvatena ja hästi ligipääsetavatena, ja võimaluse korral paigutada tervikuna kas köetava ruumi sisse või väljapoole. Sõrestike, kaarte ja liittalade otsi, võid ja sõlmi seintesse, soojadesse katusekatetesse ja teistesse köetavate ruumide piiretesse sisse ehitada ei tohi. Atmosfääri mõjude eest kaitsmata konstruktsioonid tuleb reeglina valmistada palkidest või prussidest.

Süttimisohu vähendamiseks tuleb puitkonstruktsioonid eraldada tulekoldest spetsiaalsete piiretega (vaheseinad, ekraanid, tulekindel vooder jms.). Tulekindel vooder ei tohi aga takistada puidu kuivamist. Puitkonstruktsioonide tulekindluse tõstmiseks tuleb nad vajaduse korral katta krohvi, tulekindlate vööpade või mittepõlevate plaatidega.

Hööveldatud pindadega konstruktsiooni süttimisoht on väiksem kui hooveldamata pindade puhul. Üldiselt tuleb kasutada võimalikult siledaid seina- ja laepindu ilma väljaulatuvate puidust elementideta. Massiivsed (palkidest ja prussidest) konstruktsioonid on laudkonstruktsioonidest tulekindlamad.

## PUITKONSTRUKTSIOONIDE ÜHENDUSED

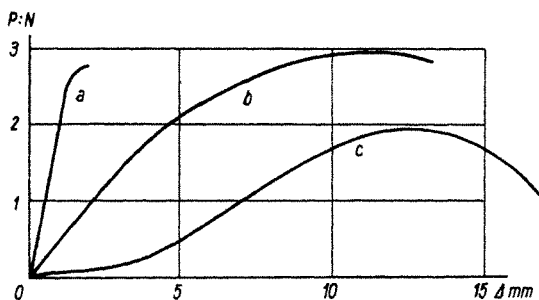
---

### 1. ÜHENDUSTE LIIGITUS JA DEFORMATSIOONI- OMADUSED

Loodusliku puitmaterjali piiratud mõõdete tõttu, samuti ka materjali ökonoomsema kasutamise huvides tuleb puitkonstruktsioonides kasutatavad vardad tihti moodustada kahest või mitmest elemendist (lauad, prussid jne.). Need ühendatakse kas pikisuunas (jätkamine) või põiksuunas (liitmine). Peale selle esineb mõnedes konstruktsioonides (sõrestikud, tugistikud jms.) vajadus üksikute erisuunaliste varraste ühendamiseks (sõlmühendused).

Jõudude üleandmine ühelt elemendilt teisele toimub kas otseselt (laupapp, survejätk ots otsaga jne.) või lisavahendite (tüüblid, naaglid jne.) abil (näiteks tõmbejätkudes, liittalades jm.). Kõige lihtsamaks ühenduse tüübiks on survejätk, kus elementide otsad on surutud lihtsalt teineteise vastu. Tõmbejätkude moodustamine seevastu on üsnagi tülikas, nende vältimiseks asendatakse puidust tõmbeelemendid mõnikord terasvarrastega.

Oma töötamise iseloomu poolest võib puitkonstruktsioonide ühendused jaotada jäikadeks ja järeleandvateks. Jäiku ühendusi iseloomustab habras purunemine, mis on omane puidu töötamisele tõmbel ja nihkel. Järeleandvate ühenduste deformatsioonid aga on tavaliselt seotud puidu töötamisega muljumisele. Harilikult loetakse ühendus jäigaks, kui ühenduse deformatsioon purunemisel on alla 5 mm (joon. 46, *a*) ja järeleandvaks, kui deformatsioon purunemisel on üle 10 mm (joon. 46, *b*). Peale loomulike deformatsioonide võivad ühenduses esineda täiendavad deformatsioonid ühenduse ebatihedusest (nn. tühikäik), mis on seotud tööde teostamise ebatäpsusega (joon. 46, *c*). Joonisel tähistab *N* ühenduse arvutuslikku kandevõimet.



Joon. 46.

Järeleandev ühendus on üldiselt töökindlam kui jäik, seda eriti paralleelselt töötavate ühenduste puhul. Nimelt võib paralleelselt töötavates jäikades ühendustes üks, kõige tihedam lüli puruneda enne kui teised saavad üldse tööle hakata. Järeleandvate ühenduste puuduseks on mõnevõrra suuremad deformatsioonid, mis põhjustavad konstruktsiooni kui terviku (liittala, sõrestiku) suuremaid läbipaindeid. Konstruktsiooni läbipainde arvutamisel võetakse ühenduste deformatsioone arvesse tabeli II.5 järgi.

Enamkasutatavatest ühendustest kuuluvad naigel- ja naelühendused järeleandvate ning tüübel-, tapp- ja liimühendused jäikade hulka.

## 2. TAPPÜHENDUSED

Tappühenduste hulka kuuluvad ühe ja kahe hambaga lauptapid, kolmiklauptapid, tugipadjaga lauptapid, põsktapid jne. Nende põhiliseks kasutusala on tänapäeval prussidest ja ümarpuidust sõrestike ja tugistike sõlmed. Seejuures on kõige töökindlamateks ühe hambaga lauptapid ja kolmiklauptapid.

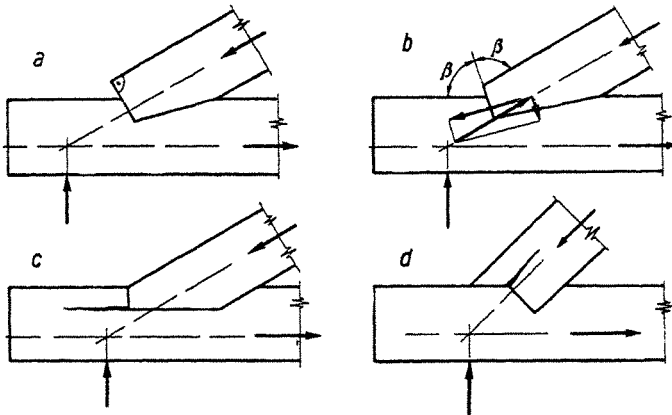
Tappühendused on teostatavad lihtsate vahenditega, kuid nõuavad muljumispindade täpset sobitamist; seetõttu on nende valmistamine raskesti mehhaniseeritav ja nõuab kõrge kvalifikatsiooniga tööliste vähetootlikku käsitööd. Tappühendustega konstruktsioone kasutatakse tänapäeval peamiselt neil juhtudel, kus konstruktsioonid valmistatakse

ehitusplatsil ning kus ühetüübiliste elementide arv pole väga suur.

### 2.1. Ühe hambaga lauptapid

Lauptappe kasutatakse nii prussidest kui ka ümarpuidust varrassüsteemide (peamiselt kolmnurk- ja trapetsõrestike) sõlmede moodustamisel. Ühenduse kandevõime on määratud peaaesjalikult puidu nihketugevusega. Tuleb aga piirata muljumispingeid, sest suurte muljumispingete korral on ühenduse deformatsioonid suured ning puidu struktuuri rikkumine võib põhjustada enneaegse nihkepurunemise. Peale selle tuleb kontrollida sisselõikega nõrgestatud varda kandevõimet.

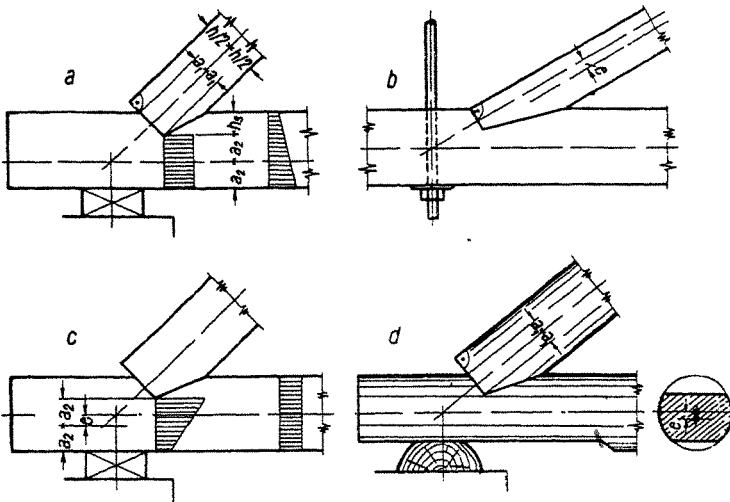
Lauptapi põhitüübiks on tapp, mille suubuva elemendi muljumispind on tsentreeritud ning teljega risti (joon. 47, *a*). Kasutatakse ka nurgapoolitaja sihis lõigatud muljumispindadega tappi (joon. 47, *b*). Sel puhul on sisselõikega elemendi kiudude muljumise suund küll soodsam, kuid nihkele töötamise mõttes on olukord halvem (surve nihkepinnal on väiksem). Täielikult tuleb hoiduda joon. 47, *c* ja *d* kujutatud skeemide kasutamisest, kuna



Joon. 47.

siin võivad tekkida ohtlikud praod kas sisselõikega või suubuvas elemendis.

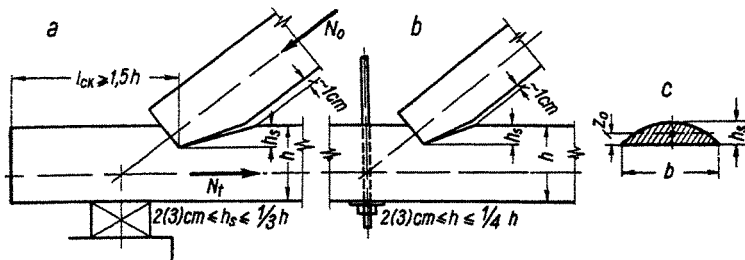
Suubuv element tsentreeritakse reeglina raskuskeskme joone järgi, kusjuures tuleb jälgida, et ka muljumispinnad oleksid tsentreeritud (joon. 48, *a*). Väga väikeste jõudude puhul võib esineda ka ekstsentriline suubuva elemendi lahendus (*b*). Prussidest konstruktsiooni puhul soovitatakse sisselõikega element (tõmbevöö) tsentreerida nör-



Joon 48

gestatud ristlõike raskuskeskme joone järgi (*a*), kuna tsentreerimisel nõrgestamata ristlõike raskuskeskme järgi (*c*) tekib nõrgestatud ristlõikes paindemoment. Peale selle väheneb nimetatud juhul nihkejõudude ekstsentrilisus, mis mõjub negatiivselt tapi nihketugevusele. Ümarpuidust konstruktsioonis on ekstsentrilisuse mõju tühine, mistõttu siin toimub tsentreerimine tavaliselt nõrgestamata ristlõike järgi (*d*). Suubuva elemendi muljumispind tsentreeritakse tavaliselt kõrguse järgi (*d*).

Tapi sisselõike sügavuse ja asukoha suhtes on püstitatud järgmised konstruktiivsed nõuded (joon. 49):



Joon 49

- a) sisselõike minimaalne sügavus on 2 cm prussidest ja 3 cm ümarpuidust konstruktsioonides;  
 b) sisselõike maksimaalne sügavus on  $1/4 h$  vahepealsetes ja  $1/3 h$  toesõlmedes ( $h$  — varda ristlõike kõrgus sisselõike suunas);  
 c) tapi nihkepinna pikkus peab moodustama vähemalt  $1,5 h$ .

Survepingete olemasolu kindlustamiseks nihkepinnal soovitatakse suubuva elemendi ja sisselõike mittetöötava tahu vahele jätta kiilukujuline pilu (joon. 49).

Ühe hambaga lauptapi arvutamisel tuleb kontrollida muljumispingeid, nihkepingeid ja tõmbepingeid sisselõikega varda nõrgestatud ristlõikes, kasutades valemeid (vt. joon. 49, a)

$$N_0 \leq m_{\text{CM}} R_{\text{CM}} \alpha F_{\text{CM}}, \quad (3.1)$$

$$N \leq m_{\text{CK}} R_{\text{CK}}^{\text{CP}} b l_{\text{CK}}, \quad (3.2)$$

$$N \leq m_{\text{P}} R_{\text{P}} F_{\text{neto}} \quad (\text{tsentriline tõmme}) \quad (3.3)$$

või

$$N \leq \frac{m_{\text{P}} R_{\text{P}} F_{\text{neto}}}{1 + \frac{0,77 m_{\text{P}}}{m_{\text{N}}} \frac{e_0 F_{\text{neto}}}{W_{\text{neto}}}} \quad (\text{ekstsentriline tõmme}), \quad (3.4)$$

kus  $N_0$  — suubuva elemendi arvutuslik survejõud;  
 $N = N_0 \cos \alpha$  — tõmbejõud sisselõikega elemendis;  
 $\alpha$  — suubuva elemendi kaldenurk;



$F_{\text{neto}}$  — sisselõikega elemendi nõrgestatud ristlõikepind;

$F_{\text{CM}}$  — muljumispinna suurus;

$b$  — nihkepinna laius;

$l_{\text{CK}}$  — nihkepinna arvutuslik pikkus, mille suurus võetakse  $l_{\text{CK}} \leq 10 h_s$  (arvestades puidukiudude võimalikku kõrvalekaldumist otsesihist);

$R_{\text{CM } \alpha} = \frac{150}{1 + 4\sin^3 \alpha}$  — puidu arvutuslik muljumistugevus, mis määratakse tabelis 1.9 toodud graafiku järgi;

$R_{\text{CK}}^{\text{CP}} = \frac{R_{\text{CK}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{CK}}}{e}}$  — puidu keskmine arvutuslik nihketugevus (kuuse- ja männipuidust konstruktsioonides, kui  $h \leq l_{\text{CK}} \leq 2h$  ja  $l_{\text{CK}} \leq 10 h_s$ , võib võtta lauptappidele  $R_{\text{CK}}^{\text{CP}} = 12 \text{ kg/cm}^2$ );

$\beta = 0,25$  — nihkejõudude ekstsentrilisuse mõju arvestav tegur;

$e = 0,5 h$  — nihkejõudude ekstsentrilisus ( $h$  — ristlõike kõrgus sisselõike suunas);

$R_p$  — puidu arvutuslik tõmbetugevus;

$e_0 = 0,5 h_s$  — tõmbejõu ekstsentrilisus, kui vardad on tsentreeritud nõrgestamata ristlõike raskuskeskme järgi;

$m_{\text{CM}} = 1$  — puidu töötamistingimuste tegur muljumisel;

$m_{\text{CK}}$  — puidu töötamistingimuste tegur nihkel; ühe hambaga lauptappide arvutamisel võetakse  $m_{\text{CK}} = 1,0$ .

Arvutuslike tugevuste väärtustesse tuleb vajaduse korral sisse viia parandustegurid, mis arvestavad puidu liigi, konstruktsiooni niiskusrežiimi, koormuse iseloomu ja kestuse mõju (vt. tabelid I.10 ja I.11).

Umarpuidust konstruktsioonide puhul võib sisselõikega varda neto-ristlõikepinna, muljumispinna suuruse ja nihkepinna laiuse määramiseks kasutada seoseid

$$F_{\text{neto}} = k_F \frac{\pi d^2}{4}, \quad F_{\text{cm}} = \frac{(1 - k_F) \pi d^2}{4 \cos \alpha}, \quad (3.5)$$

$$b = k_b d, \quad (3.6)$$

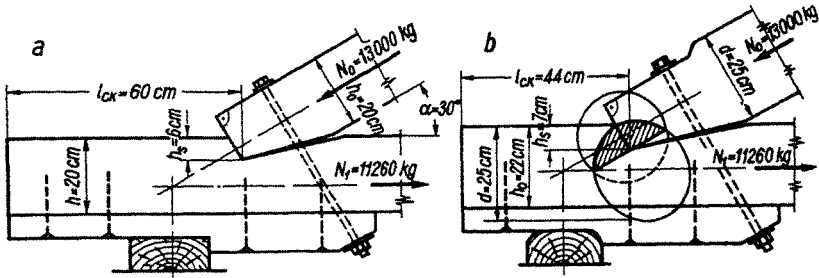
kus tegurid  $k_F$  ja  $k_b$  määratakse tabelist III.1 olenevalt sisselõike suhtelisest sügavusest  $h_s : d$ .

Muljumispinna (või sisselõike) raskuskeskme kauguse võib lugeda võrdeliseks muljumispinna (või sisselõike) kõrgusega (vt. joon. 49, c):

$$z_0 = 0,41 h_s. \quad (3.8)$$

### Näide 1. Uhe hambaga lauptapi arvutus

Kontrollida kolmnurksõrestiku toesõlme (joon. 50) kandevõimet, kui sõrestiku ülemise vöö kaldenurk on  $30^\circ$  ja sisejõud 13,0 t. Puit — õhukuiv kuusk; konstruktsioon niiskumise eest kaitstud. Vöö ristlõikepind:  $a$  — prussidest  $20 \times 20$  cm,  $b$  — ümarpuidust  $\varnothing 25$  cm (tüve läbimõõt).



Joon. 50.

### Prussidest konstruktsioon

Valime esialgselt  $h_s = 6 \text{ cm} < \frac{h}{3} = \frac{20}{3}$ ,  $l_{\text{ck}} = 2h = 40 \text{ cm} < 10h_s$

Kontroll muljumisele ( $R_{\text{cm}\alpha} = 100 \text{ kg/cm}^2$  — vt. graafik tabelis I.9):

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}\alpha} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 100 \cdot 20 \frac{6}{\cos 30^\circ} = 13860 \text{ kg} > 13000.$$

Kontroll nihkele:

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} b l_{\text{ck}} = 1,0 \cdot 12 \cdot 20 \cdot 40 = 9600 \text{ kg} < 13000 \cos 30^\circ = 11260.$$

Pikendame nihkepinda kuni  $10 h_s = 60$  cm-ni, siis

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = \frac{R_{\text{ck}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ck}}}{e}} = \frac{24}{1 + 0,25 \frac{60}{10}} = 9,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} b l_{\text{ck}} = 1,0 \cdot 9,6 \cdot 20 \cdot 60 = 11\,520 > 11\,260 \text{ kg.}$$

Nõrgestatud ristlõike kontrolli tõmbele:

kui tsentreeritud on nõrgestatud ristlõike raskuskeskme joone järgi, siis  $m_p R_p b (h - h_s) = 0,8 \cdot 100 \cdot 20 (20 - 6) = 22\,400 \text{ kg} > 11\,260$ ;

kui tsentreeritud on nõrgestamata ristlõike raskuskeskme joone järgi ( $e_0 = \frac{h_s}{2} = 3$  cm), siis

$$\begin{aligned} \frac{N}{m_p F_{\text{neto}}} + \frac{0,77M}{m_n W_{\text{neto}}} &= \frac{11260}{0,8 \cdot 20 \cdot 14} + \frac{0,77 \cdot 11\,260 \cdot 3}{1,0 \cdot 20 \cdot \frac{14^2}{6}} = \\ &= 50 + 40 = 90 \text{ kg/cm}^2 < R_p. \end{aligned}$$

Seega osutuvad valitud sisselõike sügavus  $h_s = 6$  cm ja nihkepinna pikkus 60 cm sobivaks tsentreerimisel nii nõrgestatud kui ka nõrgestamata ristlõike raskuskeskme joone järgi.

### Ümarpuidust konstruktsioon

Valime alumise vöö kõrguseks toel 22 cm (toetuspind olgu tahatud 3 cm sügavuselt); tapi sisselõike sügavuseks valime 7 cm, nihkepinna pikkuseks  $l_{\text{ck}} = 2h = 44$  cm.

Nihkepinna laius (vt. tabel III.1), kui  $\frac{h_s}{d} = \frac{7}{25} = 0,28$ , on  $b = 0,90 \cdot 25 = 22,5$  cm; muljumispinna suurus

$$F_{\text{cm}} = \frac{F_{\text{bruto}} - F_{\text{neto}}}{\cos \alpha} = \frac{F_{\text{bruto}} (1 - k_F)}{\cos \alpha} = \frac{\pi \cdot 25^2 (1 - 0,77)}{4 \cdot 0,866} = 130 \text{ cm}^2.$$

Kontroll muljumisele:

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm} \alpha} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 100 \cdot 130 = 13\,000 \text{ kg} = N_0.$$

Kontroll nihkele

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} b l_{\text{ck}} = 1,0 \cdot 12 \cdot 22,5 \cdot 44 = 11\,900 \text{ kg} > N_1 = 11\,260 \text{ kg.}$$

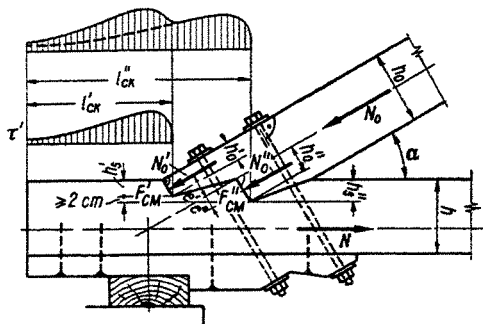
Kontroll tõmbele

$$F_{\text{neto}} = 0,77 \frac{\pi d^2}{4} = 436 \text{ cm}^2,$$

$$m_p R_p F_{\text{neto}} = 0,8 \cdot 100 \cdot 436 = 35\,900 \text{ kg} > N_1 = 11\,260 \text{ kg}$$

## 2.2. Kahe hambaga lauptapid

Suubuva elemendi suure kaldenurga puhul võib ühe hambaga lauptapi muljumistugevus osutada mitteküllaldaseks. Kahe hambaga tapis on muljumispind sama sisselõike sügavuse puhul märgatavalt suurem. Samuti on kindlaks tehtud, et kahe hambaga lauptapi nihketugevus on ca 15% suurem kui ühe hambaga tapil, seda tänu nihkepingete



Joon 51.

ühtlasemale jaotusele (vt. joon. 51). Kahe hambaga lauptapi tegemine nõuab veelgi täpsemat tööd kui ühe hambaga tapp, kuna siin sisselõigete ebatäpse sobitamise korral võib üks hammas puruneda enne teise töölehakkamist.

Kahe hambaga tapi puhul toimub varraste tsentreerimine analoogiliselt ühe hambaga tapi tsentreerimisega: prussidest konstruktsioonides nõrgestatud ristlõike ja ümarpuidust konstruktsioonides — nõrgestamata ristlõike raskuskeskme järgi. Üksikud muljumispinnad kujundatakse selliselt, et ka suubuv element oleks koormatud tsentri-

selt. Selleks peab olema täidetud tingimus (vt. joon. 51).

$$N'_0 e' = N''_0 e'', \quad (3.8)$$

kusjuures koormus ühele muljumispinnale loetakse võrdeliseks selle muljumispinna suurusega:

$$N'_0 = N_0 \frac{F'_{\text{CM}}}{F_{\text{CM}}}, \quad N''_0 = N_0 \frac{F''_{\text{CM}}}{F_{\text{CM}}}. \quad (3.9)$$

Tavaliselt alustatakse teist hammast suubuva elemendi telje ja sisselõikega elemendi pealispinna lõikepunktist. Sel puhul on esimese hamba muljumispinna kõrgus prussidest konstruktsioonis avaldatav seosest (3.8) kujul

$$h'_0 = \frac{h_0}{2} - \sqrt{\left(\frac{h_0}{2}\right)^2 - (h''_0)^2}, \quad (3.10)$$

kus  $h'_0 = \frac{h'_s}{\cos \alpha}$ ,  $h''_0 = \frac{h''_s}{\cos \alpha}$ ;

$h'_s$  — esimese hamba sisselõike sügavus;

$h''_s$  — teise hamba sisselõike sügavus.

Et esimese ja teise hamba nihkepinnad ei langeks kokku, peab olema täidetud tingimus

$$h''_s - h'_s \geq 2 \text{ cm}. \quad (3.11)$$

Samal ajal peavad olema täidetud tingimused (vt. p. 2)

$$h'_s \geq 2 \text{ või } 3 \text{ cm}, \quad (3.12)$$

$$h''_s \leq \frac{h}{4} \text{ või } \frac{h}{3}. \quad (3.13)$$

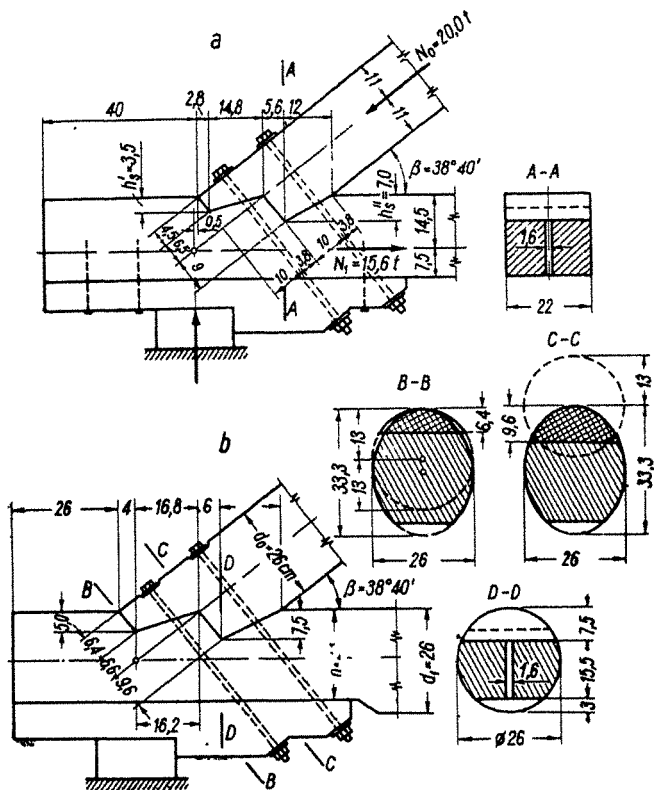
Kahe hambaga lauptapi arvutamisel kasutatakse valemid (3.1) ÷ (3.4), kusjuures muljumispinna  $F_{\text{CM}}$  suurus võetakse kahe hamba muljumispindade summa. Kontroll nihkele valemiga (3.2) tuleb teostada eraldi ülemise ja alumise nihkepinna jaoks. Ülemise nihkepinna kontrollimisel võetakse nihkejõu suurus

$$N' = N \frac{F'_{\text{CM}}}{F_{\text{CM}}}, \quad (3.14)$$

töötamistingimuste teguri väärtuseks  $m_{CK} = 0,8$ . Alumise nihkepinna kontrollimisel arvestatakse tervet nihkejõudu  $N'' = N$ , töötamistingimuste teguri väärtuseks võetakse  $m_{CK} = 1,15$ .

### Näide 2. Kahe hambaga lauptapi arvutus

Kontrollida trapetsõrestiku toesõlme (joon. 52) kandevõimet, kui sõrestiku toediagonaali kalle on 1:1,25 ( $\operatorname{tg} \alpha = 0,8$ ,  $\alpha = 38^{\circ}40'$ ,  $\sin \alpha = 0,625$ ,  $\cos \alpha = 0,781$ ) ja sisejõud 20,0 t. Võõ ja diagonaali ristlõige: a – prussidest  $22 \times 22$  cm, b – ümarpuidust  $\varnothing 26$  cm. Puit – õhukuiv kuusk; konstruktsioon niiskuse eest kaitstud.



Joon. 52.

*Prussidest konstruktsioon*

$$\text{Valime } h_s'' = 7 \text{ cm} < \frac{h}{3}; \quad l_{\text{CK}}'' = 2h = 44 \text{ cm.}$$

$$\text{Muljumispinna kõrgus } h_0'' = \frac{7}{\cos 38^\circ 40'} = 9,0 \text{ cm.}$$

Seosest (3 10) leiame  $h_0' = 11 - \sqrt{11^2 - 9^2} \approx 4,5 \text{ cm}$ . Kontroll muljumisele (graafikult tabelis I.9  $R_{\text{cm}\alpha} = 77,5 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}\alpha} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 77,5 \cdot 22(9,0 + 4,5) = 23\,000 \text{ kg} > N_0 = 20\,000 \text{ kg.}$$

Kontroll nihkele alumises pinnas

$$m_{\text{CK}} R_{\text{CK}}^{\text{cp}} l_{\text{CK}} b = 1,15 \cdot 12 \cdot 44 \cdot 22 = 13\,360 \text{ kg} < N = 15\,600 \text{ kg.}$$

Suurendame nihkepinna pikkust 63 cm-ni:

$$l_{\text{CK}} = 63 \text{ cm} < 10 h_s = 70 \text{ cm;}$$

$$\frac{l_{\text{CK}}}{e} = \frac{63}{11} = 5,73;$$

$$R_{\text{CK}}^{\text{cp}} = \frac{24}{1 + 0,25 \cdot 5,73} = \frac{24}{2,43} = 9,9 \text{ kg/cm}^2;$$

$$m_{\text{CK}} R_{\text{CK}}^{\text{cp}} l_{\text{CK}} b = 1,15 \cdot 9,9 \cdot 63 \cdot 22 = 15\,800 \text{ kg} > N = 15\,600 \text{ kg.}$$

Kontroll nihkele ülemises pinnas:

$$l_{\text{CK}} = 63 - 20,5 = 42,5 \text{ cm} < 2 h;$$

$$\begin{aligned} m_{\text{CK}} R_{\text{CK}}^{\text{cp}} l_{\text{CK}} b &= 0,8 \cdot 12 \cdot 42,5 \cdot 22 = 9000 \text{ kg} > N \frac{F'_{\text{cm}}}{F_{\text{cm}}} = \\ &= 15\,600 \frac{4,5}{4,5 + 9,0} = 5200 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Nõrgestatud ristlõike kontroll tõmbele:

$$m_p R_p F_{\text{neto}} = 0,8 \cdot 100 \cdot (22 - 7)(22 - 1,6) = 24\,500 \text{ kg} > N = 15\,600 \text{ kg.}$$

*Ümarpuidust konstruktsioon*

Valime  $h_s' = 5 \text{ cm}$ ,  $h_s'' = 7,5 \text{ cm}$ ,  $h = 26 - 3 = 23 \text{ cm}$ . Nihkepindade laiused ja muljumispindade suurused (vt. tabel III.1):

$$\frac{h_s'}{d} = \frac{5}{26} = 0,192; \quad b' = 0,80 \cdot 26 = 20,8 \text{ cm;} \quad F'_{\text{cm}} = \frac{0,14 \cdot 530,9}{0,781} = 95 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{h_s''}{d} = \frac{7,5}{26} = 0,288; b'' = 0,91 \cdot 26 = 23,7 \text{ cm};$$

$$F_{\text{cm}}'' = \frac{0,24 \cdot 530,9}{0,781} = 163 \text{ cm}^2.$$

Muljumisjõudude ekstsentrilisus

$$e = \frac{95(13 - 0,59 \cdot 6,4) - 163 \cdot 0,59 \cdot 9,6}{95 + 163} = \frac{872 - 923}{258} = -0,2 \text{ cm}$$

on tühine ja võib jääda arvestamata.

Kontroll muljumisele:

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}} \alpha F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 77,5 \cdot (95 + 163) = 20\,000 \text{ kg} = N_0.$$

Kontroll nihkele alumises pinnas ( $l_{\text{ck}}'' = 2h = 46 \text{ cm}$ );

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} l_{\text{ck}} b = 1,15 \cdot 12 \cdot 46 \cdot 23,7 = 15\,100 \text{ kg} < N = 15\,600 \text{ kg}.$$

Suurendame nihkepinna pikkust 50 cm-ni, siis

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = \frac{24}{1 + 0,25 \frac{50}{11,5}} = 11,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} l_{\text{ck}} b = 1,15 \cdot 11,5 \cdot 50 \cdot 23,7 = 15\,700 \text{ kg} > N = 15\,600 \text{ kg}.$$

Kontroll nihkele ülemises pinnas ( $l_{\text{ck}}' = 50 - 23 = 27 \text{ cm}$ ):

$$\begin{aligned} m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} l_{\text{ck}} b &= 0,8 \cdot 12 \cdot 27 \cdot 20,8 = 5400 \text{ kg} < N \frac{F_{\text{cm}}'}{F_{\text{cm}}} \\ &= 15\,600 \frac{95}{258} = 5740 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Suurendame nihkepinna pikkust 30 cm-ni, siis

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} l_{\text{ck}} b = 0,8 \cdot 12 \cdot 30 \cdot 20,8 = 6000 \text{ kg} > 5740 \text{ kg}.$$

Nõrgestatud ristlõike kontroll tõmbele:

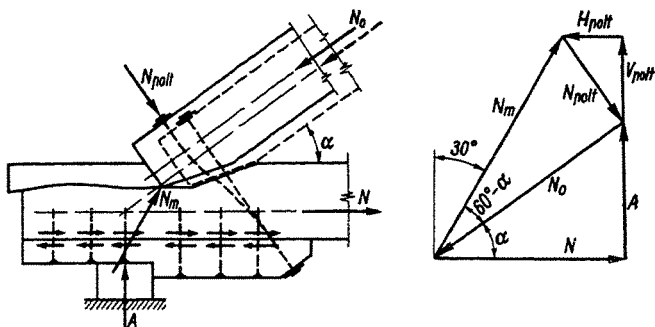
$$\begin{aligned} m_p R_p F_{\text{neto}} &= 0,8 \cdot 100 \cdot 530,9(1 - 0,24 - 0,06) = 29\,800 \text{ kg} > N = \\ &= 15\,600 \text{ kg} \end{aligned}$$

(tegur 0,06 on saadud tabelist III.1  $h_s : d = 3 : 26 = 0,11$  järgi).



### 2.3. Lauptappide avariisidemed

Lauptapi kõige ohtlikumaks osaks on nihkepinnad. Selleks, et juhuslike defektide tõttu konstruktsioon ei variseks, on otstarbekas dimensioneerida tapi kinnituspoldid selliselt, et nad oleksid võimelised vastu võtma nihkejõudu pärast tapi purunemist nihkele. Katsetega on kindlaks tehtud, et suubuva varda kalde puhul  $\alpha \geq 60^\circ$  ei toimu varisemist ka avariisidemete puudumise korral, kuna suubuva varda ots muljub endale uue pesa. Sellest lähtudes eeldatakse, et avariisidemetele langeb koormus (joon. 53)



Joon 53

$$N_{\text{polt}} = \frac{N \operatorname{tg}(60^\circ - \alpha)}{\cos \alpha} k_{\text{dun}}, \quad (3.16)$$

kus  $N$  — sisselõikega elemendi sisejõud;

$k_{\text{dun}}$  — dünaamiline tegur, mis arvestab nihkepinna järsu purunemise võimalust (tavaliselt võetakse  $k_{\text{dun}} = 2,0$ ).

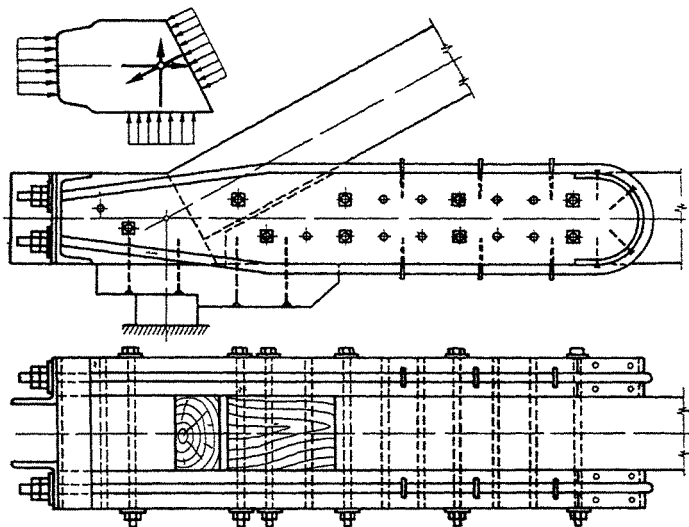
Poldi arvutuslikuks tugevuseks võib võtta mitte minimaalse volavuspiiri, vaid minimaalse tõmbetugevuse väärtuse, s. o.  $R = 3800 \text{ kg/cm}^2$ .

Toeklots tuleb kinnitada alumise vöö külge sellise arvu naeltega, et need oleksid võimelised vastu võtma avariisidemelt üleantava horisontaaljõu

$$H_{\text{polt}} = N_{\text{polt}} \sin \alpha = N \operatorname{tg}(60^\circ - \alpha) \operatorname{tg} \alpha k_{\text{dun}}. \quad (3.17)$$

## 2.4. Tugipadjaga lauptapid

Suubuva elemendi suurte sisejõudude korral võib nii ühe kui ka kahe hambaga lauptapi kandevõime osutada mitteküllaldaseks. Sel puhul võib sisselõike sügavust suurendada kuni varda katkestamiseni. Tõmbevarda eraldatud ots moodustab tugipadja, mis ühendatakse terasest tõmbe-  
rangide ja puitlappide abil tõmbevarda otsa külge (joon. 54).



Joon 54.

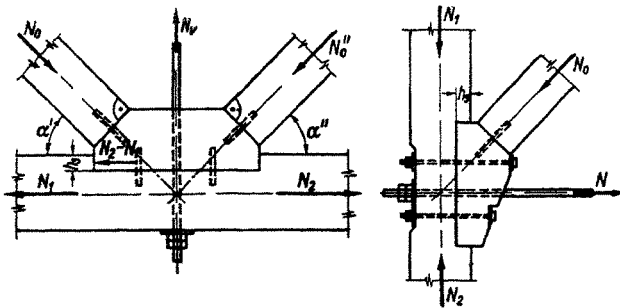
Selliste tappide puhul langeb ära hapra purunemise võimalus nihkele. Ühenduse tegemine on küll mõnevõrra tülikas, kuid tänu suurele töökindlusele sobib nimetatud ühendus vastutusrikaste sõrestike toesõlmede moodustamiseks.

Tapi arvutamisel tuleb kontrollida muljumispingeid valemi (3.1) järgi, ühenduslappe tõmbevõõ otsaga ühendavate poltide kandevõimet, terasest rangide tõmbetugevust ja tugipadja otsaribide paindetugevust.

Sõrestiku vahepealsete diagonaalide, samuti ka tugistike käppade toetamiseks vööle võib kasutada tugipatju, mis lastakse ühe küljega vöö sisselõikesse (vt. joon. 55). Sõlme arvutamisel tuleb kontrollida sisselõike otspinna ning tugipadja kaldpinna muljumistugevust seostega

$$N_2 - N_1 \leq m_{cm} R_{cm} b h_s, \quad (3.18)$$

$$N_0 \leq m_{cm} R_{cm} \alpha b h_0. \quad (3.19)$$



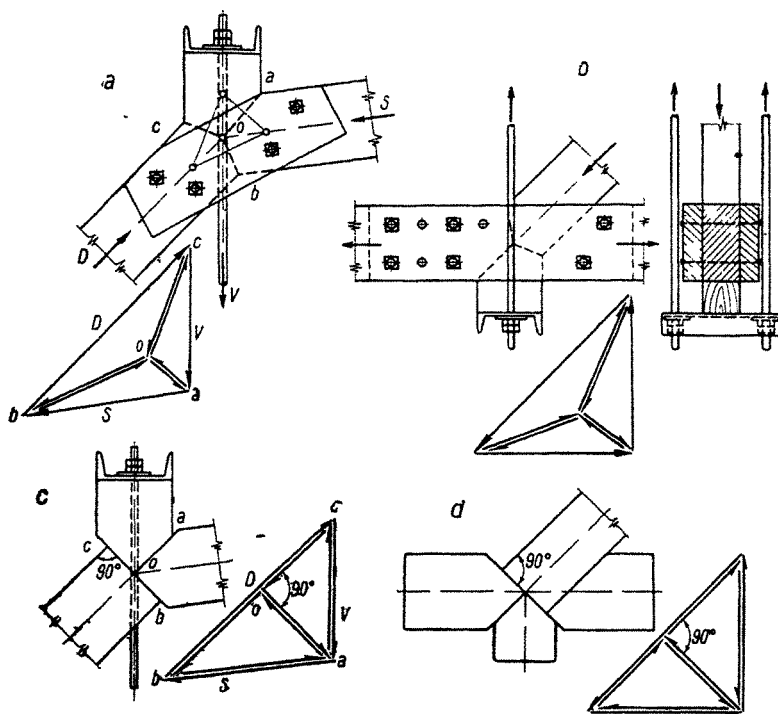
Joon. 55

Tugipadja vajalik pikkus määratakse sisselõike põhja muljumise tingimusest risti kiudu koormuse  $N_v$  toimel (arvestades vajaduse korral koormuse ekstsentrilist raken- dust).

## 2.5. Kolmiklaupitapid

Kolmiklaupitapp moodustatakse kolme surutud elemendi otste kokkupuutekohas (üheks elemendiks võib olla tugipadi, mis on lisavahendite abil tõmbeelemendiga ühendatud). Kolmiklaupitapi põhitüübiks on nurgapoolitajate suunas kulgevate muljumispindadega tapp (joon. 56, a, b). Harvem kasutatakse nn. ortogonaalset kolmiklaupitappi (joon. 56, c, d). Viimase tüübi puhul on diagonaali otspind risti tema teljega, kuna teiste elementide ühendusjoon lan- geb kokku diagonaali teljega.

Kolmiklaupitapis on jõudude jaotus küllalt soodne, eriti



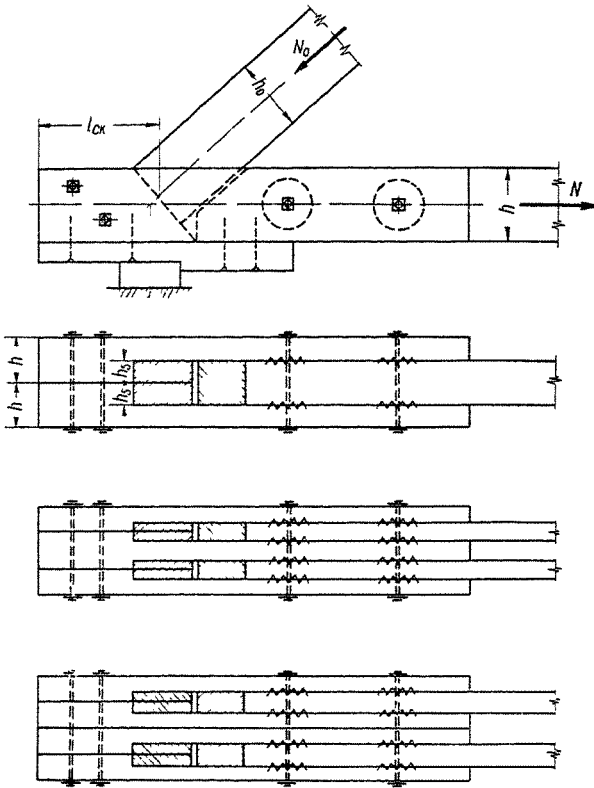
Joon 56

nurgapoolitaja-suunaliste kokkupuutepindade puhul. Tapi tegemine nõuab aga täpset tööd. Tapi rahuldav töötamine saavutatakse ainult siis, kui elemendid on šabloonide järgi lõigatud.

Kolmiklaupitapi arvutamisel tuleb kontrollida muljumispingeid elementide kokkupuutepindadel, kusjuures mõjuvad jõud määratakse joonisel toodud diagrammidelt.

## 2.6. Põsktapid

Põsktapp kujutab endast vertikaalsete nihkepindadega ühendust, mis väliselt mõnevõrra sarnaneb tugipadjaga laupitapiga (joon. 57). Põhiliseks erinevuseks on see, et



Joon 57

diagonaali muljumisjõu võtab vastu mitte tugipadi, vaid lappide väljaulatuvad astmed. Ühenduse töökindlus on väiksem, sest nihkumine toimub pindades, kus puuduvad survepinged. Põsktappide võimalikuks kasutusala on laudsõrestike toesõlmed, kui on tagatud kõrgekvaliteedilise valitud õhukuiva puidu kasutamine ja tapi elementide täpne sobitamine. Lappide ühendamiseks tõmbevõoga kasutatakse tavaliselt kas naagel- või tüübelühendusi.

Joon. 57 on toodud põsktappide võimalikke lahendusi ühest ja kahest elemendist varrastega sõrestike jaoks. Tapi

sisselõike sügavus peab jääma piiridesse  $2 \text{ cm} \leq h_s \leq 0,25 h$  kahepoolse ning  $2 \text{ cm} \leq h_s \leq 0,5 h$  ühepoolse sisselõike korral ( $h$  — elemendi paksus sisselõike suunas). Nihkepinna faktiline pikkus peab olema  $l_{\text{ck}} \geq 10 h_s$  ja  $l_{\text{ck}} \geq 1,5 b$  ( $b$  — elemendi ristlõike kõrgus).

Põsktapid tuleb arvutada muljumisele ja nihkele valemite (3.1) ja (3.2) järgi. Puidu muljumistugevus määratakse seejuures seosest

$$R_{\text{cm} \alpha} = \frac{130}{\left[1 + \left(\frac{130}{18} - 1\right)\right] \sin^3 \alpha} = \frac{130}{1 + 6,22 \sin^3 \alpha}$$

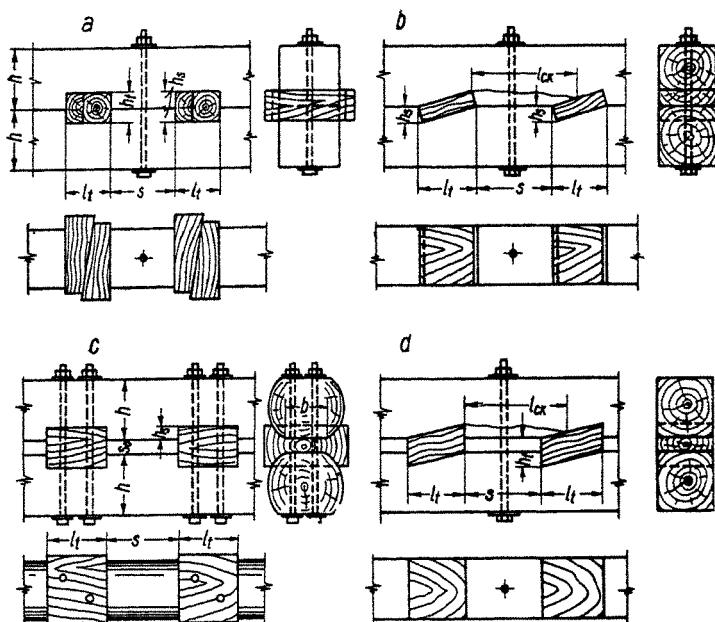
või lisas I.9 toodud graafikult. Nihkearvutamisel arvestatakse ainult kiududesuunalist koormuse komponenti, kuna koormuse vertikaalkomponent tasakaalustatakse toereaktsiooniga. Valemis (3.2) tuleb koormuse  $N$  all mõista ühele nihkepinna le langevat arvutuslikku koormust. Keskmise arvutusliku nihketugevuse väärtuseks võib võtta  $R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = 7 \text{ kg/cm}^2$ , kui nihkepinna arvutuslik pikkus  $l_{\text{ck}} \leq 5 h$  ja  $l_{\text{ck}} \leq 10 h_s$ .

### 3. TÕÜBELÜHENDUSED

Tüübleid kasutatakse nihkejõudude üleandmiseks ühelt elemendilt teisele. Tüübelühendust iseloomustab nihkejõudude ekstsentrilisus ja ühendatavate elementide lahtirebimine selle mõjul. Seepärast tuleb tüübelühendustes kasutada tõmbele töötavaid polte. Tüübelühendused kuuluvad jäikade ühenduste hulka, mistõttu mitme ühenduse rahuldav paralleelne töötamine on tagatud ainult väga täpse töö puhul. Ühendused on valmistatavad lihtsate vahenditega ning on korraliku töö puhul küllalt võimsad. Tänapäeva puitkonstruktsioonides kasutatakse tüübelühendusi piiratud ulatuses: prismaalsi puittüübleid peamiselt liittalade moodustamisel, metalltüübleid — tõmbejätkudes ja laudsõrestike sõlmedes.

### 3.1. Prismalised puittüüblid

Prismaliste puittüüblitega ühendatavad elemendid asetatakse kas tihedalt üksteise vastu (joon. 58, *a*, *b*) või jäetakse nende vahele pilu (*c*, *d*). Esimesel juhul kasuta-



Joon 58.

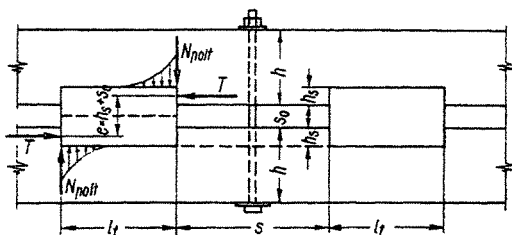
takse kas põiktüübleid (*a*) või kaldtüübleid (*b*), teisel juhul — pikitüübleid (*c*) või kaldtüübleid. Kaldtüüblite kasutamisel tuleb tähelepanu pöörata asjaolule, et need töötavad vaid ühes suunas mõjuvatele nihkejõududele.

Põiktüüblid valmistatakse reeglina kõvast lehtpuidust, kusjuures iga tüübel koosneb kahest kiilukujulisest osast. Kiilu kalle valitakse piirides 1 : 6 kuni 1 : 10. Põiktüüblid annavad suhteliselt järeleandva ühenduse, mida saab vajaduse korral järele pingutada. Peamiseks puuduseks on valmistamise tülikus.

Pikituüblid valmistatakse tavaliselt konstruktsiooniga samast, valitud materjalist, harvem kõvast lehtpuidust. Pikituüblitega moodustatud ühendus on jäik, mistõttu võib esineda tüüblite või ühendatavate elementide järkjärguline habras purunemine nihkele.

Kaldu tüüblite puhul on ühendatavate elementide nihkepindade pikkused suuremad kui pikituüblite puhul; samal ajal puudub praktiliselt tüübli enda löikele purunemise oht. Tüübli otspind on kas vertikaalne (joon. 58. *d*) või tema külgpinnaga risti (*b*).

Tüüblile mõjuvad nihkejõud moodustavad jõududepaari  $T_e$  (joon 59), mida tasakaalustavad tüübli külgpindadel mõjuvad muljumisjõud. Arvutuse lihtsustamiseks oletat-



Joon 59

takse, et resulteeruv jõud tüübli külgpinnal mõjub tüübli otsajoonel. See resulteeruv jõud on ühtlasi ka poldi tõmbejõuks (eeldusel, et iga tüübli kohta tuleb üks pold), mille suurus

$$N_{\text{polt}} = T \frac{h_s + s_0}{l_t}. \quad (3.20)$$

Tuubelühenduste moodustamisel tuleb kinni pidada järgmistest konstruktiivsetest nõuetest:

- tüüblite vahekaugus ei tohi ühelgi juhul olla väiksem tüübli pikkusest  $s \geq l_t$ ;
- tüübli sisselõike sügavus peab jääma piiridesse  $2 \text{ cm} \leq h_s \leq \frac{1}{5} h$ . prussidest konstruktsioonis ning



$3 \text{ cm} \leq h_s \leq \frac{1}{4} d$  ümarpuidust konstruktsioonis ( $h$  — prussi kõrgus sisselõike suunas,  $d$  — palgi läbimõõt);

c) tüübli pikkuse ja sisselõike suhe  $\frac{l_t}{h_s} \geq 5$ ;

d) piluga ühenduse puhul peab olema täidetud tingimus

$$\frac{l_t}{h_t} \geq 2,5;$$

e) kaldtüüblite puhul peab olema täidetud tingimus

$$\frac{l_t}{s_0 + 2h_s} \geq 2,5$$

Tüübelühendused tuleb arvutada muljumisele, tüübli nihkele ja ühendatava elemendi nihkele valemitega:

$$T \leq m_{\text{cm}} R_{\text{cm}\alpha} F_{\text{cm}}, \quad (3.21)$$

$$T \leq m_{\text{ck}} R_{\text{ck}\alpha}^{\text{cp}} l_t b, \quad (3.22)$$

$$T \leq m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} l_{\text{ck}} b, \quad (3.23)$$

kus  $T$  — ühele tüüblile mõjuv nihkejõud;

$F_{\text{cm}}$  — muljumispinna suurus (prussidest konstruktsioonis  $F_{\text{cm}} = bh_s$ ; ümarpuidust konstruktsioonis määratakse  $F_{\text{cm}}$  tabeli III.1 järgi);

$l_t$  — tüübli pikkus nihkejõu mõjumise suunas;

$l_{\text{ck}}$  — ühendatava elemendi nihkepinna pikkus (põik- ja pikitüüblite puhul  $l_{\text{ck}} = s$ , kaldtüüblite puhul  $l_{\text{ck}} = s + 0,5 l_t$ );

$b$  — ühendatava elemendi nihkepinna laius;

$R_{\text{cm}\alpha}$  — arvutuslik muljumistugevus (tammest põiktüüblite puhul  $R_{\text{cm}\alpha} = R_{\text{cm90}} = 2,0 \cdot 30 = 60 \text{ kg/cm}^2$ , pikitüüblite, samuti ka kaldtüüblite puhul  $R_{\text{cm}\alpha} = R_{\text{cm}} = 130 \text{ kg/cm}^2$ ;

$R_{\text{ck}\alpha}^{\text{cp}} = \frac{R_{\text{ck}\alpha}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ck}}}{e}}$  — puidu keskmine arvutuslik nihketuge-

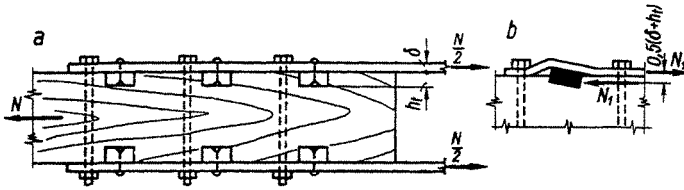
vus; tüübli mõõdete suhte  $\frac{l_t}{h_t} = 2,5$  puhul võib

- võtta: tammest põiktüüblite puhul  $R_{\text{CK}90}^{\text{CP}} = 10 \text{ kg/cm}^2$ , tammest pikitüüblite puhul  $R_{\text{CK}}^{\text{CP}} = 20 \text{ kg/cm}^2$ , kuusest või männist pikitüüblite puhul  $R_{\text{CK}}^{\text{CP}} = 16 \text{ kg/cm}^2$ ; ühendatavate elementide jaoks, kui  $l_{\text{CK}} \leq 2h$  ja  $l_{\text{CK}} \leq 10h_s$ , võib võtta  $R_{\text{CK}}^{\text{CP}} = 12 \text{ kg/cm}^2$ ; vajaduse korral tuleb arvestada parandustegureid (tabelid I.9, 10 ja 11);
- $R_{\text{CK} \alpha}$  — maksimaalne arvutuslik nihketugevus; nihkumisel piki kiudu  $R_{\text{CK}} = 24 \text{ kg/cm}^2$ , nihkumisel põiki kiudu  $R_{\text{CK}90} = 12 \text{ kg/cm}^2$  (männi- ja kuusepuidu puhul; muude puiduliikide, samuti eritingimuste puhul tuleb sisse viia parandustegurid vastavalt tabelitele I.9, 10 ja 11);
- $\beta$  — nihkejõudude ekstsentrilisuse mõju arvestav tegur; tüüblitele  $\beta = 0,125$ , ühendatavatele elementidele  $\beta = 0,25$ ;
- $e$  — nihkejõudude õlg; tüüblitele  $e = h_t + s_0$ , ühendatavatele elementidele  $e = 0,5h$ ;
- $m_{\text{CM}} = 1,0$  — töötamistingimuste tegur muljumisel;
- $m_{\text{CK}}$  — töötamistingimuste tegur nihkel; põiktüüblitele  $m_{\text{CK}} = 0,9$ , pikitüüblitele  $m_{\text{CK}} = 0,8$ , põiktüüblitega ühendatavatele elementidele  $m_{\text{CK}} = 0,85$ , pikitüüblitega ühendatavatele elementidele  $m_{\text{CK}} = 0,7$ .

### 3.2. Prismalised terastüüblid

Prismalisi terastüübleid kasutatakse prussidest elementide tõmbejätkudes koos terasest tõmbelappidega (joon. 60). Ühendus on suure jäikusega, kuna siin iga tüübli kohta tuleb üks puidu muljumispind, puittüüblite puhul aga neli. Seepärast pole jõudude jaotuse ühtlustamine puidu plastilisuse mõjul kaugeltki täielik ja üks nihkepind võib puruneda enne teiste töölehakkamist.

Puidu töötamine nihkele sõltub suurel määral poltide poolt tekitatud survest. Seepärast tuleb poldid asetada võimalikult tüüblite lähedale ning kasutada ainult kuiva puitu



Joon 60

(kuna niiske puidu kuivamisel surve poldilt väheneb). Poldide asetus otse tüübli taha (muljumisele mitte töötava pinna poole) on vajalik ka selleks, et vältida jätkulappide painet nihkejõudude ekstsentrilisuse mõjul (joon. 60, b).

Puidu arvutus muljumisele ja nihkele tuleb teostada valemitte (3.21) ja (3.23) järgi, kusjuures  $R_{ck}^{cp}$  määramisel tuleb võtta  $\beta = 0,25$ ;  $e = 0,25 h$  ( $h$  — prussi ristlõike kõrgus sisselõigete suunas). Jõudude jaotuse ebaühtluse mõju võib arvestada töötamistingimuste teguriga  $m_{ck} = 0,6$ .

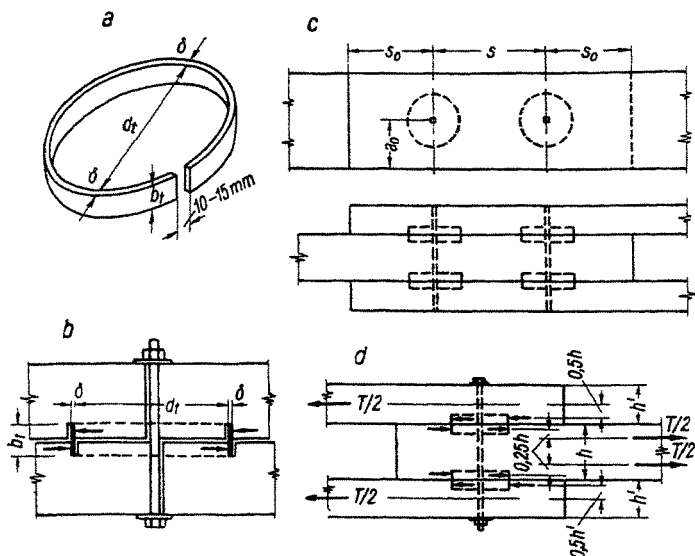
Poldi tõmbejõud määratakse jõudude ekstsentrilisuse mõjul tekkiva paindemomendi järgi (vt. joon. 59):

$$N = T \frac{h_t + \beta}{2s}. \quad (3.24)$$

### 3.3. Rõngas- ja ketastüüblid

Rõngas- ja ketastüüblite võimalikuks kasutusalaiks on laudsõrestike sõlmed ja tõmbevarraste jätkud. Meil kasutatakse rõngas- ja ketastüübleid käesoleval ajal piiratud ulatuses, kuna ühenduse tegemine on tülikas, nõuab väga suurt täpsust ja valmis ühenduse kvaliteedi kontroll pole praktiliselt võimalik. Rahuldav ühendus saadakse ainult kuiva puidu (niiskus alla 18%) kasutamisel ja tööde teostamisel tehases.

Rõngastüüblid (joon. 61, a) valmistatakse õhukesest ribaterasest laiussega 20—35 mm ja paksusega 3—4 mm. Rõnga otste vahele jäetakse 5—10 mm laiune pilu. Rõnga läbimõõt valitakse piirides 10—18 cm. Ühendatavatesse elementidesse freesitakse pesad, mille sügavus moodustab



Joon 61

pool rõnga laiust. Tüübel asetatakse pessa selliselt, et pilu asetseks diameetril, mis on risti mõjuva jõu suunaga. Ühendatavad elemendid tõmmatakse kokku poldiga, mis läbib rõnga tsentri.

Puit töötab ühenduses muljumisele ja nihkele (joon. 61, b). Rõngas olev pilu tagab jõudude jagunemise rõnga südamikule ja ümbritsevale puidule. Kui tüübli kaugus elemendi otsast või teisest tüüblast on küllaldane, osutub purunemisel määravaks tüübli südamiku nihketugevus. Survele töötava ühenduse kandevõime on mõnevõrra suurem kui tõmbele töötavas ühenduses, kuna nihkepingete jaotus on ühtlasem.

Rõngastüüblite vahekaugus peab olema vähemalt  $s = 2,0 d_t$  (joon. 61, c), kaugus elemendi otsast  $s_0 = 1,5 d_t$  ja kaugus elemendi servast  $a_0 \geq 0,5 d_t + 2$  cm. Et nihkepinged ei tekiks tõmbepingeid risti kiudu, tuleb piirata tüübli lause ja läbimõõdu vahekorda  $b_t \leq 0,2 d_t$ .

Kui jõud mõjuvad puidukiudude suunas, arvutatakse ühendus muljumisele ja nihkele valemitega

$$T \leq m_{\text{cm}} R_{\text{cm}} b_t d_t; \quad (3.25)$$

$$T \leq m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} \cdot 0,5 \pi d_t^2; \quad (3.26)$$

kus  $T$  — ühele tüübile mõjuv nihkejõud;

$b_t$  — tüübli laius;

$d_t$  — tüübli siseläbimõõt;

$R_{\text{cm}}$  — puidu arvutuslik muljumistugevus piki kiudu;

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = \frac{R_{\text{ck}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ck}}}{e}} \text{ — puidu arvutuslik keskmine nihke-} \\ \text{tugevus piki kiudu;}$$

$l_{\text{ck}}$  — nihkepinna arvutuslik pikkus;

$e$  — nihkejõudude ekstsentrilisus; ühenduse äärmistes elementides (joon. 61,  $d$ )  $e = 0,5 h$ , keskmistes elementides kahepoolse sisselõikega  $e = 0,25 h$ ;

$\beta$  — nihkejõudude ekstsentrilisuse mõju arvestav tegur; survele töötavates ühendustes  $\beta = 0,125$ , tõmbele töötavates ühendustes  $\beta = 0,25$ .

Kui tüübile mõjub koormus risti kiudu, on tüübli kandevoime keskmiselt 2,5 korda väiksem kui piki kiudu mõjuvate jõudude puhul:

$$T_{t90} = 0,4 T_t. \quad (3.27)$$

Jõudude vahepealsete suundade puhul võib tüübli kandevoime määrata seosest

$$T_{t\alpha} = \frac{T_t}{1 + \left( \frac{T_t}{T_{t90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{T_t}{1 + 1,5 \sin^3 \alpha}. \quad (3.28)$$

Tüübliga nõrgestatud elemendi tugevuskontrollil tõmbele tuleb arvestada tüübli nõrgestust  $0,5 b_t (d_t + 2 \delta)$  ja poldiaugu nõrgestust  $d (h - 0,5 b_t)$ , kus  $\delta$  — tüübli pesa laius, s. o. tüübli paksus;  $h$  — elemendi paksus;  $d$  — poldiaugu läbimõõt.

NSV Liidus kasutusel olnud rõngastüüblite sortiment on toodud tabelis 4.

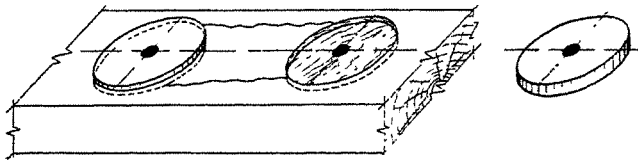
Ketastüüblid (joon. 62) võivad olla valmistatud kõvast puidust, betoonist, plastmassist, klaasist jne. Töötamise iseloomu poolest kuuluvad ka ketastüüblid jäikade ühen-

Rõngastüüblid

Tabel 4

| Siseläbi-<br>mõõt<br>$d_t$ cm | Laius<br>$b_t$ cm | Paksus<br>$\delta$ mm | Kaal<br>kg | Poldi läbi-<br>mõõt<br>$d$ mm | Seibi mõõt-<br>med mm | Laua mini-<br>maalsed<br>mõõtmed<br>cm |
|-------------------------------|-------------------|-----------------------|------------|-------------------------------|-----------------------|--|
| 10                            | 2                 | 3                     | 0,15       | 12                            | 50 × 50 × 4           | 14 × 6                                 |
| 12                            | 2,5               | 3                     | 0,20       | 16                            | 60 × 60 × 4           | 16 × 6                                 |
| 14                            | 2,5               | 3                     | 0,24       | 16                            | 60 × 60 × 4           | 18 × 6                                 |
| 16                            | 3                 | 3,5                   | 0,41       | 16                            | 60 × 60 × 4           | 20 × 6                                 |
| 18                            | 3,5               | 4                     | 0,61       | 16                            | 60 × 60 × 4           | 22 × 7                                 |

duste gruppi. Ühenduse kandevõime leidmisel on määravaks tüübli pesa muljumistugevus ja puidu nihketugevus tüüblitevahelisel alal. Praktiliselt võib lugeda, et ketas-



Joon. 62.

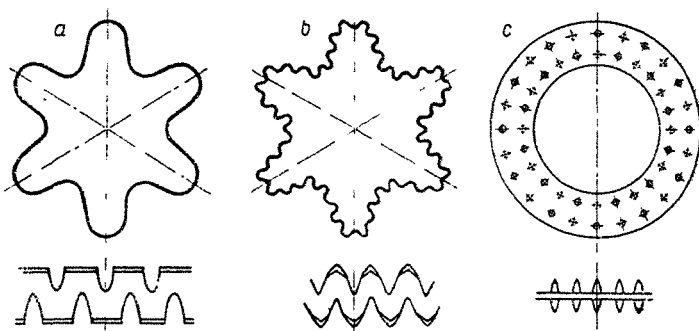
tüübli kandevõime on kaks korda väiksem rõngastüübli kandevõimest, kuna siin puuduvad rõngasisesed nihke- ja muljumispinnad.

### 3.4. Hammastüüblid

Et vältida suurt täpsust nõudvate tüüblipesade valmistamist ja võimaldada ühenduste tegemist ehitusplatsil, kasutatakse mõnikord hammastüübleid, mis surutakse puidu pinda mehaaniliselt. *Kotovi* tüübel (joon. 63, a) valmistatakse 1,5 mm paksusest ja 25 mm laisusest teritatud servadega ribaterasest, mille mõlemal küljel on 11 mm sügavused pilud. Riba painutatakse hammasratta-kujuliseks ning otsad keevitatakse kokku. Tüübel asetatakse ühendatavate elementide vahele ja surutakse spetsiaalse jõukruvi või

tungraua abil puidu pinda. Läbilõigatavate puidukiudude arv ja seega ka elemendi ristlõike nõrgustus on väike.

Saadud ühendus on järeleandvam kui teised tüübelühendused, kuid ühenduse deformatsioonid pole suured. Ühenduse kandevõime põiki kiudu on lähedane kandevõimele piki kiudu.



Joon. 63

Ühendusviisi puuduseks on spetsiaalterasest keerulise kujuga tüüblite valmistamise ja ühenduse monteerimise tülikus, ühenduse kandevõime langus puidu kuivamisel, spetsiaalsete surveseadmete kasutamise vajadus ja paigaldatud tüübli kontrollimise tülikus.

Täiustatud tüüpi hammastüüblid valmistatakse 30 mm laiusest ja 2 mm paksusest sisselõigetega varustatud ja gofreeritud ribaterasest (joon. 63, b). Seda tüüpi piiratud mõõdetega tüübleid saab paigaldada ilma tungraudade abita, kasutades võimsamaid tsentripolte ja pikendatud mutrivõtmeid. Põhiandmed täiustatud tüüpi väikeste hammastüüblite kohta on toodud tabelis 5.

Välismaal kasutatakse laialdaselt rõngakujulisi kahepoolsete ogadega varustatud hammastüübleid (joon. 63, c). Puidu seisukohalt töötavad ogad naaglikena. Enne selliste tüüblite paigaldamist on soovitatav varustada ühendatavad elemendid rõngakujuliste pesadega. Hammaste surumiseks puitu jätkub tsentrikruvi survest või haamrilöökidest.

Tabel 5

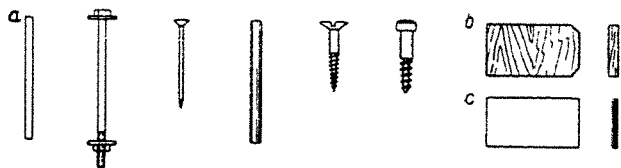
Täiustatud tüüpi hammastüübid

| Tüübi välis- läbi- mõõt cm | Tõmbe- poldi läbi- mõõt mm | Seibi mõõtmed mm | Ühe tüübi arvutuslik kandevõime kg | Ühendatava elemendi minimaalne ristlõige cm | Ühendatavate elementide ristlõike nõrgestus cm <sup>2</sup> | Tüübite minimaalne vahekaugus cm |
|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------------------------|---|---|----------------------------------|
| 9                          | 20                         | 80 × 80 × 8      | 2200                               | 5 × 12                                      | 20  | 16                               |
| 12,2                       | 24                         | 100 × 100 × 10   | 3000                               | 6 × 15                                      | 28  | 20                               |

#### 4. NAAGELÜHENDUSED

Naagel kujutab endast silindrilist varrast või plaati, mis läbib ühendatavate elementide kokkupuutepinna ja takistab nende omavahelist nihkumist, töötades seejuures peasjalikult löikele ja paindele. Naagelühenduse kandevõime oleneb esmajoones puidu muljumistugevusest ja naagli paindetugevusest. Naaglite liiga väikese vahekauguse puhul võib aga määravaks osutada ka puidu nihketugevus.

Silindriliste naaglite (joon. 64, a) hulka kuuluvad ümarterasest valmistatud naaglid (pulgad) ja poldid (läbimõõt



Joon. 64.

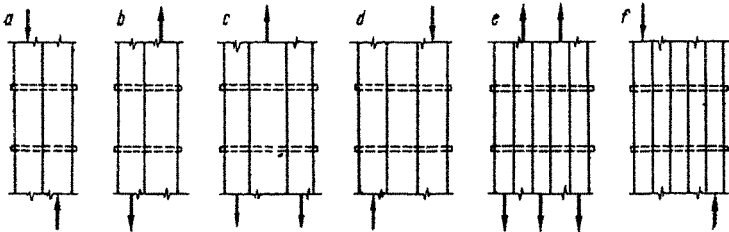
12–24 mm), naelad ( $d = 3–8$  mm), tammenaaglid ( $d = 12–30$  mm) ning kruvitsaga ( $d = 3–10$  mm) või võtme ( $d = 12–20$  mm) keeratavad puidukruvid. Viimaseid kasutatakse peamiselt metallelementide ühendamiseks puiduga. Tähtsamad andmed poltide, naelte ja puidukruvide kohta on toodud tabelites III.2, 3, 4 ja 5.



Plaatnaaglid valmistatakse kas tamme- või immutatud kasepuidust, paksusega  $\delta = 12\text{--}16$  mm (joon. 64, *b*), harvem lehtterasest (*c*).

Naagelühenduste peamiseks kasutusala on laudade ja prusside tõmbejätkud, kergete laudsõrestike sõlmed, liitlald jne. Ühe naagli kandevõime on suhteliselt väike, mistõttu ühendus koosneb tavaliselt suurest arvust (kuni paarikümmend ja enam) naaglitest. Ühenduse kandevõime kasvab võrdeliselt naaglite arvuga, olenemata ühenduse pikkusest, sest piirulukorras on ühenduse deformatsioonid küllalt suured ning jõudude jaotus naaglite vahel ühtlane. Ühenduse laiailpillatuse ja ühendatavate elementide vähesenõrgestuse tõttu avaldavad puidu defektid ühenduse kandevõimele suhteliselt vähest mõju ja materjali ärakasutamine on parem kui teiste ühenduste puhul. Naagelühenduste valmistamine on lihtne ja võimaldab lihtsate mehhanismide laialdast kasutamist.

Naagelühendused (joon 65) võivad olla kas ühe- (*a, b*), kahe- (*c, d*) või mitmelõikelised (*e, f*). Rakendatud jõudude iseloomu järgi jagunevad ühendused sümmeetrilisteks (*c, e*) ja ebasümmeetrilisteks (*a, b, d, f*). Tavaliselt langeb naagelühendusele mõjuva jõu suund kokku ühendatavate elementide puidukiudude suunaga (muljumispinged naaglitilt puidule mõjuvad piki kiudu). Kui aga ühendatavad elemendid löikuvad nurga all (näiteks laudsõrestiku sõlmedes), muljub naagel puidukiude sama nurga all ja ühenduse kandevõime muljumisele on väiksem. Ühenduste arvutamisel võetakse aluseks skeem, kus muljumine toimub piki kiudu Nurga all mõjuvate jõudude puhul viiakse sisse

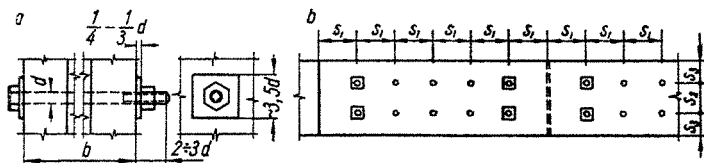


Joon 65

parandustegur. Parandusteguriga arvestatakse ka puidu liigi, konstruktsiooni niiskusrežiimi ja koormuse kestuse mõju.

#### 4.1. Pulk- ja poltühendused

Naagelühenduse moodustamiseks puuritakse ühendatavasse paketti augud, mille läbimõõt on võrdne naagli läbimõõduga ( $d = 12\text{--}24\text{ mm}$ ). Seejärel lüüakse auku teraspulk, mille pikkus on ca 10 mm paketi paksusest suurem. Paketi elementide tihedaks kokkusurumiseks tuleb ühenduses vähemalt 25% pulkadest asendada sama läbimõõduga poltidega (joon. 66, a), mille pea ja mutri alla asetatakse



Joon. 66.

seibid külje pikkusega ca  $3,5d$  ja paksusega  $\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} d$ . Poldi pikkus tuleb valida  $2 \div 3d$  võrra paketi paksusest suurem

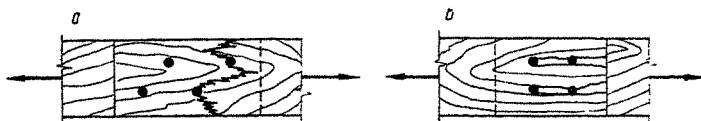
Üldiselt tuleb soovitada väiksema läbimõõduga naaglite kasutamist viimaste suurema töökindluse ja väiksema metallikulu tõttu. Soovitav on valida naagli läbimõõt alla  $\frac{1}{5}$  ühendatava elemendi paksusest. Teiselt poolt aga võib liiga peen naagel sisselöömisel kõverduda, ning puuri võimaliku kõrvalekaldumise tõttu võib naaglite vahekauguse suhteline täpsus paketi tagaküljel osutada mitteküllaldaseks. Seepärast tuleb valida  $d \geq \frac{b}{30}$  ( $b$  — paketi paksus).

Tuleb hoiduda naaglite asetusest laua või prussi teljele, kuna säsipuidus võivad kergesti areneda kuivamispraod. Naaglid asetatakse reeglina kahte ritta Terasnaaglite

vahekaugus piki kiudu (joon. 66, *b*), samuti kaugus elemendi otsast peab olema  $s_1 \geq 7d$ . Naagliridade vahekaugus põiki kiudu  $s_2 \geq 3,5d$  ja kaugus elemendi servast  $s_3 \geq 3d$ . Kui paketi paksus  $b \leq 10d$ , võib võtta  $s_1 \geq 6d$ ,  $s_2 \geq 3d$ ,  $s_3 \geq 2,5d$ .

Naagelühenduse kandevõime pürolukord saavutatakse ühel järgmistest juhtudest:

1) kui puruneb põhielement tõmbele naaglitega nõrgestatud ristlõikes (joon. 67, *a*);



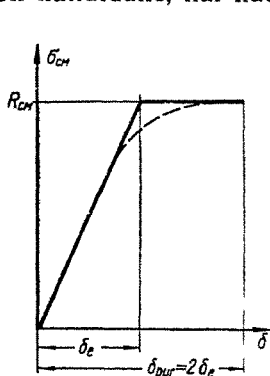
Joon. 67.

2) kui põhielemendi nihketugevus pole küllaldane naaglit tuleva jõu üleandmiseks (*b*);

3) kui muljumispinged naagli ja puidu vahel saavutavad puidu muljumistugevuse;

4) kui paindepinged naaglis saavutavad voolavuspiiri ja naaglis tekib plastiline šarniir.

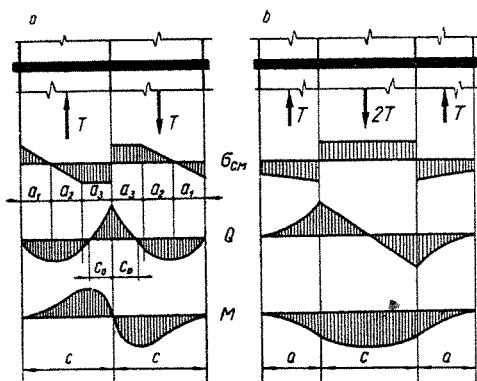
Nõrgestatud põhielemendi tugevust kontrollitakse vastavalt II ptk. p. 4 toodud seoste. Põhielemendi nihketugevus on küllaldane, kui naaglite vahekaugus  $s_1 \geq 6d$ .



Joon. 68.

Naagli kandevõime määramisel puidu muljumistugevuse järgi tavaliselt ei arvestata naagli paindedeformatsioone, kuid arvestatakse puidu plastilis-elastset töötamist muljumisel. Muljumisdeformatsioonide diagramm (joon. 68) asendatakse kahe sirglõiguga, kusjuures loetakse, et pürolukorale vastavad deformatsioonid on kaks korda suuremad elastsetest deformatsioonidest. Kuna naagli paindedeformatsioone ei arvestata, on muljumisdeformatsioonide jaotus elemendi paksusel lineaarne.

Naagli paindetugevuse määramisel arvestatakse plastilise šarniiri tekkimist maksimaalse paindemomendi piirkonnas. Kui ühendatavate elementide paksused on väikesed, esineb üheaegselt plastilise šarniiri tekkimisega naaglis puidu muljumistugevuse saavutamine.



Joon 69

Uhelõikelise ühenduse kandevõime, kui elemendid on ühepaksused (joon. 69, a), saame tasakaalutingimustest ( $\Sigma X = 0$  ja  $\Sigma M = 0$ ):

$$T = dR_{CM} \left( a_3 + 0,5a_2 - 0,5 \frac{a_1^2}{a_2} \right), \quad (3.30)$$

$$T(a_2 + a_3) = dR_{CM} \left[ a_3(a_2 + 0,5a_3) + \frac{a_2^2}{3} + \frac{a_1^3}{3a_2} \right]. \quad (3.31)$$

Muljumisdiagrammi (joon. 68) põhjal saame  $\delta_3 = 2\delta_2$ , millest  $a_2 = a_3$ ;  $a_1 = 0,32c$ ;  $a_2 = a_3 = 0,34c$ .

Asetades  $a_1 = 0,32c$ ,  $a_2 = a_3 = 0,34c$  valemitesse (3.30) ja (3.31), saame ühe naagli arvutuslikuks kandevõimeks muljumisel

$$T_{CM} = 0,36R_{CM}dc. \quad (3.32)$$

Maksimaalne paindemoment esineb naagli selles lõikes.

kus  $Q = 0$  Eeldades, et  $c_0 < a_3$  (joon. 69), saame maksimaalse paindemomendi naaglis

$$M = Tc_0 - R_{\text{cm}} \frac{dc_0^2}{2} = R_{\text{cm}} \frac{dc_0^2}{2}. \quad (3.33)$$

Võrrutades selle naagli kandevõimega

$$M = R_{\text{H}} W_{\text{pl}} = R_{\text{H}} \frac{d^3}{6} \quad (3.34)$$

saame

$$c_0 = 0,44d \sqrt{\frac{R_{\text{H}}}{R_{\text{cm}}}}.$$

Naagli maksimaalne kandevõime paindele

$$T_{\text{H}} = 0,44d^2 \sqrt{R_{\text{H}} R_{\text{cm}}}. \quad (3.35)$$

Kui üks element on õhuke ( $a < 0,3c$ ), jagunevad muljumispinged õhemas elemendis peaaegu ühtlaselt ja naagli kandevõime muljumisele

$$T_{\text{cm}} = 0,80R_{\text{cm}} da \quad (3.36)$$

Vuugis esineva paindemomendi tõttu on nüüd maksimaalse paindemomendi asukoht nihkunud vuugile lähemale, mistõttu naagli kandevõime paindele

$$T_{\text{H}} = 0,32d^2 \sqrt{R_{\text{H}} R_{\text{cm}}}. \quad (3.37)$$

Ühendatavate elementide paksuste vahepealsete suhete juures ( $0,3 < a : c < 1,0$ ) on määravaks muljumine paksemas elemendis (3.32)

$$T_{\text{cm}} = 0,36R_{\text{cm}} dc$$

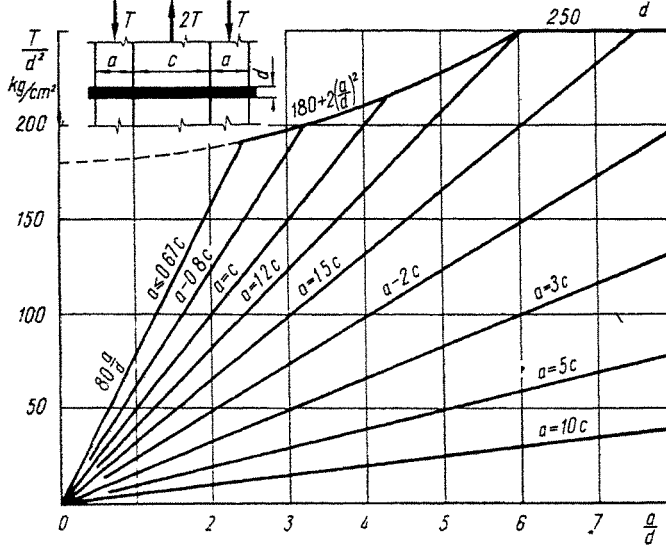
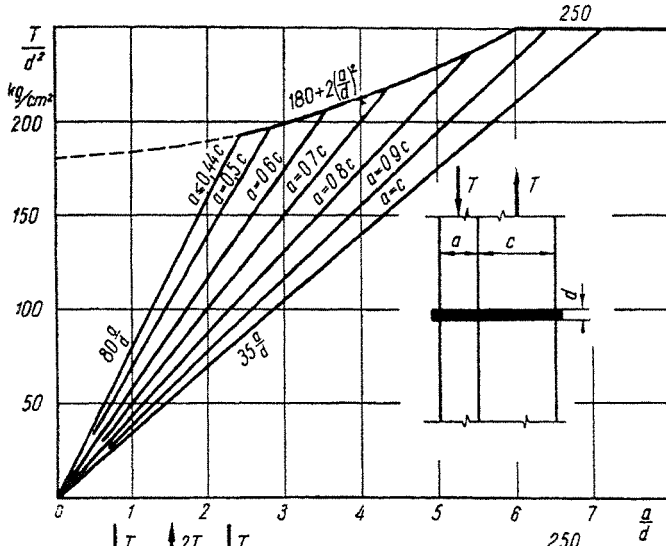
ja naagli kandevõime paindele

$$T_{\text{H}} = 0,32d^2 \sqrt{R_{\text{H}} R_{\text{cm}}} + 0,08a^2 \sqrt{\frac{R_{\text{cm}}}{R_{\text{H}}}} R_{\text{cm}}. \quad (3.38)$$

Sümmeetrilistes ühendustes (joon. 69, *b*) on naagli kandevõime keskmise elemendi muljumise järgi

$$2T_{\text{cm}} = 1,0R_{\text{cm}} dc,$$

mis moodustab naagli iga lõike kohta



Joon 70

$$T = 0,5R_{cm}dc. \quad (3.39)$$

Aärmise elemendi muljumisest lähtudes saame

$$T_{cm} = 0,8R_{cm}da. \quad (3.40)$$

Naagli kandevõime paindele, nagu ühelõikeliste ühenduste korralgi, on määratav seostega (3.35) ja (3.38).

Normidele (ННТУ 122-55) vastavalt määratakse silindriliste terasnaaglite (pulkade ja poltide) kandevõime naagli iga lõike kohta tabelist 6 või joon. 70 toodud graafikute järgi. Tabelis III.6 on toodud naaglite kandevõime arvutuslikud väärtused mitmesuguste naagli läbimõõtude ja ühendatavate elementide paksuste puhul.

Kui jõud mõjuvad puidukiudude suhtes nurga all, tuleb ühenduse kandevõime väärtuseks võtta:

$$\text{muljumisele } T_{cm\alpha} = T_{cm}k_{\alpha}, \quad (3.41)$$

$$\text{paindele } T_{n\alpha} = T_n\sqrt[3]{k_{\alpha}}, \quad (3.42)$$

kus tegur  $k_{\alpha}$  määratakse tabelist III.7.

Parandustegurid, mis arvestavad puidu liigi, kõrgendatud niiskuse, temperatuuri ja koormuse iseloomu mõju, võetakse tabelitest I.10 ja I.11 ning lk. 25, kusjuures muljumistugevuse määramisel arvestatakse parandustegurit esimeses astmes, paindetugevuse määramisel — parandusteguri ruutjuurt.

Teraslappidega naagelühenduste kandevõime määramiseks võib kasutada tabelit 6, võttes naagli paindetugevuseks  $T = 250d^2$ .

## 4.2. Naelühendused

Naelühendus erineb pulk- ja poltühendusest naagli läbimõõdu ja ühenduse tegemise viisi poolest. Nimelt naelad läbimõõduga  $d \leq 6$  mm lüüakse puitu (välja arvatud kõva lehtpuit) ilma auke ette puurimata. 6,5—8 mm läbimõõduga naeltele puuritakse augud läbimõõduga ca 0,9d. Naeltega ühendatava elemendi minimaalne paksus on 4d, maksimaalne võimalik paksus aga oleneb naela pikkusest (vt. tabel III.2).

Naelte vahekaugus ühenduses piki kiudu tuleb valida  $s_1 \geq 15d$  (joon. 71, a), kui ühendatava elemendi paksus

## Silindrilise naagli ühe löike arvutuslik kandevõime

| Jrk. nr. | Pingsesukord    | Elemendi nimetus  | Arvutuslik kandevõime ühe tootava löike kohta kg |                 |                  |
|----------|-----------------|---|--|-----------------|------------------|
|          |                 |   | terasnaaglid                                     | naelad          | tammenaaglid     |
| 1        | Puidu muljumine | Sümmeetriliste ühenduste keskmised elemendid                                      | 50 $cd$  | 50 $cd$         | 30 $cd$          |
| 2        | „               | Sümmeetriliste ühenduste äärmised ja ebasümmeetriliste ühenduste õhemad elemendid | 80 $ad$  | 80 $ad$         | 50 $ad$          |
| 3        | „               | Ebasümmeetriliste ühenduste paksemad elemendid                                    | 35 $cd$  | 35 $cd$         | 20 $cd$          |
| 4        | Naagli paine    | Kinnituspikkuse järgi   | $180 d^2 + 2 a^2$                                | $250 d^2 + a^2$ | $45 d^2 + 2 a^2$ |
| 5        | „               | Maksimaalne   | $250 d^2$  | $400 d^2$       | $65 d^2$         |

Märkused. 1. Tabelis on tähistatud:

$d$  — naagli läbimõõt cm;

$a$  — sümmeetrilise ühenduse äärmise või ebasümmeetrilise ühenduse õhema elemendi paksus,

$c$  — sümmeetrilise ühenduse keskmise või ebasümmeetrilise ühenduse paksema elemendi paksus.

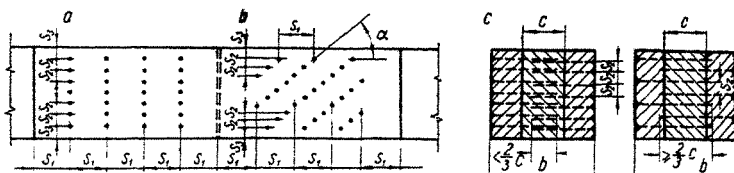
2. Naagli ühe löike arvutuslikuks kandevõimeks loetakse vähim tabelis toodud väärtustest: sümmeetrilistes ühendustes — nr. 1, 2, 4 ja 5 järgi, ebasümmeetrilistes ühendustes — nr. 2, 3, 4 ja 5 järgi.

3. Naagli arvutuslik kandevõime jõudude mõjumisel nurga all (puidukiudude suhtes) määratakse tabelis toodud kandevõime korrutamisega parandusteguriga  $k_\alpha$  (vt. tabel III.7), kui määravaks osutub puidu muljumine, ja teguriga  $\sqrt{k_\alpha}$ , kui määravaks osutub naagli paine.

4. Puidu liigi, konstruktsiooni niiskusrežiimi, kõrgendatud temperatuuri ja koormuse mõjumise kestuse mõju arvestatakse tabelites I.10 ja I.11 ning lk. 25 toodud parandusteguritega, kui määravaks osutub muljumine, ja nende parandustegurite ruutjuurtega, kui määravaks osutub naagli paine.



$c \geq 10d$ , ja  $s_1 = 25d$ , kui ühendatava elemendi paksus  $c = 4d$  (vahepealsete  $c : d$  väärtuste juures määratakse min  $s_1$  lineaarse interpolatsiooni teel vahemikus  $15d \leq \leq \min s_1 \leq 25d$ ). Kui nael ei ulatu läbi elemendi, võib võtta, olenemata elemendi paksusest,  $s_1 \geq 15d$ . Naela kaugus ühendatava elemendi otsast (piki kiudu) peab moodustama  $s_1 \geq 15d$ .



Joon 71

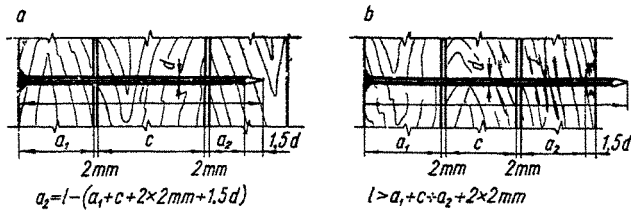
Naelaridade vahekaugus põiki kiudu  $s_2 \geq 4d$ . Naelte asetamisel ühendusse malekorras, kui diagonaalrea kalle kiudude suuna suhtes  $\alpha \leq 45^\circ$  (joon. 71, b), võib ridade vahekauguseks võtta  $s_2 \geq 3d$ . Äärmise rea kaugus elemendi servast  $s_3 \geq 4d$ .

Kui paketti kahelt poolt löödud naelad ulatuvad vaadeldavasse elementi vähem kui  $\frac{2}{3}$  paksuse sügavusele, võib naelte vahekaugused valida, arvestamata naelte kokkujooksu. Vastasel juhul tuleb vahekauguse määramisel arvestada mõlemalt poolt sisselöödud naelu (joon. 71, c).

Kui naelad lüüakse naela läbimõõdule ettepuuritud aukudesse, võib naelte vahekaugused valida vastavalt terasnaaglite kohta kehtivatele normidele. Kui ettepuuritud augu läbimõõt moodustab  $(0,8-0,9)d$ , tuleb vahekaugused võtta 50% võrra suuremad kui terasnaaglite puhul.

Naela arvutusliku kinnituspikkuse määramisel tuleb naela faktilisest pikkusest maha arvata naela teritatud ots pikkusega  $1,5d$  ja 2 mm iga läbitud vuugi kohta (joon. 72, a). Kui naela otsa arvutuslik kinnituspikkus paketi elemendis on alla  $4d$ , siis selle otsa töötamist ei arvestata. Kui nael läbib terve paketi, siis arvutuslikku kinnituspikkust viimases elemendis tuleb vähendada  $1,5d$  võrra (joon. 72, b).

Naelühenduste arvutamisel tuleb kasutada valemeid



Joon 72

(3.32), (3.35), (3.36) ja (3.38), viies sisse vastavad arvutuslikud tugevused. Vastavalt ННТУ 122-55 tuleb ühe naela iga töötava lõike kandevõimeks võtta vähim tabelis 6 toodud suurustest. Naelühenduste kandevõime arvulised väärtused on toodud tabelis III.8.

Jõudude mõjumisel nurga all, kui naela läbimõõt  $d \leq 6,5$  mm, pole vaja arvestada parandustegurit  $k_\alpha$ , kuna ühenduse kandevõime praktiliselt ei olene jõudude mõju suunast. 7–8 mm läbimõõduga naelte puhul arvestatakse parandustegurit  $k_\alpha$  nagu naaglite arvutamisel (vt. tabel III.7). Puidu liigi, konstruktsiooni niiskuse režiimi ja koormuse kestuse mõju arvestavaid parandustegureid tuleb kasutada samuti nagu terasnaaglite arvutamisel.

Saadud kandevõime väärtused kehtivad juhul, kui naelad on löödud puitu risti kiudude suunaga. Kiudude suunas sisselöödud naelte kandevõime on umbes kaks korda väiksem põiki kiudu sisselöödud naelte kandevõimest.

### Näide 3. Naelühenduse arvutus.

Dimensioneerida tõmbevarda naelutatud jätk, kui varda ristlõige on  $20 \times 10$  cm ja arvutuslik sisejõud  $N = 10,0$  t. Puit — õhukuiv kuusk. Konstruktsioon töötab tingimustes, kus on võimalik puidu lühiajaline niiskumine sellele järgneva kuivamisega.

Valime jätkulapi paksuseks  $a = 6$  cm.

Kasutame naelu (ГОСТ 4028-48):

- 1)  $d = 6,0$  mm,  $l = 200$  mm,
- 2)  $d = 4,5$  mm,  $l = 125$  mm.

#### 1. Naelad $\varnothing 6,0$ mm (tootavad kahelõikelistena)

Keskmise elemendi arvutuslik paksus  $c = 10$  cm, naelapea-poolse äärmise elemendi arvutuslik paksus  $a_1 = 6$  cm, naela teritatud otsa poolse äärmise elemendi arvutuslik paksus (naela kinnituspikkus)

$$a_2 = 20 - (6 + 10 + 2 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 0,6) = 2,7 \text{ cm} > 4d = 2,4 \text{ cm.}$$

Naela ühe lõike kandevõime (vt tabel 6):

|  | Valem                                       | Lõige 1  | Lõige 2   |
|--|---|--|---|
| Keskmi-<br>se ele-<br>mendi<br>muljumine | $T = 50 \text{ cd}$                         | $50 \cdot 10 \cdot 0,6 = 300 \text{ kg}$                                       | 300 kg  |
| Äärmise<br>elemendi<br>muljumine         | $T = 80 \text{ ad}$                         | $80 \cdot 6 \cdot 0,6 = 288 \text{ kg}$  | $80 \cdot 2,7 \cdot 0,6 = 130 \text{ kg}$           |
| Naela<br>paine                           | $T = 250d^2 + a^2$<br>$T = 400 \text{ d}^2$ | $250 \cdot 0,6^2 + 6^2 = 126 \text{ kg}$<br>$400 \cdot 0,6^2 = 144 \text{ kg}$ | $250 \cdot 0,6^2 + 2,7^2 = 97 \text{ kg}$<br>144 kg |

Arvestades puidu niiskumise mõju parandusteguriga 0,85 muljumisel ja teguriga  $\sqrt{0,85} = 0,92$  naela paindel, saame kandevõime parandatud väärtused.

| Pingeolukord | Lõige 1                           | Lõige 2                           |
|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Muljumine    | $0,85 \cdot 288 = 245 \text{ kg}$ | $0,85 \cdot 130 = 110 \text{ kg}$ |
| Naela paine  | $0,92 \cdot 126 = 116 \text{ kg}$ | $0,92 \cdot 97 = 89 \text{ kg}$   |

Seega ühe naela kandevõime (arvestades, et naelad on sisse löödud vaheldumisi ühelt ja teiselt poolt):

$$T_1 + T_2 = 116 + 89 = 205 \text{ kg}$$

Vajalik naelte arv

$$n = \frac{10\,000}{205} = 49.$$

Naelte vahekaugused:

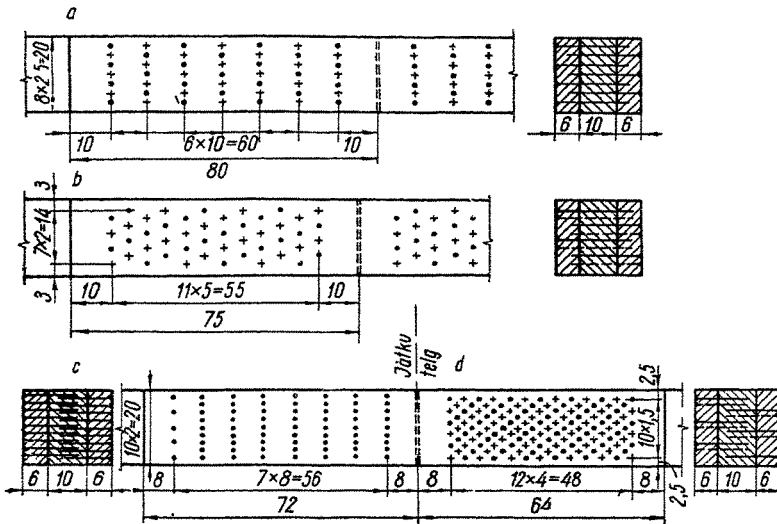
$$\frac{a}{d} = \frac{6}{0,6} = 10; \quad s_1 \geq 15d = 9 \text{ cm.} \quad \text{Valime } s_1 = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Reastikku asetusel} \quad s_2 \geq 4d = 2,4 \text{ cm.} \quad \text{Valime } s_2 = 2,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Malekorras} \quad s_2 \geq 3d = 1,8 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_2 = 2,0 \text{ cm.}$$

$$\text{Kaugus servast} \quad s_3 \geq 4d = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_3 = 2,5\text{--}3,0 \text{ cm.}$$

Ühenduse võimalikud lahendused naelte asetusega reastikku ja malekorras on toodud joon. 73, a ja b



Joon. 73.

Nõrgestatud ristlõike kontrolli tõmbele:

$$m_p R_p F_{\text{neto}} = 0,8 \cdot (0,85 \cdot 100) \cdot 10 \cdot (20 - 8 \cdot 0,6) = 10\,350 \text{ kg} > N = 10\,000 \text{ kg}.$$

2. Naelad  $\varnothing 4,5 \text{ mm}$  (töötavad ühelõikelistena)

Paksema elemendi arvutuslik paksus  $c = 6 \text{ cm}$ .

$$\text{Ohema elemendi arvutuslik paksus } a = 12,5 - (6 + 0,2 + 1,5 \cdot 0,45) = 5,6 \text{ cm} < \frac{2}{3}c = 6,7 \text{ cm}.$$

Naela ühe lõike kandevõime:

paksema elemendi mul-

jumisele . . . . .  $T = 35cd = 35 \cdot 6 \cdot 0,45 = 94 \text{ kg};$

ohema elemendi mul-

jumisele . . . . .  $T = 80ad = 80 \cdot 5,6 \cdot 0,45 = 202 \text{ kg};$

naela paindele . . . . .

$$T = 250d^2 + a^2 = 250 \cdot 0,45^2 + 5,6^2 = 82 \text{ kg};$$

naela paindele . . . . .

$$T = 400d^2 = 400 \cdot 0,45^2 = 81 \text{ kg}.$$

Arvestades parandustegurit, saame

muljumisele  $T = 0,85 \cdot 94 = 80 \text{ kg},$

paindele  $T = 0,92 \cdot 81 = 75 \text{ kg}.$

Vajalik naelte arv ühes lõikes

$$n = \frac{5000}{75} = 67.$$

Naelte vahekaugused

$$\frac{a}{d} = \frac{6}{0,45} > 10,$$

$$s_1 \geq 15d = 6,75 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_1 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Reastikku asetusel} \quad s_2 \geq 4d = 1,8 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_2 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Malekorras asetusel} \quad s_2 \geq 3d = 1,35 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_2 = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Kaugus servast} \quad s_3 \geq 4d = 1,8 \text{ cm} \quad \text{Valime } s_3 = 2-2,5 \text{ cm}$$

Ühenduse skeemid on toodud joon 73,  $c$  ja  $d$  Nõrgestatud ristlõike kontrolli tõmbele:

$$m_p R_p F_{\text{neto}} = 0,8 \cdot (0,85 \cdot 100) \cdot 10 \cdot (20 - 11 \cdot 0,45) = 10\,200 \text{ kg} > N = 10\,000 \text{ kg}$$

Terasekulu jätkule  $d = 6 \text{ mm}$  puhul  $2 \cdot 68 \cdot 0,0439 = 6,0 \text{ kg}$ ,

$d = 4,5 \text{ mm}$  puhul  $2 \cdot 138 \cdot 0,0157 = 4,3 \text{ kg}$

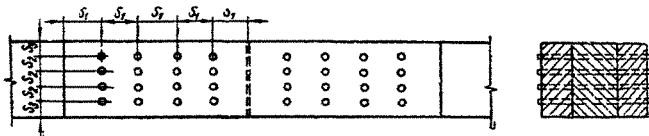
Ühenduse pikkus  $d = 6 \text{ mm}$  puhul  $80/75 \text{ cm}$ ,

$d = 4,5 \text{ mm}$  puhul  $72/64 \text{ cm}$

### 4.3. Tammenaaglid

Tammenaaglid (pulgad) töötavad analoogiliselt terasnaaglitega. Nad on sobivad kasutamiseks tingimustes, kus on karta terasnaaglite intensiivset korrodeerumist Tammenaaglite kasutamisel väheneb terasekulu, kuid suureneb ühendatava elemendi ristlõike nõrgestus. Naagliteks kasutatava puidu niiskus ei tohi olla väiksem konstruktsiooni puidu niiskusest, kuna naagli paisumine niiskumisel võib esile kutsuda elementide pragunemise. Puitnaaglid valmistatakse sirgete kiududega puidupruusikestest treimise teel.

Naaglite minimaalsed vahekaugused (vt joon. 74):  $s_1 = 5d$ ,  $s_2 = 3d$ ,  $s_3 = 2,5d$ . Kui ühendatava paketi paksus  $b \leq 10d$ , võib võtta  $s_1 = 4d$ ,  $s_2 = s_3 = 2,5d$ . Toodud vahakaugustest kinnipidamise korral määratakse naagli kandevõime jõudude mõjumisel piki kiudu puidu muljumise ja



Joon 74.

naagli painde tingimustest tabeli 6 järgi. Naagli kandevõime arvulised väärtused on toodud tabelis III.9. Parandustegurid jõudude suuna, puidu liigi, konstruktsiooni niiskusrežiimi ja koormuse iseloomu kohta arvestatakse samuti kui terasnaaglite puhul.

#### 4.4. Puidukruvid ja lühikesed pulknaaglid

Nii võtmega kui ka kruvitsaga keeratavaid puidukruvisid lubatakse kasutada töötamisel nihkele ainult ühelõike-likes teraslappidega ühendustes. Puidukruvide jaoks tuleb ette puurida augud. Kui augu läbimõõt on võrdne puidukruvi keermeta osa läbimõõduga, valitakse kruvide vahekaugused nagu terasnaaglite puhul. Kui aga ettepuuritava augu läbimõõt on väiksem ( $d_a = 0,8 \div 0,9d$ ), tuleb kruvide vahekaugusi 50% võrra suurendada.

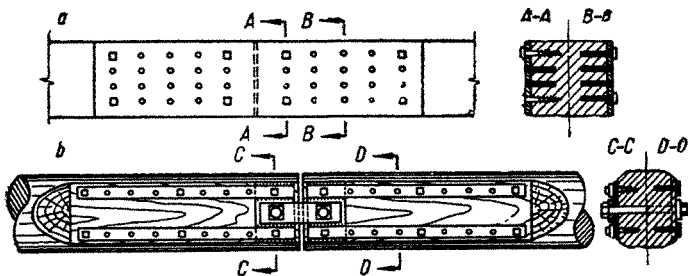
Puidukruvi arvutuslikuks pikkuseks võetakse  $l - \delta$  ( $l$  — kruvi pikkus,  $\delta$  — teraslapki paksus), arvutuslikuks läbimõõduks — keermeta osa läbimõõd. Kui keermeta osa kinnituspikkus puidus on alla  $2d$ , tuleb arvutuslikuks läbimõõduks võtta keerme siseläbimõõd.

Puidukruvisid arvutatakse nagu ühelõikelisi naagleidki, võttes ühe naagli kandevõime väärtuseks muljumistingimuse järgi

$$T = 35cd$$

ja naagli paindetingimuse järgi

$$T = 250d^2.$$



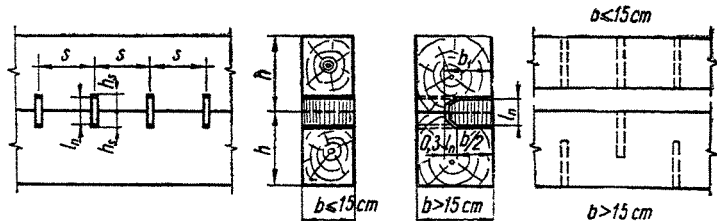
Joon. 75.

Ühenduse arvutamisel tuleb kontrollida ka nõrgestatud puitelemendi ja teraslapi tõmbetugevust ning teraslapi muljumistugevust.

Teraslappide (seibide) ühendamiseks puiduga kasutatakse mõnikord lühikesi pulknaagleid, mis töötavad analoogiliselt puidukruvidega. Vajaliku tiheduse saamiseks tuleb osa pulknaagleid asendada vastava läbimõõduga puidukruvidega. Joon 75 on toodud pulknaaglite abil moodustatud tõmbejätkude näiteid.

#### 4.5. Plaatnaaglid

Plaatnaaglid (*Derevjagini* plaadid) kujutavad endast kõvast puidust (tammest või immutatud kasest) 12–16 mm paksusi plaate, mida kasutatakse peamiselt liittalade elementide vahel tekkivate nihkejõudude vastuvõtmiseks. Selleks lõigatakse liidetavatesse elementidesse pesad, mille laius on võrdne plaadi paksusega, sügavus  $h_s = 0,5l_n + 1$  mm (joon. 76). Naaglid tuleb asetada pesa selliselt,



Joon 76

et puidukiud oleksid nihkepinnaga risti (s. t. et plaadi kiud töötaksid lõikele). Naagli sisselõike sügavus peab moodustama  $h_s \leq 0,2h$  ( $h$  — elemendi ristlõike kõrgus sisselõike suunas).

Vastavalt НКТУ 122-55 tuleb kasutada tüüp-plaatnaagleid mõõtmetega  $\delta = 12$  mm,  $l = 54$  mm või  $\delta = 16$  mm,  $l = 72$  mm. Talades laiusega  $b \leq 15$  cm võib kasutada naagleid, mis ulatuvad läbi terve ristlõike laiuse (see nõue

on määratud elektripeitli käigu pikkusega). Laiemate talade puhul kasutatakse vaheldumisi asetatud ühepoolseid naagleid (joon. 76). Ühepoolse naagli pesa maksimaalne sügavus (naagli laiuse suunas)  $b_1 = 0,5b + 0,3l_n$ .

Plaatnaaglite vahekauguseks (teljest teljeni) võetakse 9δ. Ühe naagli kandevõime sel puhul

$$T = 14l_n b_n \text{ [kg]}, \quad (3.43)$$

kus  $l_n$ ,  $b_n$  — plaatnaagli pikkus ja laius cm.

Plaatnaaglitega ühendatavad elemendid tõmmatakse kokku mitteametallsete poltidega, et elementide vahele ei jääks pilu (viimane vähendab tunduvalt ühenduse kandevõimet).

Tammest plaatnaaglite asemel kasutatakse mõnikord teraslehest plaatnaagleid, mis töötavad analoogiliselt puitplaatidega. Plaadi paksus valitakse  $\delta = 4-5$  mm, plaadi pikkus (sisselõike suunas)  $l_n = 12\delta$ . Plaadi laius valitakse nagu puitnaaglite puhul.

Terasest plaatnaaglite vahekauguseks võetakse  $s = 2,5l_n = 30\delta$ . Sel puhul võib plaadi kandevõime määrata seosest

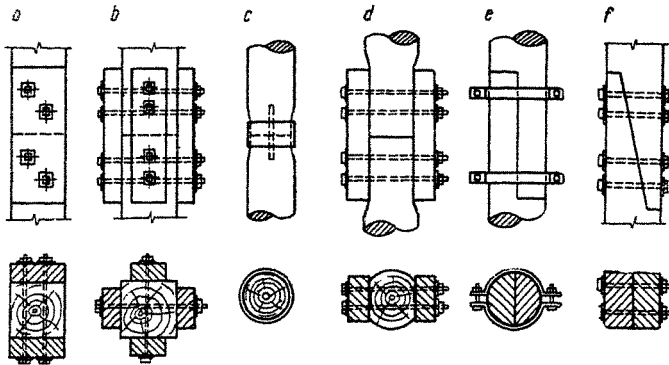
$$T = 20l_n b_n. \quad (3.44)$$

## 5. SURVE- JA TÕMBEJÄTKUD

Survejätkuna kasutatakse reeglina toetamist ots otsaga (joon. 77). Varda nõtkumise ohu olemasolul moodustatakse jätk mõnikord astmelisena, kusjuures elementide sidumiseks kasutatakse kas klambreid või polte (joon. 77, e, f). Saematerjalist varraste otsajätkud seotakse lühikeste jätkulappide ja poltide abil (a, b). Ümarpuidu jätkamisel kasutatakse kas salapulki koos metallvõruga (c) või puidust jätkulappe koos poltidega (d).

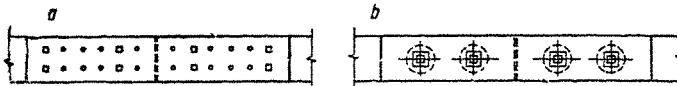
Tõmbejätk moodustatakse tavaliselt puidust jätkulappide abil. Jätkulappide sidumiseks põhielemendiga kasutatakse enamasti naagleid (joon. 78, a) või naelu (joon. 73), harvem rõngas- või hammastüübleid (joon. 78, b). Samuti on mõeldav seibi tüüpi ühenduste kasutamine (vt. joon. 75).





Joon 77

Metalltüüblite abil moodustatud tõmbejätku (joon. 60) töökindlus on väike, mistõttu seda ei soovitata kasutada.



Joon 78

Tehasejätkudes kasutatakse liimühendusi (vt. p. 6), mis võimaldavad saada võrdvastupidavuse ilma elemendi ristlõiget nõrgestamata.

## 6. LIIMÜHENDUSED

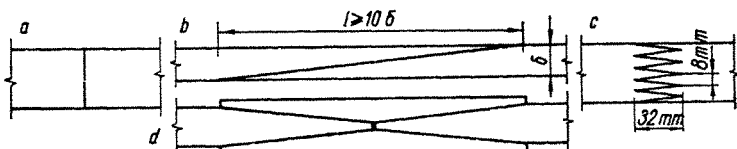
Liimi kasutatakse laudade ja lattide omavaheliseks ühendamiseks pikkuse, laiuse ja kõrguse suunas, samuti laudade (lattide) ühendamiseks vineeriga. Kõige enam kasutatakse liimühendusi liitprofiilide moodustamiseks. Selleks saab ära kasutada madalama kvaliteedi ja puratud mõõtmetega puitmaterjali, saadud liitprofiil aga töötab monoliitsena. Liimitud konstruktsioonide valmistamine on laialdaselt mehhaniseeritav, kuid nõuab täpset kinnipidamist tehnoloogilisest režiimist. Seepärast tuleb liimitud

konstruktsioonid valmistada puidutöötlemistehaste spetsialiseeritud tsehhides, mis on varustatud vajalike mehhanismide ja seadmetega liimühenduste moodustamiseks ja proovimiseks. Ei soovitata liimitud konstruktsioonide valmistamist väikeste partiidena. Liimitud paketid on tänapäeva industriaalsete puitkonstruktsioonide põhielementideks. NSV Liidus on välja töötatud unifiitseeritud liimitud konstruktsioonelementid, mida saab kasutada mitmesuguste erinevate konstruktsioonide moodustamiseks.

Liimitud paketi elemendid ei tohi olla väga massiivsed, kuna massiivsete elementide mahukahanemise tõttu teki- vad liimitud pakettis suured sisepinged ning paketi kuivamine on takistatud. Normidega lubatakse sirgetes pakettides kasutada laudu ja latte paksusega kuni 5 cm. Pakettides, mis pole kaitstud sagedase niiskumise eest, soovitatakse elemendi paksust piirata 3—4 cm-ga. Elemendi paksus kõverjoonelises (painutatud) pakettis ei tohi ületada  $1/300$  kõverusraadiusest.

Liimitavad pinnad tuleb enne liimiga katmist hõõvel- dada, mistõttu elemendi paksus väheneb võrreldes sae- materjali standardse paksusega: 2—3 mm võrra ühepoolse ja 5—6 mm võrra kahepoolse hõõveldamise puhul. Pärast liimikihi pealekandmist (tavaliselt ühele pinnale) suru- takse ühendatavad elemendid kokku kas presside (mecha- nilised, hüdraulilised või pneumaatilised) või naelte abil. Surve ( $3\text{--}5\text{ kg/cm}^2$ ) on vajalik pilude vältimiseks ja üht- lase paksusega (0,1—0,3 mm) liimikihi saamiseks.

Puidukiudude suunad kokkuliimitavates elementides peavad kokku langema (vastasel korral tekivad erineva mahukahanemise tõttu suured sisepinged).  $90^\circ$  nurga all lubatakse ühendada kuni 10 cm laiusi laudu,  $45^\circ$  nurga all — kuni 15 cm laiusi. Vineeriga võib ühendada kuni 10 cm laiusi laudu.



Joon. 79.

Laudade jätkamiseks pikisuunas kasutatakse otsjätku (joon. 79, *a*), kaldjätku (*b*) ja hambulist jätku (*c*). Viimane tüüp tagab ühenduse võrdvastupidavuse igal juhul. Kaldjätku võrdvastupidavus on tagatud, kui jätku pikkus  $l \geq 10\delta$ . Sobitatud ja liimitud otsjätku võrdvastupidavus on tagatud ainult survel. Jätku tõmbetugevus moodustab ainult ca 25% elemendi tõmbetugevusest. Põhilisteks jätkutüüpideks on kaldjätk ja otsjätk. Võimsamate ristlõigete jätkamiseks võib kasutada ka jätkulappidega liimitud ühendust (joon. 79, *d*).

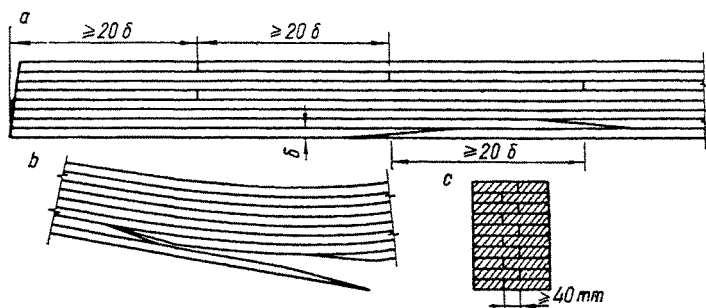
Vastavalt normidele tuleb jätkata võrdvastupidava kaldjätkuga:

- 1) sirgjooneliste tõmmatud pakettide elemendid;
- 2) paindele töötavate sirgjooneliste pakettide tõmbetsooni elemendid (ristlõike  $\frac{1}{10}$  kõrguse ulatuses);
- 3) tsentriliselt surutud pakettide äärmised elemendid;
- 4) kõverjooneliste (painutatud) pakettide ristlõike äärmised elemendid ristlõike  $\frac{1}{10}$  kõrguse ulatuses, kui elemendi kõverusraadius on suurem või võrdne 300 elemendi paksusega;
- 5) kõverjooneliste pakettide ristlõike kõik elemendid, kui elemendi kõverusraadius on väiksem kui 300 elemendi paksust.

Ülejäänud juhtudel võib kasutada otsjätku, kusjuures enamkoormatud surutud elementide otsad tuleb sobitada ja liimida.

Paketi ühes ristlõikes lubatakse jätkata mitte üle 25% laudadest või lattidest, sealhulgas maksimaalselt koormatud tsoonis mitte üle ühe elemendi. Jätkude vahekaugus peab olema vähemalt  $20\delta$  (vt. joon. 80, *a*). Ots- ja kaldjätkid ei tohi moodustada ühele poole suunatud astmeid (joon. 80, *b*). Hambuliste jätkude vahekaugusi naaber-elementides ei normeerita.

Laudade ja lattide jätkud laiuse suunas (liited) moodustatakse külj küljega, kusjuures äärmistes (kõrguse suunas) kihtides peab jätk olema liimitud. Naaberkihtide jätkude vahekaugus peab olema vähemalt 4 cm (joon. 80, *c*). Soovitatakse liimida kõik liitepinnad. Konstruktsioonides, kus võib esineda jäätumine, on kõigi vuukide liimimine kohustuslik.



Joon. 80.

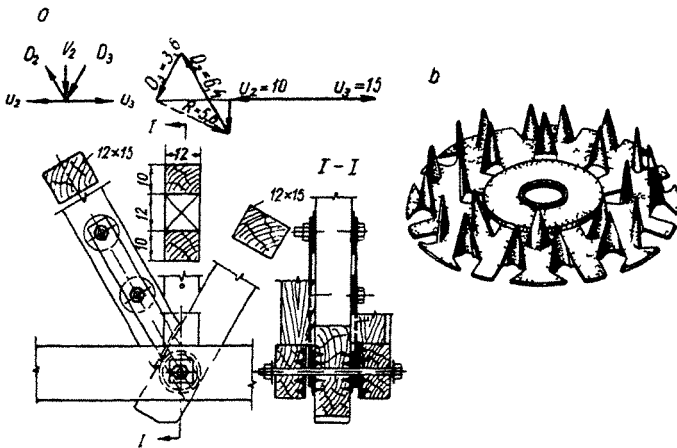
Vineeri jätkamine pikisuunas toimub kas ots- või kald- jätkuga.

Kui liimühenduste konstrueerimisel on silmas peetud ülaltoodud tingimusi, pole liimühendusi vaja arvutada. Ühendus loetakse võrdvastupidavaks vastava monoliitse elemendiga. Paketi tugevusarvutusel ühenduse järeleandvust ei arvestata.

## 7. METALLSEIBID

Seibideks nimetatakse puitkonstruktsioonides kasutatavaid metallplaate, mis võtavad vastu koormuse terassidelt ja annavad selle üle puitelemendile, jaotades koormuse suuremale pinnale. Kõige enam kasutatakse terasseibe laudsõrestike sõlmede moodustamisel. Seibid ühendatakse puitelementidega tehases. Seibidega varustatud konstruktsioonelementide transport ja montaaž on lihtne; seetõttu vastavad seibühendustega konstruktsioonid suurel määral tööde industrialiseerimise põhimõttele. Seibidega elemendid võimaldavad konstruktsiooni korduvat kokku- ja lahtimonteerimist.

Hammasseibid (*Lenнови* tüüp) valmistatakse 2–2,5 mm paksusest lehtterasest stantsimise teel (joon. 81, *b*). Seibi ühendamiseks puitelemendiga freesitakse viimasesse 2–5 mm sügavune pesa, mille järel seibi hambad suru-



Joon 81

takse või luuakse pürtu Seibide põhimõõtmed koos arvutusliku kandevõime vaartustega on toodud tabelis 7

Tabel 7

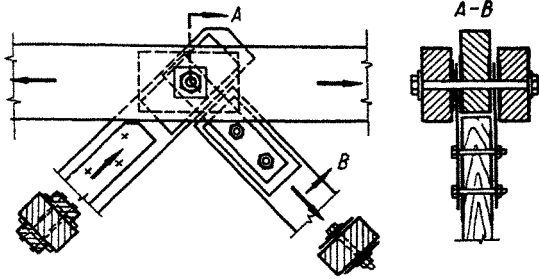
## Hammaseibid

| Seibi läbimõõt mm | Tsentripoldi läbimõõt mm | Seibi mõõtmed mm | Laua mini maalne rist lõige mm | Seibide mini maalne vahe kaugus cm | Seibi mini maalne kaugus otsast cm | Laua norges tas ühe seibiga cm <sup>2</sup> | Seibi arvutuslik kandevõime kg |
|-------------------|--------------------------|------------------|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---|--------------------------------|
| 80                | 20                       | 50 × 50 × 4      | 100 × 40                       | 12                                 | 16                                 | 8   | 960                            |
| 100               | 20                       | 60 × 60 × 5      | 120 × 50                       | 15                                 | 20                                 | 12  | 1500                           |
| 120               | 24                       | 80 × 80 × 6      | 150 × 60                       | 18                                 | 24                                 | 18  | 2160                           |
| 150               | 24                       | 90 × 90 × 7      | 180 × 80                       | 22                                 | 30                                 | 28  | 3380                           |

Laudsõrestiku hammaseibide abil moodustatud sõlme lahenduse näide on toodud joon 81, a

Lumitavad seibid valmistatakse lehtterasest, mille pakus määratakse muljumise tingimusest šarniiripoldi ja seibi vahel Seibid lumitakse tehases puitelementide kulge, monteerimisel ühendatakse seibidega varustatud elemendid šarniiripoldide abil Seibi suurus valitakse lumuhenduse

kandevõime järgi. Liimühenduse arvutusliku tugevuse väärtuseks võib orienteeruvalt võtta  $12 \text{ kg/cm}^2$ . Liimitud seibidega laudsõrestiku sõlme näide on toodud joon. 82.



Joon 82

## 8. TERASEST TÕMBESIDEMED

Puitkonstruktsioonide elementide ühendustes kasutatakse paljudel juhtudel terasesl polte, tõmbe, klambreid, range, riisku jne. Uhed neist peavad vastu võtma puit-elementidilt üle antava koormuse, teised on vajalikud ainult elementide vastastikuse asendi fikseerimiseks.

### 8.1. Poldid

Polte (tavaliselt meeterkeermega mustad poldid kuuskant- või nelikantpeaga ja -mutriga) kasutatakse nii arvutuslike kui ka mittearvutuslike sidemetena. Mittearvutuslikena, samuti ka nihkele (naaglitena) töötavatena kasutatakse polte  $\varnothing 12-24$  (27) mm; poldi pea ja mutri alla asetatakse sel puhul ruutseibid külje pikkusega  $a \geq 3,5d$  ja paksusega  $\delta \geq 0,25d$  (seejuures võetakse  $\delta \geq 4 \text{ mm}$ ).

Tõmbele töötamisel kasutatakse polte läbimõõduga 12—48 mm (vt. tabel III.4). Poldide vahekaugused tuleb valida nagu naagelühendustes. Tõmbele töötava poldi läbimõõt, samuti ka poldi pea ja mutri alla asetatavate seibide mõõtmed määratakse arvutusega. Mutri lahtikeer-

dumise vältimiseks ja keermes töökindluse tõstmiseks tuleb kasutada kontramutrit.

Poldi arvutus tõmbele toimub valemiga

$$N \leq [N_{\text{poldt}}] = mRF_{\text{neto}} = 0,8R \frac{\pi d_0^2}{4}, \quad (3.45)$$

kus  $N$  — ühele poldile mõjuv tõmbejõud;

$m = 0,8$  — poldi töötamistingimuste tegur, mis arvestab pingete kontsentratsiooni mõju poldi kandevõimele;

$d_0$  — poldi keermes siseläbimõõt (vt. tabel III.2);

$R$  — poldi materjali arvutuslik tõmbetugevus (terase Ct. 3 puhul  $R = 2100 \text{ kg/cm}^2$ ).

Seibi külje pikkus määratakse puidu muljumistingimusest

$$N \leq m_{\text{cm}} R_{\text{cm}90} F_{\text{cm}}, \quad (3.46)$$

kus  $m_{\text{cm}} = 1,0$  — puidu töötamistingimuste tegur muljumisel;

$R_{\text{cm}90} = 40 \text{ kg/cm}^2$  — puidu arvutuslik muljumistugevus seibi all, kui muljumisnurk  $60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  (kui  $\alpha < 60^\circ$ , määratakse  $R_{\text{cm}\alpha}$  tabelist I.9).

Lähtudes võrdvastupidavuse tingimusest ja arvestades, et  $F_{\text{neto}} \approx 0,7F_{\text{bruto}} = 0,7 \frac{\pi d^2}{4}$ , saame

$$0,8 \frac{0,7 \pi d^2}{4} 2100 = 1,0 \cdot 40 \left( a^2 - \frac{\pi d^2}{4} \right),$$

millest seibi külje pikkus

$$a = 4,88d. \quad (3.47)$$

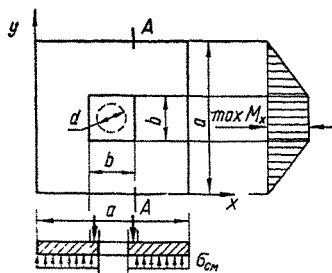
Seibi paksus määratakse paindetingimusest

$$\max M \leq mRW = mR \frac{\delta^2}{6},$$

millest seibi paksus

$$\delta \geq \sqrt{\frac{6 \max M}{mR}}. \quad (3.48)$$

Maksimaalne paindemoment seibis määratakse eeldusel, et survejaotus seibi all on ühtlane ja et lõikes  $A-A$  (joon. 83) esinev paindemoment  $M_x$  jaguneb seibi laiusel lineaarselt. Paindemomentide tasakaalu võrrandist lõikes  $A-A$  saame



Joon 83

$$aR_{\text{cm}90} \frac{(a-b)^2}{8} = \\ = \max M [b + 0.5(a-b)].$$

Siit maksimaalne paindemoment (ühiklause kohta)

$$\max M = R_{\text{cm}90} \frac{a(a-b)^2}{4(a+b)}. \quad (3.49)$$

Asetades  $\max M$  väärtuse avaldisse (3.48) ja arvestades, et seibi külje pikkus  $a = 4,88d$  ja poldi pea (mutri) külje pikkus  $b = 1,5d$ , saame

$$\delta \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4,88d(3,38d)^2 \cdot 40}{4 \cdot 6,38d \cdot 2100}} = 0,5d. \quad (3.50)$$

Tavaliselt kasutatakse tõmbepoltides seibe külje pikkusega  $a = 5d$  ja paksusega  $\delta = 0,5d$ .

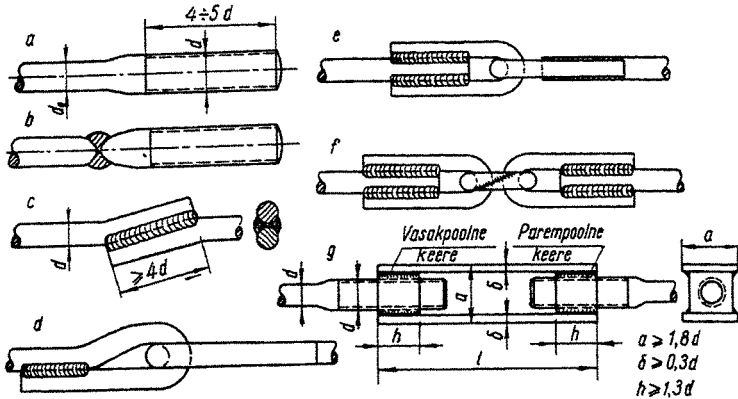
## 8.2. Tõmbid

Ümarterasest tõmbe kasutatakse prussidest sõrestike tõmbevarrastena, sprengelatalade tõmbevõõdena ja teistes kohtades, kus osutub vajalikuks tõmbevarda järelpingutamine. Kui tõmbi pikkus pole väga väike ( $l > 2-4$  m), on otstarbekas terase ökonoomsemaks kasutamiseks moodustada tõmbi keermega osad suurema läbimõõduga ( $\sim \frac{4}{3}d$ ) ümarterasest. Selleks kas suurendatakse varda otsa läbimõõtu sepistamise teel või keevitatakse varda otsa suurema läbimõõduga ümarterasest jätkud (joon. 84,  $a, b$ ). Keevisühendus peab tagama võrdtugevuse tõmbi keermeta osaga.



Tõmbi keermega osa mõõtmed valitakse vastavalt poltide nomenklatuurile (tabel III.4). Kõikidel juhtudel tuleb kasutada ka kontramutreid.

Tõmb jätkatakse kas jäigalt (joon. 84, c) või šarniirseltselt (*d, e, f*). Kui esineb vajadus jätku järelpingutamiseks, kasutatakse pingutuslukku (joon. 84, g).

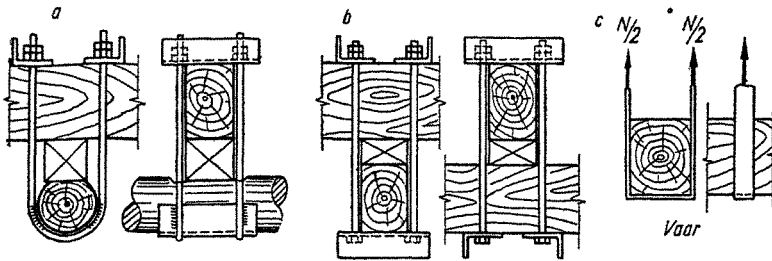


Joon 84

Tõmbe arvutatakse nagu polte valemiga (3.45). Paaris- ja kolmiktõmbide kasutamisel vähendatakse jõudude või maliku ebaühtlase jaotuse tõttu terase arvutuslikku tugevust teguriga 0,85 (s. o. terase  $\sigma_T = 3 R = 1800 \text{ kg/cm}^2$ ). Tõmbi mutrite alla asetatakse seibid mõõtmetega  $a = 5d$  ja  $\delta = 0,5d$ , kus  $d$  — tõmbi keermega osa välisläbimõõt.

### 8.3. Rangid

Range kasutatakse talade riputamiseks, sõrestike toetõlmade moodustamiseks, puidust tõmbevarraste jätkamiseks jne. Rangid valmistatakse kas ümar- või ribaterasest. Muljumispinna suurendamiseks asetatakse ümarterasest rangide alla ribaterasest jaotuslehed (joon. 85, a). Muljumisjõudude üleandmiseks puidule kasutatakse ka tasapinnalisi toeribisid (b). Viimased peavad olema küllaldase



Joon 85

paindejääkusega. Täiesti lubamatu on täisnurga all painutatud rangide (c) kasutamine, kuna siin tekivad suured muljumispinged puidus ja paindepinged rangides.

Arvutamisel tuleb kontrollida rangide tõmbetugevust (nõrgestatud ristlõike järgi), puidu muljumistugevust ja toeribide paindetugevust. Rangide vajalik ristlõikepind

$$F_{\text{neto}} \geq \frac{N}{mR}. \quad (3.51)$$

Puidu muljumistugevust tasapinnalise toeribi all kontrollitakse valemiga (joon. 85, b)

$$F_{\text{CM}} \geq \frac{N}{m_{\text{CM}} R_{\text{CM}} \alpha}. \quad (3.52)$$

Ringsilindrilise muljumispinna puhul (arvestades ühtlast pingeaotust pinnal) peab olema täidetud tingimus (joon. 85, a):

$$N \leq 2brR_{\text{CM}} \alpha. \quad (3.53)$$

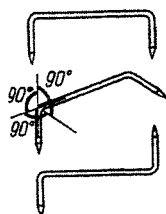
Rangi toeribi (joon. 85, b) kontroll paindele toimub valemiga

$$M \leq mRW. \quad (3.54)$$

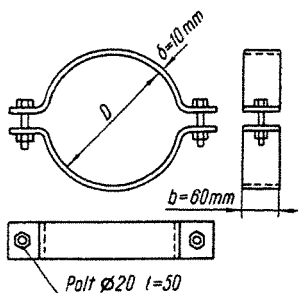
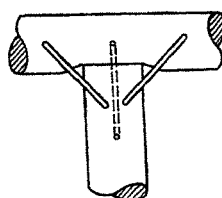
Puidu muljumistugevus tuleb määrata vastavalt muljumisjõudude faktilisele suunale (tavaliselt kas puidukiudude suunas või nendega risti).

#### 8.4. Riisad ja klambrid

Riisku (joon. 86) ja klambreid (joon. 87) kasutatakse puitkonstruktsioonides mitteamvutuslike sidemetena. Riisad valmistatakse kas ümar- või ruutterasest. Enne riisa sisselõõmist puitu on soovitatav ette puurida augud vähemalt poolele sisselõõgi sügavusele (läbimõõt  $0,6—0,9d$ ).



Joon 86



Joon 87

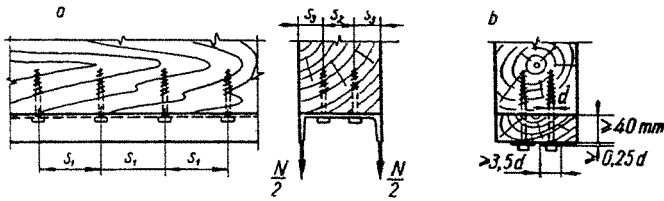
Klambrid valmistatakse tavaliselt ribaterasest ja neid kasutatakse peamiselt surutud elementide astmelisel jätkamisel.

#### 8.5. Tõmbele (väljarebimisele) töötavad naelad ja kruvid

Naelte ja puidukruvide töötamist tõmbele lubatakse arvestada ainult teisejärgulistest elementides (lagede laudised jms.). Puidukiudude suunas või ettepuuritud auku lõõdud naelte töötamist ei arvestata. Naelte töötamist tõmbele ei tohi arvestada ka dünaamiliste koormuste puhul.

Tõmbele töötavate naelte vahekaugused valitakse samuti nagu nihkele töötavates naelühendustes.

Tõmbele töötavad puidukruvid soovitatakse sisse keerata auku, mille läbimõõt on 2—3 mm väiksem kruvi keermeta osa läbimõõdust. Kruvide vahekaugus sel puhul peab olema (joon. 88, a)  $s_1 \geq 10d$ ,  $s_2 \geq 5d$ ,  $s_3 \geq 5d$ . Puidukruvisid kasutatakse peamiselt metallist elementide ühen-



Joon. 88.

damiseks puiduga. Puitelementide ühendamisel tuleb kruvi-  
pea alla asetada seibid külje pikkusega  $a \geq 3,5d$  ja paksu-  
sega  $\delta \geq 0,25d$ . Kinnitatava elemendi paksus peab sel  
puhul olema vähemalt  $4d$ .

Tõmbele töötavaid naelu ja puidukruvisid arvutatakse  
valemiga

$$N \leq R_{\text{BD}} \pi d l, \quad (3.55)$$

kus  $N$  — naelale või kruvile mõjuv tõmbejõud;

$R_{\text{BD}}$  — puidu arvutuslik vastupanu naela või kruvi  
väljarebimisele; õhukuiva puitu lõõdud naelte  
puhul  $R_{\text{BD}} = 3 \text{ kg/cm}^2$ , toore puidu puhul,  
mis kuivab konstruktsiooni ekspluaterimisel,  
 $R_{\text{BD}} = 1 \text{ kg/cm}^2$ ; puidukruvide puhul  $R_{\text{BD}} =$   
 $= 20 \text{ kg/cm}^2$ ;

$d$  — naela või puidukruvi silindrilise osa läbimõõt  
(naelte puhul  $d > 5 \text{ mm}$  võetakse  $d = 0,5 \text{ cm}$ ).

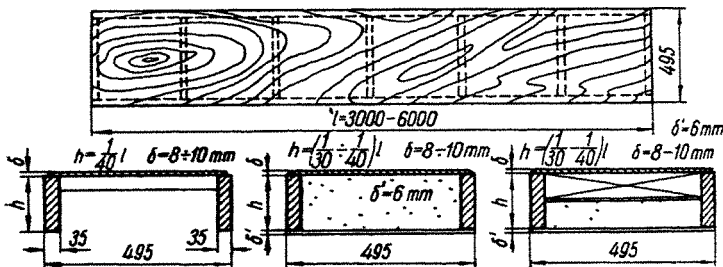
$l$  — naela või puidukruvi arvutuslik kinnituspikkus;  
naela kinnituspikkus arvutatakse nagu nihkele  
töötavates ühendustes, arvutuslik kinnituspikkus  
ei tohi olla väiksem kui kahekordne kinnitatava  
elemendi paksus ja  $10d$ .

## LIHTSAMAD TALASÜSTEEMID

## 1. LAUDISED

Laudised esinevad vahelagede ja katusekatete elementidena, töölavades, raketistes jne. Laudis võib olla moodustatud kas üksikutest laudadest (lattidest) või valmis kilpidest. Jäikuse tõstmiseks võib laudise valmistada kahekihilisena, kusjuures pealmise kihi laud on alumise kihi laudade suhtes 45—90° nurga all. Alumine laudisekiht loetakse töötavaks, ülemine jaotavaks kihiks. Jaotav kiht moodustatakse 16—25 mm paksustest laudadest, töötav — 25—60 mm paksustest laudadest või lattidest. Töötava kihi laudade vahele jäetakse tavaliselt (kui seda võimaldavad konstruktsiooni eksploatatsioonitingimused) 10—200 mm laiused pilud. Viimased tagavad puidu parema õhustamise ning vähendavad puidukulu.

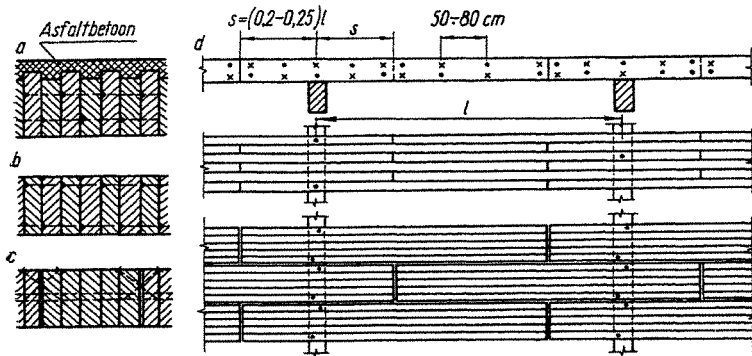
Tsiviilhoonete puitvahelagede moodustamiseks võib kasutada naelutatud puitkilpe (ГОСТ 1005-49) pikkusega 2000 mm, laiusega 495, 595, 695 või 895 ja paksusega 38—78 mm.



Joon 89

Liimitud vineerkilpe võib kasutada nii seinte, katuste kui ka vahelagede moodustamiseks. Liimitud kilp koosneb puitkarkassist, millele on kas ühelt või mõlemalt poolt liimitud 6—10 mm paksused vineerlehed (joon. 89). Vineeri väliste kihtide puidukiud peavad olema suunatud kilbi pikisuunas. Vajaduse korral võib kilp olla varustatud soojaisolatsiooniga.

Puitplaat kujutab endast massiivset laudist serviti asetatud laudadest, mis on omavahel ühendatud kas naelte või puitnaaglite abil. Puitplaatide põhiliseks kasutuselaks on sildade sõidutee katted (joon. 90, a) ja köetavate töös-



Joon 90

tushoonete katused (kui õhu relatiivne niiskus ruumis ei ületa 60%). Puitplaadi valmistamiseks võib kasutada sorteerimata saematerjali, milles ei esine mädanikku. Suure puidukulu tõttu lubatakse puitplaati kasutada ainult erandina metsarikastes rajoonides. Puitplaati kasutatakse enamasti läbijooksva laudisena avadel kuni 6 m. Laudade jätkud asetatakse toest ca 1/5 kandeava kaugusele, kusjuures ühes ristlõikes jätkatakse mitte üle 50% laudadest.

Tavaliselt kasutatakse 40—50 mm paksusi laudu, mis lüüakse kokku 80 mm pikkuste naeltega. Naelad lüüakse kahte ritta 20 mm kaugusele laua servadest malekorras, vahekaugusega 40—80 cm.

Puitplaadi moodustamiseks võib kasutada ka 40—50 cm

laiusi valmis kilpe, milles lauad on omavahel ühendatud kas naelte või  $24 \times 24$  mm puitpulkadega (joon. 90, c). Viimased valmistatakse kuivast okaspuidust ja lüüakse 25 mm läbimõõduga aukudesse, mis puuritakse iga 50—60 cm tagant. Kilbid ühendatakse omavahel külgsuunas viltu löödud naeltega, pikisuunas — astmelise jätkuga.

Puitplaat ühendatakse toega läbi plaadi vertikaalselt löödud naelte abil (igas viiendas lauas), mille ots peab tungima toesse vähemalt 5 cm sügavusele.

Laudised tuleb arvutada tugevusele ja läbipaindele. Tavaliste kandeavade puhul katab üks laud või latt vähemalt kaks kandeava, mistõttu arvutus toimub kaheavalise jätkuva tala skeemi järgi (vt. tabel IV.1).

Katuseroovide ja -laudiste arvutamisel vaadeldakse kahte koormuskombinatsiooni:

a) konstruktsiooni (laudise ja katusekatte) omakaal ja lumi,

b) konstruktsiooni omakaal ja montaažikoormus 100 kg (vastav ülekoormustegur  $n = 1,0$ ).

Laudise arvutamisel montaažikoormusele suurendatakse puidu arvutuslikku tugevust teguriga 1,1 (vt. tabel I.10). Tiheda laudise puhul, samuti ka juhul, kui laudade või lattide vahekaugus (teljest teljeni)  $a \leq 15$  cm, loetakse, et keskendatud montaažikoormus jaguneb kahele, muudel juhtudel — ühele lauale (latile). Kahekordse laudise puhul loetakse, et pealmine kiht jaotab montaažikoormuse 0,5 m laiusele töötava laudise ribale. Samasugust jaotust võib arvestada ühekordse laudise korral, kui laudise alla on löödud põiksuunaline latt ava keskele.

Vahelaelaudist (põrandat) soovitatakse peale tugevuse ja läbipainde kontrollida vetruvusele. See kontroll peab tagama, et põranda läbipaine 60 kg keskendatud koormuse toimel ei ületaks 0,05 cm. Tavaliste laagidele toetuvate põrandate puhul on nimetatud tingimus täidetud, kui laagi inertsmoment

$$I_1 \geq \frac{2,67 \left(\frac{B}{c}\right)^4}{\left(\frac{l}{f} q^H\right)^3}, \quad (4.1)$$

kus  $B$  — laagide vahekaugus;

- $c$  — laudise paksus;  
 $\frac{f}{l}$  — pirolukorrale vastav suhteline läbipaine, mis määratakse tabeli IV 1 järgi;  
 $q^n$  — vahelae summaarne normatiivne koormus

Liimitud vineerkilpide arvutamisel tuleb määrata kilbi redutseeritud ristlõikepind

$$F_0 = F_1 + F_2 \frac{E_2}{E_1} \quad (4.2)$$

ja inertsmoment

$$I_0 = I_1 + I_2 \frac{E_2}{E_1}, \quad (4.3)$$

kus  $F_1, I_1, E_1$  ja  $F_2, I_2, E_2$  — vastavalt vineeri ja puidu ristlõikepinnad, inertsmomentid ja elastsusmoodulid.

Pingete määramisel tuleb arvestada nende ebauhtlast jaotust kilbi laiusel. Sellega seoses võetakse arvutamisel kilbi faktilise laiuse asemel aluseks redutseeritud laius

$$b_0 = 0,15l, \text{ kui } l \leq 6b;$$

$$b_0 = 0,9b, \text{ kui } l > 6b,$$

kus  $b$  — kilbi faktiline laius,  
 $l$  — kilbi kandeava.

Kilbi surutud võõd kontrollitakse kohalikule stabiilsusele valemiga

$$\left(\frac{\sigma_k b_0}{b}\right)^2 \frac{1}{\beta} \left(\frac{c}{\delta}\right)^2 \leq R_c, \quad (4.4)$$

kus  $\sigma_k$  — keskmine normaalpinge surutud võõs (arvutatakse redutseeritud laiuse järgi);

$c$  — surutud plaadi paneeli väiksem mõõde (piki- või põikribide vahekaugus) cm;

$\delta$  — plaadi paksus cm;

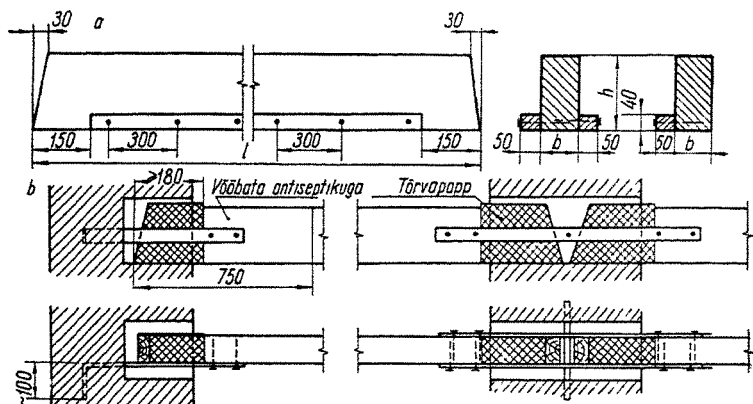
$\beta$  — vineeri omadusi arvestav tegur, mille väärtuseks võetakse  $\beta = 85\,000 \text{ kg/cm}^2$  kolmekihilise ning  $\beta = 140\,000$  — viie- või seitsmekihilise kasevineeri puhul (männi- ja lepavineeri korral vähendatakse teguri  $\beta$  väärtust 35% võrra).



## 2. TALAD

Vahelagede, katuse kandekonstruktsioonide ja muude talastike elementidena kasutatakse kas ühe- või mitmeavalisi talasid nii ristkülikulise kui ka ümara ristlõikega. Umarpuit võib olla kanditud kas ühelt või mitmelt küljelt. Talade tavaliste ristlõigete geomeetriselised karakteristikad on toodud tabelis IV.2.

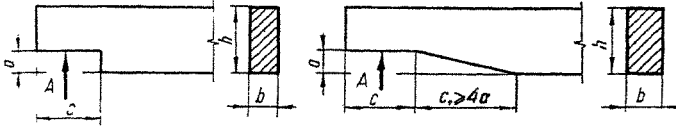
Laetaladeks on otstarbekohane kasutada standardseid talasid ГOCT 4981-49 järgi (joon. 91, a). Standardiga on ette nähtud ristlõiked  $80 \times 180$  kuni  $100 \times 240$  mm pikkusega 2200—6400 mm. Vahelaetalade toetamise ja ankurdamise detaile on toodud joon. 91, b.



Joon. 91.

Katusepärlinite (roovtalade) moodustamisel kasutatakse nii lihttalasid kui ka läbijooksvaid talasid. Kuna paindejäikade jätkude moodustamine on tülikas, kasutatakse puitkonstruktsioonides peajasjalikult šarniiridega konsooltalasid.

Talade konstrueerimisel tuleb vältida tala äärmiste kiudude nõrgestusi maksimaalselt koormatud ristlõigetes. Tõmmatud külje sisselõike sügavus toel (joon. 92) peab olema:



Joon. 92.

$$a \leq 0,1h, \text{ kui } \frac{A}{bh} \geq 6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$a \leq 0,25h, \text{ kui } \frac{A}{bh} \geq 4 \text{ kg/cm}^2; \quad (4.5)$$

$$a \leq 0,5h, \text{ kui } \frac{A}{bh} \leq 2,5 \text{ kg/cm}^2;$$

kus  $A$  — tala toereaktsioon arvutuslikust koormusest,  
 $b, h$  — tala ristlõike laius ja kõrgus.

Suuruse  $\frac{A}{bh}$  vahepealsete väärtuste puhul määratakse maksimaalne sisselõike sügavus lineaarse interpolatsiooni teel.

Sisselõike sügavus peab rahuldama tingimust

$$\begin{aligned} a &\leq 0,3h, \text{ kui } h > 18 \text{ cm;} \\ a &\leq 0,4h, \text{ kui } 12 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm;} \\ a &\leq 0,5h, \text{ kui } h < 12 \text{ cm.} \end{aligned} \quad (4.6)$$

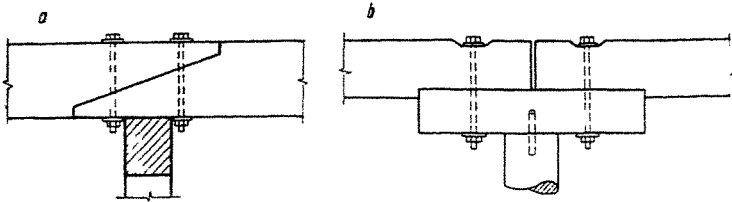
Sisselõike toetuspinna pikkus  $c$  (joon. 92) ei tohi olla suurem ristlõike kõrgusest  $h$ . Pingete kontsentratsiooni vähendamiseks soovitatakse üleminekul sisselõikelt nõrgestamata ristlõikele kasutada vuuti.

Kui toe lähedal on rakendatud koondatud koormusi, ei tohi toel sisselõikeid teha.

Lihttalade arvutamisel tuleb kontrollida tugevust ja läbipainet vastavalt II peatükis toodud seostele. Lihttalade kasutamist piiravad suhteliselt suured läbipainded. Nii saab ННТУ 122-55 soovitatud sortimendi saematerjalidega tala tugevuse täielikul ärakasutamisel katta maksimaalselt kuni 5 m avasid. Vajalik lihttala ristlõike kõrgus ühtlaselt jaotatud koormuse puhul on

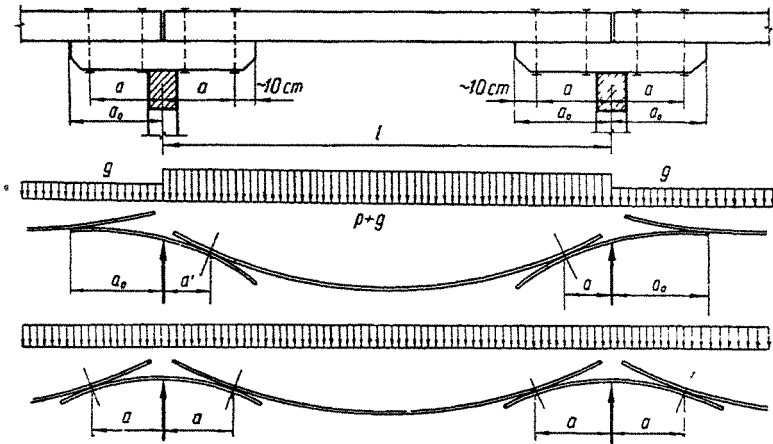
$$h \geq \frac{1}{23} l, \text{ kui } \frac{f}{l} = \frac{1}{200}; \quad h \geq \frac{1}{18} l, \text{ kui } \frac{f}{l} = \frac{1}{250}. \quad (4.7)$$

Mitme järjestikuse ava katmisel jätkatakse lihttalasid tavaliselt kas viltuse hamba (joon. 93, *a*) või tugipadja (*b*) abil.



Joon 93

Lihttalade jätkamisel kasutatava tugipadja väljaarendamisel saadakse alustalaga süsteem (joon. 94), mille puhul väheneb tala efektiivne kandeava ja seega ka paindemoment. Alustala pikkus määratakse tingimusest, et peatala ja alustala elastsete joonte ühine puutepunkt asetseks alustala otsa lähedal. Kui alustala inertsmoment on võrdne peatala inertsmomentiga, on ühtlaselt jaotatud koormuse



Joon. 94.

puhul nimetatud puutepunkti kaugus toest  $a = \frac{1}{6} l$ , kus  $l$  on tugede vahekaugus. Alustala pikkuseks valitakse  $2(a + 10 \text{ cm})$ .

Alustala paindemoment on maksimaalne, kui mõlemad naaberavad on maksimaalselt koormatud:

$$M = \frac{qla}{2}. \quad (4.8)$$

Peatala paindemoment kõikide avade ühtlasel koormamisel

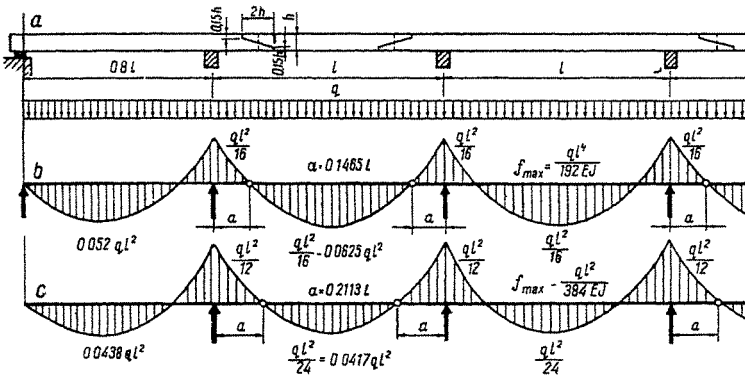
$$M = \frac{q(l-2a)^2}{8}. \quad (4.9)$$

Ajutise koormuse puudumisel naaberavades aga nihkub peatala ja alustala elastsete joonte ühine puutepunkt toele lähemale. Tasakaalutingimusest saame

$$a' = a_0 \frac{g}{q}.$$

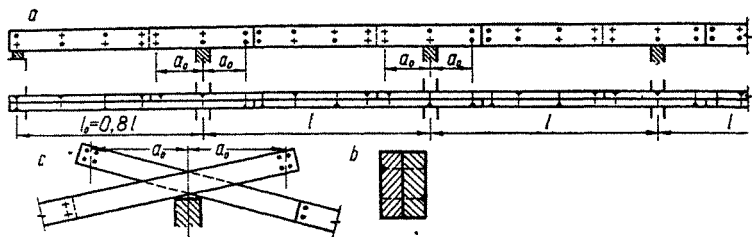
Sellele vastab peatala maksimaalne paindemoment

$$M = \frac{q(l-2a')^2}{8}. \quad (4.10)$$



Joon 95.

Šarniiridega jätkuva konsooltala šarniirid paigutatakse paarikaupa üle ühe ava (joon. 95, *a*), kusjuures äärmine ava peab olema šarniirideta. Šarniiri kauguse varieerimisega toest saab ette valida toe- ja avamomentide või naaberavade läbipainete sobiva suhte. Võrdsete paindemomentidega lahenduse (joon. 95, *b*) korral on šarniiri kaugus toest  $a = 0,1465l$ , võrdsete läbipainete (joon. 95, *c*) korral —  $a = 0,2113l$ . Äärmine ava soovitatakse võimaluse korral valida 20% võrra lühem, et ei tekiks vajadust ristlõike tugevdamiseks. Šarniiri konstruktsioon on toodud joon. 95, *a*. Šarniir peab võimaldama tala lühema lüli otsa vaba pöördumist.



Joon. 96.

Laudadest paaristala (joon. 96, *a*) kujutab endast šarniirideta ja šarniiridega jätkuva tala vahepealset tüüpi. Paindemomentide nullpunktide piirkondades on siin tala ristlõige nõrgestatud 50% võrra. Tala valmistamiseks kasutatakse laudu, mille pikkus on võrdne tala kandeavaga. Laudade jätkukohad on vaheldumisi nihutatud  $0,2l$  kaugusele toest.

Laudadest paaristalasisid vaadeldakse arvutamisel šarniirideta jätkuva talana. Äärmine ava valitakse kas ca 20% võrra teistest lühem või tugevdatakse tala äärmises avas lisalauaga.

Vajalik naelte arv laua ühe otsa kinnitamiseks määratakse seosega (joon. 96, *c*)

$$n \geq \frac{M}{m \cdot 2a_0 [T]}, \quad (4.11)$$

kus  $M$  — tala toemoment ( $M = \frac{ql^2}{12}$ );

$[T]$  — ühe naela arvutuslik kandevõime;  
 $a_0$  — naelühenduse keskme kaugus toest.

Naelad tala pikkuse ülejäänud osas asetatakse konstruktiivselt (tavaliselt malekorras sammuga ca 50 cm).

### 3. TUGISTIKUD

Tugistik kujutab endast üleminekuvormi täisseinalistelt taladelt srestikkonstruksioonidele. Tugistikke kasutatakse ühekorruseliste tööstushoonete ja ladude kandekonstruksiooni moodustamiseks, puitsildades, katusekonstruksioonides jm. Tugistikega kaetakse tavaliselt avasid 4—8 m. Tugistikud moodustatakse enamasti ümarpuidust, harvem prussidest. Töötamiskeemilt võib tugistikud jaotada trapets-, riiv- ja kolmnurktugistikeks.

#### 3.1. Trapetstugistikud

Trapetstugistik võib esineda nii alustalaga (joon. 97, *a*) kui ka alustalata (*b*) süsteemina. Kuna teisel juhul sisselöige käpa toetamiseks nõrgestab peatala, soovitatakse kasutada peaasjalikult alustalaga süsteemi.

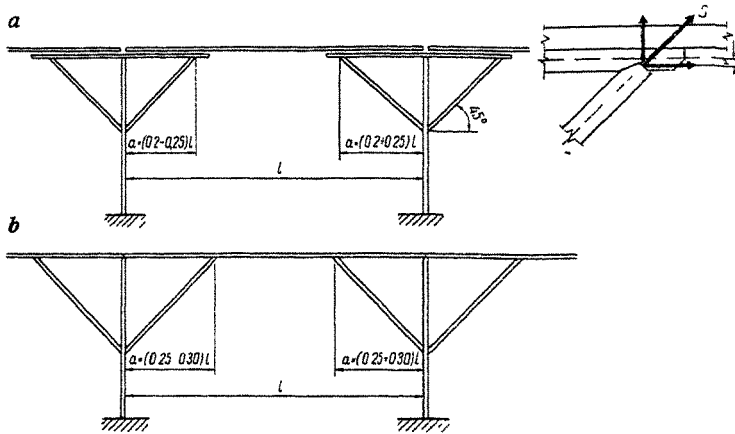
Trapetstugistiku mõõtmed valitakse vastavalt joon. 97, *a* toodud skeemile. Tugikäppade kaldenurk moodustab tavaliselt 45°, alustala teoreetiline pikkus  $2a = (0,4 - 0,6)l$ . Peatalad jätkatakse posti kohal.

Lihtsustatud arvutusel võib oletada, et peatala töötab konsoolidega lihttalana, mille kandeava  $l_0 = l - 2a$ . Peatala maksimaalne paindemoment ühtlaselt jaotatud koormuse mõjumisel on seega

$$M = \frac{q(l-2a)^2}{8}. \quad (4.12)$$

Tugikäpale üleantav vertikaalne koormus

$$V = \frac{q(l-a)}{2} \quad (4.13)$$



Joon. 97

ning sellele vastav tõmbejõud alustalas

$$N = \frac{q(l-a)}{2} \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.14)$$

Alustala maksimaalne paindemoment vertikaalkoormusest toel

$$M' = \frac{qa^2}{8} \quad (4.15)$$

ja avas (arvestades, et paindemoment jaguneb peatala ja alustala vahel võrdeliselt inertsmomentidega)

$$M'' = 0,07qa^2 \frac{I_a}{I_a + I_p}. \quad (4.16)$$

Alustala tõmbejõu ekstsentrilisest rakendamisest tekib täiendav paindemoment (joon. 97)

$$M_0 = Ne. \quad (4.17)$$

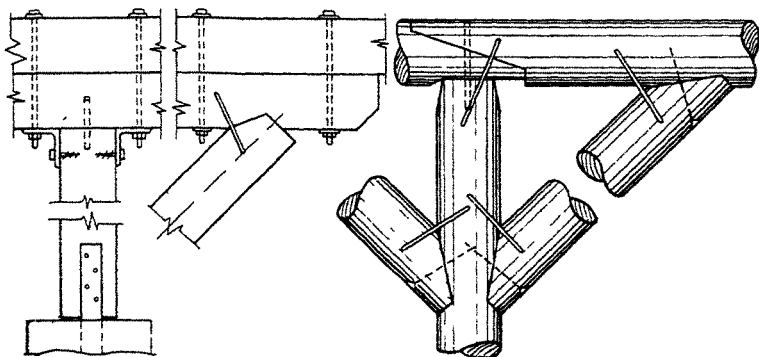
Seega tuleb alustala arvutuslikuks paindemomendiks valida suurem suurus

$$M' - M_0 \text{ ja } M'' + M_0.$$

Survejõud tugikäpas

$$S = \frac{q(l-a)}{2} \frac{1}{\cos \alpha}. \quad (4.18)$$

Trapetstugistiku sõlmede kujundamise näiteid on toodud joonisel 98.



Joon. 98

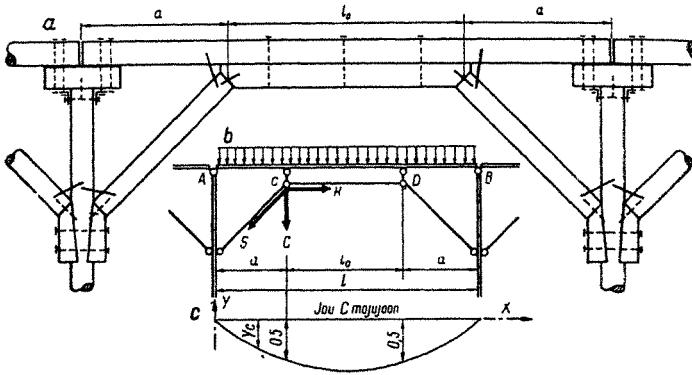
### 3.2. Riivtugistikud

Riivtugistikus on peatala ava keskosas toetatud horisontaalsele riivile, mis omakorda toetub postidega ühendatud tugikäppadele (joon. 99, a). Riivi pikkus valitakse piirides  $l_0 = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)L$ . Tugikäppade kalle võetakse  $\alpha \approx 45^\circ$ . Peatala jätkatakse postide kohal.

Riivtugistiku arvutuskeem on toodud joon. 99, b. Peatala kujutab endast kolmeavalist tala, mille keskmised toed C ja D on järeleandvad. Toereaktsioonide C ja D leidmiseks (viimased on alati omavahel võrdsed) on otsustav kasutada mõjujoont (joon. 99, c). Mõjujoone ordinaadid arvutatakse seostega

$$y = \frac{\xi_1}{2} \left( 1 + \frac{1 - \xi_1^2}{2 + 3n} \right) \text{ piirkonnas } x \leq a \quad (4.19)$$





Joon 99

$$\text{ja } y = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{3\xi_2 n^2 (1 - \xi_2)}{2 + 3n} \right] \text{ piirkonnas } a \leq x \leq a + 0,5l,$$

$$\text{kus } n = \frac{l_0}{a}.$$

Mõjujoone pind arvutatakse seosest

$$\omega = l_1 \left[ \frac{n+1}{2} + \frac{1+n^3}{4(2+3n)} \right]. \quad (4.20)$$

Peatala paindemomentide arvutamiseks kasutatakse seoseid

$$\begin{aligned} M_x &= M_{0x} - Cx \text{ piirkonnas } x \leq a; \\ M_x &= M_{0x} - Ca' \text{ piirkonnas } a \leq x \leq 0,5l. \end{aligned} \quad (4.21)$$

Piirkonnas  $a \leq x \leq (l-a)$  töötab arvutusliku paindemomendi vastuvõtmisel nii peatala kui ka tugistiku riiv, mistõttu selles piirkonnas peab peatala vastu võtma momendi

$$M'_x = M_x \frac{I_p}{I_p + I_r} \quad (4.22)$$

ja riiv momendi

$$M''_x = M_x - M'_x.$$

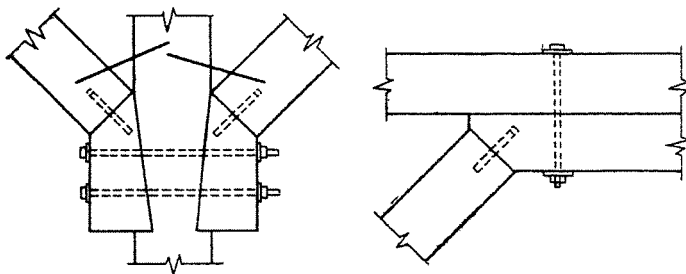
Riivtugistiku diagonaali sisejõud (vt. joon. 99, *b*)

$$S = C \frac{1}{\cos \alpha}; \quad (4.23)$$

riivi survejõud

$$H = C \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.24)$$

Riivtugistiku sõlmede detaile on toodud joonisel 100. Sõlmede lauptapid arvutatakse III peatükis toodud valemitega.



Joon. 100.

### 3.3. Kolmnurktugistikud

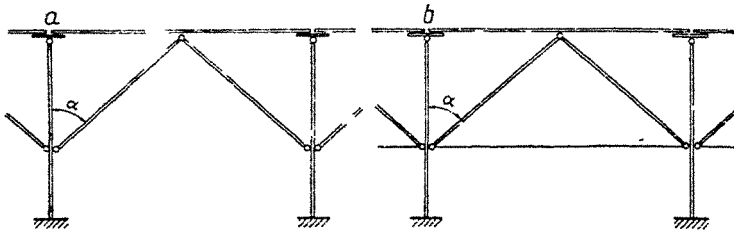
Kolmnurktugistike (joon. 101, *a*) kasutamine on otstarbekas, kui ava keskel mõjub üks koondatud koormus. Sel puhul on peatala paindemoment suhteliselt väike ja peatala ristlõike mõõtmed võib valida konstruktiivselt (näiteks  $12 \times 12$  cm). Kolmnurktugistiku diagonaali kalde-nurk valitakse tavaliselt piirides  $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ .

Ühtlaselt jaotatud koormuse puhul võib kolmnurktugistiku peatala vaadelda kaheavalise talana, mille keskmise toe reaktsioon

$$V = 1,25ql_1 = 0,625ql \quad (4.25)$$

ja maksimaalne paindemoment

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{ql^2}{32}. \quad (4.26)$$



Joon. 101

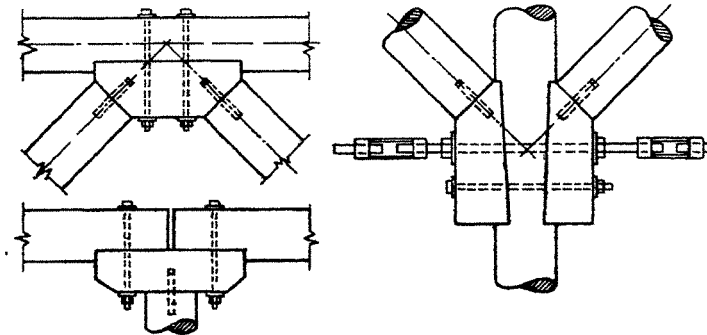
Diagonaali survejõud

$$D = \frac{V}{2 \cos \alpha} = \frac{0,3125 ql}{\cos \alpha}. \quad (4.27)$$

Kui naaberavades puudub ajutine koormus, peab post vastu võtma horisontaalse põikkoormuse

$$H = 0,3125 ql \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.28)$$

Selle põikkoormuse toimel postis tekkiva paindemomendi vähendamiseks kasutatakse tavaliselt tõmbi (joon. 101, b). Kolmnurktugistike detaile on toodud joonisel 102.



Joon. 102.

## 4. KATUSED

Katuse kattede konstruktsioon koosneb üldjuhul järgmistest elementidest: katusekate, ülemine laudis või roovid, sooja-isolatsioon, auruisolatsioon, alumine laudis, sarikad, pärliinid (roovtalad), katusesõrestik. Kõige lihtsamal juhul on katus moodustatud katusekattest, roovidest ja sarikatest, mis toetuvad vahetult hoone seintele.

Katusekalle oleneb kattematerjalist, arhitektuurilistest kaalutlustest ja kandekonstruktsiooni tüübist. Ka roovitise konstruktsioon on määratud katuse kattematerjaliga (vt. tabel 8).

Katuste konstruktsioon

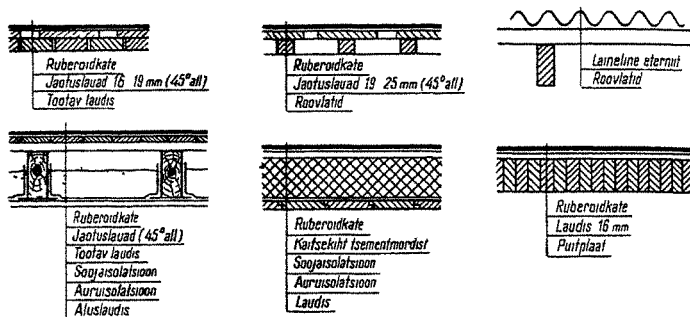
Tabel 8

| Jrk. nr. | Kattematerjal        | Katuse kalle | Roovitise   |
|----------|----------------------|--------------|---|
| 1        | Rullmaterjal 2 kihti | 1:4 —1:7     | Kahekordne laudis                                     |
| 2        | „ 3 „                | 1:7 —1:15    | „   |
| 3        | „ 4 „                | 1:15—1:30    | „   |
| 4        | „ 5 „                | 1:30—1:100   | „   |
| 5        | Katuseplekk          | 1:5 —1:1     | Roovlatid sammuga<br>$a = 25$ cm või ühekordne laudis |
| 6        | Eterniitplaadid      | 1:2 —1:1     | Laudis 2—3 cm laiuste piludega                        |
| 7        | Laineline eterniit   | 1:4 —1:2     | Roovlatid sammuga<br>$a = 50$ cm.                     |
| 8        | Katusekivid          | 1:2 —1:1     | Roovlatid   |

Külmade ja soojade katuste näiteid on toodud joonisel 103.

Roovitise arvutamisel tuleb kontrollida roovlattide või laudise tugevust ja läbipainet vastavalt käesoleva peatüki p. 1 toodud põhimõtetele. Alumine laudis, mis tavaliselt on koormatud ainult laudise, niiskuseisolatsiooni, sooja-isolatsiooni ja laekrohvi omakaaluga, on harilikult naelutatud sarikate külge tõmbele töötavate naeltega.

Sarika ülesandeks on vastu võtta koormus katuseroovilt (laudiselt) ja see üle anda roovtaladele (pärlinitele).



Joon. 103.

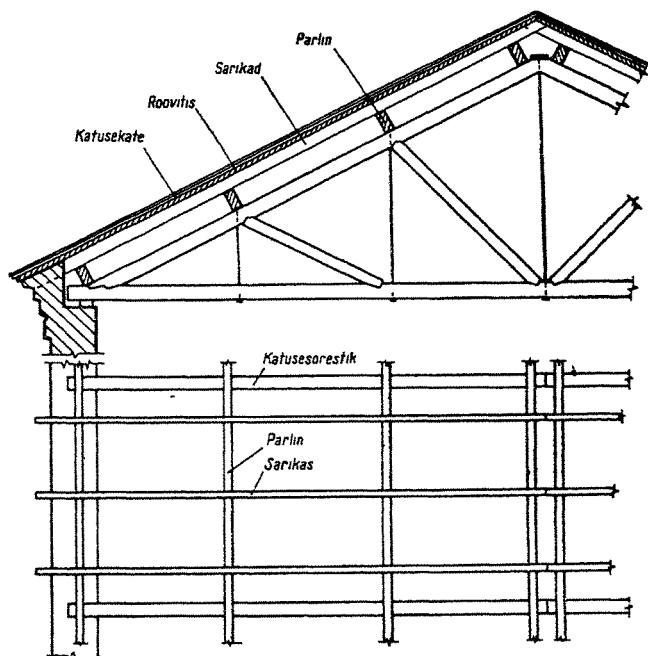
või otse hoone seintele. Töötamisskeemilt kujutavad sarikad endast ühe- või mitmeavalisi talasid, mis enamasti on lisaks paindele koormatud ka normaaljõuga (tõmbe või survega). Sarikad moodustatakse kas laudadest, ümarpuidust või poolpalkidest.

Suuremate kandeavade puhul ( $l \geq 12$  m), kui katusekonstruktsiooni peakandjateks on katusesõrestikud, on sarikad toetatud roovtaladele (joon. 104). Viimased on koormatud paindele kas ainult katuse risttasapinnas või vildakpainedele, olenevalt roovi asetusest (vertikaalselt või kaldu) ja katusekatte jäikusest. Vildakpained ei tohi paarislaudadest moodustatud roovtalade puhul lubada. Vildakpaine on välditud, kui sarikad on kindlalt roovtaladega ühendatud ning sarikatele toetub kahekordne laudis, või kui sarikad on tõmbekindlalt jätkatud ning ühendatud harjasõlmes. Mõnel juhul antakse katuse tasapinnas mõjuv paindekomponent üle sidemetele, mis asetsevad räästa või harja piirkonnas ning kujundatakse tavaliselt kahekordse laudisena.

Roovtaladele toetuvate sarikate arvutamisel on määravaks paindepinged ja deformatsioonid. Tõmbe- või survejõude on mõtet arvestada ainult suuremate katusekallete ( $\alpha > 30^\circ$ ) puhul ja juhtudel, kus terve katuseetahu koormuse katuse pinnas mõjuv komponent antakse üle harja või räästa piirkonda.

Sarika sisejõudude määramisel arvestatakse, nagu roovitise arvutamiselgi, kahte koormuskombinatsiooni:

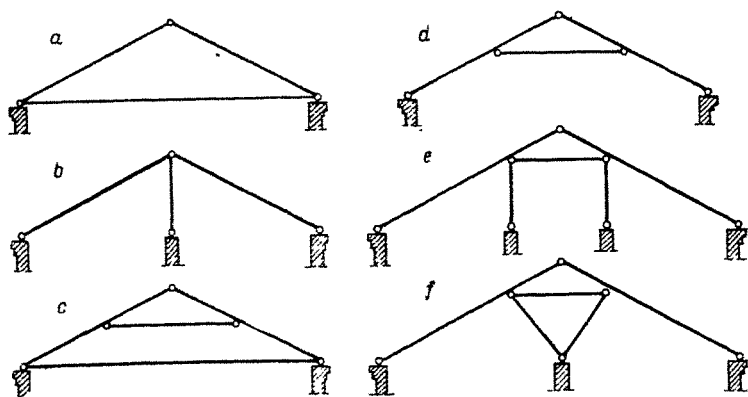
1) konstruktsiooni omakaal ja lumekoormus; 2) konstruktsiooni omakaal ja montaažikoormus 100 kg ( $n = 1,0$ ). Paindemomentide ja läbipainete määramisel loetakse sarikas töötavaks kaheavalise talana.



Joon. 104

Hoone väikese laiuse puhul (tavaliselt kui  $l \leq 6-8$  m) on mõeldav moodustada sarikad kahest vardast ilma vahepealse toetuseta (joon. 105, a). Sel puhul peab muidugi olema tagatud horisontaalsete toereaktsioonide vastuvõtmine laetala või spetsiaalse tõmbi poolt. Sarika harjasõlme vertikaalsel toetamisel (b) langeb ära horisontaalsete toereaktsioonide vastuvõtmise vajadus, kuid paindemomentide väärtus jääb endiseks.

Penniga süsteemi puhul, kui sarika alumiste otste kül-

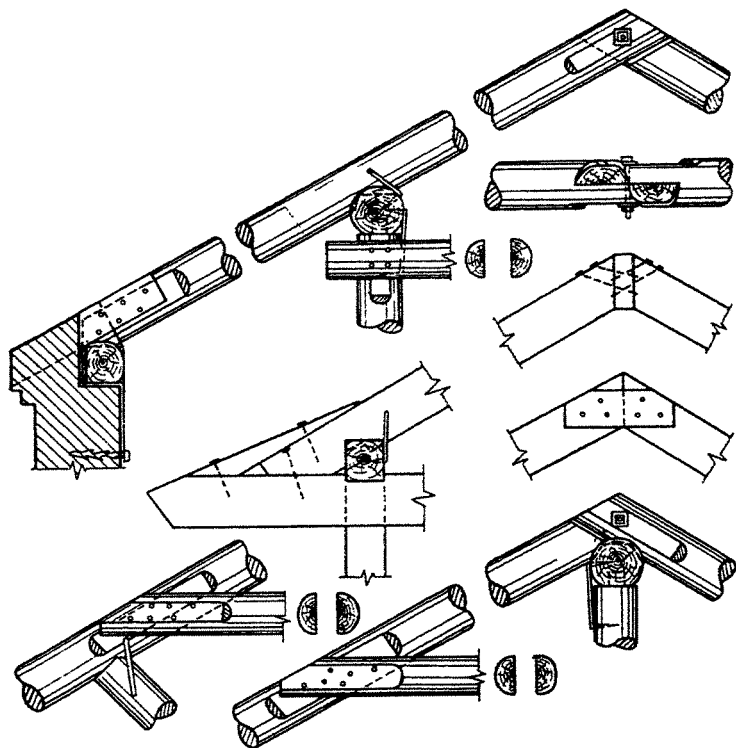


Joon. 105.

suunalised paigutused on takistatud (*c*), töötab sarikas kaheavalise talana, penn aga survevardana. Siin peavad laetalad (või vastavad tõmbid) vastu võtma veelgi suurema horisontaaljõu kui joonisel *a* toodud skeemi korral. Juhul, kui sarikate alumiste otste horisontaalsed paigutused pole takistatud (*d*), muutub pennidega süsteem ebakohaseks, kuna paindemomendid sarikas on suured. Sel puhul töötab penn tõmbevardana.

Pärilinitele toetuvaid sarikaid (*e*) on mõtet kasutada ainult juhtudel, kui pärilid on toetatud siseseintele või postidele. Ühe siseseina või postiderea puhul on otstarbekam kasutada kalduasetatud tugistikke (*f*).

Tuleb tähelepanu pöörata sarika toetuspinna täpsele vastavusele arvutuskeemile. Selleks et pärilin või hoone sein oleks koormatud vertikaalse koormusega, peavad sarika toetuspinnad olema moodustatud horisontaalsetena. Joonisel 106 on esitatud sarikate konstruktiivseid detaile.



Joon 106.

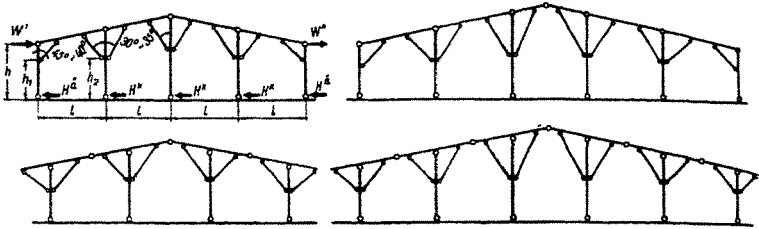
## 5. ÜHEKORRUSELISTE HOONETE TUGISTIK- RAAMID

Laohoonetes ja ajutistes tööstushoonetes, kus ei nõuta suurt vahekaugust postide vahel, on puidust katusekandekonstruktsioonide otstarbekaks tüübiks tugistik-süsteemi põikraamid (joon. 107), mida saab kiirelt valmistada ja monteerida. Tavaliseks postide sammuks sellistes hoonetes on 5–6 m. Raami riiv jätkatakse kas sõlmedes või kandeava keskel. Ava keskele asetatud jätkudega



skeemi peamiseks puuduseks on lauptappide nõrgestus raami riivi maksimaalse paindemomendiga ristlõikes.

Tavaline katusekalle taolistes tugistikraamides on 1:5. Tugikäppade kaldenurgad on soovitatav valida vastavalt joon. 107 toodud skeemidele.



Joon. 107.

Tugistikraam arvutatakse tavaliselt eeldusel, et postid on vundamentidega šarniirselt ja raami riiviga järgalt ühendatud. Riivi paindemomentide arvutamisel ei arvestata tavaliselt tugede järeleandvust. Põhilisteks koormusteks on konstruktsioonide omakaal ja lumekoormus. Tuulekoormust arvestatakse ainult postide arvutamisel. Posti horisontaalne toereaktsioon määratakse eeldusel, et ühe diagonaali abil riiviga ühendatud post võtab vastu poole väiksema horisontaalkoormuse kui kahe diagonaaliga ühendatud post.

Paindemomendid vertikaalkoormusest määratakse ligikaudsetest valemitest

$$M_{\text{riiv}} = \frac{1}{32} q l^2;$$

$$M_{\text{a post}} = \frac{1}{36} q l^2; \quad (4.29)$$

$$M_{\text{k post}} = \frac{1}{50} q l^2;$$

kus indeks  $\text{a}$  tähistab äärmist ja  $\text{k}$  keskmist posti. Postide paindemomendid tuulekoormusest

$$M_{\text{a post}} = H_a h_1 = \frac{W}{2(1+n_k)} h_1;$$

$$M_{k, \text{ post}} = H_k h_2 = \frac{W}{(1 + n_k)} h_2; \quad (4.30)$$

kus  $W$  — kogu horisontaalkoormus tuulest (surve + ime-  
mine),  
 $n_k$  — keskmiste postide arv.

Postide survejõud

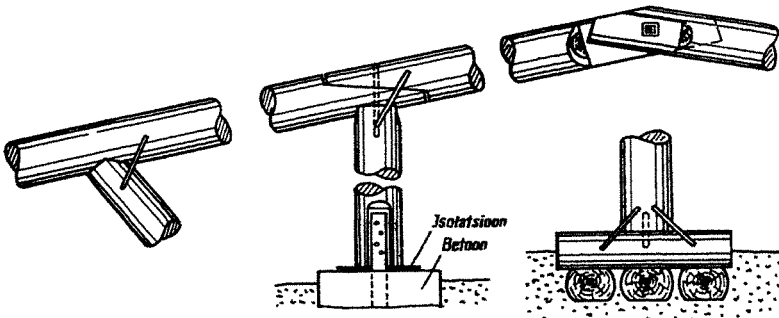
$$\begin{aligned} N_{\bar{a}} &= \frac{1}{2} ql, \\ N_k &= ql. \end{aligned} \quad (4.31)$$

Diagonaali survejõud

$$\begin{aligned} D_{\bar{a}} &= \frac{ql^2}{36} \frac{h}{h_1(h - h_1) \sin \alpha}, \\ D_k &= \frac{2}{3} ql. \end{aligned} \quad (4.32)$$

Posti nõtkepikkuseks arvutamisel ekstsentrilisele survele võetakse  $l_0 = 2,5h_1$ .

Tugistikraami sõlmede detaile on toodud joonisel 108.

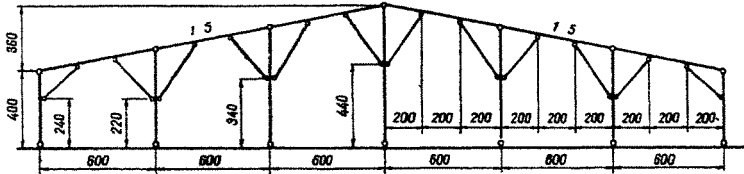


Жооп. 108.

**Näide 4. Laohoone tugistikraami ja kattekonstruktsiooni arvutus.**  
Olgu ülesandeks projekteerida 36 m laiuse ja 75 m pikkuse lao-  
hoone kandekonstruktsioonid. Katusekate — 2 kihti ruberoidi, kalle 1 : 5.  
Raami riivi minimaalne kõrgus põrandast olgu 4,0 m.

Valime postide sammuks 6,0 m põiksuunas ja 6,0 m pikisuunas.

Aärmiste raamide vahekauguseks valime 4,5 m. Roovtalad moodustame paarislaudadest ja asetame 2 m sammuga riivi sõlmede kohale. Sarikad olgu asetatud sammuga 1,2 m. Vertikaalsidemed otsaseinalt üleantava tuulekoormuse vastuvõtmiseks asetame valisseinte pinda ning keskmiste postide tasapinda. Hoone ristlõike skeem koos vajalike mõõtmetega on toodud joonisel 109.



Joon. 109.

### 1. Laudise arvutus

Kasutame kahekordset laudist, mille jaotuskiht on moodustatud 19 mm laudadest, kandekiht — 5 × 5 cm lattidest sammuga 25 cm. Jaotuskihi lauad on suunatud lattidega 60° nurga all. Latid toetuvad vahetult roovtaladele, seega lati kandeava on  $\frac{2,0}{\cos \alpha} = 2,05$  m

Konstruksiooni omakaal:

$$\text{katusekate} \dots \dots \dots 6 \text{ kg/m}^2,$$

$$\text{laudis} \left( 0,019 + \frac{0,05 \cdot 5}{25} \right) \cdot 600 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$g^H = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 1,1 \cdot 24 = 27 \text{ kg/m}^2$$

Omakaalu komponent katuse tasapinnaga risti

$$g_x^H = g^H \cos \alpha = 23,5 \text{ kg/m}^2; \quad g_x = 26 \text{ kg/m}^2$$

Lumekoormus horisontaalpinnale

$$p^H = 70 \text{ kg/m}^2, \quad p = 1,4 \cdot 70 = 98 \text{ kg/m}^2$$

Lumekoormuse komponent katuse tasapinnaga risti

$$p_x^H = p^H \cos^2 \alpha = 67 \text{ kg/m}^2; \quad p_x = 94 \text{ kg/m}^2.$$

Montaažikoormus  $P^H = P = 100 \text{ kg}$ .

Montaažikoormuse komponent katuse tasapinnaga risti

$$P_x^H = P_x = P \cos \alpha = 98 \text{ kg}.$$

Katuse pinna 0,5 m laiusele ribale mõjuvad koormused:

$$\text{omakaal ja lumi } q_x^H = 0,5(23,5 + 67) = 45 \text{ kg/m,}$$

$$q_x = 0,5(26 + 94) = 60 \text{ kg/m;}$$

$$\text{omakaal ja montaažikoormus } g_x^H = 0,5 \cdot 23,5 = 12 \text{ kg/m;}$$

$$g_x = 0,5 \cdot 26 = 13 \text{ kg/m;}$$

$$P_x^H = P_x = 98 \text{ kg.}$$

Roovi maksimaalne paindemoment omakaalu- ja lumekoormusest

$$M' = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{60 \cdot 2,05^2}{8} = 30,4 \text{ kgm,}$$

omakaalu- ja montaažikoormusest

$$M'' = 0,0703 g_x l^2 + 0,207 P_x l = 0,0703 \cdot 13 \cdot 2,05^2 + 0,207 \cdot 98 \cdot 2,05 = \\ = 3,8 + 41,7 = 45,5 \text{ kgm}$$

0,5 m laiusel ribal töötab  $\frac{50}{25} = 2$  latti, seega töötava ristlõike vastupidavusmoment

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 5 \cdot 5^2}{6} = 42 \text{ cm}^3;$$

inertsmoment

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 5 \cdot 5^3}{12} = 104 \text{ cm}^4.$$

Maksimaalsed paindepinged

$$\sigma' = \frac{M'}{W} = \frac{3040}{42} = 73 \text{ kg/cm}^2 < mR = 130 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'' = \frac{M''}{W} = \frac{4550}{42} = 108 \text{ kg/cm}^2 < mR = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 130 \text{ kg/cm}^2.$$

Suhteline läbipaine omakaalu- ja lumekoormusest

$$\frac{f}{l} = 0,00555 \frac{q_x^H l^3}{EI} = 0,00555 \frac{0,45 \cdot 205^3}{1,0 \cdot 10^5 \cdot 104} = \frac{1}{483} < \frac{1}{150};$$

omakaalu- ja montaažikoormusest

$$\frac{f}{l} = 0,00555 \frac{q_x^H l^3}{EI} + 0,015 \frac{P_x l^2}{EI} = \\ = \frac{205^2}{1,0 \cdot 10^5 \cdot 104} (0,00555 \cdot 0,12 \cdot 205 + 0,015 \cdot 98) = \\ = \frac{205^2}{104 \cdot 10^5} (0,14 + 1,47) = \frac{1}{154} < \frac{1}{150}.$$

## 2 Roovtalade arvutus

Kahest lauast moodustatud roovtalasid arvutame labijooksvatena, kusjuures arvestame, et paandemomendi katuse pinnas võtab vastu jaik laudis

Koormus uhele roovtalale omakaalust

$$g^H = 2,05 \cdot 23,5 + 0,1 \times 0,2 \times 600 = 48 + 12 = 60 \text{ kg/m,}$$

$$g = 1,1 \cdot 60 = 66 \text{ kg/m,}$$

lumest

$$p^H = 2,05 \cdot 67 = 137 \text{ kg/m,}$$

$$p = 1,4 \cdot 137 = 193 \text{ kg/m}$$

Arvestades, et äärmise ava pikkus 4,5 m < 0,789 · 6,0 m võime roovtala vaadata võrdsete labipainetega skeemina. Seega maksimaalne paandemoment

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{259 \cdot 6,0^2}{12} = 777 \text{ kgm}$$

Vajalik vastupidavusmoment

$$W_{vaj} = \frac{77700}{130} = 597 \text{ cm}^3$$

Moodustame roovtala kahest lauast 20 × 5 cm süs ristlõike vastupidavusmoment

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 5 \cdot 20^2}{6} = 667 \text{ cm}^3 > W_{vaj},$$

inertsmoment

$$I = \frac{bh^3}{12} = 6670 \text{ cm}^4$$

Roovtala suhteline labipaine (vt tabel IV 1)

$$\frac{f}{l} = \frac{2q^H l^3}{384EI} = \frac{2 \cdot 1,98 \cdot 600^3}{384 \cdot 1,0 \cdot 10^5 \cdot 6670} = \frac{1}{300} < \frac{1}{200}$$

## 3 Tugistiku arvutus

Vertikaalkoormus tugistikule

$$g^H = \frac{6,0}{2,0} \cdot 60 + 0,05 \cdot 600 = 180 + 30 = 210 \text{ kg/m,}$$

$$g = 1,1 \times 210 = 230 \text{ kg/m,}$$

$$p^H = \frac{6,0}{2,0} \cdot 138 = 414 \text{ kg/m,}$$

$$p = 1,4 \cdot 414 = 580 \text{ kg/m};$$

$$q^H = 624 \text{ kg/m}; \quad q = 810 \text{ kg/m}.$$

Horisontaalne tuulekoormus (valemi 2.2 põhjal)

$$w^H = l k q^H = 6 \times 1,4 \times 55 = 462 \text{ kg/m}, \quad w = 1,2 \cdot 462 = 555 \text{ kg/m}.$$

Tuulekoormuse toereaktsioonid

$$\text{keskmisele postile } H_k = \frac{6,0 \cdot 555}{6} = 555 \text{ kg},$$

$$\text{äärmisele postile } H_a = 0,5 H_k = 280 \text{ kg}.$$

Paindemoment raami riivis (4.29)

$$M = \frac{q l^2}{32} = \frac{810 \cdot 6,0^2}{32} = 910 \text{ kgm}$$

Paindemoment postis omakaalukoormusest (4.29)

$$M'_k = \frac{q l^2}{36} = \frac{230 \cdot 6,0^2}{32} = 260 \text{ kgm},$$

$$M'_a = \frac{q l^2}{50} = \frac{230 \cdot 6,0^2}{50} = 165 \text{ kgm},$$

lumekoormusest

$$M''_k = \frac{580 \cdot 6,0^2}{32} = 650 \text{ kgm},$$

$$M''_a = \frac{580 \cdot 6,0^2}{50} = 420 \text{ kgm};$$

tuulekoormusest

$$M'''_k = H_k h_k = 555 \cdot 3,0 = 1670 \text{ kgm},$$

$$M'''_a = H_a h_a = 280 \cdot 2,3 = 645 \text{ kgm}.$$

Summaarne paindemoment postis lisakombinatsiooni koormustest

$$M_k = 260 + 0,9(650 + 1670) = 2350 \text{ kgm},$$

$$M_a = 165 + 0,9(420 + 645) = 1120 \text{ kgm}.$$

Posti survejõud

$$N_k = q l = 810 \cdot 6,0 = 4860 \text{ kg},$$

$$N_a = 0,5 q l = 2430 \text{ kg}.$$

Diagonaali survejõud

$$D_k = \frac{2}{3} q l = \frac{2}{3} 810 \cdot 6,0 = 3240 \text{ kg},$$

$$D_a = \frac{q l^2}{36} \frac{h}{h' h'' \sin \alpha} = \frac{810 \cdot 6,0^2}{36} \frac{4,3}{2,0 \cdot 2,3 \cdot 0,707} = 1070 \text{ kg}.$$



Postide kontroll ekstsentrilisele survele

Keskmiised postid:  
arvutuslik ristlõige:

$$d = 25 + 0,01 \cdot 300 = 28 \text{ cm};$$

sisselõike sügavus (kahelt poolt)  $h_s = 3 \text{ cm}$ ;

$$\frac{h_s}{d} = \frac{3,0}{28} = 0,107;$$

$$F_{\text{bruto}} = \frac{\pi \cdot 28^2}{4} = 615 \text{ cm}^2;$$

$$F_{\text{neto}} = 0,88 F_{\text{bruto}} = 542 \text{ cm}^2;$$

$$W_{\text{bruto}} = \frac{\pi \cdot 28^3}{32} = 2155 \text{ cm}^3;$$

$$W_{\text{neto}} = \frac{2155 \cdot 28 \cdot 0,97}{22} = 2660 \text{ cm}^3;$$

$$r = 0,25d = 0,25 \cdot 28 = 7,0 \text{ cm}; \lambda = \frac{750}{7} = 107;$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{\text{bruto}}} = 1 - \frac{107^2 \cdot 4860}{3100 \cdot 130 \cdot 615} = 0,776;$$

$$\begin{aligned} & \frac{N}{m_c R_c F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_n \xi R_n W_{\text{neto}}} = \frac{4860}{1,0 \cdot 130 \cdot 542} + \\ & + \frac{235000}{1,0 \cdot 0,776 \cdot 130 \cdot 2660} = 0,069 + 0,875 = 0,944 < 1,0. \end{aligned}$$

Äärmised postid:

arvutuslik ristlõige:

$$d = 22 + 0,01 \cdot 200 = 24 \text{ cm};$$

sisselõike sügavus  $h_s = 3 \text{ cm}$ ;

$$\frac{h_s}{d} = \frac{3,4}{24} = 0,125;$$

$$F_{\text{bruto}} = \frac{\pi d^2}{4} = 452 \text{ cm}^2;$$

$$F_{\text{neto}} = 0,925 \cdot 452 = 418 \text{ cm}^2;$$

$$W_{\text{bruto}} = \frac{\pi d^3}{32} = 1356 \text{ cm}^3;$$

$$W_{\text{neto}} = 0,825 \cdot 1356 = 1120 \text{ cm}^3;$$

$$r = 0,25d = 6,0 \text{ cm}; \lambda = \frac{580}{6,0} = 97;$$



$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{\text{bruto}}} = 1 - \frac{97^2 \cdot 2430}{3100 \cdot 130 \cdot 452} = 0,897;$$

$$\frac{N}{m_c R_c F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_H \xi R_H W_{\text{neto}}} = \frac{2430}{1,0 \cdot 130 \cdot 418} +$$

$$+ \frac{112\,000}{1,0 \cdot 0,897 \cdot 130 \cdot 1120} = 0,045 + 0,858 = 0,903 < 1,0$$

*Diagonaalide arvutus*

Valime diagonaali ristlõike  $d_0 = 20$  cm;  
arvutuslik läbimõõt  $d = 20 + 0,01 \cdot 200 = 22$  cm:

$$F = 380 \text{ cm}^2; \quad r = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ cm}; \quad \lambda = \frac{400}{5,5} = 73,$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 0,57;$$

$$m_c \varphi R_c F_{\text{argv}} = 1,0 \cdot 0,57 \cdot 130 \cdot 380 = 28\,200 \text{ kg} > N.$$

*Laupappide tugevuskontroll*

Maksimaalne diagonaalilt tulev koormus  $N = 3240$  kg.  
Raami riivi tapi  $h_s = 3,5$  cm;  $\max \alpha = 51^\circ 20'$ ;

$$F_{\text{cm}} = \frac{(1 - k_F) F_{\text{bruto}}}{\cos \alpha} = \frac{0,1 \cdot 380}{0,624} = 61 \text{ cm}^2$$

Nihkepinna laius  $b = 0,73d = 0,73 \cdot 22 = 16$  cm  
Nihkepinna arvutuslik pikkus  $l = 10h_s = 35$  cm  $< 2h = 44$  cm  
Arvutuslik muljumustugevus (vt. graafik tabelis I 9)

$$R_{\text{cm}\alpha} = 54 \text{ kg/cm}^2,$$

$$R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Kontroll muljumisele:

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 54 \cdot 61 = 3300 \text{ kg} > N = 3240 \text{ kg}$$

Kontroll nihkele:

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} b l_{\text{ck}} = 1,0 \cdot 12 \cdot 16 \cdot 35 = 6720 \text{ kg} > N \cos \alpha$$

Raami posti tapi  $h_s = 3,0$  cm;  $\max \alpha = 45^\circ$ .

$$F_{\text{cm}} = \frac{(1 - k_F) F_{\text{bruto}}}{\cos \alpha} = \frac{0,12 \cdot 615}{0,707} = 104 \text{ cm}^2.$$

Nihkepinna laius  $b = 0,62 \cdot 28 = 17,4$  cm,  
nihkepinna arvutuslik pikkus  $l = 10h_s = 30$  cm  $< 2h$

Arvutuslik muljumistugevus

$$R_{\text{cm}\alpha} = 64 \text{ kg/cm}^2;$$

keskmise nihketugevus  $R_{\text{ck}}^{\text{cp}} = 12 \text{ kg/cm}^2$ .

Kontroll muljumisele:

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}\alpha} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 64 \cdot 104 = 6650 \text{ kg} > N = 3240 \text{ kg}.$$

Kontroll nihkele:

$$m_{\text{ck}} R_{\text{ck}}^{\text{cp}} b / \text{ck} = 1,0 \cdot 12 \cdot 17,4 \cdot 30 = 6260 \text{ kg} > N \cos \alpha.$$

Posti otsa ja riivi kokkupuutekoha muljumiskontroll:

$$\text{koormus } N' = \frac{1}{3} N = \frac{1}{3} \cdot 4860 = 1620 \text{ kg};$$

posti ots ( $\emptyset$  25 cm) olgu tahatud kummaltki poolt 3 cm;

$$F_{\text{cm}} = 16 \times 19 = 304 \text{ cm}^2;$$

muljumisnurk  $\alpha = 78^\circ 40'$ ;

$$R_{\text{cm}\alpha} = 32 \text{ kg/cm}^2;$$

$$m_{\text{cm}} R_{\text{cm}\alpha} F_{\text{cm}} = 1,0 \cdot 32 \cdot 304 = 9730 \text{ kg} > 1620 \text{ kg}.$$

Tugistiku konstruktiivne kujundus on esitatud joonisel 110.

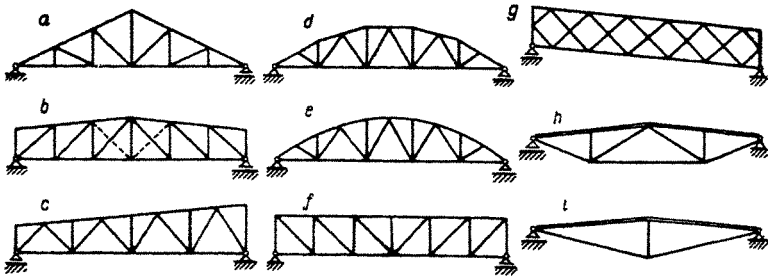
# TASAPINNALISED KATUSESÖRESTIKUD

## 1. SÖRESTIKE TÕUBID JA KASUTUSALAD

Sõrestikkonstruktsioon on üks ratsionaalsemaid puitkonstruktsioone. Puitsõrestike põhilisteks kasutusalaadeks on keskmiste kandeavadega katusekonstruktsioonid ja puitsillad. Tasapinnaliste sõrestikena võivad olla moodustatud nii tala-, kaar- kui ka raamkonstruktsioonid. Käesolevas peatükis kuuluvad vaatlemisele ainult tasapinnalised tala-sõrestikud.

Tasapinnaliste katusekandjatena kasutatakse peamiselt staatiliselt määratud talasõrestikke. Staatiliselt määramata sõrestike kasutamisest hoidumise peamiseks põhjuseks on sõlmühenduste mitte-elastsete deformatsioonide tunduv mõju sõrestike varraste sisejõududele, mida on raske ette määrata. Ka mitme kõrvuti asetseva ava katmisel kasutatakse peamiselt lihttala-sõrestikke.

Väliskuju järgi jagunevad katusesõrestikud kolmnurk- (joonis 111, *a*), trapets- (*b*, *c*), polügonaal- (*d*), segment- (*e*) ja paralleelvöödega (*f*, *g*) sõrestikeks. Peale selle esinevad sprengeltüüpi puitmetallsõrestikud (*h*, *i*).



Joon 111.

Sõrestiku kuju valikul tuleb arvestada hoone ristlõike kuju, katuse katematerjali, arhitektuurilisi kaalutlusi, tööde teostamise tingimusi, olemasolevat materjali jne

Vöödevahelise võrgu tüübi järgi võib sõrestikud jaotada tõusvate diagonaalidega (joon. 111, *b*), langevate diagonaalidega (*f*), vaheldumisi langevate ja tõusvate diagonaalidega ehk nn. kolmnurkvõrguga (*e*) ja ristiasetatud diagonaalidega (*g*) sõrestikeks. Võrgu tüübi valikul arvestatakse sõrestiku kuju, sisejõudude märki, materjali iseloomu ja varraste ühendusviisi sõlmedes.

Katusesõrestikke valmistatakse kas ehitusplatsil või tehases Käesoleval ajal tuleb normaalseks lugeda sõrestike valmistamist tehases. Ehitusplatsil võib neid valmistada ainult väikeste töömahtude puhul ja tehastes vajalike mehhanismide puudumise korral.

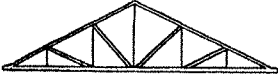




Ehitusplatsil valmistamiseks on kõige paremini kohaldatavad prussidest ja ümarpuidust sõrestikud lauptappidel, polügonaaalsõrestikud nael- ja poltühendustel ning painutatud laudadest või lattidest segmentsõrestikud naelühendustel. Tehases valmistatavate sõrestike põhilisteks tüüpideks on sõrestikud liimitud plokkidest, sprengeltüüpi puitmetallsõrestikud ning laudadest ja prussidest sõrestikud, mille sõlmed on moodustatud terasseibide abil.

Kuna sõrestike tõmmatud vardad nõuavad kõrgekvaliteedilist defektideta puitu ning tõmbevarraste ühendamine sõlmedes on suhteliselt tülikas, asendatakse paljudel juhtudel (näiteks lauptappide abil moodustatud sõrestikes) sõrestiku tõmmatud võrguvardad, mõnikord aga ka vöövardad terasvarrastega.


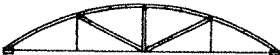



Sõrestiku tüübi valikul tuleb arvestada ka seda, et riputatud lae ehitamine on praktiliselt võimalik vaid lauptappidega sõrestikes, samuti polügonaaalsõrestike ja tüübel- või seibühendustega laudsõrestike korral.

Tähtsamad andmed põhiliste sõrestikutüüpide kohta on toodud tabelis 9.

Sõrestikkude põhimõtted

| Jrk nr | Sõrestiku skeem   | N i m e t u s                                    | Kandeava<br>$L$ | Sõrestiku<br>suhteline<br>kõrgus<br>$h/L$ | Omakaalu<br>tegur $k_{CB}$ |
|--------|---|--|-----------------|---|----------------------------|
| 1      |  | Kolmnurksõrestik lauttappidel                    | 9—21            | $\frac{1}{4} - \frac{1}{5}$               | 4—6                        |
| 2      |  | Trapetsõrestikud lauttappidel                    | 12—24           | $\frac{1}{6}$                             | 4—6                        |
| 3      |  | Polugonaalsõrestik nael ja polt<br>ühendustel    | 12—36           | $\frac{1}{6}$                             | 3—5                        |
| 4      |  | Segmentsõrestik painutatud ulemise<br>vooga      | 15—30           | $\frac{1}{6}$                             | 2,5—5                      |
| 5      |  | Sprengelituupi kolmnurkne puut<br>metallsõrestik | 9—18            | $\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$               | 3—4                        |

Tabel 9 (järg)

| Jrk nr | Sõrestiku skeem   | N i m e t u s   | Kandeava<br>$L$ | Sõrestiku<br>suhteline<br>kõrgus<br>$h/L$ | Omakaalu<br>tegur $k_{CB}$ |
|--------|---|---|-----------------|---|----------------------------|
| 6      |  | Sprengeltuupi trapets sõrestik                        | 12—24           | $\frac{1}{6} - \frac{1}{7}$               | 3,5—4                      |
| 7      |  | Lümitud pakettidest segmentsõrestikud                 | 12—24           | $\frac{1}{6} - \frac{1}{7}$               | 2,5—3                      |
| 8      |  | Laudadest kolmnurksõrestikud naelühendustel           | 9—12            | $\frac{1}{4} - \frac{1}{5}$               | 4—8                        |
| 9      |  | Laudadest kolmnurksõrestikud tuubel ja seibühendustel | 12—24           | $\frac{1}{4} - \frac{1}{5}$               | 4—5,5                      |
| 10     |  | Laudadest trapets sõrestikud tuubel ja seibühendustel | 12—24           | $\frac{1}{6}$                             | 4—5                        |

## 2. SÕRESTIKKANDJATEGA KATUSE- KONSTRUKTSIOONIDE KUJUNDAMINE

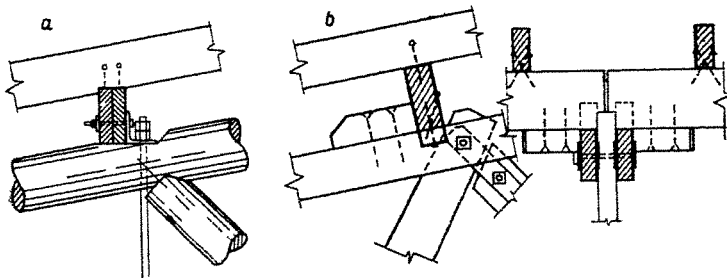
Puidust katusekonstruktsioone lubatakse kasutada normaalse temperatuuri- ja niiskuserežiimiga hoonetes. Seejuures tuleb kasutada reeglina välist vee ärajuhtimise süsteemi. Puidust neelude kasutamine sisemiseks vee ärajuhtimiseks pole lubatav.

Katusekonstruktsioon koosneb üldjuhul järgmistest elementidest: katusekate, laudis või roovitis, sarikad, roovtalad (pärlinid), katusesõrestikud (joon. 104). Pärlinid asetatakse katuseharjaga paralleelselt, sarikad — risti. Mõnel juhul võib osa nimetatud elementidest ära jääda. Näiteks sõrestike väikese vahekauguse puhul (kuni 3 m) võib roovlatid või laudise toetada otse sõrestikele. Ka puitplaadina kujundatud kattekonstruktsioon toetatakse sõrestikele vahetult. Sõrestike suurema vahekauguse, kuid pärlinite mõõduka korral aga saab tiheda laudroovitise toetada pärlinitele ilma sarikate vahenduseta.

Roovitiseks kasutatakse, olenevalt katusekattest, kas latte või laudist (ühe- või kahekordset). Roovide kandeava valitakse piirides 0,75—3,0 (tavaliselt 1,0—2,5) m. Roovist arvutatakse tavaliselt kaheavalise tala arvutuskeemi järgi.

Sarikad moodustatakse tavaliselt serviti asetatud 10—18 cm laiustest laudadest ning asetatakse ühtlase sammuga, mis valitakse selliselt, et sõrestike samm oleks 3—6 sarikate sammu. Arvutamisel vaadeldakse sarikaid tavaliselt lihttaladena, mille kandeava on võrdne pärlinite vahekaugusega.

Pärlinid moodustatakse kas liht- või jätkuvate taladena (vt. IV.2) Pärlinid asetatakse kas vertikaalselt (joon. 112, a) või katuse pinnaga risti (b). Vertikaalselt asetatud pärlinite puhul tuleb sarikatesse teha sisselõiked selliselt, et toetuspinnad oleksid horisontaalsed. Sarikad ühendatakse pärlinitega viltulöödud naelte abil. Pärlinid toetatakse sõrestikele tavaliselt ainult sõlmedes. Kõverjoonelise või suure paindejäikusega ülemise või korral võib aga osutada otstarbekaks ka vahepealsete pärlinite kasutamine. Pärlinite ühendamiseks katusesõrestikega kasutatakse tavaliselt puidust, harvem terasest ühenduslappe. Kuna



Joon 112

roovid töötavad ka sõrestikevaheliste sidemetena, tuleb ühenduslapid konstrueerida selliselt, et nad võtaksid vastu ka pärlini telje suunalisi jõude (joon 112).

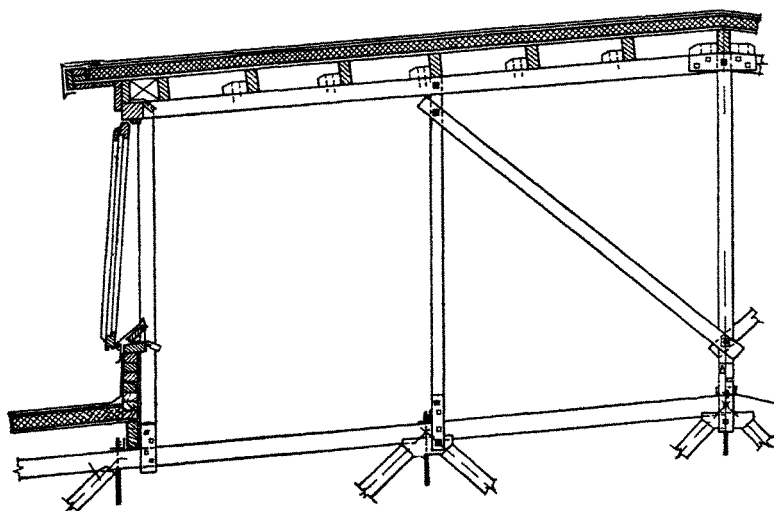
Puidust katusekonstruktsioone soovitatakse kasutada ainult katuselaternateta hoonetes. Kui aga hoone valgustus- ja ventilatsioonitingimused seda nõuavad, kasutatakse ainult vertikaalsete klaasipindadega laternaide välise vee ärajuhtimisega. Laterna valgusava kujundamise näide on toodud joonisel 113. Laternat ei viida tavaliselt hoone otsani — hoone otsaseina juures olev ava jäetakse laternata.

Katusekonstruktsioonile mõjuvatest jõududest on tähtsamad konstruktsioonide omakaal ja lumekoormus. Tuulekoormust katuse pinnale tuleb arvestada ainult suure kalde ( $\alpha > 30^\circ$ ) korral. Igal juhul tuleb aga arvestada katusekonstruktsiooni vertikaalsetele pindadele mõjuvat tuulekoormust.

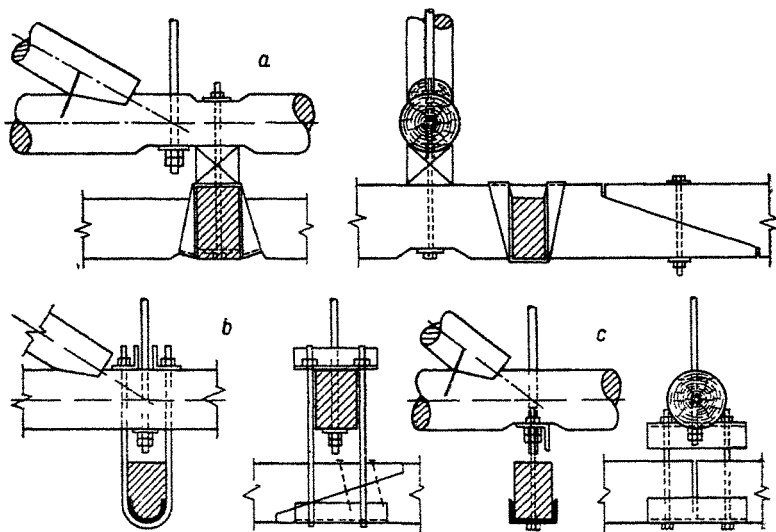
Real juhtudel peab katusesõrestik vastu võtma ka alumisele võõle rakendatud koormusi. Neist tähtsamateks on riputatud lae kaal ja sellele mõjuv ajutine koormus. Riputatud lae koormus antakse laetaladelt peatala kaudu üle sõrestiku alumisele võõle sõlmedes või sõlmede lähedal. Riputatud lae konstruktiivseid detaile on toodud joonisel 114.

Katusesõrestiku niiskumise vältimiseks nõutakse, et sõrestiku kõik elemendid asetseksid kaetava ruumi või pöö-



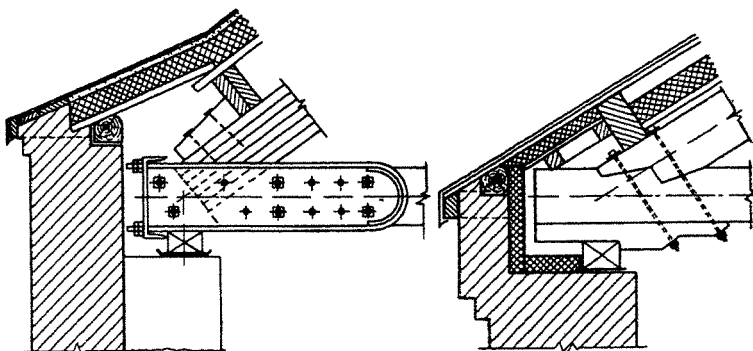


Joon 113



Joon. 114

ningu sees. Kandekonstruktsiooni elemente ei tohi lasta otstega hoone piirdekonstruktsioonide sisse. Kõik sõlmed peavad olema katmata, et vältida niiskumist ja võimaldada poldide ja tõmbitsate järelepingutamist ning sõlme ülevaatust. Erilist tähelepanu tuleb pöörata toesõlmede kujundamisele ja kaitsmisele niiskumise eest. Selleks et toesõlme ots oleks kokkupuutes ruumis tsirkuleeriva õhuga, tuleb toereaktsioon üle anda seinast väljaulatuvale pilast-rile või ette näha seinas pesa toesõlmele (joon. 115)

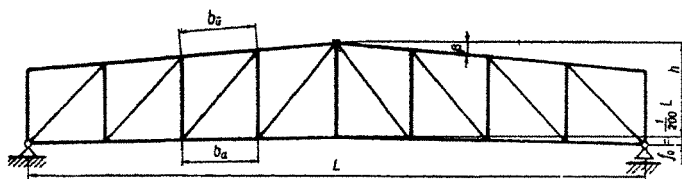


Joon 115

### 3. SÕRESTIKU PÕHIMÕÖTMETE JA ARVUTUS-SKEEMI VALIK

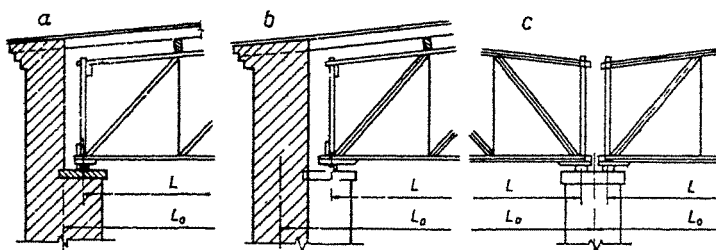
Sõrestiku põhimõõtmeks (joon. 116), on sõrestiku kandeava  $L$ , sõrestiku kõrgus  $h$ , paneeli pikkus  $b$ , ülemise vöö kaldenurk  $\beta$  ja sõrestike vahekaugus  $l$ .

Puidust katusesõrestike tavalised kandeavad jäävad vahemikku 9—24 m; mõnel juhul esinevad kandeavad kuni 36 m. Vastavalt moodulisüsteemile valitakse sõrestiku teoreetiline kandeava 3 m intervalliga: 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 ja 36 m. Olenevalt toetumise iseloomust võib sõrestiku faktiline kandeava olla mõnevõrra (tavaliselt kuni 0,8 m) teoreetilisest väiksem. Nii näiteks sõrestiku toetamisel ühtlase paksusega seinale nihutatakse toetuspunktid kar-



Joon 116

niisi moodustamise lihtsustamiseks seina teljest sissepoole (joon. 117, a). Ka sõrestike toetamisel pilastritele (b) või postidele (c) ei lange sõrestike toetuspunktid seina või posti teljele.



Joon 117

Sõrestiku kõrgus valitakse vajaliku jäikuse ning ökonoomsuse tingimusest. Sõrestiku kõrguse suurendamisel suureneb tema jäikus ja vähenevad sisejõud, kuid suurenevad võrgu varraste pikkused ja saledused. Optimaalse kõrguse juures on sõrestiku maksumus minimaalne. Üldiselt on optimaalne kõrgus väiksem kui vajalikku jäikust tagav kõrgus. Puitsõrestike projekteerimise ja eksploatatsiooni kogemuste alusel on leitud kõrgused, mis rahuldavad jäikuse tingimust ja on küllalt lähedased optimaalsele. Sellised kõrgused on näidatud tabelis 9.

Kolmnurksõrestiku kõrgus on määratud ülemise vöö kaldega. Olenevalt katusekattest tuleb seepärast mõnikord kasutada optimaalsest suuremaid sõrestiku kõrgusi.

Sõrestiku varraste lõikepunktides moodustuvad sõlmed

jaotavad sõrestiku vööd üksikuteks paneelideks. Need valitakse üldiselt võrdse pikkusega. Erandiks on vaid painutatud laudadest segmentsõrestikud, mille äärmised paneelid tehakse lühemad. Paneeli pikkuse valikul tuleb arvestada vastava kattede konstruktsiooni (sarika või laudise) ning riputatud lae talade võimalikku kandeava, samuti ka diagonaalide kaldenurka. Viimane peaks igal juhul jääma piiridesse 30—60°.

Suure paindejäikusega ülemise vöö korral võib paneeli pikkus küündida 6 meetrini ja enam. Kolmnurkvõrguga sõrestike korral on alumise vöö paneeli pikkused kaks korda suuremad vastavast ülemise vöö paneeli pikkuse projektsioonist. Tavaliselt valitakse ülemise vöö sõlmede vahekauguseks 1,5—3,0 m.

Katusesõrestike normaalseks vahekauguseks on 6,0 m. Väikeste kandeavade (9—12 m) korral võib osutada otsarbakaks pärliniteta süsteemi kasutamine; sel puhul vähendatakse sõrestike vahekaugust 3 meetrini. Mõnel juhul, lähtudes kattede konstruktsiooni kujundamise tingimustest, kasutatakse ka vahepealseid ( $3 < l < 6$  m) sõrestike vahekaugusi. Sõrestikpärlinite kasutamise korral võivad esineda sõrestike vahekaugused kuni 9 m. Jätkuvate pärlinitega konstruktsioonides vähendatakse tavaliselt äärmiste sõrestike vahekaugust (või vastavalt otsaseina ja äärmise sõrestiku vahekaugust) 15—20% võrra, et poleks vaja suurendada pärlini ristlõiget

Kuna sõrestiku vööd kujundatakse tavaliselt jätkuvate varrastena, kujutab sõrestik endast staatiliselt määramata konstruktsiooni. Katusesõrestike projekteerimise kogemused õigustavad sõrestike arvutamist nende küllaldase kõrguse korral sõlmedes šarniirselt ühendatud varrastest koosneva süsteemina. Vastavalt ННТУ 122-55 võib sõrestike sõlmi vaadelda šarniiridena, kui sõrestiku kõrgus ava keskel moodustab vähemalt  $\frac{1}{6}L$  trapets-, segment- ja polü-

gonaalsõrestike ning vähemalt  $\frac{1}{5}L$  kolmnurksõrestike korral. Kui sõrestiku kõrgus pole nimetatud alammäärast väiksem, pole vaja sõrestiku läbivajumist kontrollida.

Et sõrestiku deformeerunud alumine vöö ei rikuks konstruktsiooni üldilmet, tuleb sõrestikule anda valmistamisel

eeltõus  $f_0 = \frac{1}{200} L$ . Eeltõusu andmiseks murtakse alumine vöö ühes või kahes punktis (joon. 116).

Eeltõusu võib ära jätta, kui alumise vöö külge on riputatud lagi ning on tagatud võimalus riputatud lae ja sõrestiku alumise vöö vahekauguse reguleerimiseks.

Eeltõusu mõju varraste sisejõududele ei arvestata.

#### 4. SÖRESTIKU KOORMUSTE, SISEJÕUDUDE JA LÄBIVAJUMISE MÄÄRAMINE

Katusesõrestikule mõjuvateks põhilisteks koormusteks on konstruktsioonide omakaal ja atmosfäärikoormused. Peale selle võivad esineda üksikud keskendatud koormused seadmetelt jm. Koormused antakse sõrestikule üle tavaliselt sõlmedes. Sel puhul on šarniirsete sõlmedega sõrestiku vardad koormatud ainult normaaljõududega. Kui koormusi esineb ka sõlmede vahel, tuleb need normaaljõudude määramiseks jaotada naabersõlmede vahel pöörd-võrdeliselt kaugusega (s. o. nagu lihttala toereaktsioonid). Sõrestiku omakaal loetakse rakendatuks sõlmedes: ainult ülemise vöö sõlmedes, kui alumine vöö on koormamata; ülemise ja alumise vöö sõlmedes, kui on koormatud mõlemad vööd.

Sõrestiku ülemise vöö sõlmedes mõjuvad koormused saame arvutada järgmiselt:

katusekatte, roovitise (laudise), soojaisolatsiooni ja aurisolatsiooni kaal koos alumise laudisega

$$G_1 = g_1 \frac{bl}{\cos \varphi}; \quad (5.1)$$

sarikate kaal

$$G_2 = g_2 \frac{bl}{a \cos \varphi}; \quad (5.2)$$

pärilinite kaal

$$G_3 = g_3 l; \quad (5.3)$$

sõrestiku omakaal (vt. II.1)

$$G_4 = \frac{P + G}{\frac{1000}{k_1 L} - 1}; \quad (5.4)$$

lumekoormus

$$P_1 = p_1 bl; \quad (5.5)$$

tuulekoormus (arvestatakse vertikaalpindadele ja katusepindadele, kui katuse kaldenurk  $\alpha > 30^\circ$ )

$$P_2 = p_2 \frac{bl}{\cos \alpha}. \quad (5.6)$$

Sõrestiku alumise vöö sõlmedes mõjuvad koormused:

$$\text{riputatud lae omakaal } G_5 = g_5 bl; \quad (5.7)$$

sõrestiku omakaal: 50% koormusest  $G_4$ ; viimast vähendatakse vastavalt 50% võrra;

$$\text{pööningu kasuskoormus } P_3 = p_3 bl. \quad (5.8)$$

Valemities (5.1) kuni (5.8) on tähistatud:

$g_1, g_5$  — katuse kattede konstruktsiooni ja riputatud lae 1 m<sup>2</sup> arvutuslik kaal;

$g_2, g_3$  — sarikate ja pärlinite 1 jm arvutuslik kaal;

$p_1, p_2$  — arvutuslik lume- ja tuulekoormus 1 m<sup>2</sup> kohta;

$p_3$  — pööningu kasuskoormus 1 m<sup>2</sup> kohta;

$b, l, L$  — paneeli pikkuse horisontaalprojektsioon, sõrestike vahekaugus ja sõrestiku kandeava;

$\beta$  — sõrestiku ülemise vöö kaldenurk;

$k_{CB}$  — sõrestiku omakaalutegur (vt. tabel 9).

Sõrestiku varraste sisejõudude määramine toimub tavaliselt *Cremona* diagrammi abil, harvem analüütiliselt. Kuna lume ja teiste ajutiste koormuste puudumine poolel aval võib esile kutsuda mõnede varraste sisejõudude suurenemise või märgimuutuse, võrreldes täiskoormuse sisejõududega, on otstarbekas koostada *Cremona* diagramm ühikjõududele poole ava ulatuses. Tervel aval mõjuvale koormusele vastavad sisejõud saadakse sümmeetriliselt paiknevate varraste sisejõudude summeerimise teel.

Segmentsõrestike sisejõudude määramisel võib osutada vajalikuks ajutise koormuse vaatlemine  $1/4$  ja  $1/2$  ava ulatuses.

Varraste maksimaalsete sisejõudude määramine on otsustavaks vormistada tabeli kujul (vt. «Metallkonstruktsioonid I» lk 428). Kui sõrestikus on vardaid, milles võivad esineda nii tõmbe- kui ka survejõud, tuleb arvutuslike sisejõudude lahtris need mõlemad ära näidata.

Sõrestiku vöö paindemomentide määramisel vaadeldakse vööd jätkuva talana (joon. 118, *a*). Vastava paindemomendi võib määrata kas tabelite abil või lihtsustatud seostest

$$\begin{aligned} M &= 0,8M_0 \text{ keskmistes paneelides} \\ \text{ja } M &= 0,9M_0 \text{ äärmistes paneelides,} \end{aligned} \quad (5.9)$$

kus  $M_0$  — vastava lihttala maksimaalne paindemoment.

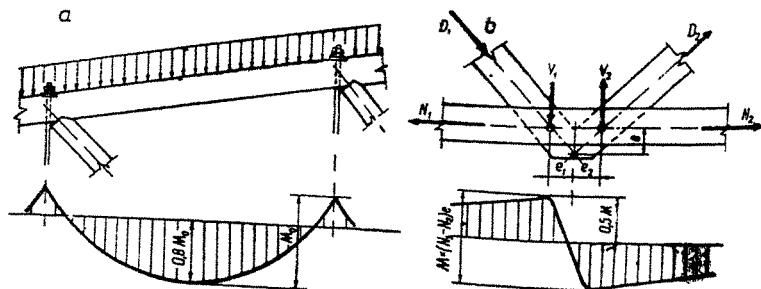
Sõlmedes ekstsentriliselt kinnitatud võrguvarraste puhul (joon 118, *b*) on arvutusliku paindemomendi väärtuseks sõlmes

$$M = V_1 e_1 + V_2 e_2 = (N_1 - N_2) e. \quad (5.10)$$

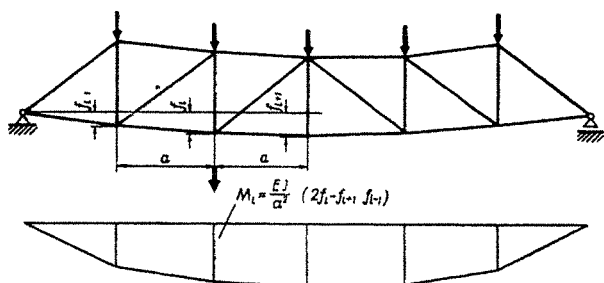
Kui sõlme lähedal puuduvad jätkud, jaotatakse see paindemoment võrdselt vöö naaberpaneelide vahel (joon. 118, *b*). Kui ühes paneelidest on vöö jätkatud, tuleb kogu paindemoment vastu võtta jätkuta paneeli poolt.

Kui sõrestiku kõrgus on minimaalsest väiksem (vt. p. 3), tuleb varraste sisejõudude määramisel arvestada sõrestiku läbivajumise mõjul tekkivaid paindemomente (joon. 119).

Sõrestiku läbivajumise arvutamisel tuleb arvestada



Joon. 118.



Joon 119

mitte ainult varraste endi, vaid ka sõlmühenduste deformatsioone vastavalt tabelile II. 5.

Sõrestiku sõlme paigutus on avaldatav seosest

$$\Delta = \Sigma \bar{N}_i \left( \frac{N_i l_i}{EF_i} + \Delta_i \right), \quad (5.11)$$

kus  $\bar{N}_i$  —  $i$ -nda varda sisejõud ühikjõust, mis on rakendatud vaadeldavas sõlmes ja suunatud otsitava paigutuse suunas;

$N_i$  — varda tegelik sisejõud väliskoormuste toimel (sõrestiku labivajumise võrdlemisel lubatavaga arvestatakse normatiivseid koormusi);

$l_i$  — varda pikkus;

$F_i$  — varda brutoristlõige;

$\Delta_i$  — varda ühenduste deformatsioonid, mis määratakse olenevalt sõlmes kasutatud ühendusest tabelist II.5 (võrgu varraste puhul tuleb arvestada mõlema otsa kinnituse deformatsioone; vöö varraste puhul arvestatakse ainult jätkude deformatsioone).

## 5. SÕRESTIKU VARRASTE DIMENSIONEERIMINE

Sõrestiku varraste ristlõigete valikul tuleb arvestada tugevuse ja stabiilsuse nõudeid ning ristlõike sobivust sõlmede kujundamiseks Katusesõrestike projekteerimise ja



ekspluatatsiooni kogemuste alusel on välja kujunenud rida puitsõrestike tüüpe erinevate varda ristlõigete ja sõlmede kujundusega. Esinevad nii üksik- kui ka liitprofiilidest vardad ning sõlmed nii metallist sidemetega kui ka ilma. Sõrestiku varraste dimensioneerimisel esineb aga rida üldisi küsimusi, mis kehtivad kõigi sõrestikutüüpide juures.

Sõrestiku vööde ristlõiked on tavaliselt terve ava ulatuses ühtlased ja valitakse maksimaalse sisejõu järgi. Kui surutud vöö maksimaalselt koormatud paneel on tunduvalt lühem väiksema sisejõuga paneelist, tuleb kontrollida mõlemaid paneele.

Ühes sõrestikus kasutatakse 1—2 (harva 3) erinevat võrgu varda ristlõiget. Nende dimensioonid määratakse maksimaalse ja keskmise sisejõu järgi. Võrgu varda konstruktiivselt minimaalseks ristlõikeks on prussid  $10 \times 10$  cm, ümarpuit  $\varnothing 12$  cm, laudad  $12 \times 4$  cm ja terastõmbitsad  $\varnothing 12$  mm.

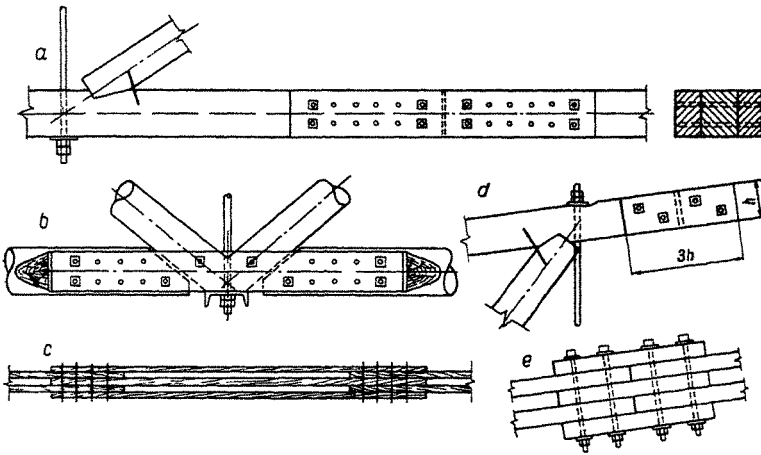
Sõrestiku varraste materjali valikul tuleb lähtuda lisas I.2 toodud elementide kategooriatest. Kõige vastutusrikkamateks varrasteks on tõmbevööd. Need tuleb valmistada kõrgekvaliteedilisest defektideta puidust. Tõmbevöö ristlõike kõrgus peaks olema väiksem kui  $1/12$  paneeli pikkusest, et sõrestiku deformeerumisel tekkivad paindemomendid oleksid võimalikult väikesed.

Sõrestiku tõmmatud vööd jätkatakse tavaliselt sõlmede vahel (joon. 120, *a*). Erandiks on sõrestiku sümmeetrilisel moodustatud jätk (*b*). Mõnel juhul kasutatakse ka pikendatud jätku (*c*). Surutud vöö jätkatakse tavaliselt otsaga (*d*, *e*). Jätk asetatakse sõlme lähedusse (tavaliselt ca  $0,20b$  kaugusele) ning kaetakse jätkulappidega, mis kinnitatakse kummaltki poolt vähemalt 2 poldi abil. Surutud vöö jätkusid ei tohi asetada toe-ega keskmistesse paneelidesse.

Sõrestiku surutud varraste maksimaalsed saledused vastavalt ННТУ 122-55 on järgmised:

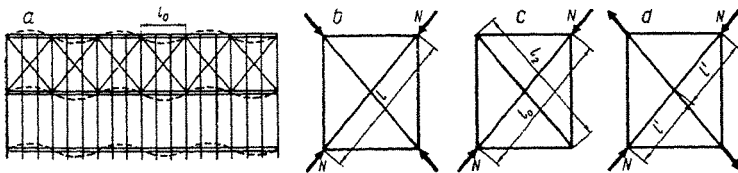
- |   |                        |
|---|------------------------|
| 1) vöövardad, toepostid ja toediagonaalid | $\max \lambda = 120$ ; |
| 2) muud võrgu vardad . . . . .            | $\max \lambda = 150$ , |
| 3) sidemed . . . . .                      | $\max \lambda = 200$ . |

Sõrestiku kõigi varraste nõtkepikkused sõrestiku pinnas võetakse võrdseks varda geomeetrilise pikkusega (s. o. sõl-



Joon. 120.

mede tsentrite vahekaugusega). Võrgu varraste nõtkepikkus sõrestiku pinnast välja võetakse samuti võrdseks sõlmede vahekaugusega. Võõde nõtkepikkuseks sõrestiku pinnast välja loetakse nende sõlmede vahekaugus, mis on kinnitatud külgsuunalise nihkumise vastu (joon. 121, a).



Joon. 121.

Ristuvate elementide arvutamisel määratakse survevarda arvutuslik pikkus järgmiselt:

- 1) kui surutud element ristub teise surutud elemendiga (joon. 121, b), siis varda arvutuslik pikkus  $l_0 = l$ ;
- 2) kui surutud element ristub mittetöötava elemendiga (c), siis

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{l_1 \lambda_1^2 F_2}{l_2 \lambda_2^2 F_1}}}, \quad (5.12)$$

kus  $l_1, \lambda_1, F_1$  — surutud elemendi pikkus, saledus ja ristlõikepind,

$l_2, \lambda_2, F_2$  — mittetöötava elemendi pikkus, saledus ja ristlõikepind;

igal juhul tuleb võtta  $l_0 \geq l_1$ ;

3) kui surutud element ristub tõmmatud elemendiga, mille sisejõud on suurem surutud elemendi sisejõust (joon. 121, *d*), siis võetakse  $l_0 = l'$ , kus  $l'$  on vahekaugus sõlme ristumiskohani. Kui tõmmatud elemendi sisejõud on surutud elemendi sisejõust väiksem, tuleb surveelemendi arvutuslik pikkus määrata interpolatsiooni teel punktide 2 ja 3 järgi määratud  $l_0$  väärtuste vahel.

Tsentriliselt tõmmatud vardad arvutatakse tugevusele:

$$N \leq m R_p F_{\text{neto}}; \quad (5.13)$$

tsentriliselt surutud vardad — tugevusele:

$$N \leq m R_c F_{\text{neto}} \quad (5.14)$$

ja stabiilsusele:

$$N \leq m \varphi R_c F_{\text{bruto}}. \quad (5.15)$$

Liitvarda arvutamisel tuleb nõtketegur  $\varphi$  määrata redutseeritud saleduse järgi vastavalt punktis II. 5 toodud valemitele.

Kui vöö vardas esineb paindemoment (sõlme vahel rakendatud jõudude toimel või võrgu varraste ekstsentrilise kinnituse tõttu), tuleb varrast arvutada vastavalt kas ekstsentrilisele tõmbele:

$$\frac{N}{m_p F_{\text{neto}}} + \frac{0,77M}{m_n \bar{\xi} W_{\text{neto}}} \leq R_p \quad (5.16)$$

või ekstsentrilisele survele:

$$\frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{m_n \bar{\xi} W_{\text{neto}}} \leq R_c. \quad (5.17)$$

Surutud vöö sõlme ristlõike kontrollimisel ekstsentrilisele survele tuleb valemis (5.17) võtta  $\xi = 1,0$ .

## 6. PRUSSIDEST JA ÜMARPUIDUST SÕRESTIKUD LAUPTAPPIDEL

Lauptapp-ühendustega sõrestikud kuuluvad ehitusplatsil valmistatavate konstruktsioonide hulka. Neid saab valmistada ilma spetsiaalsete seadmeteta, kusjuures kasutatava puidu niiskus võib küündida kuni 30%-ni. Konstruktsiooni ekspluateerimisel on võimalik metalltõmbitsate järelpingutamise, mis vähendab sõrestike läbivajumist. Lauptapp-ühendustega sõrestike peamiseks puuduseks on kõrge kvalifikatsiooniga tööliste käsitsitöö suur maht.

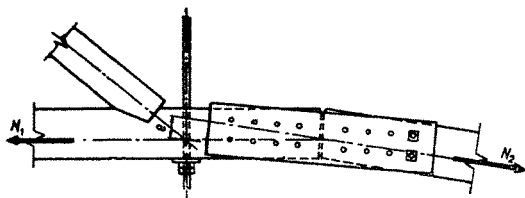
Sõrestike vööd ja diagonaalid moodustatakse loodusliku koonilisusega ümarpuidust või poomkant-prussidest, postid — ümarterasest. Mõnikord asendatakse ka alumises vöös puit profiilterasega. See lihtsustab toesõlmede kujundamist ning väldib suhteliselt raskemates tingimustes töötavate puidust tõmbevarraste kasutamist. Puidust poste kasutatakse harva, kuna nende kinnitus sõlmedes on raskendatud. Nende kasutamine võib kõne alla tulla ainult kõige lihtsamates sõrestikes kandeavaga 6—10 m.

Lauptapp-ühendustega sõrestikes kasutatakse peamiselt kolmnurkset, paralleelsete vöödega või trapetsikujulist skeemi. Katuse kandekonstruktsioonides kasutatakse kõige enam kolmnurksõrestikke, väikese katusekalde puhul aga trapetsõrestikke. Kolmnurksõrestikes tuleb diagonaalid kujundada langevatena (joon. 111, *a*) paralleelvöödega ja trapetsõrestikes — tõusvatena (joon. 111, *b*). Kuna lumekoormuse ühepoolse asetuse korral võib keskmistes diagonaalides esineda tõmme, mida lauptapp vastu ei võta, tuleb keskmistes paneelides vajaduse korral kasutada rist-süsteemis võrku (joon. 111, *b*). Seejuures eeldatakse, et töötab ainult see diagonaal, mis antud koormuse juures on surutud.

Sõrestiku vööd moodustatakse ümarpuidust läbimõõduga 16—26 cm või prussidest ristlõike laiusega 12—22 cm ja kõrgusega 16—22 cm. Tavaliselt on alumine ja ülemine vöö ühesuguse ristlõikega. Kui ülemine vöö töötab ka paindele, moodustatakse ta mõnikord kahest ülestikku asetatud vardast. Ümarpuidust konstruktsioonis suunatakse alumises vöös, samuti ka kolmnurksõrestike ülemises vöös tüve otsad toe poole, trapetsõrestike ülemises vöös — keskkoha

poole. Kui sõrestiku vöö sirge osa pikkus on üle 6,5—9 m, tuleb ette näha vöö jätkud. Ülemise vöö jätkud nähakse ette sõlmede lähedal ja kujundatakse vastavalt joonisele 120, *d*.

Alumine vöö jätkatakse tavaliselt puitlappide ja naageliühenduste abil (joon. 120, *a*). Naaglid asetatakse reeglina kahte ritta. Tavaliselt asetatakse jätk väljapoole sõlmi. Erandiks on keskmine sõlm. Tavaliselt on tõmbejätk ühtlasi alumise vöö murdepunktiks eeltõusu andmisel (joon. 116 ja 122).



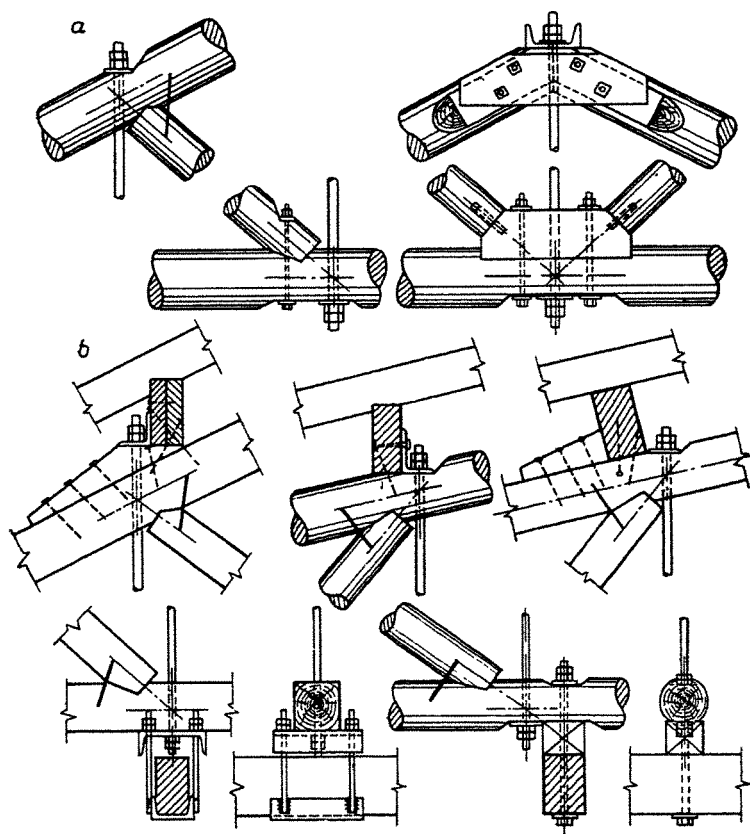
Joon. 122.

Diagonaalideks kasutatakse kas ümarpuitu läbimõõduga 12—20 cm või prusse ristlõike lausega, mis võrdub vöö lausega. Ristlõike kõrgus määratakse vastavalt arvutusele. Ühes sõrestikus ei soovitata kasutada üle kahe erineva diagonaali ristlõike.

Sõrestiku postid moodustatakse ümarterasest (tavaliselt Cr. 3) läbimõõduga 16—40 mm. Tõmbitsa kummaski otsas on keere pikkusega  $4 \div 5d$ . Suuremate läbimõõtude ( $d > 20$  mm) korral soovitatakse keermestatud osa sepsitada jämedamaks või moodustada jämedamast vardast, mis on keevitatud keermeta osa külge (joon. 84, *a*, *b*). Tõmbitsad tuleb varustada seibidega  $a = 5d$ ,  $\delta = 0,5d$ , mutrite ja kontramutritega.

Prussidest sõrestike tõmbevööd tsentreeritakse tavaliselt nõrgestatud ristlõike raskuskeskme järgi, prussidest sõrestike ülejäänud vardad ja ümarpuidust sõrestike kõik vardad — nõrgestamata ristlõike raskuskeskme järgi.

Lauptapp-ühendustega sõrestiku toesõlmed moodustatakse kas ühe või kahe hambaga lauptapi või tugi-

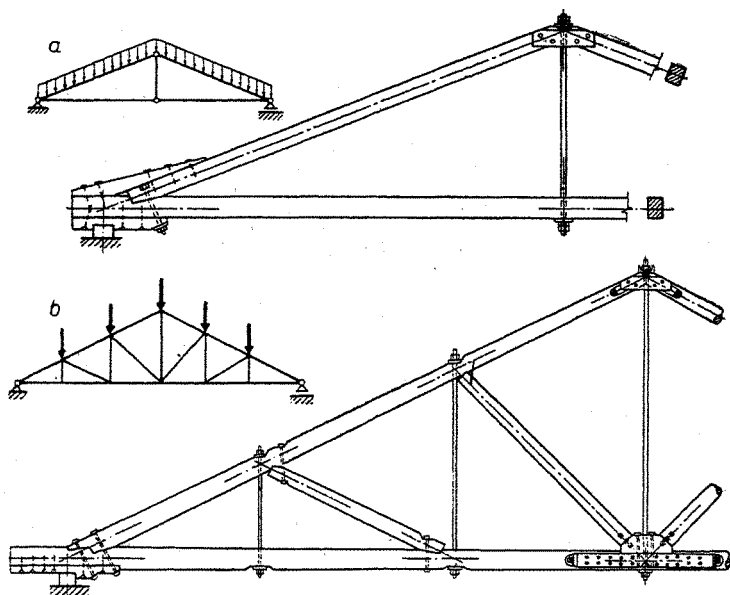


Joon. 123.

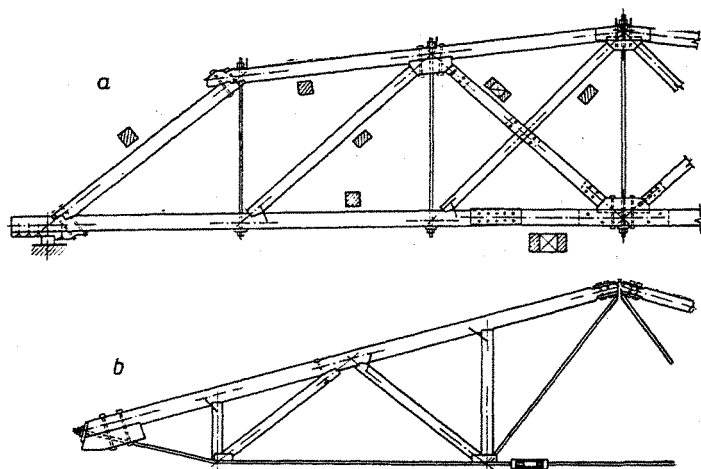
padja ning lappidega tappühendusena (vt. III. 2). Vahepealsete sõlmede kujundamise näiteid on toodud joonisel 123, a.

Sõrestiku projekteerimist alustatakse võõde ristlõigete määramisega. Seejärel dimensioneeritakse toesõlmed ning lõpuks toimub ülejäänud varraste ja sõlmede dimensioneerimine ja kontrollarvutus.

Pärilinite toetamise detaile sõrestiku ülemisele võõle on



Joon. 124.



Joon. 125.

toodud joonisel 123, *b*, riputatud lae kinnitamise detaile — joon. 123, *c*.

Kõige lihtsamal juhul (joon. 124, *a*) koosneb kolmnurksõrestik vöödest ja ühest postist. Kolmnurksõrestike tavalisi lahendusi on esitatud joonisel 124, *b*. Trapetsõrestik puidust alumise vööga on toodud joonisel 125, *a* ja terasest alumise vööga — joon. 125, *b*.

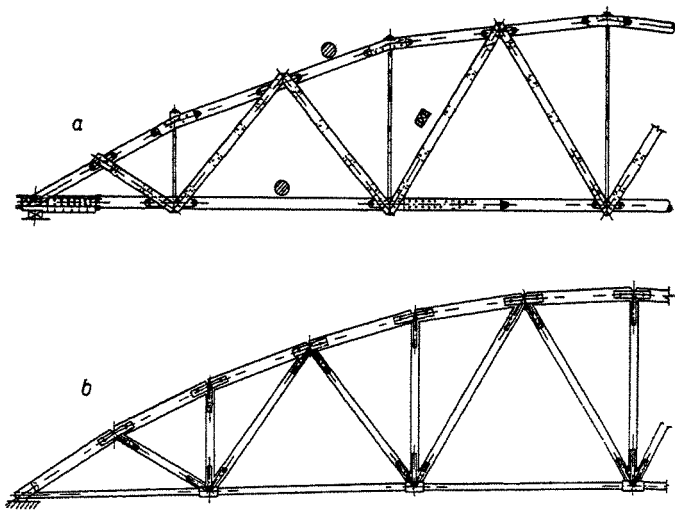
## 7. POLÜGONAALSÕRESTIKUD

Polügonaalne sõrestiku kuju on soodus sõrestiku varaste sisejõudude jaotuse seisukohalt. Ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormuse korral on vööde sisejõud ava ulatuses peaaegu konstantsed, võrgu varraste sisejõud aga üsna väikesed. See võimaldab polügonaalsõrestike vahepealseid sõlmi lihtsalt kujundada. Polügonaalsõrestike valmistamine on lihtne ning võib toimuda ehitusplatsil. Selle sõrestikutüübi peamiseks puuduseks on ülemise vöö vähene põikjäikus, mis teeb sõrestike montaaži mõnevõrra tülikamaks. Polügonaalsõrestike kasutamine on eriti otstarbekas suuremate kandeavade ja koormuste puhul.

Käesoleval ajal kasutatakse kahte polügonaalsõrestiku tüüpi: puidust ja terasest alumise vööga. Esimese tüübi puhul (joon. 126, *a*) moodustatakse nii ülemine kui ka alumine vöö ümarpuidust, postid ümarterasest ja diagonaalid paarislaudadest. Diagonaalid tsentreeritakse tavaliselt ristlõike ääre joone järgi ning ühendatakse vöödega postide abil. Ülemise vöö murdepunktid asetsevad võrgu postide joontel. Toesõlm moodustatakse analoogiliselt lauptappsõrestike toesõlmedega (tavaliselt kasutatakse tugipadjaga ja terasrangidega varianti). On mõeldav ka ümarpuidust diagonaalidega variant, mille puhul diagonaalid ühendatakse vöödega lauptappide abil.

Terasest alumise vööga polügonaalsõrestiku (joon. 126, *b*) ülemine vöö moodustatakse prussidest, võrgu varrad plankudest, mille ristlõike laius on võrdne vöö ristlõike laiusega. Alumiseks vööks on [-profiil, mis asetatakse seinaga ülespoole, paaris-nurkterased või ümarteras. Ülemise vöö murdepunktid nähakse ette kõigis sõlmedes. Viimased asetsevad kõik ühel ringjoonel. Ühendused sõl-





Joon 126

medes moodustatakse teraslappide abil, mida läbib šarniiripolt ja mis on diagonaalidega ühendatud naelte abil. Šarniiripolt läbib vöö puidust jätkulapid. Tavaliselt asetatakse vöö jätkude muljumispinnad ristlõike raskuskeskme suhtes ekstsentriliselt, et vähendada sõlmedevahelisest koormusest tekkivat paindemomenti. Toesõlmed moodustatakse teraskinga abil, mille toetuspind on risti ülemise vöö teljega.

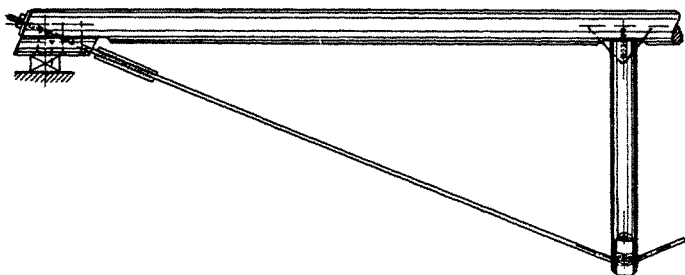
Polügonaaalsõrestiku varraste sisejõudude määramisel tuleb vaadelda lumekoormuse asetust veerandil, poolel, kolmveerandil ja täiel aval.

## 8. PAINDEJÄIGA ÜLEMISE VÕOGA PUITMETALL-SÖRESTIKUD

Ülemise vöö paneeli pikkuse suurendamisel vaheneb sõrestiku sõlmede arv, mis tundub lihtsustab sõrestiku valmistamist. Ülemise vöö paneeli pikkusega on mindud kuni 6,5 meetrini. Pikkade paneelide puhul tuleb aga

tagada ülemise vöö küllaldane paindejäikus, kuna sõlmedevahelised koormused on vältimatud.

Paindejäiga ülemise vööga sõrestike lihtsaimaks esindajaks on sprengeltüüpi puitmetallsõrestik (joon. 127). Neid kasutatakse katuseroovidenä suurematel avadel ja



Joon 127.

katusesõrestikena ühekaldelistes katustes (kandeavad 6—12 m). Sõrestiku ülemine vöö kujutab endast kaheavalist tala, mille keskmine tugi on järeleandev ja mis töötab ekstsentrilisele survele. Ülemise vöö materjaliks võib olla nii ümarpuut kui ka prussid. Suuremate kandeavade ja koormuste korral võib ülemine vöö olla moodustatud kahest kõrvuti asetatud palgist või prussist (joon 128).

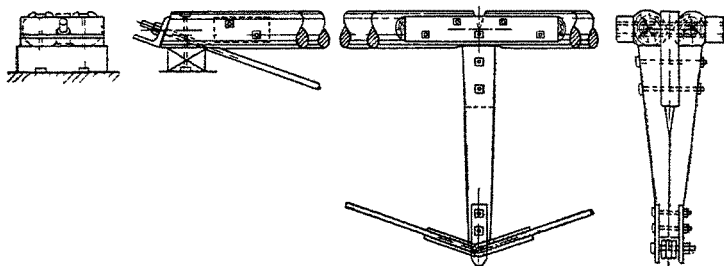
Sprengelsõrestiku tõmbevöö moodustatakse tavaliselt ühest, harvem kahest ümarterasest tõmbitsana. Tõmbitsate järeepingutamine toimub kas toesõlmedes või, kui ligipääs toesõlmedele on raskendatud, tõmbeluku abil

Toesõlmed tsentreeritakse tavaliselt ülemise vöö bruto ristlõike raskuskeskme joone järgi, mis tagab normaaljoü tsentrilise mõju.

Sprengelsõrestiku kõrgus valitakse piirides  $h = \frac{1}{6} \div \frac{1}{7} L$ .

Sõrestikele antakse valmistamisel ehitustõus  $f_0 = \frac{1}{150} \div \frac{1}{200} L$ .

Süsteemi stabiilsuse tagamiseks tuleb kasutada peale



Joon. 128

katuse pinnas olevate sidemete veel vertikaalsidemeid postide tasapinnas, mis tagavad alumise vöö püsivuse vertikaaltasapinnas.

Sprengeltüüpi puitmetallsõrestikke võib valmistada nii tehases kui ka ehitusplatsil.

Sõrestiku arvutamisel võib ülemist vööd vaadelda kaheavalise jätkuva talana, mille maksimaalne paindemoment

$$\max M = \frac{ql^2}{8} = \frac{qL^2}{32}, \quad (5.18)$$

survejõud

$$N = 0,625ql \operatorname{ctg} \alpha, \quad (5.19)$$

kus  $\alpha$  — alumise vöö kaldenurk.

Posti survejõud

$$S = 1,25ql \quad (5.20)$$

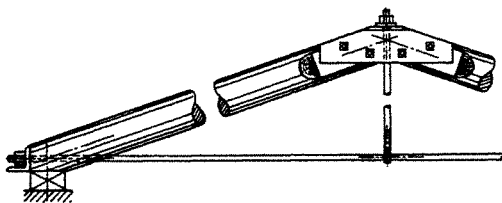
ja tõmbevöö sisejõud

$$T = 0,625ql \frac{1}{\sin \alpha}. \quad (5.21)$$

Kui ülemine vöö on keskmises sõlmes jätkatud, võib süsteemi vaadelda staatiliselt määratud sõrestikuna.

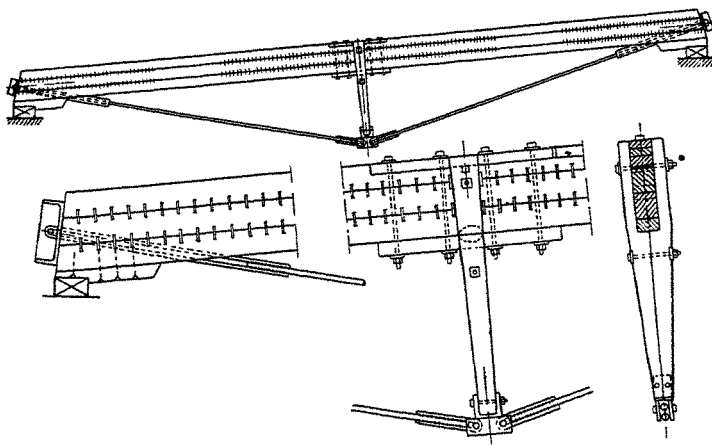
Kahekaldeliste katuste korral võib kasutada kahe paneeliga kolmnurksõrestikke, mis kujundatakse analoogiliselt sprengelsõrestikega (joon. 129). Ülemine vöö võib ka siin olla moodustatud kas ühest või kahest kõrvuti asetatud palgist või prussist.

Suuremate kandeavade korral võib nii sprengeltüüpi kui



Joon. 129.

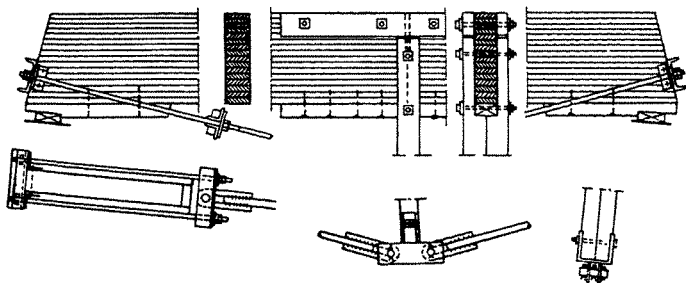
ka kolmnurksõrestike ülemised võõd moodustada liit-taladena (plaatnaaglite või liimühenduste abil). Joon. 130 on toodud *Derevjagini* taladest moodustatud puitmetallsõrestike näiteid. Talade arvutamine toimub vastavalt



Joon. 130.

VI peatükis toodud seostele, kusjuures tuleb muidugi arvestada normaaljõude. Talas tekkivate paindemomentide vähendamiseks kujundatakse sõlmed mõnikord ekstsentriliselt.

Liimitud ülemise võõga sprengelsõrestiku kujundamise näide on esitatud joonisel 131.



Joon. 131.

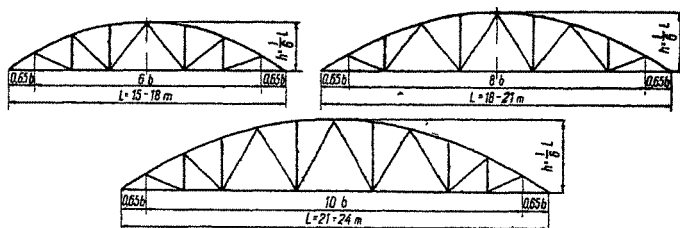
## 9. NAELUTATUD SEGMENTSÖRESTIKUD

Naelutatud segmentsõrestikud kuuluvad ehitusplatsil valmistatavate konstruktsioonide hulka. Sõrestiku ülemine, ringi kaare kujuline vöö moodustatakse painutatud laudadest või lattidest, mis omavahel ühendatakse naeltega. Sõrestiku alumine vöö ja võrgu vardad moodustatakse laudadest. Ühendused sõlmedes tehakse naelte ja poltide abil.

Segmentsõrestike kasutamine on otstarbekas ainult võrdlemisi ühtlaselt jaotatud koormuste korral. Seepärast asetatakse roovtalad väikese vahekaugusega. Suured koondatud koormused sõlmedes tekitaksid ülemises vöös suuri paindemomente, mis tingiks tunduvalt suurema ristlõikega vöö. Ühtlaselt jaotatud koormuse korral on vööde sisejõud ava ulatuses ühtlaselt jaotatud, võrgu varraste sisejõud aga väikesed. See võimaldab sõlmi lihtsalt kujundada.

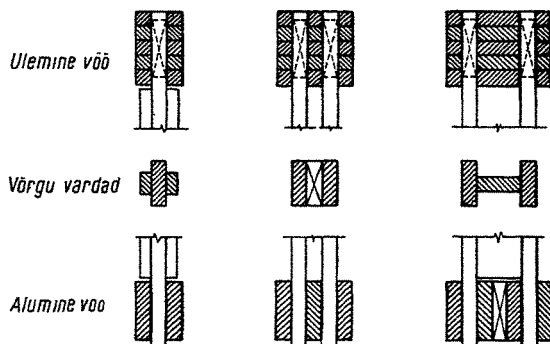
Segmentsõrestike eeliseks on nende valmistamise lihtsus. Peamisteks puudusteks on tööde teostamise raske mehhaniseeritavus, defektideta puidu vajadus alumise vöö varrastes ja ülemise vöö paketi mädanemisoht. Joonisel 132 on toodud segmentsõrestike enamkasutatavaid skeeme. Äärmise paneeli pikkuseks võetakse tavaliselt 0,65 keskmiste paneelide pikkusest, kuna painde mõttes on äärmine paneel halvemas olukorras. Ülemise vöö paneeli pikkus valitakse piirides 1,5—2,5 m.

Vöö ja võrgu varraste tüüpilisi ristlõikeid on esitatud



Joon. 132.

joonisel 133. Ülemine vöö moodustatakse tavaliselt 5—6 cm paksustest lattidest või laudadest. Lattide laius valitakse 5—7 cm piirides. Painutatava elemendi kõverusraadius peab moodustama vähemalt 200 elemendi paksust. Vöö peab koosnema vähemalt 4 kihist. Vöö ristlõike maksii-

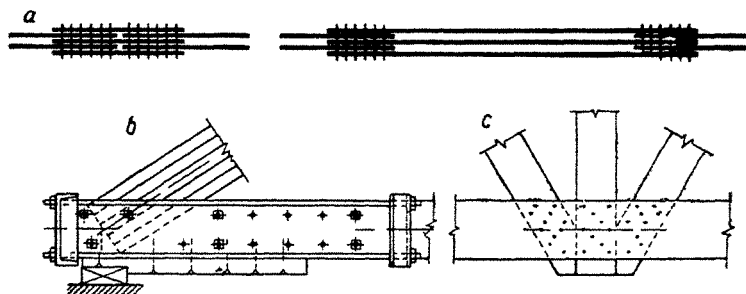


Joon. 133.

maalne kõrgus on määratud tingimusega, et vastastikku loodud naelad läbiksid terve paketi. Ülemise vöö üksikute pakettide vahele tuleb asetada lauad, mis jooksevad sõlmest sõlme ja toetuvad otstega võrgu varraste vastu. Painutatud lattide jätkamisel ei tohi paketi ühte lõikesse jääda üle ühe jätku. Jätkatavate lattide otsad peavad olema tihedalt üksteise vastu surutud. Üksikute lattide jätkude vahekaugus peab moodustama vähemalt 50 cm. Samal ajal

peavad kõik jätkud jääma vähemalt  $\frac{1}{5}$  paneeli pikkuse kaugusele sõlmest.

Ülemise vöö jätkud moodustatakse puitlappide ja terasnaaglite abil (joon. 134, *a*). Toesõlmedes kasutatakse tavaliselt tugipadjaga lauptappi (*b*), kusjuures jõud antakse üle terasest rangide ja naagelühenduse abil. Vahepealsete



Joon 134

sõlmede kujundamise näide on esitatud joonisel 134, *c*. Võrgu varraste ristlõike laiuse määrab tavaliselt naelte arv, mis on vajalik varda ühendamiseks vööga. Võrgu vardad on sõlmes kinnitatud ekstsentriliselt (tavaliselt tsentreeritakse võrgu varraste ristlõike ääred vöö teljele). Võrgu varraste kinnitamisel ülemise vöö külge võib vähendada malekorras asetatud naelte vahekaugust põiki kiudu  $2d$ -ni. Naela kaugus painutatud elementide liitepinnast peab olema vähemalt  $3d$ .

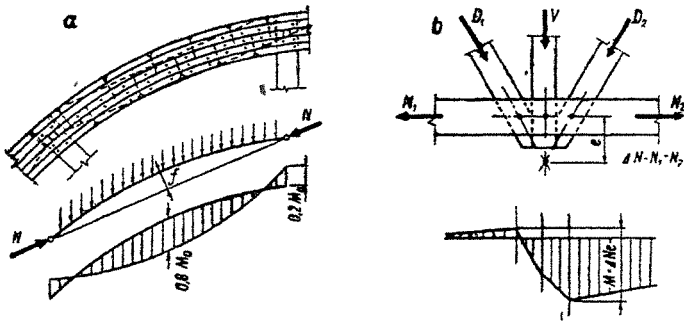
Segmentsõrestiku varraste sisejõudude määramisel eeldatakse, et sõlmed töötavad šarniirselt. Ülemise vöö paindemomendi arvutamisel oletatakse, et vaadeldavas paneelis puudub lumekoormus Kõige halvemas olukorras on tavaliselt esimene ja teine paneel.

Ülemise vöö kandevõime kontrollimisel arvestatakse täitelappide töötamist.

Arvutuslik paindemoment ülemises vöös

$$M = Nf - M_0, \quad (5.22)$$

kus  $f = \frac{i_0^2}{8R}$  — ülemise vöö paneeli tõus (joon. 135, *a*);



Joon. 135.

$l_0$  — sõlmede vahekaugus;

$R = \frac{L^2}{8h_0} + 0,5h_0$  — ülemise vöö kõverusraadius (ilma eeltõusu arvestamata);

$h_0$  — sõrestiku kõrgus ava keskel (teljest teljeni);

$M_0$  — arvutuslik paindemoment paneelis kohalikust alalisest koormusest vastavalt lihttala skeemile.

Ülemise vöö painutatud pakettide arvutus ekstsentrilisele survele toimub valemiga

$$\frac{N}{m_{\text{rH}} F_p} + \frac{0,25M}{m_{\text{rH}} \xi W_p} \leq R_c. \quad (5.23)$$

Täitelappide kontrollimiseks kasutatakse seost

$$\frac{0,6M}{\xi W_{\text{tl}}} \leq R_{\text{H}}. \quad (5.24)$$

Valemities (5.23) ja (5.24) on tähistatud

$F_p$  — vöö painutatud pakettide ristlõikepind;

$W_p$  — pakettide vastupidavusmoment ( $W_p = nW_1$ , kus  $n$  — elementide arv pakettides,  $W_1$  — ühe lati vastupidavusmoment);

$W_{\text{tl}}$  — täitelappide summaarne vastupidavusmoment;

$m_{\text{rH}}$  — painutatud elemendi töötamistingimuste tegur (vt. tabel II.S);

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_p}; \quad (5.25)$$



$$\lambda = \frac{0,9I_0}{\sqrt{\frac{I_p + I_{tl}}{F_p}}}, \quad (5.26)$$

$I_p$  — ülemise vöö lattide summaarne inertsmoment (kinnitust arvestamata);

$I_{tl}$  — täitelappide summaarne inertsmoment.

Kui paindepinged on väikesed ( $\frac{M}{W} \leq 0,1 \frac{N}{F_p}$ ), kontrollitakse ülemist vööd tsentrilisele survele valemiga

$$N \leq \varphi R_c F_p, \quad (5.27)$$

kusjuures  $\varphi$  määratakse valemiga (5.26) antud saleduse järgi.

Võrgu varraste kinnituse ekstsentrilisuse mõju ülemise vöö varrastele ei arvestata.

Alumist vööd kontrollitakse ekstsentrilisele tõmbele, kusjuures paindemoment võrgu varraste ekstsentrilisest kinnitusest (joon. 135, b)

$$M = \Delta N \cdot e. \quad (5.28)$$

Naaberpaneelide sisejõudude vahe  $\Delta N$  määratakse ühepoolse lumekoormuse mõjumisel.

Horisontaalsete naelte arv ühe paneeli pikkusel igas lõikes peab olema

$$n \geq \frac{25 M_0 F_p}{\xi I_0 F_{p1} [T_{nael}]}, \quad (5.29)$$

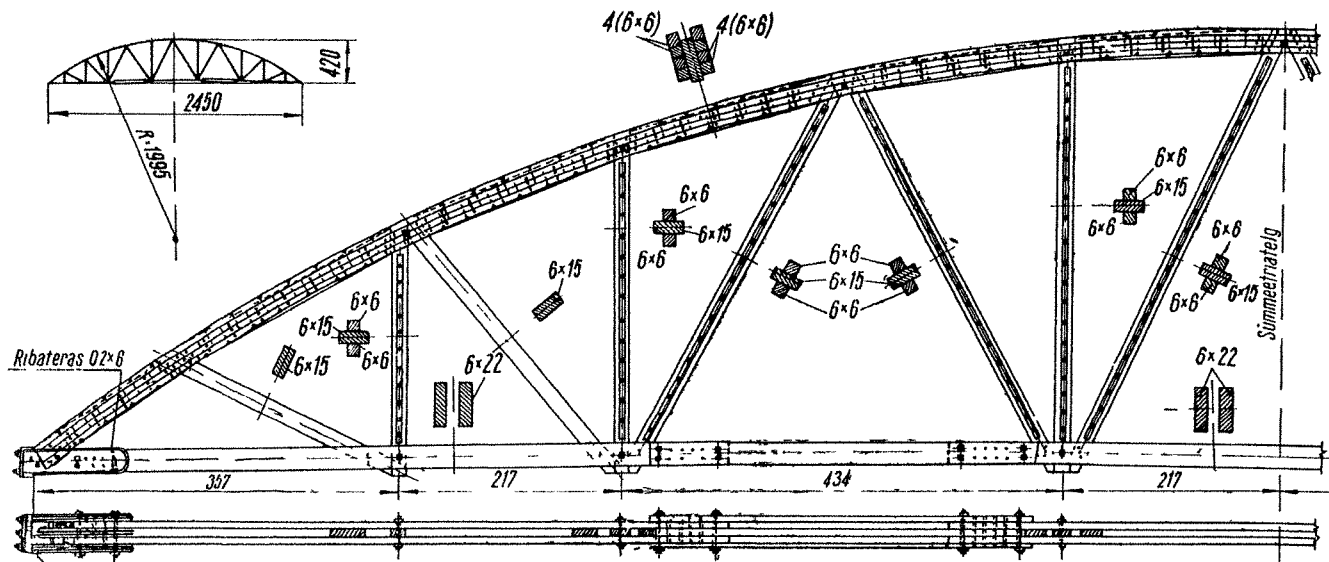
kus  $F_{p1}$  — vöö ühe paketi ristlõikepind;

$[T_{nael}]$  — naela ühe lõike arvutuslik kandevõime.

Naelad asetatakse paneeli pikkusel ühtlase sammuga, mis ei tohi olla üle 40d.

Vertikaalsed naelad asetatakse sammuga kuni 40d.

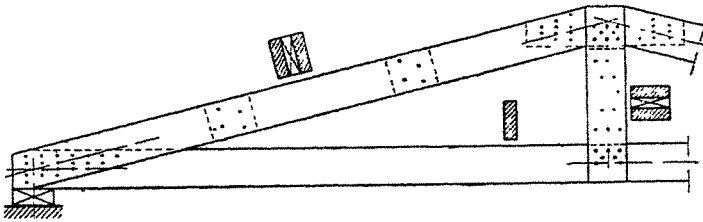
Segmentsõrestiku konstruktsiooni näide on toodud joonisel 136.



Joon. 136

## 10. NAEL- JA TÕÜBELÜHENDUSTEGA LAUDSÕRESTIKUD

Laudadest sõrestiku lihtsaimaks tüübiks on kahe paneeliga kolmnurksõrestik, milles ühendused sõlmedes on moodustatud naelte abil (joon. 137). See sõrestik on kasutatav kandeavadel 6—12 m ning sobib teisejärguliste hoonete katmiseks, kui puudub riputatud lagi. Sõrestiku kõrgus  $h = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10} L$ . Sõrestikud asetatakse sammuga 1,0—2,0 m, et katuselaudist saaks toetada otse sõrestikele.

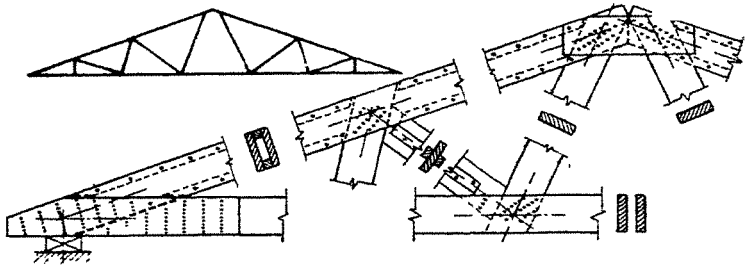


Joon. 137

Sõrestiku alumine vöö tuleb arvutada tsentrilisele tõmbele, ülemine vöö — eksentrilisele survele. Ülemine vöö moodustatakse kahest lauast, mille ristlõige on võrdne alumise vöö ristlõikega. Posti ristlõige valitakse konstruktiivselt (tavaliselt lausega 10 cm).

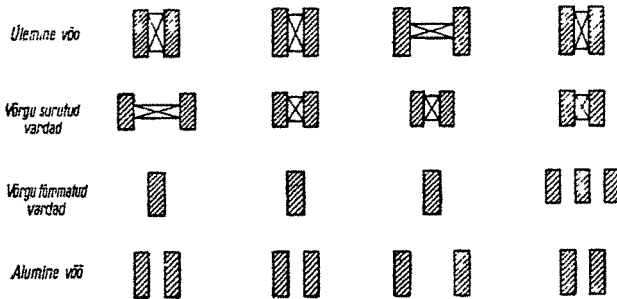
Nael- ja poltühenduste abil saab moodustada laudsõrestikke ka suurema paneelide arvuga (tavaliselt 4—6). On otstarbekas kasutada muutuvaid paneeli pikkusi (et paindemomendid enamsurutud paneelides oleksid väiksemad). Selliseid sõrestikke saab kasutada kandeavadel 9—15 m. Sõrestiku tavaline kõrgus  $h = \frac{1}{6} \div \frac{1}{4} L$ . Sõrestikud asetatakse väikese vahekaugusega ning laudis toetatakse otse sõrestikele. Sellist tüüpi sõrestiku näide on esitatud joonisel 138.

Suuremate kandeavade (12—24 m) korral on mõeldav laudsõrestike sõlmede moodustamine rõngastüüblite abil.



Joon. 138.

Küllaldase arvu liitepindade saamiseks tuleb sõrestiku vardad moodustada mitmest lauast. Varraste tüüpilisi ristlõikeid on esitatud joonisel 139. Rõngastüüblitega

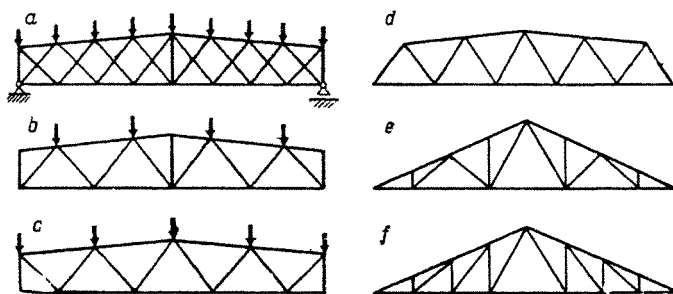


Joon. 139.

sõrestikud kujundatakse kas kolmnurk- või trapetsõrestikena. Sõrestiku tavalisi skeeme on esitatud joonisel 140. Kõige paremini on rõngastüüblite kasutamisele kohaldatav ristsüsteemis võrguga süsteem *a*, kuna siin on võrgu vardad vähe koormatud. Arvutamisel jaotatakse sõrestiku skeem kaheks staatiliselt määratud skeemiks *b* ja *c*.

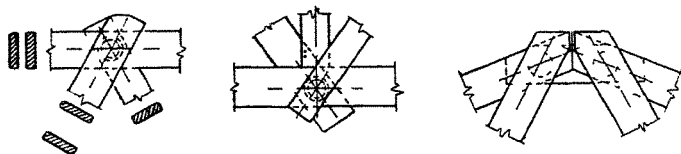
Sõrestiku dimensioneerimisel on otstarbekas määrata esmalt tüüblite mõõtmed ja arv igas sõlmes ning seejärel varraste ristlõiked vastavalt arvutusele ja konstruktiivsetele tingimustele (vt. tabel 4 lk. 107).

Rõngastüüblitega sõrestike sõlmede näiteid on toodud



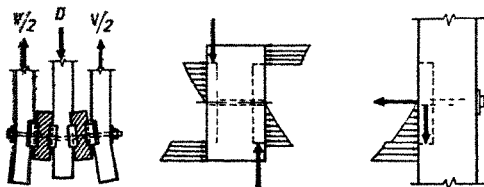
Joon 140

joonisel 141. Sõrestiku sümmeetriateljel asetsevad sõlmed tuleb enamasti lahendada ekstsentriliselt. Toesõlmed kujundatakse kas tüüblite või tõmberangide abil. Uhes sõrestikus tohib kasutada mitte enam kui kahte erinevat tüüpli tüüpi (seejuures igal juhul erineva läbimõõduga)



Joon 141

Kuna sõrestiku üksikud vardad koosnevad eri pindades asetsevatest laudadest, esinevad sõlmedes põik-ekstsentrilisused, mis nõrgestavad ühendusi (nihkepindadel tekib



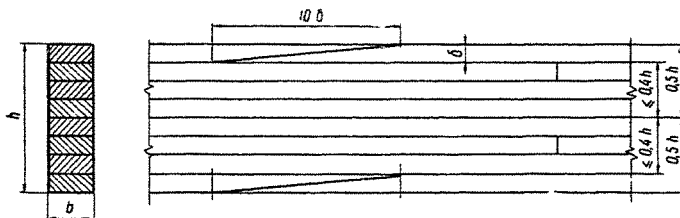
Joon 142

tõmme põiki kiudu) ning tekitavad paindemomendi laua nõrgestatud ristlõikes (joon. 142).

Rõngastüüblitega sõrestikud nõuavad äärmiselt täpset tööd. Neid tehakse ainult tehastes. Kasutatav puit peab olema õhukuiv ning defektideta. Nende kokkumonteerimine spetsiaalsete tungraudade abil on küllalt tülikas. Viimasel ajal kasutatakse rõngastüüblitega sõrestikke harva.

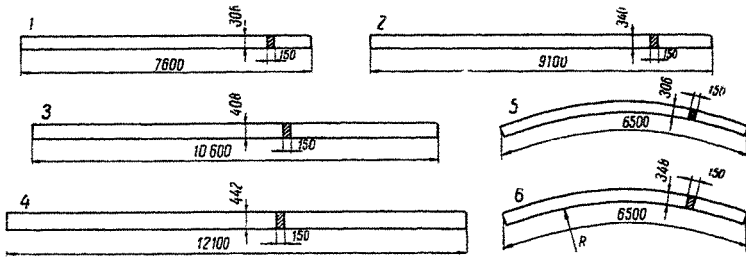
## 11. LIIMITUD PAKETTIDEST SÕRESTIKUD

Puitkonstruktsioonide valmistamise industrialiseerimise ja mehhaniseerimise seisukohalt kõige sobivamaks on puitmetallsõrestikud, mille ülemine vöö on valmistatud liimitud pakettidest. Selline sõrestik koosneb elementidest, mis valmistatakse tehases ja monteeritakse kokku ehitusplatsil. Kasutatakse nii sirg- kui ka kõverjoonelisi plokkke, olenevalt sõrestiku skeemist. Sõrestiku vöö moodustatakse tavaliselt 2—4 plokist, olenevalt kandeavast.



Joon. 143.

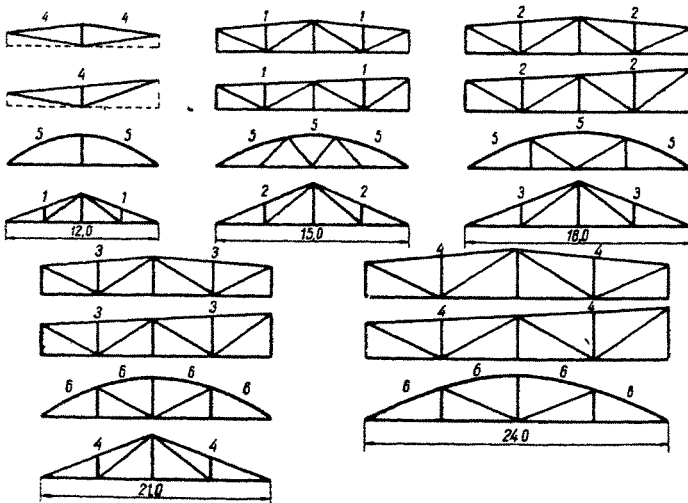
Liimitud plokid valmistatakse tavaliselt ristkülikulise ristlõikega (joon. 143); selle kõrguse ja laiuse suhe valitakse varda vajaliku põiksuunalise jäikuse tingimusest  $h \leq 5b$  sirgetes ja  $h \leq 4b$  kõverjoonelistes plokkides. Plokkide valmistamiseks kasutatakse laudu paksusega kuni 4—5 cm. Kõverjoonelistes pakettides ei tohi ühe laua paksus ületada  $\frac{1}{300}$  kõverusraadiust. Paketi äärmiste kihide laud jätkatakse kaldjätkuga, keskmised kihid  $0,4h$  ulatuses ristlõike keskjoonest kummalegi poole — otsjätkuga. Kõverjooneliste plokkide pikkus soovitatakse



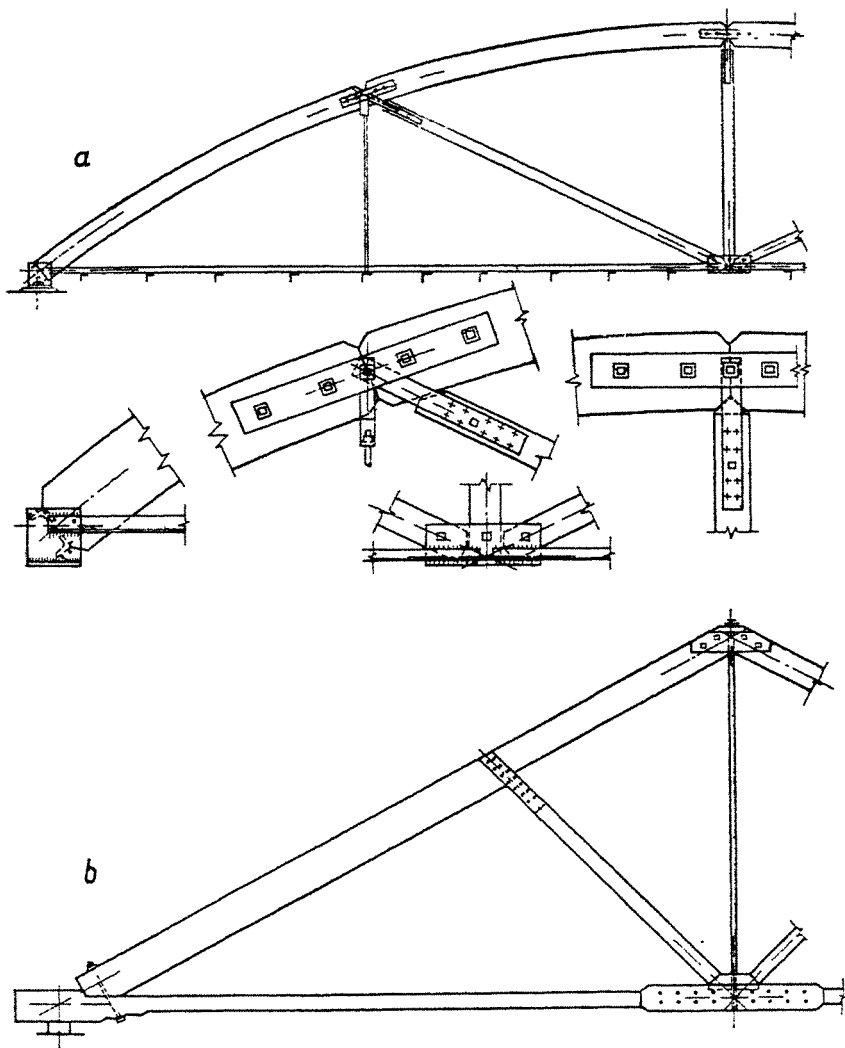
Joon 144

valida selliselt, et äärmise kihi laudu poleks vaja jätkata ( $l \leq 6,5$  m).

Liimitud puitkonstruktsioonide projekteerimise ja valmistamise instruksioonides (CH 11-57) soovitatud plokkide tüüpe on toodud joonisel 144.



Joon 145.



Joon. 146.



Sõrestiku alumine vöö moodustatakse tavaliselt kas ümar- või profiilterasest või liimitud paketest. Sõrestiku diagonaalid valmistatakse kas prussidest või liimitud pakettidest, postid — ümarterasest.

Ühendused sõlmedes teostatakse metall-lappide ja poltide abil.

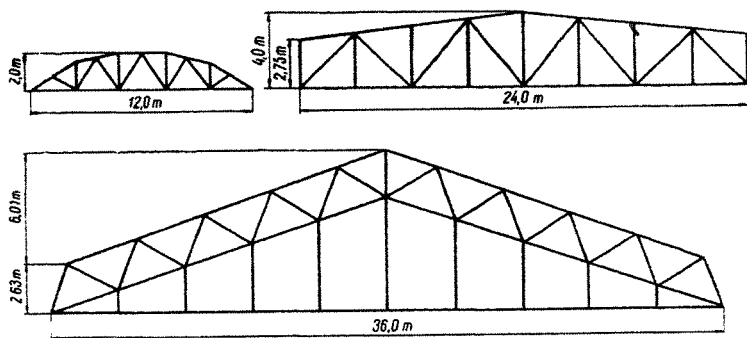
Sirgjoonelistest pakettidest saab moodustada kolmnurk- ja trapetsõrestikke, kõverjoonelistest pakettidest — segmentsõrestikke. Tüüp-plokkidest valmistatavate sõrestike skeeme on esitatud joonisel 145, kus numbrid näitavad ploki tüüpi joonisel 144. Sõrestikud on arvutatud koormusele  $q = 1000$  kg/m. Üldiselt on segmentsõrestikud kolmnurk- ja trapetsõrestikest ökonoomsemad. Laternate olemasolu korral, samuti ka suurte koondatud koormuste puhul sõlmedes tekivad aga kõverjoonelises vöös suured paindemomendid, mistõttu on otstarbekam kasutada trapetsõrestikke. Mõnel juhul kasutatakse segmentsõrestiku laternaalus osas sirgjoonelisi plokkke.

Liimitud plokkidest sõrestike tüüpilisi lahendusi metallist tõmbevöö korral on esitatud joonisel 146, *a*; liimitud paketest tõmbevööga sõrestik — 146, *b*.

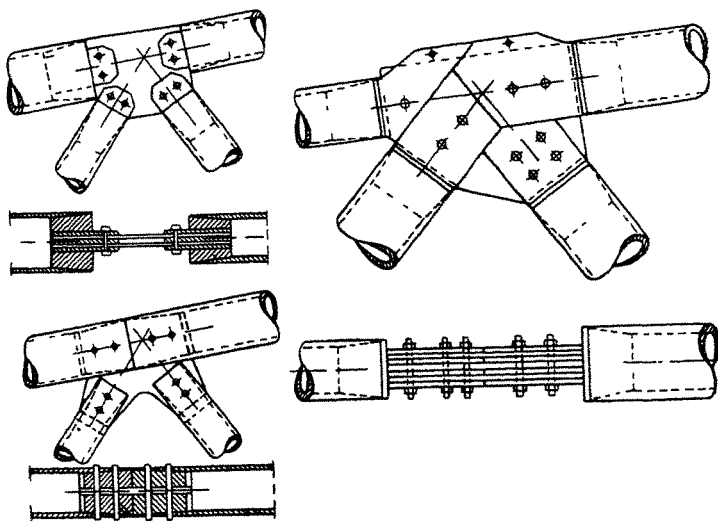
## 12. VINEERTORUDEST SÕRESTIKUD

Leningradi Ehitusinstituudis on välja töötatud rida uut tüüpi katusesõrestikke, mille vardad on moodustatud vineertorudest (vt. I. 3). Teatavasti on toruprofiilil suhteliselt suur inertsraadius, mistõttu on kerge tagada varraste stabiilsust. Samal ajal on vineertorudest sõrestikud nägusad ning hea tulekindlusega. Väljatöötatud sõrestike skeeme on esitatud joonisel 147.

Vineertorudest sõrestike sõlmed moodustatakse sõlmlehtede abil, kusjuures sõlmlehe ühendamiseks on toru otsa sisse liimitud plastmassist kork. Sõlmede näiteid on toodud joonisel 148. Kasutatud naaglid ja poldid on samuti plastmassist.



Joon. 147.



Joon 148.

### 13. KATUSE KANDEKONSTRUKTSIOONI RUUMILINE JÄIKUS

Katusesõrestikud kujutavad endast vertikaalselt asetatud tasapinnalisi kandekonstruktsioone, mis on võimelised vastu võtma ainult oma pinnas mõjuvaid koormusi. Selleks, et katusesõrestikud jääksid vertikaalasendisse ning oleksid võimelised vastu võtma juhuslikke põiksuunalisi jõude, tuleb nad omavahel ühendada ruumilise jäikuse sidemetega. Samuti on tähtis, et sõrestike surutud varraste nõtkepikkus jääks neisse piiridesse, mis võeti arvesse sõrestiku dimensioneerimisel. Varraste nõtkepikkuse määramisel aga eeldati, et sõrestiku sõlmede põiksuunalised paigutused on takistatud.

Katuse kandekonstruktsiooni ruumilist jäikust tagavate sidemete võrk koosneb üldjuhul kolmest süsteemist: 1) põiksidemed sõrestike ülemiste vööde tasapinnas, 2) vertikaalsidemed ja 3) horisontaalpõiksidemed sõrestike alumiste vööde tasapinnas.

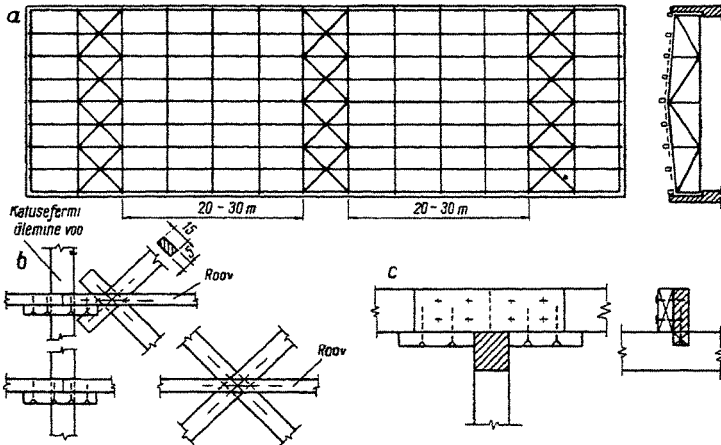
Real juhtudel võivad sidemete ülesandeid täita katuse kattedekonstruktsiooni elemendid.

Sõrestike ülemiste vööde tasapinnas olevate põiksidemete ülesandeks on ülemiste vööde nõtkepikkuse vähendamine. See sidemete süsteem koosneb katuse tasapinnas põiki hoonet asetatud sõrestikest (joon. 149, *a*), mille vöödeks on katusesõrestike ülemised vööd, postideks — pärlinid. Sidemesõrestiku diagonaalid moodustatakse tavaliselt ristiasetatud laudadest (tavaliselt  $5 \times 15$  cm), mis naelutatakse roovide külge (joon. 149, *b*). Sidemesõrestike vahekaugus valitakse tavaliselt piirides 20—30 m.

Vahepealsete sõrestike ülemise vöö sõlmede liikumatus tagatakse pärlinitega. Pärlinite kinnitus sõrestike külge peab olema küllaldane juhuslike põiksuunaliste jõudude üleandmiseks. Tavaliselt lüüakse pärlini alla tugiklotsid ning pärlinite jätkud kaetakse jätkulappidega (joon. 149, *c*).

Laternaaluste sõlmede ühendamiseks tuleb kasutada lisavardaid (joon. 150, *a*). Laterna katte tasapinnas olevad sidemed konstrueeritakse analoogiliselt sõrestike ülemiste vööde tasapinnas olevate sidemetega (joon. 150, *b*).

Sidemesõrestikud katuse tasapinnas võib ära jätta:



Joon 149

1) juhul kui katusekate on moodustatud kahekordsest (ühe kihiga diagonaalsuunas) laudisest, mis on kindlalt ühendatud pärilinitega, ja

2) juhul kui hoone otsaseinad on sedavõrd jäigad, et suudavad vastu võtta seintesse ankurdatud pärilinitelt (joon. 150, c) üleantavad juhuslikud koormused.

Sõrestike ülemiste vööde tasapinnas olevate sidemete arvutamisel võetakse ühes sõlmes mõjuva koormuse väärtuseks

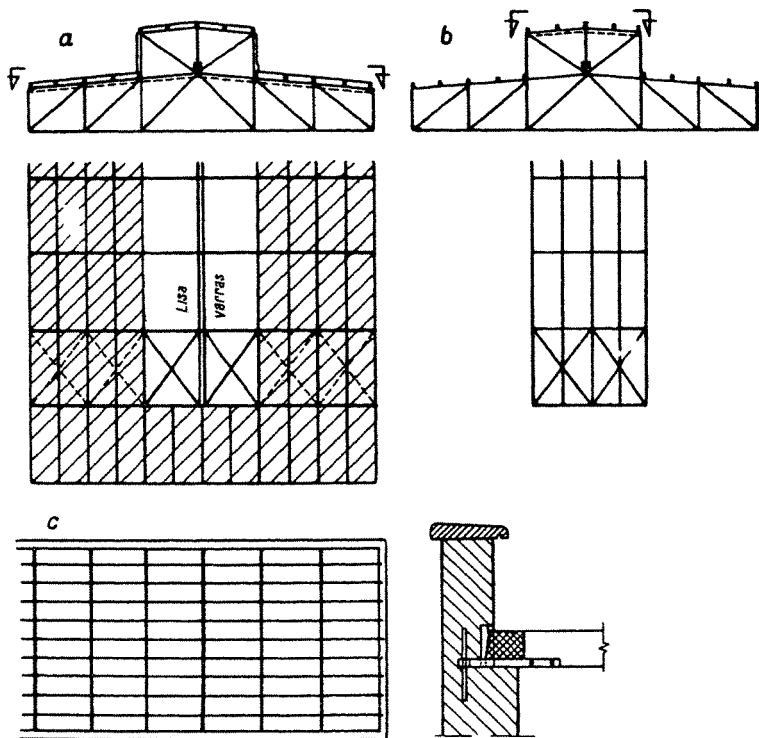
$$Q = 0,02Nn,$$

kus  $N$  — maksimaalne survejõud katusesõrestiku vöös;

$n$  — ühe sidemesõrestikuga kinnitatud katusesõrestike arv.

Samal ajal peab olema rahuldatud maksimaalselt lubatava saleduse nõue (surutud varraste  $\lambda \leq 200$ , tõmmatud varraste  $\lambda \leq 400$ ).

Vertikaalsidemete ülesandeks on sõrestike vertikaalasendi fikseerimine ning alumise vöö sõlmede kinnitamine. Vertikaalsidemed nähakse ette trapetssõrestike toepostide tasapindades ning sõrestike alumiste vööde nende sõlmede tasapindades, mille paigutused peavad olema takistatud. Samuti tuleb vertikaalsidemed ette näha laterna äärmiste postide tasapindades.

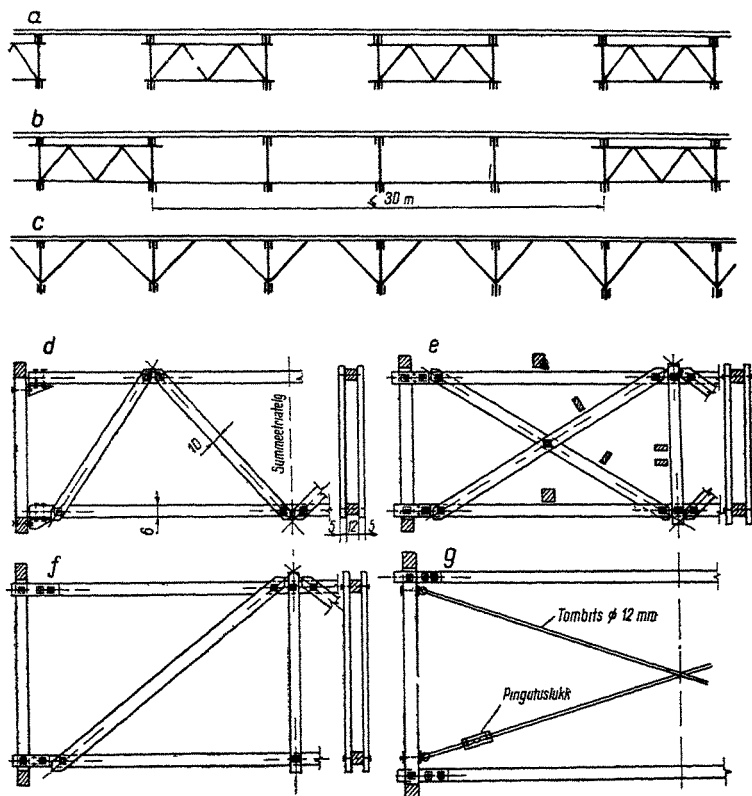


Joon. 150.

Kolmnurk- ja segmentsõrestike vertikaalasend on tagatud katuse tasapinnas olevate sidemetega ning eraldi vertikaalsidemeid pole vaja ette näha.

Sprengelsõrestike alumise vöö murdepunktis olev sõlm asetseb põiksuunalise püsivuse mõttes labiilses, ülemise vöö läbipainde korral koguni ebastabiilses olukorras. Seetõttu tuleb alumise vöö murdepunktides asetsevad sõlmed tingimata kinnitada vertikaalsidemetega.

Vertikaalsidemed moodustatakse tavaliselt üksikute sõrestikena iga katusesõrestiku paari vahel (joon. 151, a). Harvem kasutatakse suuremaid vahekaugusi (kuni 30 m), kinnitades vahepealsed sõlmed lisavarrastega (b). Tugi-



Joon 151

käppasid vertikaalsidemetena (c) ei soovitata, kuna ühepoolse koormuse korral põhjustavad tugikäpad katuse-sõrestike kõrvalekaldumise vertikaalasendist.

Kui sõrestiku alumisele vööle on riputatud liikuvaid tõstemehhanisme, tuleb võimalikud horisontaalkoormused vastu võtta vertikaalsidemetega, mis on asetatud vastava monorelsi tasandil. Pidurdusjõud määratakse seosega

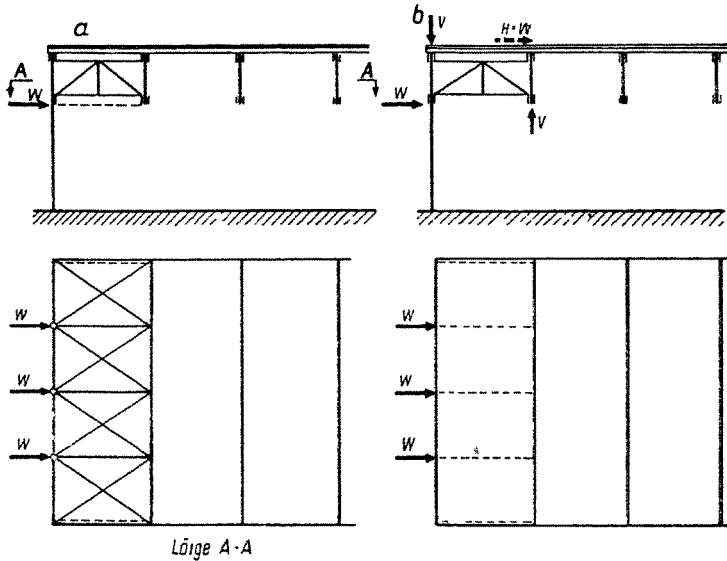
$$T = \frac{1}{10} \frac{P}{m} m_0,$$

kus  $P$  — monorelsi maksimaalne toereaktsioon;

$m$  — tõstemehhanismi rataste arv;

$m_0$  — tõstemehhanismi pidurdavate rataste arv.

Vertikaalsidemed konstrueeritakse tavaliselt laudadest, kolmnurkse või ristsüsteemis diagonaalide võrguga (joon 151, *d, f*). Kui soovitakse võimalikult vähem takistada valguse läbipääsu, võib diagonaalid moodustada ümarterasest (*g*).



Joon 152

Horisontaalpõiksidemeid sõrestiku alumise või tasapinnas (joon. 152, *a*) kasutatakse mõnikord hoone otsaseintelt tulekoormuse vastuvõtmiseks. Nimeetatud tulekoormuse võib aga ka kanda vertikaalsidemete abil üle katuse tasapinnas olevatele sidemetele (joon. 152, *b*).

## 14. KATUSESÕRESTIKU DIMENSIONEERIMISE NÄIDE

### Näide 5.

Olgu ülesandeks dimensioneerida lauptappidel prussidest kolmnurksõrestik, mille kandeava  $L = 15,0$  m ja kõrgus  $h = 3,75$  m. Sõrestike vahekaugus  $l = 6,0$  m, alumise vöö paneeli pikkus  $b = 2,5$  m. Alumisele vööle on riputatud lagi, mille kaal on  $60$  kg/m<sup>2</sup>. Katusekate (ruberoid, kahekordne laudis, roovid ja pärliinid) kaaluga  $43$  kg/m<sup>2</sup> moodustab oma pinnas jäiga plaadi, mis takistab sõrestiku ülemise vöö kõigi sõlmede paigutusi sõrestiku tasapinnast välja.

Konstruksioon valmistatakse õhukuivast männipuidust ja ta töötab normaalsel temperatuuril ja niiskusereežiimil. Metallist detailid valmistatakse terasest Cr 3. Konstruksiooni skeem vt. joon. 154.

Katusesõrestiku sõlmedes mõjuvad arvutuslikud koormused:

a) ülemisel vööil:

$$\text{katusekatte kaal } G_u = ngl \frac{b}{\cos \alpha} = 1,1 \cdot 43 \cdot 60 \frac{2,5}{0,894} = 800 \text{ kg,}$$

$$\text{lume kaal } P_u = nplb = 1,4 \cdot 70 \cdot 6,0 \cdot 2,5 = 1500 \text{ kg;}$$

b) alumisel vööil:

$$\text{riputatud lae kaal } G_a = 1,1 \cdot 60 \cdot 6,0 \cdot 2,5 = 1000 \text{ kg,}$$

$$\text{pööningu kasuskoormus } P_a = 1,4 \cdot 75 \cdot 6,0 \cdot 2,5 = 1600 \text{ kg.}$$

Sõrestiku varraste sisejõud on leitud Cremona diagrammi abil, nende arvutuslikud väärtused on toodud tabelis A.

### Varraste dimensioneerimine

Sõrestiku varraste dimensioneerimine on esitatud tabelis B.

Sõrestiku alumise vöö moodustame 2 prussist pikkusega  $6,5$  m (saematerjali maksimaalne soovitatav pikkus). Need ühendame pikendatud jätkulappide abil (ristlõige  $120 \times 180$  mm). Ühendustes kasutame terasnaagleid  $\emptyset 18$  mm kahes reas. Ühe naagli arvutuslik kandevoime ( $d = 1,8$  cm,  $a = 12$  cm,  $c = 18$  cm) on vastavalt tabelile III.6  $2 \cdot 810 = 1620$  kg. Seega vajalik naaglite arv ühenduses

$$n = \frac{20\,000}{1620} \approx 12.$$

Ülemise vöö jätkame ots otsaga teises paneelis.

### Sõlmede konstrueerimine

Toesõlme moodustame tugipadjaga lauptapi abil (joon. 153, a), kuna ühe ega kahe hambaga lauptapi kandevoime pole antud koormuste juures küldaldane. Kattelapid ( $120 \cdot 180$  mm) ühendame alumise vööga terasnaaglite, tugipadjaga — metallrangide abil. Vajalik naaglite arv

$$n = \frac{24\,400}{1620} \approx 15.$$

Metallrangide (Cr. 3) vajalik ristlõikepind



## Sõrestiku

| Varda<br>nimetus | Varda<br>pikkus<br>m | Sisejõud ühikkoormusest |        |        |                |        |        |
|------------------|----------------------|-------------------------|--------|--------|----------------|--------|--------|
|                  |                      | ulemisel vööil          |        |        | alumisel vööil |        |        |
|                  |                      | vasak                   | parem  | ülendi | vasak          | parem  | ülendi |
| <i>OE</i>        | 2,50                 | + 3,50                  | + 1,50 | + 5,00 | + 3,50         | + 1,50 | + 5,00 |
| <i>EF</i>        | 2,50                 | + 3,50                  | + 1,50 | + 5,00 | + 3,50         | + 1,50 | + 5,00 |
| <i>FB</i>        | 2,50                 | + 2,50                  | + 1,50 | + 4,00 | + 2,50         | + 1,50 | + 4,00 |
| <i>OC</i>        | 2,80                 | - 3,92                  | - 1,68 | - 5,60 | - 3,92         | - 1,68 | - 5,60 |
| <i>CD</i>        | 2,80                 | - 2,80                  | - 1,68 | - 4,48 | - 2,80         | - 1,68 | - 4,48 |
| <i>DA</i>        | 2,80                 | - 1,68                  | - 1,68 | - 3,36 | - 1,68         | - 1,68 | - 3,36 |
| <i>CE</i>        | 1,25                 | 0                       | 0      | 0      | + 1,00         | 0      | + 1,00 |
| <i>DF</i>        | 2,50                 | + 0,50                  | 0      | + 0,50 | + 1,50         | 0      | + 1,50 |
| <i>AB</i>        | 3,75                 | + 1,00                  | + 1,00 | + 2,00 | + 1,50         | + 1,50 | + 3,00 |
| <i>CF</i>        | 2,80                 | - 1,12                  | 0      | - 1,12 | - 1,12         | 0      | - 1,12 |
| <i>DB</i>        | 3,54                 | - 1,41                  | 0      | - 1,41 | - 1,41         | 0      | - 1,41 |

$$F_{\text{neto}} \geq \frac{N}{4mR} = \frac{24\,400}{4 \cdot 0,8 \cdot 2100} = 3,63 \text{ cm}^2.$$

Valime rangid  $\emptyset 27$  mm, mille  $F_{\text{neto}} = 4,19 \text{ cm}^2$ . Jõudude üleandmiseks rangidelt kattelappidele kasutame nurkraudu  $[125 \times 80 \times 12$ , milles esineb paindemoment (joon. 153, *b*)  $M = 6100(10,5 - 4,5) = 36\,600$  kgcm; profiili vastupidavusmoment  $W = 19,5 \text{ cm}^3$  ja pinged

$$\sigma = \frac{36\,600}{19,5} = 1875 \text{ kg/cm}^2 < mR = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Tugipadjalt anname jõu rangidele üle [-profiili abil, milles esineb paindemoment (joon. 153, *c*)  $M = 2 \cdot 6100(15 - 4,5) = 128\,200$  kgcm, profiili ([-36, ГОСТ 8240-56) vastupidavusmoment  $W = 61,7 \text{ cm}^3$  ja pinged  $\sigma = \frac{128\,200}{61,7} = 2080 \text{ kg/cm}^2 < nR = 2100 \text{ kg/cm}^2$ .

Harjasõlmes (joon. 153, *d*) esinevad muljumispinged vertikaaltasapinnas vööde otste kokkupuutekohas ja horisontaaltasapinnas seibi all. Viimaseid pole vaja kontrollida, kuna seibi suurus (vt. tabel III.4) on määratud puidu muljumistugevuse järgi. Arvestades sõrestiku ülemise vöö ristlõike laiust, valime seibi suuruseks plaanis  $180 \times 200$  mm, paksumeks 18 mm. Muljumispinged vertikaaltasapinnas ( $\alpha = 26^\circ 34'$ )

$$\sigma_{\text{cm}} = \frac{N_{\text{cm}}}{F_{\text{cm}}} = \frac{16\,500 \cdot 0,894}{18 \cdot 19,6} = 42 \text{ kg/cm}^2 < R_{\text{cm}} \alpha = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Tabel A

## varraste sisejõud

| Sisejõud t alalisest koormusest |                | Sisejõud t ajutisest koormusest |       |                |       | Arvutuslik sisejõud t |
|---------------------------------|----------------|---------------------------------|-------|----------------|-------|-----------------------|
| filemisel vööil                 | alumisel vööil | filemisel vööil                 |       | alumisel vööil |       |                       |
|                                 |                | vasak                           | parem | vasak          | parem |                       |
| + 4,0                           | + 5,0          | + 5,2                           | + 2,2 | + 5,6          | + 2,4 | + 24,4                |
| + 4,0                           | + 5,0          | + 5,2                           | + 2,2 | + 5,6          | + 2,4 | + 24,4                |
| + 3,6                           | + 4,0          | + 3,8                           | + 2,2 | + 4,0          | + 2,4 | + 20,0                |
| - 4,5                           | - 5,6          | - 5,9                           | - 2,5 | - 6,3          | - 2,7 | - 27,5                |
| - 3,6                           | - 4,5          | - 4,2                           | - 2,5 | - 4,5          | - 2,7 | - 22,0                |
| - 2,7                           | - 3,4          | - 2,5                           | - 2,5 | - 2,7          | - 2,7 | - 16,5                |
| 0                               | + 1,0          | 0                               | 0     | + 1,6          | 0     | + 2,6                 |
| + 0,4                           | + 1,5          | + 0,8                           | 0     | + 2,4          | 0     | + 5,1                 |
| + 1,6                           | + 3,0          | + 1,5                           | + 1,5 | + 2,4          | + 2,4 | + 12,4                |
| - 0,9                           | - 1,1          | - 1,7                           | 0     | - 1,8          | 0     | - 5,5                 |
| - 1,1                           | - 1,4          | - 2,1                           | 0     | - 2,3          | 0     | - 6,9                 |

Alumise vöö keskmises sõlmes tsentreerime diagonaalid alumise vöö ääre joone järgi, et lihtsustada sõlme kujundamist (joon. 153, e). Diagonaali kaldenurk sel puhul

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{250 + 9,5}{250} = 1,038, \quad \alpha = 46^{\circ}03';$$

$$\sin \alpha = 0,720, \quad \cos \alpha = 0,694.$$

Muljumispinged vertikaaltasapinnas ( $\alpha = 46^{\circ}03'$ )

$$\sigma_{\text{CM}} = \frac{D_2 \cdot \cos \alpha}{F_{\text{CM}}} = \frac{6900 \cdot 0,694}{18 \cdot 8,65} = 31 \text{ kg/cm}^2 < mR_{\text{CM}} \alpha = 58 \text{ kg/cm}^2;$$

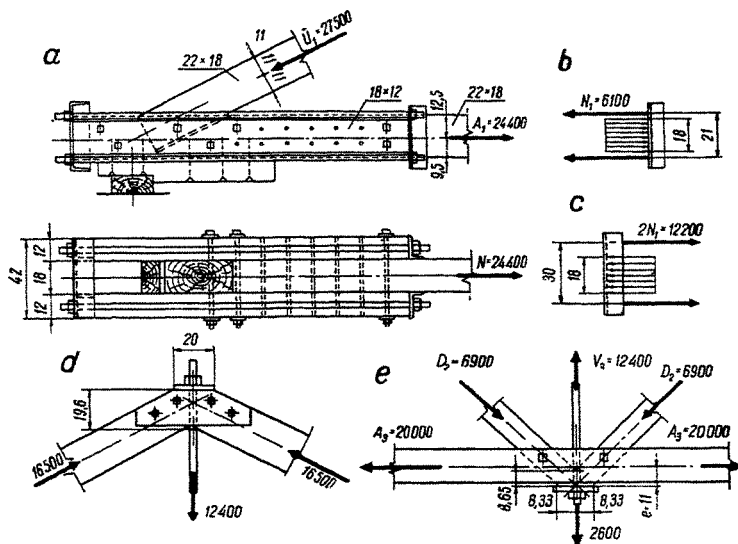
horisontaaltasapinnas ( $\alpha' = 43^{\circ}57'$ )

$$\sigma_{\text{CM}} = \frac{D_2 \cdot \cos \alpha'}{F_{\text{CM}}} = \frac{6900 \cdot 0,720}{18 \cdot 8,33} = 33 \text{ kg/cm}^2 < mR_{\text{CM}} \alpha' = 61 \text{ kg/cm}^2.$$

Ühepoolse koormuse korral keskmises sõlmes esineva horisontaalse nihkejõu  $\Delta N = 3200 \text{ kg}$  võtavad vastu poldid (2 polti  $\varnothing 18 \text{ mm}$ ), mille kandevõime on  $2 \times 1620 = 3240 \text{ kg}$ .

## Sõrestiku varraste dimensioneerimine

| Varda nimetus                | Arvutuslik pikkus cm | Arvutuslik sisejõud t | Valitud varda karakteristikud |                                      |                            |          |          |             |             |           | Arvutuslik kande võime t |      |
|------------------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|----------|----------|-------------|-------------|-----------|--------------------------|------|
|                              |                      |                       | ristlõige mm                  | $F_{bruto}$ cm <sup>2</sup>          | $F_{neto}$ cm <sup>2</sup> | $r_x$ cm | $r_y$ cm | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | $\varphi$ |                          |      |
| Alumine voo                  | OE                   | 250                   | + 24,4                        |                                      |                            |          |          |             |             |           |                          |      |
|                              | EF                   | 250                   | + 24,4                        | $180 \times 220$<br>$156 \times 190$ | 396                        | 297      | —        | —           | —           | —         | —                        | 23,8 |
|                              | FB                   | 250                   | + 20,0                        |                                      |                            |          |          |             |             |           |                          |      |
| Ülemine voo                  | OC                   | 280                   | — 27,5                        | $180 \times 220$<br>$162 \times 140$ |                            | 227      |          |             |             |           |                          | 29,5 |
|                              | CD                   | 280                   | — 22,0                        | $180 \times 220$<br>$156 \times 140$ | 396                        | 218      | 6,35     | 5,20        | 44          | 54        | 0,75                     | 28,4 |
|                              | DA                   | 280                   | — 16,5                        | $180 \times 220$<br>$156 \times 140$ |                            | 218      |          |             |             |           |                          | 28,4 |
| Diagonaalid                  | CF                   | 280                   | — 5,5                         |                                      |                            |          | 3,47     | 5,20        | 81          | 54        | 0,48                     | 13,5 |
|                              | DB                   | 354                   | — 6,9                         | $180 \times 120$                     | 216                        | 216      |          |             | 102         | 68        | 0,30                     | 8,4  |
| Postid<br>(terasest<br>Cr 3) | CE                   | 125                   | + 2,6                         | ∅ 18                                 | 2,54                       | 1,71     | —        | —           | —           | —         | —                        | 2,9  |
|                              | DF                   | 250                   | + 5,1                         | ∅ 24                                 | 4,52                       | 3,17     | —        | —           | —           | —         | —                        | 5,3  |
|                              | AB                   | 375                   | + 12,4                        | ∅ 36                                 | 10,18                      | 7,45     | —        | —           | —           | —         | —                        | 12,5 |



Joon. 153.

Diagonaalide eksentriilse kinnituse tõttu tekib alumise vöö jätkulappides ühepoolse koormuse korral (vt. joon. 118, b) paindemoment  $M = \Delta N \cdot e = 3200 \cdot 11 = 35\,200$  kgcm. Maksimaalsed pinged eksentriilsel tõmbel (vt. valem 2.17)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{m_p F_{\text{neto}}} + \frac{0,77M}{m_x W_{\text{neto}}} = \\ &= \frac{20\,000}{0,8 \cdot 346} + \frac{0,77 \cdot 35\,200}{1,0 \cdot 1237} = 94 \text{ kg/cm}^2 < R_p = 100 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

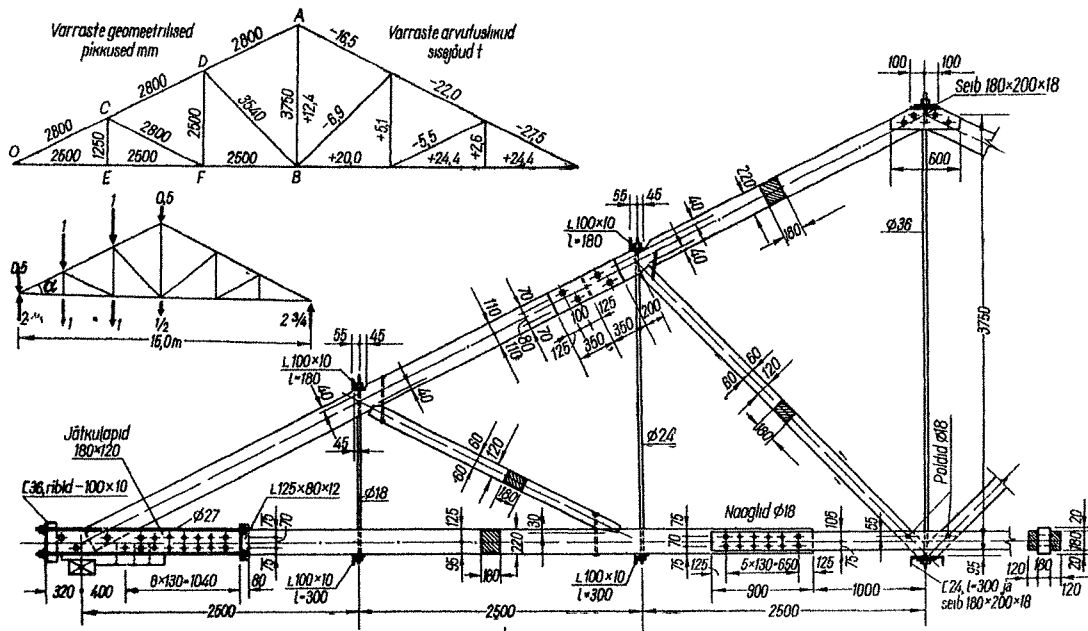
$$F_{\text{neto}} = 2 \cdot 12(18 - 3,6) = 346 \text{ cm}^2,$$

$$W_{\text{neto}} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 18^2}{6} - \frac{2 \cdot 12 \cdot 1,8 \cdot 3,5^2}{9} = 1296 - 59 = 1237 \text{ cm}^3.$$

Vahepealsed sõlmed konstrueerime tavaliste lauptappide abil. Muljumis- ja nihkepingete kontroll vastavalt valemitele 3.1 ja 3.2 on toodud tabelis C.

Sõlmedes C, D, E ja F asetame tõmbitsa mutri alla seibide asemel nurkterase jupid. Maksimaalsed muljumispinged (sõlmes D)

$$\sigma_{\text{cm}} = \frac{N}{F_{\text{cm}}} = \frac{5100}{18 \cdot 9} = 32 \text{ kg/cm}^2 < mR_{\text{cm}90} = 40 \text{ kg/cm}^2.$$



Joon. 154

Tabel C

## Tappide kontroll

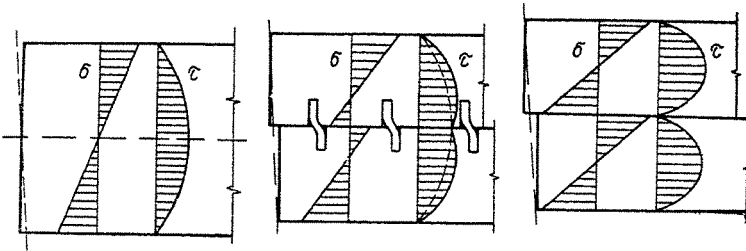
| Sõlm | $\alpha$ | $h_s$<br>cm | $N_o$<br>kg | $F_{cm}$<br>cm <sup>2</sup> | $\sigma_{cm}$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $R_{cm \alpha}$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $N$<br>kg | $l_{ck}$<br>cm | $F_{ck}$<br>cm <sup>2</sup> | $\sigma_{ck}$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $R_{ck}^{cp}$<br>kg/cm <sup>2</sup> |
|------|----------|-------------|-------------|-----------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|-----------|----------------|-----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| C    | 53°08'   | 4           | 5500        | 120                         | 46                                  | 50                                    | 3300      | 40             | 720                         | 4,6                                 | 12                                  |
| D    | 72°37'   | 4           | 6900        | 216                         | 32                                  | 33                                    | 2100      | 40             | 720                         | 2,9                                 | 12                                  |
| F    | 26°34'   | 3           | 5500        | 60                          | 92                                  | 110                                   | 4900      | 30             | 540                         | 9,1                                 | 12                                  |

Alumise vöö sõlmedes ulatuvad nurkterased kummaltki poolt 6 cm ulatuses välja ja otsi kasutatakse laetalade riputamiseks.

Sõrestiku konstruktsioon on esitatud joonisel 154.

## 1. PALKIDEST JA PRUSSIDEST LIITTALAD

Palkide või prusside ühendamisel liittalaks kasutatakse sidemetena mitmesuguseid puidust tüübleid ja plaatnaagleid. Sidemete deformatsioonidest tingituna on liittalad monoliitsetest nõrgemad ja vähem jäigad. Joonisel 155 on toodud painde normaal- ja tangentsiaalpingete epüürid monoliitses (või liimitud), deformeeruva sidemetega ja sidemeteta talas.



Joon 155.

Järgnevalt iseloomustatakse lühidalt V. M. Kotšenovi tööd, kus vaadeldakse sümmeetriliselt koormatud tala piir-olukorda tala elementide ja sidemete tugevuse täielikul ärakasutamisel.

Arvutusvalemite tuletamisel on eeldatud, et sidemed on ava suunas kõikides vuukides ühtlaselt jaotatud, et tala deformeerub siinuslaine kohaselt ja et kõik liittala elemendid on ühesuurused. Sel juhul tala läbipaine

$$f = f_0 + f_c \quad (6.1)$$

ja paindemoment piir-olukorras

$$M = M_0 + M_c, \quad (6.2)$$

kus  $f_0$  ja  $M_0$  — monoliitse tala läbipaine koormuse teatud osa mõjul ja sellele vastav moment;

$f_c$  ja  $M_c$  — sidemeteta liittala (paketi) läbipaine ülejäänud koormuse mõjul ja sellele vastav moment.

Tugevustingimus painde-normaalpingete suhtes on:

$$\frac{M_0}{m_n^0 W_0} + \frac{M_c}{m_n^c W_c} \leq R_n, \quad (6.3)$$

kus  $W_0$  — kogu liittala ristlõike vastupidavusmoment;

$W_c = \frac{2I_c}{h_1}$  — sidumata paketristslõike vastupidavusmoment;

$I_c$  — liittala elementide inertsmomentide summa;

$h_1$  — ühe elemendi ristlõike kõrgus;

$m_n^0, m_n^c$  — monoliitse tala ja sidumata paketristslõikega tala töötamistingimuste tegur paindel.

Järgnevalt eeldatakse, et võrrand (6.3) kehtib ka tala töötamisel plastilis-elastses olukorras. Nimetatud võrrandi ümberkujundamise teel saadakse:

$$\frac{M}{m_n^0 W_0} \left( \frac{M_0}{M} + \frac{M_c m_n^0 W_0}{M m_n^c W_c} \right) = \frac{M}{\eta m_n^0 W_0} = \frac{M}{m_n W_0} \leq R_n,$$

kus

$$\frac{1}{\eta} = \frac{M_0}{M} + \frac{M_c m_n^0 W_0}{M m_n^c W_c} = 1 + \frac{M_c}{M} \left( \frac{m_n^0 W_0}{m_n^c W_c} - 1 \right). \quad (6.4)$$

Toodud valemis

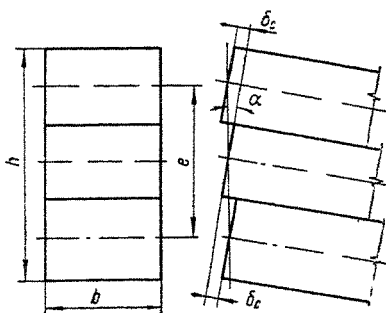
$$m_n = \eta m_n^0,$$

kus  $m_n$  — tala töötamistingimuste tegur;

$\eta$  — tegur, mis näitab tala kandevõime vähenemist sidemete deformatsioonide tõttu.

Suhte  $\frac{M_c}{M}$  määramiseks kasutatakse nihkedeformatsioonide suurusi teel ja tala läbipainet. Joonise 156 kohaselt





Joon. 156.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{n_{\text{ш}} \delta_c}{l}, \quad (6.5)$$

läbipaine  $f_x = f_c \sin \frac{\pi x}{l}$

ja ristlõike pöördenuk

$$\frac{df_x}{dx} = f_c \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi x}{l}.$$

Toel, kus  $x = 0$ , saame

$$\operatorname{tg} \alpha = f_c \frac{\pi}{l} = \frac{n_{\text{ш}} \delta_c}{l},$$

kust

$$f_c = \frac{n_{\text{ш}} \delta_c l}{e \pi}. \quad (6.6)$$

Siin  $l$  — tala ava;

$n_{\text{ш}}$  — vuukide arv.

Teiselt poolt avaldub tala läbipaine

$$f_c = \frac{M_c l^2}{\pi^2 E I_c} = \frac{n_{\text{ш}} \delta_c l}{e \pi}, \quad (6.7)$$

millest

$$M_c = \frac{\pi E I_c \delta_c n_{\text{ш}}}{e l}$$

ja

$$\frac{M_c}{M} = \frac{\pi E I_c \delta_c n_{\text{ш}}}{\mu m_{\text{ш}}^0 R_{\text{ш}} W_0 e l}. \quad (6.8)$$

Võrrandi (6.8) kuju täisnurkse ristlõike puhul on:

$$\frac{M_c}{M} \approx \frac{\pi \delta_c}{2\eta \ln} \frac{E}{m_H^0 R_H} \approx \frac{500 \delta_c}{\eta \ln}, \quad (6.9)$$

kus  $n$  — elementide arv ristlõikes.

$$\frac{E}{m_H^0 R_H} \approx 300.$$

Asendades  $\frac{M_c}{M}$  võrrandisse (6.4) ja võttes  $m_H^c = m_H^0$ ,  $W_0 : W_c = n$  ja  $n - 1 = n_{III}$ , saadakse

$$\eta = 1 - \frac{500 \delta_c n_{III}}{\ln}. \quad (6.10)$$

Üksikud iseseisvalt töötavad liittala elemendid kergendavad sidemete tööd. Seda võib arvestada, asendades  $M_0 = \Theta M$ . Sellega

$$\Theta = \frac{M_0}{M} = \frac{M - M_c}{M} = 1 - \frac{M_c}{M}. \quad (6.11)$$

Kasutades varemsaadud  $M : M$  väärtust, leiame

$$\Theta = \frac{\ln - 500 \delta_c n}{\ln + 500 \delta_c n_{III}}. \quad (6.12)$$

Liittala läbipaine piirulukorras

$$\begin{aligned} f &= f_0 + f_c = \frac{M_0 I_0^2}{\pi^2 E I_0} + \frac{M_c I_c^2}{\pi^2 E I_c} = \\ &= \frac{M I^2}{\pi^2 E I_0} \left( \frac{M_0}{M} + \frac{M_c I_0}{M I_c} \right) = \frac{M I^2}{\pi^2 E I_0 k_{\text{ж}}}, \end{aligned} \quad (6.13)$$

kus  $k_{\text{ж}}$  — liittala jäikuse vähendamist arvestav tegur:

$$\frac{1}{k_{\text{ж}}} = \frac{M - M_c}{M} + \frac{M_c I_0}{M I_c} = 1 + \frac{M_c}{M} \left( \frac{I_0}{I} - 1 \right), \quad (6.14)$$

mis mõninga ümbermoodustamisega saab kuju

$$k_{\text{ж}} = \frac{\ln - 500 \delta_c n_{III}}{\ln + 500 \delta_c n_{III} n}. \quad (6.15)$$

Tabelis 10 on toodud koefitsientide  $\eta$ ,  $\Theta$  ja  $k_{\text{ж}}$  väärtused kahest ja kolmest ühesugusest täisnurksest elemendist liit-

Tabel 10

## Eeltõusuta liittalade arvutustegurid

| Tegur    | Elementide arv | Plaatnaaglitiga talad avaga m |      |      |      | Tuublitega talad avaga m |      |      |      |
|----------|----------------|-------------------------------|------|------|------|--------------------------|------|------|------|
|          |                | 2                             | 4    | 6    | 8    | 2                        | 4    | 6    | 8    |
| $\eta$   | 2              | 0,75                          | 0,87 | 0,92 | 0,93 | 0,62                     | 0,81 | 0,87 | 0,91 |
|          | 3              | 0,67                          | 0,83 | 0,89 | 0,92 | 0,50                     | 0,75 | 0,83 | 0,87 |
| $\theta$ | 2              | 0,67                          | 0,86 | 0,91 | 0,93 | 0,40                     | 0,77 | 0,86 | 0,90 |
|          | 3              | 0,75                          | 0,90 | 0,94 | 0,95 | 0,50                     | 0,83 | 0,90 | 0,93 |
| $k_{ж}$  | 2              | 0,50                          | 0,70 | 0,78 | 0,84 | 0,76                     | 0,59 | 0,70 | 0,76 |
|          | 3              | 0,33                          | 0,55 | 0,67 | 0,73 | 0,20                     | 0,43 | 0,55 | 0,64 |

taladele. Plaatnaaglühenduste puhul  $\delta_c = 2$  mm ja tüüb-  
lite puhul  $\delta_c = 3$  mm. Tabelis toodud koefitsientide vää-  
rtusi võib kasutada ka mittesümmeetriliselt koormatud  
talade puhul, kui ava  $l$  väärtuseks võtta kahekordne mak-  
simaalsele momendile vastava ristlõike kaugus lähimast  
toest ja  $n_c$  väärtuseks sidemete arv samal pikkusel.

Projekteerimisnormides ННТУ 123-55 arvestatakse liit-  
tala tugevuse vähenemist töötamistingimuste teguriga  $m_n$   
ja tala jäikuse vähenemist inertsmomendi juures teguriga  
 $k_{ж}$ .

Tala nähtavate läbipainete kõrvaldamiseks antakse liit-  
taladele eeltõus, mille suurus

$$f_{\text{crp}} = \frac{l \delta n_{\text{ш}}}{3 h_0}, \quad (6.16)$$

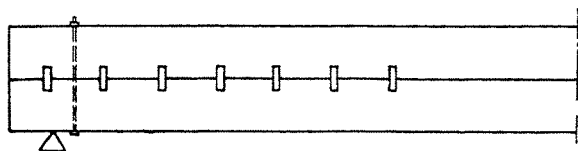
kus  $l$  — tala ava;

$n_{\text{ш}}$  — töötavate vuukide arv;

$h_0$  — ristlõike äärmiste elementide raskuskeskmete  
vahekaugus cm;

$\delta$  — sidemete arvutuslik nihkedeformatsioon, mis  
võetakse pulkade puhul 0,2 cm ja tüüb-  
lite puhul 0,3 cm.

Industriaalselt valmistatav on V. S. Derevjagini plaat-  
naaglitiga liittala, mille konstruktsioon on toodud joon. 157.  
Tala maksimaalne pikkus on piiratud standardse puitma-



Joon. 157

terjali pikkusega. Tala kõrgus  $h = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{16}\right) l$ ,  $k_{cb} = 7-12$  ja  $k_m = 0-0,12\%$ . Talad valmistatakse kahest või kolmest prussist (või palgist), mis on omavahel ühendatud tamme- või kasepuidust plaatnaaglitega ja 2—4 poldiga. Puitplaatide kiudude suund peab olema risti liittala elementide vahelise nihkepinnaga. Puitplaatide asetus ristlõikes sõltuvalt selle laiuselt vt. joon. 76.

Tala tugevus ja läbipainded arvutatakse samuti nagu monoliitsete talade puhul, rakendades täiendavalt tegureid  $m_n$  ja  $k_k$ . Kahest prussist liittalade puhul, kui  $l \geq 4$  m, võetakse  $k_k = 0,7$ ; kui  $l = 2-4$  m, siis  $k_k = 0,5$ ; kolmest prussist liittalade puhul, kui  $l \geq 4$  m, siis  $k_k = 0,6$ ; kui  $l = 2-4$  m, siis  $k_k = 0,35$ . Kui  $l = 2-4$  m, võetakse  $m_n = 0,7$ .  $W$  ja  $I$  arvutamisel nõrgestust plaatnaaglitega ei arvestata.

Sidemed, mis jaotatakse tala pikkusele ühtlaselt, dimensioneeritakse III ptk. p. 4 käsitletud viisil. Sümmeetrilisel koormusel võidakse plaatnaaglid tala keskmises osas 0,2l ulatuses ära jätta. Sel juhul arvutatakse poole tala ulatuses vajalik naaglite arv valemiga:

$$n_{\text{na}} = \frac{1,2 M_{\text{max}} S_{\text{bruto}}}{I_{\text{bruto}} T} \quad (6.17)$$

Liittalade sidemetena kasutatakse ka prismalisi puidust piki-, kald- ja põiktüübleid. Selliste liittalade valmistamine on aeganõudev ja kulukas käsitöö, mispärast neid kasutatakse tänapäeval peamiselt tugevasti koormatud sillakonstruktsioonide elementidena ja erandjuhtudel tööstus- ja tsiviilehitustes.

Tüüblid jaotatakse tavaliselt tala avas ühtlaselt, ainult erakordsetel juhtudel vastavalt nihkejõudude epüürile. Vii-

masel juhul arvutatakse tüübli kaugus ühtlaselt koormatud tala keskkohast valemiga

$$x_m = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{m}{n}}, \quad (6.18)$$

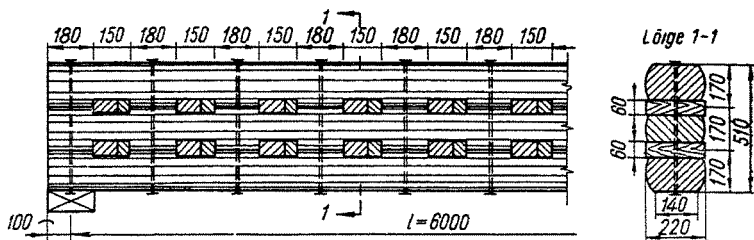
kus  $x_m$  — tüübli kaugus tala keskkohast;

$l$  — tala ava;

$m$  — tüübli number;

$n$  — tüüblite arv poole tala ulatuses.

Kui ühendatavate elementide vahele jäetakse pilu, siis on tala kõrgem ning sellega ühtlasi ka jäigem ja tugevam. Prusside vahele sattunud vesi aurab kiiremini, seega on puidu mädanemisoht väiksem.

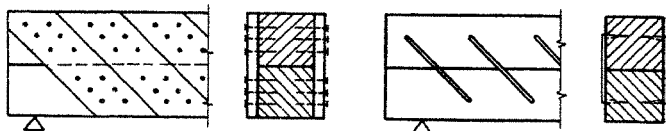


Joon 158

Tüübeitalad dimensioneeritakse ptk. IV p. 2 toodud viisil. Töötamistingimuste teguri  $m_n$  väärtuseks võetakse kahest elemendist liittala puhul 0,85 ja kolmest elemendist liittala puhul 0,75. Teguri  $k_{\kappa}$  väärtuseks võetakse 0,7.

Kolmest palgist liittala konstruktsiooni näide on toodud joonisel 158.

Ajutisi liittalaid tehakse ka diagonaallaudise või ehitusriiskadega liidetud prussidest, nagu näidatud joon. 159.



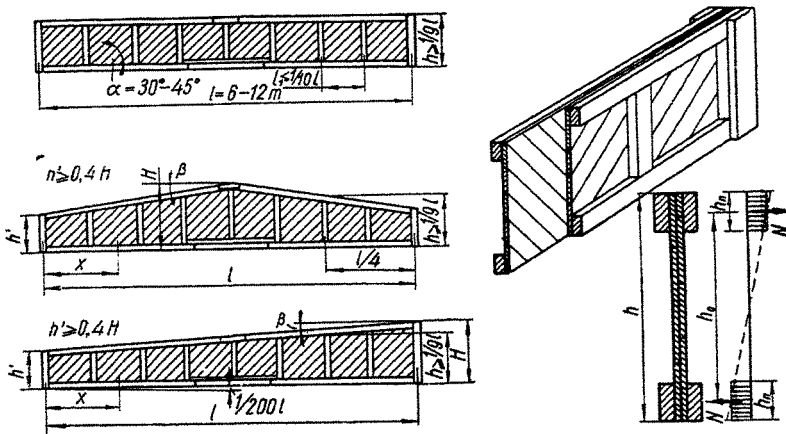
Joon 159

Sellistes liittalades töötavad ühendavad laudad või riisad summaarsele tõmbejõule, mille suurus tala pikkuse ühikule on

$$Z = \frac{QS_{\text{bruto}} \sqrt{2}}{I_{\text{bruto}}}. \quad (6.19)$$

## 2. LAUDSEINAGA NAELUTATUD TALAD

Täisseinalise tala konstruktsiooni elementideks on kahest ristuvate laudade kihist sein ja selle külge naelutatud võõrlaudad. Stabiilsuse tagamiseks on sein jäotatud jäikusribidega (laudadega) paneelideks. Selliseid talasid kasutatakse avadel  $l = 6-12$  m (sillaehituses kuni  $l = 20$  m),  $k_{cb} = 6-10$  ja  $k_m = 5-7\%$ . Talade skeeme on toodud joon. 160.

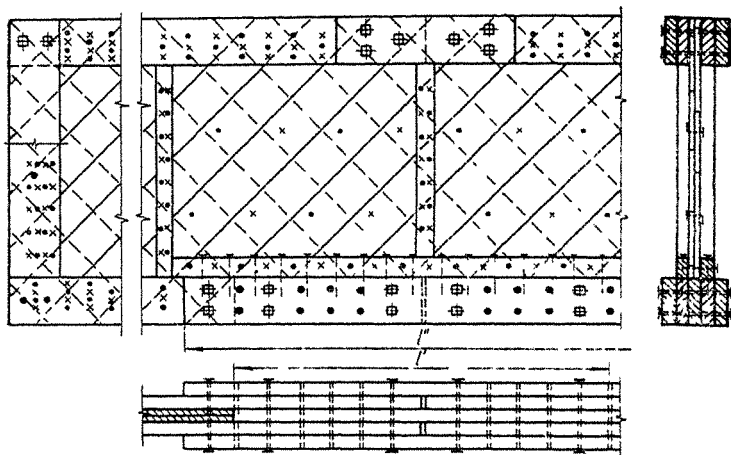


Joon. 160

Kirjeldatud talade valmistamine ei ole mehhaniseeritav, kuid on siiski väga lihtne. Võrreldes sama avaga sõrestikuga on puidu kulu täisseinalisele talale küll suurem, kuid tala kõrgus on 30—40% väiksem. Väiksem on seega ka kogu ehituse kõrgus ning ühtlasi üldine puidu kulu. See-

juures võib talade valmistamiseks kasutatava puidu kvaliteet olla mõnevõrra madalam kui sõrestikkude puhul. Täisseinalised talad on küllaltki tugevad ja jäigad ning ühtlasi ka meeldiva välimusega, seetõttu on nad ehituspraktikas laialdaselt levinud.

Täisseinalise naelutatud tala olulisemaid konstruktiivseid sõlmi on toodud joon. 161. Seinalaudade summaarne paksus võetakse võrdseks alumise vöö laua paksusega. Jäikusribid (vahedega 0,1 l) asetatakse talale toetatud või riputatud koormuste kohale.



Joon 161

Tõmmatud alumine vöö jätkatakse ava keskel ja kaetakse seest vahetäitega (tala sein jätku ulatuses vöölaudade vahel on katkestatud) ja väljaspoolt kahe, vahetäitest mõnevõrra pikema kattelauga. Sidemetena kasutatakse metallpulki, millest 25% asendatakse poltidega. Jätku piires läbilõigatud sein kinnitatakse seina ja vöö laudade külge naelutatud kahe lati abil. Surutud ülemise vöö jätk kaetakse kokkupõlditud kattelaudadega.

Seina ja vöö laudad ühendatakse naeltega, kusjuures iga seinalaud tuleb kinnitada vähemalt kolme naelaga. Samuti ühendatakse seinalaud omavahel kas vertikaalsete või

horisontaalsete naelaridadega. Naelaridade vahe valitakse selline, et laua vaba pikkus ei ületaks 30-kordset laua pak-  
sust. Seinalaudadest läbiulatunud naelte otsad taotakse  
maha («needitakse»).

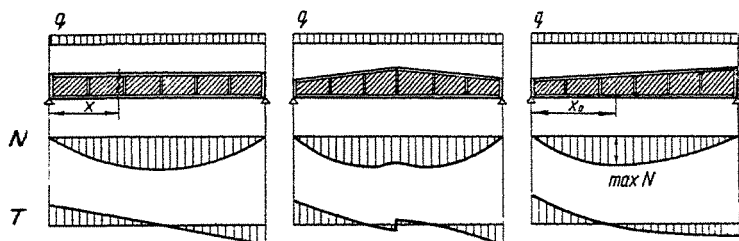
Täisseinalised naelutatud talad arvutatakse eeldusel, et  
paindemoment võetakse vastu vöölaudadega ja põikjõud  
seinalaudadega. Kuna vöölaudade kõrgus on võrreldes tala  
kõrgusega väike, siis võib vööde kõrguse ulatuses lugeda  
painde-normaalpingete jaotust ühtlaseks. Sel juhul väljen-  
dub sisejõud vöös valemiga (joon. 160):

$$N = \frac{M}{h_0}, \quad (6.20)$$

kus  $M$  — vaadeldavas ristlõikes esinev paindemoment;  
 $h_0$  — vööde ristlõigete raskuskeskmete vahekaugus  
(sisejõudude õlg).

Tala muutuva kõrguse puhul arvutatakse vöö normaal-  
jõud sama valemiga. Maksimaalsele normaaljõule vastava  
ristlõike määramiseks avaldatakse  $M$  ja  $h_0$   $x$  kaudu (joon.  
160 ja 162). Siis saadakse praktikas enamesineva ühtlaselt  
jaotatud koormuse puhul:

$$M_x = \frac{qx}{2} (l - x) \quad \text{ja} \quad h_{0x} = h_0' + x \operatorname{tg} \beta.$$



Joon. 162

Järgnevalt võetakse jagatisest  $M : h_{0x}$  tuletiis  $x$  järgi ja  
võrdsustatakse nulliga. Võrrandi lahendamisel saadakse:

$$x_0 = \frac{h_0'}{\operatorname{tg} \beta} \left[ \sqrt{1 + \operatorname{tg} \beta \frac{l}{h_0}} - 1 \right]. \quad (6.21)$$



Asendades selliselt saadud  $x_0$  väärtuse  $M$  ja  $h_{0x}$  avaldis-  
tesse, saadakse nende jagatisest  $\max N$  väärtus, mis asub  
vasakust toest (tala madalamast otsast) kaugusel  $x_0$ .

Talade vöödes esinevad normaaljõudude  $N$  epüürid on  
toodud joon. 162.

Alumise tõmmatud vöö dimensioneerimisel tuleb arves-  
tada jätku ristlõikes pulkadest tekitatud nõrgestusi, mis  
on orienteerivalt  $0,15—0,20 F_{bruto}$ . Tõmmatud vöö jätkus  
esinev jõud jaotatakse jätku katvate laudade vahel vasta-  
valt sidemete lõigete arvule laua kohta. Näiteks neljalõike-  
lise pulga juures langeb vahetäitele kaks lõiget ja kumma-  
legi kattelaualle üks õige. Sellega oleks vahe- ja kattelaudade  
võrdse pikkuse puhul vahetäidet koormav tõmbejõud  
kaks korda suurem. Vahetäite koormuse vähendamiseks  
tehakse kattelaud vahetäitest pikemad (joon. 161).

Pikemate kui 12 m talade puhul tuleb teha kaks tõmbe-  
vöö jätku, mis asetatakse tala ava toepoolsesse kolman-  
dikku. Kuna jätku ristlõikes on tala sein juba koormatud  
põikjõuga, siis teda jätku ulatuses katkestada ei tohi. Sel  
juhul tehakse tõmbevöö jätk ainult kattelaudadega.

Tala ülemine vöö arvestatakse nõtkele külgsuunas. Arvu-  
tuslikuks nõtkepikkuseks võetakse piki hoonet asetatud  
katusetalade vahekaugus. Kui talade vahekaugus ei ületa  
25-kordset vöölaudade paksust, siis võib see kontroll ka  
ära jääda. Ülemise vöö nõtkekontrollil arvestatakse  $\max N$ ,  
kusjuures arvutuslikuks ristlõikeks on ainult vöölaudade  
pind, arvestamata seinalaudadest vahetäidet ja naelühen-  
dusi. Arvutusliku ristlõike inertsraadius arvutatakse ühe  
vöölaua ristlõikest ja see on  $r = 0,289a$ , kus  $a$  — vöölaua  
paksus.

Muutuva kõrgusega tala pikkusühikus esinev nihkejõud  
vööde ja seinalaudadega vahel arvutatakse valemiga (tähis-  
tused vt. joon. 160):

$$T' = \left( \frac{Q}{h_0} \pm \frac{M \operatorname{tg} \beta}{h_0^2} \right). \quad (6.22)$$

Valemis kasutatakse miinusmärki, kui tala kõrgus suu-  
reneb või väheneb koos momendiga. Paralleelvöödega tala  
puhul  $\beta = 0$  ja valem on:

$$T' = \frac{Q}{h_0}. \quad (6.23)$$

Sellisel määratud nihkejõu vastuvõtmiseks on kasutada kahelõikelised naelad (seinalaudade vaheline vuuk ei tule arvesse). Naelad vöö ja seina ühendamiseks paigutatakse korrapärase mustri kohaselt, vaatamata sellele, et mõni nael võib sattuda laudade vahele. Naelte töötamistingimusi arvestatakse teguriga 0,8.

Vöö ja seina ühendamiseks vajaliku naelte hulga arvutamisel jaotatakse tala kolme tsooni. Esimese ja teise tsooni moodustavad tala vastavalt toepoolne ja järgmine paneel, kolmanda tsooni — tala keskmine osa. Nihkejõud  $T'$  arvutatakse tsoonides keskmiste  $Q$ ,  $M$  ja  $h_0$  väärtuste järgi. Sidemete hulk tsoonis määratakse valemiga:

$$n_c = \frac{T' l_i}{0,8 T}, \quad (6.24)$$

kus  $l_i$  — vaadeldava tsooni pikkus;

$T$  — kahelõikelise naela arvutuslik kandevõime.

$T$  väärtusena võetakse kõige väiksem alltoodud suurustest:

$$T = T_a + T_{a1}, \quad T = 2T_c \quad \text{ja} \quad T = T_n + T_{a1},$$

kus  $T_a$  ja  $T_{a1}$  — naela ühe lõike arvutuslik tugevus, vööde muljumistingimusest vastavalt naela töötamispikkusele  $a$  ja  $a_1$ ;

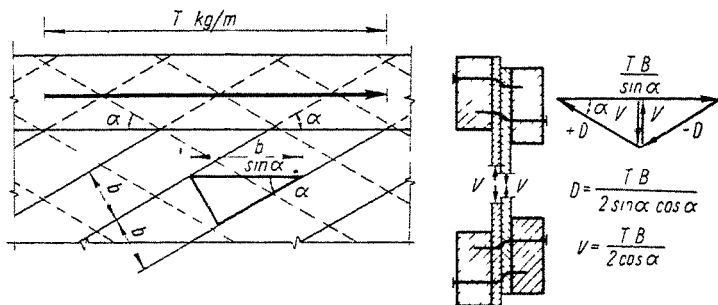
$T_c$  — sama, seina muljumistingimusest mõlema seinalaudade kihi summaarse paksumise ulatuses;

$T_n$  — sama, naela paindest.

Seina ja vöö vahel tala paindest tekkiv nihkejõud tasakaalustatakse seinalaudade sisejõududega (joon. 163)

$$\pm D = \frac{T'b}{2 \sin \alpha \cos \alpha}, \quad (6.25)$$

kus  $b$  :  $\sin \alpha$  on seinalaua laiuse  $b$  projektsioon vöö suunas. Siit selgub, et üks seinalaudade kiht on tõmmatud ja teine surutud. Surutud seinalaud kontrollitakse nõtkele, võttes arvutuslikuks nõtkepikkuseks kaht kihti ühendavate naelte vahekauguse.



Joon 163

Seinalaudade sisejõu vertikaalkomponent  $V$  on kummaski kihis vastupidine; see tingib tala ristlõikes erinevaid vertikaalseid deformatsioone (joon. 163). Jõule  $V$ , mille suurus on

$$V = \frac{T'b}{2 \cos \alpha} \quad (6.26)$$

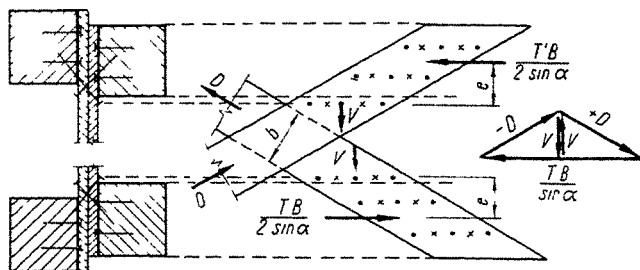
töötavad vöö ja seina ühendamiseks kasutatavad naelad. See jõud väheneb seina ja vöö laudadevahelise nurga  $\alpha$  vähenemisega. Näiteks kui võtta nurk  $\alpha$   $45^\circ$  asemel  $30^\circ$ , väheneb  $V$  42% võrra, kusjuures  $\pm D$  suureneb samal ajal vaid 18%.

Jõu  $V$  vähendamine on eriti oluline täisseinaliste talade juures, kus vööd tehakse prussidest (joon. 164). Selliste talade puhul ei ole enam otstarbekas vööde ühendamine seinaga väljastpoolt naelutamise teel, kuna see vajaks tarbetult pikki naelu. Talad valmistatakse kahest poolest, kus kummagi vööprussi külge naelutatakse üks seinalaudade kiht. Vajalike ühelõikeliste naelte arv määratakse valemiga:

$$n_c = \frac{0,5 T'}{T_\delta}, \quad (6.27)$$

kus  $T_\delta$  — naela ühe lõike arvutuslik tugevus muljumise järgi seinalaua paksuse  $\delta$  puhul.

Järgnevalt ühendatakse mõlemad tala pooled väljastpoolt



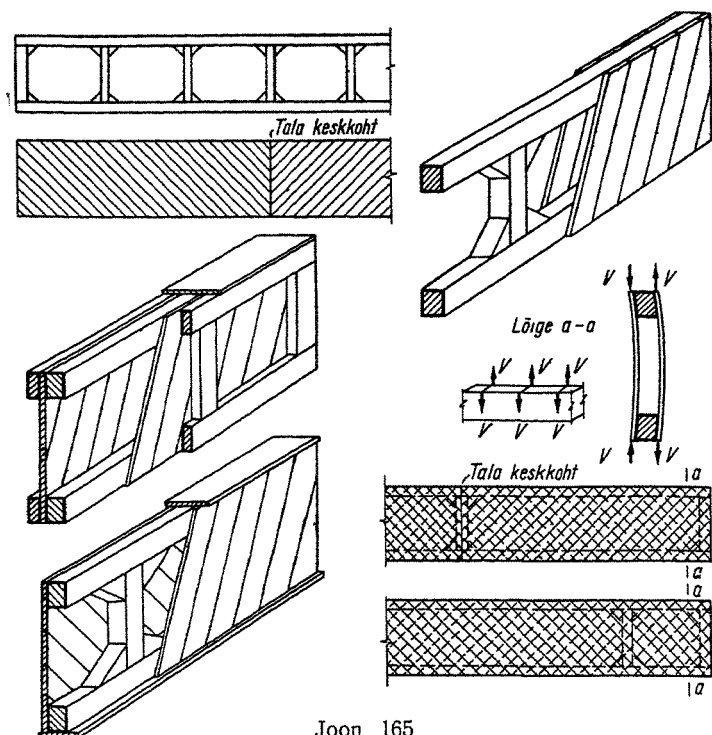
Joon 164.

löödud viltuste naeltega, mis dimensioneeritakse jõu komponendile  $V$ . Nagu eespool näidatud, väheneb  $V$  vöö ja seina laudade vahelise nurga  $\alpha$  vähendamisel; ühtlasi saab ühe seinalaua kinnitada suurema arvu naeltega. Samal ajal aga suureneb seinalaudade nõtkoht (kuna nende pikkus suureneb). Selleks, samuti ka seinalaudade jätkamise vältimiseks võetakse nende minimaalseks kallakuks  $\alpha 30^\circ$ . Seinalaudade dimensioneerimisel tuleb arvestada ka momenti

$$M = De = \frac{0,5 T' b}{\sin \alpha} e, \quad (6.28)$$

mis tekib kaht talapoolt ühendavate viltuste naelte eks-tsentrilisest asetusest (joon. 164).

Peale kirjeldatud kahe naelutatud täisseinalise tala põhitüübi kasutatakse praktikas ka joon. 165 toodud karp- ja I-kujulisi karpristlõikega talasid. Karpristlõikega tala vöö on ühest elemendist, selle mõlemale küljele naelutatakse tugede suunas tõusvad laudad. Seinalaudade vahele vööde külge naelutatakse klotside abil postid. Sellist süsteemi võib arvutada kui tõmmatud diagonaalidega ja surutud postidega sõrestikku. Erinevuseks on, et sõrestikus tekitab diagonaali sisejõu horisontaalne ja vertikaalne komponent vastavalt vöös ja postis normaaljõu, kuna täisseinalise tala diagonaalne laudsein koormab vööd postide vahel pidevalt seinalaudade sisejõudude vertikaalsete komponentidega. Samasuguses töötamisolukorras on ka tala otsapost. Nii vöödes kui ka otsapostides esinevaid täiendavaid paindepingeid tuleb tala dimensioneerimisel arvestada.



Joon 165

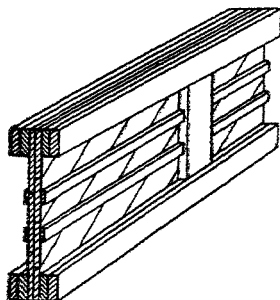
Kui karpristlõikega talale kahelt poolt naelutada veel vöölaud, siis saadakse I-kujulise karpristlõikega tala. Sel teel on võimalik suurendada tala vööde ristlõikepindasid ja, mis peamine, seinalaudu kinnitavate naelte töötavate lõigete arvu.

Ehituspraktikas kasutatakse ka selliseid karpristlõikega talasid, kus seinalaud on asetatud kummalgi pool erinevates suundades. Kuna sel juhul on üks seinalaudade kiht tõmmatud ja teine surutud, siis nende jõudude vertikaalsed komponendid koormavad tala vöösid veel täiendava väändemomendiga. Samal ajal on tala kõrguse suunas kinnitamata surutud seinalaudade saledus küllaltki suur. Seetõttu ei ole selle talatüübi kasutamine soovitatav.

Väga ratsionaalne on viimastel aastatel välismaal kasutamist leidnud naelutatud talakonstruktsioon, kus võöd on tehtud liimitud laudade paketist (joon. 166). Sellistel võõdel puuduvad jätkud (vajaduse korral kasutatakse ainult montaažijätke), millega vähenevad nende ristlõikepinnad, suureneb tala jäikus ja saavutatakse teatud ökonoomiat. Uuenduseks kasutatakse võõdevahelisi latte seinalaudade omavaheliseks ühendamiseks.

Naelutatud täisseinalistele taladele antakse valmistamisel ehitustõus

$$f_{\text{crp}} = \frac{1}{200} l. \quad (6.29)$$



Joon. 166.

Projekteerida laudseinaga tala. Andmed: arvutuslik ava  $l = 12,0$  m; tala kõrgus ava keskel  $H = 1,6$  m; ülemise võõ kalle  $\beta = 5^\circ$  ( $\text{tg } \beta = 1/12$ ); talale mõjuv koormus (kaasa arvatud tala omakaal)  $q = 1100$  kg/m.

1. Geomeetriliste mõõtmete kontroll. Tala kõrgus toel (joon. 160)

$$h' = h - \frac{l}{2} \text{tg } \beta = 1,6 - 6,0 \frac{1}{12} = 1,1 \text{ m} > 0,4H = 0,64 \text{ m}.$$

Tala kõrgus ava veerandi kohal

$$h = \frac{1,6 + 1,1}{2} = 1,35 \text{ m} > \frac{l}{9} = 1,33 \text{ m}$$

2. Võõde dimensioneerimine. Maksimaalsele normaaljõule vastav ristlõike kaugus vasakust toest  $x_0$  (joon. 162) arvutatakse valemiga (6.21). Esialgselt eeldatakse võõlaudade kõrguseks  $h_n = 18$  cm. Seega

$$h'_0 = h_0 - h_n = 1,10 - 0,18 = 0,92 \text{ m ja}$$

$$x_0 = \frac{h'_0}{\text{tg } \beta} \left[ \sqrt{1 + \text{tg } \beta \frac{l}{h'_0}} - 1 \right] = \frac{0,92 \cdot 12}{1} \left[ \sqrt{1 + \frac{12}{12 \cdot 0,92}} - 1 \right] = 4,95 \text{ m}.$$

Maksimaalne normaaljõud võõs on avaldise (6.20) kohaselt

$$\max N = \frac{M}{h_0} = \frac{\frac{qx_0}{2}(l-x_0)}{h_0 + x \operatorname{tg} \beta} = \frac{\frac{1100 \cdot 4,95}{2}(12 - 4,95)}{0,92 + 4,95 \frac{1}{12}} = 14\,400 \text{ kg.}$$

Arvestades tõmmatud vöö jätkus nõrgestust pulkadega  $0,15F_{\text{bruto}}$ , saame

$$F_{\text{bruto}} = \frac{\max N}{0,85m_p R_p} = \frac{14\,400}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 100} = 212 \text{ cm}^2.$$

Seega vöölaudade paksus

$$a = \frac{F_{\text{bruto}}}{2h_n} = \frac{212}{2 \cdot 18} = 5,9 \text{ cm} \approx 6,0 \text{ cm.}$$

Nii alumise kui ka ülemise vöö ristlõiked valitakse  $2 \times 6 \times 18 \text{ cm}$ . Jäikusribide vahekaugus  $l_1 = h_1 = 1,2 \text{ m}$ .

Ülemise vöö nõtkekontroll arvutus pikkuse  $l_1 = 1,20 \text{ m}$  puhul:

$$\lambda = \frac{l_1}{r} = \frac{120}{0,289 \cdot 6} = 69; \quad \varphi = 0,64 \text{ ja}$$

$$m_c \varphi R_c F_{\text{pactu}} = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 130 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 18 = 18\,000 \text{ kg} > 14\,400 \text{ kg.}$$

Alumise vöö jätk tehakse ava keskel, kus

$$\max M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1100 \cdot 12^2}{8} = 18\,700 \text{ kgcm ja}$$

$$N = \frac{\max M}{h_0} = \frac{18\,700}{1,60 - 0,18} = 13\,900 \text{ kg.}$$

Tõmbejätku kattelaud valitakse ristlõikega  $2 \times 6 \times 18 \text{ cm}$ , vahetäide ristlõikega  $5 \times 18 \text{ cm}$  (seega on seinalaudade paksuseks eeldatud  $2,5 \text{ cm}$ ) ja terasnaaglid läbimõõduga  $12 \text{ mm}$ . Naagli ühe lõike arvutuslik kandevõime vahetäite ja kattelaudade muljumise ning pulga painde tingimusest (vt. tabel 6)  $T = 300 \text{ kg}$ .

Vajalik lõigete arv ühel pool jätku

$$n = \frac{N}{T} = \frac{13900}{300} = 46,4 \approx 48.$$

Naagli lõiked jagatakse: vahetäitele 20 ja kattelaudadele 28. Seega kantakse vahetäitele  $N' = \frac{20}{48} \cdot 13\,900 = 5800 \text{ kg}$ . Vahetäite tugevuskontroll annab:

$$m_p R_p F_{\text{neto}} = 0,81 \cdot 100 \cdot 78 = 6400 \text{ kg} > N',$$

kus HHTY 122-55 p. 36 kohaselt  $m_p = 0,8$  ja  $F_{\text{neto}} = 5 \cdot 18 - 2 \cdot 5 \cdot 1,2 = 78 \text{ cm}^2$ .

Kattelaudade tugevust pole ilmselt vaja kontrollida

Asetades naagliid kahte ritta ja valides naaglite vahekauguseks  $s_1 = 7d = 8,4 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$ , saadakse vahetäite pikkuseks (joon. 161)

$$l' = 2(n' + 1)s_1 = 2(5 + 1) \cdot 10 = 120 \text{ cm}$$

ja kattelaudade pikkuseks

$$l'' = 2(n'' + 1)s_1 = 2(7 + 1) \cdot 10 = 160 \text{ cm}.$$

Siin on  $n'$  ja  $n''$  naaglite arv ühes reas ühel pool jätku.

Ülemise vöö jätk, mis samuti tehakse ava keskel, on konstruktiivne. Mõlema jätku konstruksioon on esitatud joon. 161.

3. Tala seina dimensioneerimine Seinalaud kinnitatakse omavahel kahe horisontaalse naelareaga (joon 161). Seega on surutud seinalaudade pikkus toepaneelis

$$l_1 = \frac{h_{x=0,6}}{3 \cos \alpha} = \frac{90}{3 \cdot 0,707} = 43 \text{ cm}.$$

Surutud seinalaudade saledus

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} = \frac{43}{0,289 \cdot 2,5} = 59,5 \text{ ja } \varphi = 0,70.$$

Nõtkekontroll seinalaudade laiuse puhul  $b = 15 \text{ cm}$  annab

$$m_c \varphi R_c F = 1,0 \cdot 0,70 \cdot 130 \cdot 2,5 \cdot 15 = 3400 \text{ kg}.$$

Sisejõud seinalaudades avaldiste (623) ja (625) kohaselt on

$$T' = \frac{Q}{h_0} = \frac{1100 \cdot 12}{2(1,10 - 0,18)} = 7170 \text{ kg/m}$$

$$D = \frac{T'}{2 \sin \alpha \cos \alpha} = \frac{7170 \cdot 0,15}{2 \cdot 0,707^2} = 1070 \text{ kg} < 3400 \text{ kg}.$$

Seinalaudade kinnitamiseks vööde külge kasutatakse naelu  $5 \times 150 \text{ mm}$ . Naela töötav pikkus tagumises vöölauas

$$\begin{aligned} a_1 &= l - [a + nc + (n + 1) \cdot 0,2 + 1,5d] = \\ &= 15,0 - [6,0 + 1 \cdot 5,0 + (1 + 1) \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 0,5] = \\ &= 2,8 \text{ cm} > 4d = 2,0 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Kahelõikelistel naelte arvutuslik kandevõime tabeli 6 kohaselt

$$T = T_a + T_{a1} = 98 + 69 = 167 \text{ kg},$$

$$T = 2T_c = 2 \cdot 87 = 174 \text{ kg ja}$$

$$T = T_n + T_{a1} = 71 + 69 = 140 \text{ kg}.$$

$$T = 140 \text{ kg}.$$



Tala on jaotatud kolme tsooni. I tsooni moodustavad kaks äärmist toepaneeli ( $l_1 = 1,2$  m), II tsooni moodustavad toelt teised paneelid ( $l_2 = 1,2$  m) ja III tsooni ülejäänud paneelid.

I tsoonis:

$$Q = q \left( \frac{l}{2} - 0,6 \right) = 1100 \left( \frac{12}{2} - 0,6 \right) = 5950 \text{ kg};$$

$$M = \frac{q \cdot 0,6}{2} (l - 0,6) = \frac{1100 \cdot 0,6}{2} (12,0 - 0,6) = 3830 \text{ kgm};$$

$$h_0 = (h' - h) + 0,6 \operatorname{tg} \beta = (1,10 - 0,18) + \frac{0,6}{12} = 0,97 \text{ m};$$

$$T' = \frac{Q}{h_0} - \frac{M \operatorname{tg} \beta}{h_0^2} = \frac{5950}{0,97} - \frac{3830}{0,97^2} \cdot \frac{1}{12} = 5790 \text{ kg/m};$$

$$n_c = \frac{T' l_1}{0,8 T} = \frac{5790 \cdot 1,2}{0,8 \cdot 140} = 62 \text{ tk.}$$

Naelad asetatakse 5 ritta sammuga  $s_1 = 9$  cm. Seega on naelte üldarv I tsoonis

$$n'_c = \frac{120}{9} \cdot 5 = 67 > 62 \text{ tk.}$$

II tsoonis:

$$Q = 1100(6 - 1,8) = 4610 \text{ kg};$$

$$M = \frac{1100 \cdot 1,8}{2} (12,0 - 1,8) = 10\,100 \text{ kgm};$$

$$h_0 = (1,10 - 0,18) + 1,8 \cdot \frac{1}{12} = 1,07 \text{ m};$$

$$T' = \frac{4610}{1,07} - \frac{10\,100}{1,07^2} \cdot \frac{1}{12} = 3570 \text{ kg/m};$$

$$n_c = \frac{3570 \cdot 1,2}{0,8 \cdot 140} = 38,2 \text{ tk.}$$

Naelad paigutatakse 3 ritta sammuga  $s_1 = 9$  cm. Naelte üldarv II tsoonis on

$$n'_c = \frac{120}{9} \cdot 3 = 40 > 38,2 \text{ tk.}$$

III tsoonis:

$$Q = 1100(6 - 4,2) = 1980 \text{ kg};$$

$$M = \frac{1100 \cdot 4,2}{2} (12,0 - 4,2) = 18\,000 \text{ kgm};$$

$$h_0 = (1,10 - 0,18) + 4,2 \cdot \frac{1}{12} = 1,27 \text{ m,}$$

$$T' = \frac{1980}{1,27} - \frac{18000 \cdot \frac{1}{12}}{1,27^2} = 630 \text{ kg/m;}$$

$$n_c = \frac{630 \cdot 1,2}{0,8 \cdot 140} = 6,8 \text{ tk.}$$

III tsoonis paigutatakse naelad konstruktiivselt 3 ritta vahedega  $s_1 = 20$  cm.

Toeribi vahetäide naelutatakse analoogiliselt I tsooni naelutusega. Tala avas olevad jäikusribid kinnitatakse kahe rea naeltega, mis asetatakse sammuga  $s_1 = 10$  cm.

Tala valmistamisel antakse talle eeltõus

$$f_{\text{crp}} = \frac{1}{200} l = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

### 3. LAUDADEST LIIMITUD TALAD

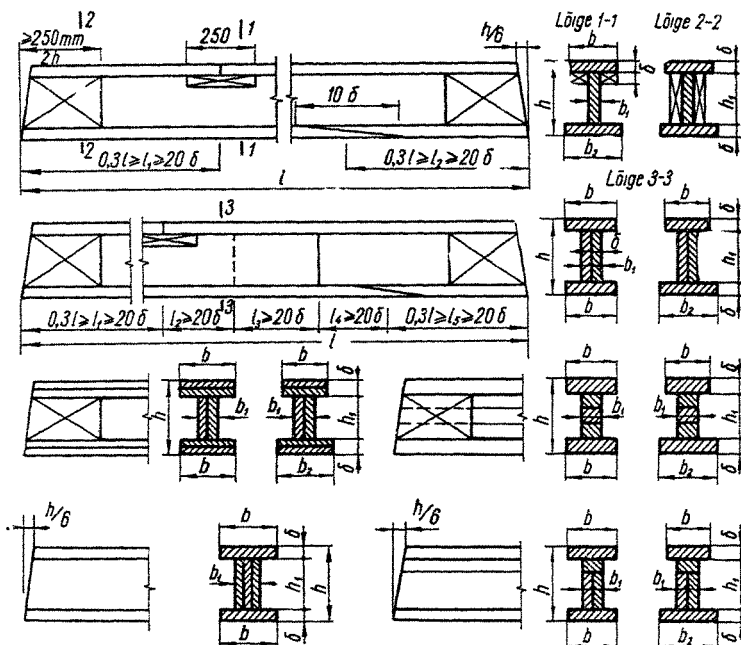
Lihtsaimad liimitud talad tehakse I- või rööpakujulise ristlõikega, kusjuures seinaks on üks laud või prussikestest liimitud pakett. Põhilised talade tüübid on toodud joon. 167. Liimitud talasid kasutatakse avadel  $l = 3-7$  m, talade kõrgus  $h = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{24}\right) l$ ,  $k_{\text{cb}} = 8-10$  ja  $k_{\text{m}} = 0-1\%$ .

I-ristlõikega talade kõrguse ja laiuse suhe  $h : b \leq 6$ .

Mitmest lauast seinaga talade lauad liimitakse omavahel kokku. Ainult vähem kui 15 cm kõrguses seinas lubatakse lauad omavahel ühendada naeltega, mille pikkus võrdub seina paksusega. Naelad lüüakse kahe reas vahedega kuni 15 $\delta$  ( $\delta$  — seina paksus), kusjuures tugeidel ja jätkust mõlemale poole tuleb seinalaudade otsad 15 $\delta$  pikkuses liimiga määrada.

Kui tala seina paksus on vähem kui pool vöö laiust, kinnitatakse toe lähedal seina mõlemale küljele kattelaud pikkusega  $2h$ , kuid mitte vähem kui 20 cm (joon. 167).

Tõmmatud vöölauda lubatakse jätkata tala ava äärmistes kolmandikkudes kas kaldlõikega (joon. 167) või hambulis tappühendusena. Surutud vöö ja kahest lauast seinalaud jätkatakse surveühendusega või kiil-tappühendusega. Ülemise vöö survejätk kaetakse alt vähemalt 25 cm



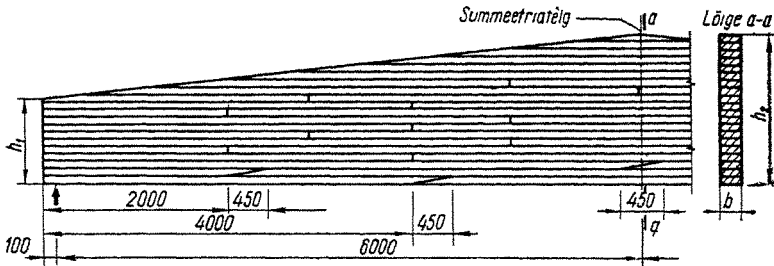
Joon 167.

pikkuste kattelaudadega. Kattelaud, mis ei tohi olla seinalaudadest õhemad, asetatakse kahele poole tala seina vöö laiusele. Ülemise vöö jätkud lubatakse asetada ainult tala äärmistesse kolmandikkudesse, kuid tala otsale mitte lähemale kui  $20\delta$ . Seinalaudade jätkud võidakse teha tala igasuguses ristlõikes, ainult silmas pidades, et ühes ristlõikes ei oleks jätkatud rohkem kui üks laud. Ühest lauast seinaga talade seina jätkata ei tohi.

Kuni 12 m avade katmiseks kasutatakse ristikülkilise või I-kujulise laudadest liimitud pakett ristlõikega talasid (joon. 168). Need tehakse kas konstantse või muutuva kõrgusega. Koefitsientide väärtused  $k_{cs} = 4-6$  ja  $k_M = 0$  kuni 1,5%. Talade kõrgus ava keskel peab olema muutuva kõrgusega taladel  $h \geq \frac{1}{10} l$  ja I-ristlõikega taladel  $h \geq \frac{1}{12} l$ . Täien-

davalt nõutakse, et muutuva kõrgusega täisnurkse ristlõikega taladel  $h \leq 8,5b$  ja paralleelsete vöödega riskülikulistel I- ja T-ristlõikega taladel  $h \leq 6b$  Riskülikulise ristlõikega taladel  $b \geq 80$  mm ja I-ristlõikega taladel  $b \geq 2b_1$  ( $b_1 \geq 80$  mm) ja  $h_1 \leq 6b_1$ .

Tala tõmmatud tsoonis jätkatakse laudad kaldvuugiga. Näide jätkude asetuse kohta on toodud joon. 168.



Joon. 168

Laudadest liimitud talade dimensioneerimisel vaadeldakse ristlõiget kui monoliitset; arvutus toimub ilma liimvuugi deformatsioone arvestamata. Laudadest liimitud konstruktsioonid arvutatakse paindenihke üldiste eeskirjade kohaselt, ainult puidu arvutuslik nihketugevus korrutatakse töötamistingimuste teguriga  $m_{cx}^R = 0,5$ .

Hulgaliselt tehtud katsed näitavad, et tala kandevõime oleneb tala ristlõike absoluutsetest mõõtmetest. Kõrgema tala väiksemat suhtelist tugevust ei saa seletada ainult puidu looduslike vigade suurema arvuga. Nii näiteks andsid A. N. Flaksermani katsed 60 vigadeta puidust 10 kuni 100 mm kõrguste taladega järgmise seose:

$$k = 76 + \frac{48}{h}, \quad (6.30)$$

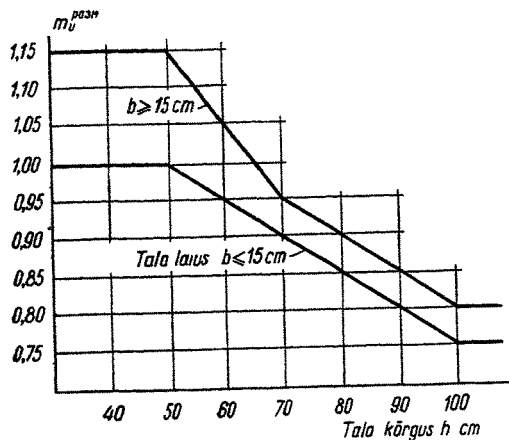
kus  $k$  — tala paindetugevus protsentides  $2 \times 2$  cm ristlõikega standardse proovikeha tugevusest;

$h$  — proovikeha kõrgus.

Hilisem uurimine näitas veel, et kõrgema tala väiksem

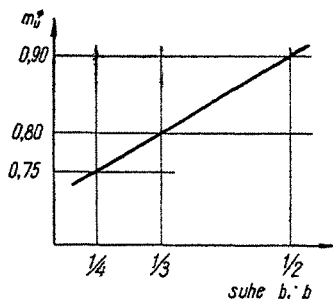
tugevus on põhjustatud peamiselt puidu elastsusomaduste ebaühtlasest jaotusest tala kõrguse suunas.

Normides CH 11-57 arvestatakse tala kõrguse mõju kandevõimele töötamistingimuste teguriga  $m_u^{DASM}$ , mille väärtused on toodud joon. 169.



Joon. 169.

Tala kandevõimet mõjutab oluliselt ka tala ristlõike kuju. Õhukestest laudadest I- ja roopakujulise ristlõikega talade puhul arvestatakse tegurit  $m_u^\Phi$ , mille väärtused, olenevalt seina paksuse ja vöö laiuse suhtest  $b_1 : b$ , on toodud joon. 170.



Joon. 170.

Et vältida saledate talade nihkepurunemist, määratakse normidega talade maksimaalne lubatav saledus  $[h : l]$  olenevalt suhtest  $b_1 : b$  (tabel 11).

Tabelis tooduist saledamate talade puhul on tala kandevõime väiksem suhte  $[h : l] : (h : l)$  võrra, kus  $(h : l)$  on tala tegelik suhteline kõrgus.

Tabel 11  
Talade lubatav saledus

|         |      |      |      |
|---------|------|------|------|
| $b_1:b$ | 1/2  | 1/3  | 1/4  |
| $[h:l]$ | 1/12 | 1/15 | 1/18 |

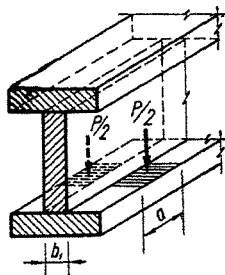
Tala alumise vöö koormamisel (joon. 171) kontrollitakse seina ja vöö ühenduse tõmbetugevust valemiga

$$P \leq 4ab_0, \quad (6.31)$$

kus  $P$  — tala alumisele vööle rakendatud jõud;

$a$  — koormusriba laius;

$b_0$  — tõmbele töötava pinna pikkus, mis sümmeetrilisel koormamisel võrdub seina paksusega, mitesümmeetrilisel (ühepoolsel) — seina poole paksusega.



Joon 171

Uhtlaselt jaotatud koormusega või sellele lähedaselt koormatud kahekaldeliste talade ohtliku ristlõike asukoht määratakse samuti kui naelutatud talade puhul. Paindemomendiga kõige enam koormatud lõige asub ristkülikulise ristlõikega taladel toest kaugusel

$$x = \frac{lh_{on}}{2h_{cp}}, \quad (6.32)$$

kus  $l$  — tala arvutuslik ava;

$h_{on}$  — tala täielik kõrgus toel;

$h_{cp}$  — tala täielik kõrgus ava keskel.

I-ristlõikega talade ohtliku lõike kaugus on

$$x = [\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma]l, \quad (6.33)$$

kus  $\gamma = \frac{h'_{on}}{l \operatorname{tg} \beta}$ ;

$h'_{on}$  — kasulik kõrgus toel;

$\beta$  — tala ülemise vöö kaldenurk.

Muutuva kõrgusega talade läbipainet on kõige hõlpsam arvutada grafoanalüütiliselt. Sellekohaselt võrdub läbipaine vaadeldavas lõikes tala fiktiivse koormuse (milleks on faktiline momentide epüür) momendi ja tala jäikuse jagatisega. Arvutusvalem on

$$f = \frac{\omega x_0}{EI}, \quad (6.34)$$

kus  $\omega$  — fiktiivse momendi epüüri pool pinda;

$x_0$  — sama epüüri raskuskeskme kaugus lähimast toest.

Normides CH 11-57 antakse muutuva kõrgusega sümmeetriliste talade jaoks, millel  $0,75 \geq \frac{h_{on}}{h_{cp}} \geq 0,25$ , läbipainete määramise valem

$$f = f_{cp} : k, \quad (6.35)$$

kus  $f_{cp}$  — konstantse kõrgusega (milleks võetakse tala kõrgus ava keskel) tala läbipaine;

$k$  — tegur, mis arvestab tala muutuvat kõrgust.

Koefitsiendi  $k$  väärtus arvutatakse ristkülikulise ristlõike puhul valemiga

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_{on}}{h_{cp}} \quad (6.36)$$

ja I-ristlõike puhul valemiga

$$k = 0,4 + 0,60 \frac{h_{on}}{h_{cp}}. \quad (6.37)$$

Toodud valemities on  $h_{on}$  ja  $h_{cp}$  I-ristlõike puhul vööde raskuskeskmete vahekaugused ja ristkülikulise ristlõike puhul — kogu kõrgus.

Puidust talade läbipainete määramisel tuleb arvestada ka nihkepingete mõju. Teraselastsusmooduli suhe nihkemoodulisse on 2,5, puidul aga ligikaudu 20. Kui terastalade läbipainete arvutamisel võib nihkedeformatsioonidest loo-

buda, siis puidust talade puhul tuleb neid kindlasti arvestada.

Normide CH 11-57 järgi arvutatakse karp-, T- ja I-ristlõikega talade läbipainded valemiga

$$f = f_m \left( 1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right), \quad (6.38)$$

kus  $f_m$  — tala läbipaine nihkepingeid arvestamata;

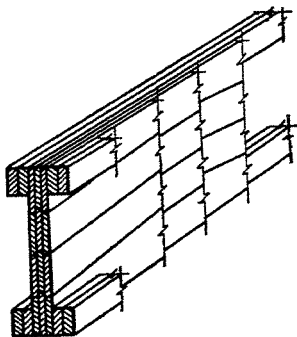
$h$  — tala kogu kõrgus;

$l$  — tala arvutuslik ava;

$\alpha$  — tegur, mille väärtused on toodud tabelis 12 olevalt suhtest  $b_1 : b$ .

Ristkülikulise ja surutud vööga T-ristlõikega talade puhul nihkepingetest tingitud täiendavat läbipainet ei arvestata.

Peale ülalkirjeldatud põhitüüpide on välismaa ehituspraktikas kasutatud rida uusi liimitud tala konstruktsioone. Joon 172 on toodud liimitud kolmekihilise seinaga I-ristlõikega tala. Seinalaudade keskmine kiht on vöödega paralleelne, äärmised kihid asuvad  $5^\circ$  nurga all. Selline sein töötab nii paindenormaalpingetele kui ka tangentsiaalpingetele (lubatav nihkepinge  $18 \text{ kg/cm}^2$ ). Kasutades liimitud kiiltappühendusi saab seinu valmistada igas soovitud pikkuses. Vöölaudade liimimisel seinale kasutatakse ainult naelte arendatud survet.



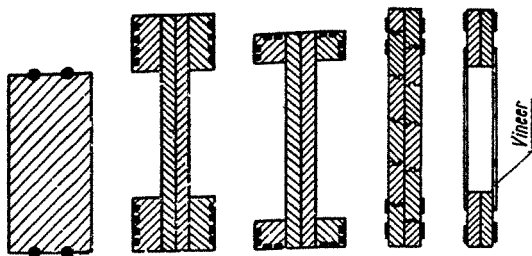
Joon. 172.

Tabel 12

Nihkepingete mõju teguri  $\alpha$  väärtused

| Tala tüüp             | $b_1 : b$ |     |     |     |
|-----------------------|-----------|-----|-----|-----|
|                       | 1/2       | 1/3 | 1/4 | 1/8 |
| Laudadest I-ristlõige | 38        | 50  | 64  | —   |
| „ roobaristlõige      | 35        | 46  | 59  | —   |
| „ tõmmatud vööga      |           |     |     |     |
| T-ristlõige           | 31        | 35  | 39  | —   |
| Vineerseinaga tala    | —         | 38  | 48  | 90  |





Joon. 173.

Suurt huvi pakuvad *Granholmi* [16] uurimused terasega armeeritud puittalade (joon. 173) suhtes. Nagu katsed näitasid, saab armatuuriterast tehisvaikliimide abil nihkekindlalt puiduga ühendada. Puittalad armeeritakse nii surutud kui ka tõmmatud tsoonis. Paremaid tulemusi annavad täisnurkse ristlõikega armatuurivardad.

#### 4. VINEERSEINAGA LIIMITUD TALAD

Vineerist seina ja laudadest võõde kasutamisega saadakse ökonoomne talakonstruktsioon kuni 15 m avade katmiseks. Talad valmistatakse peamiselt I-kujulise (joon. 174), harvemini karp-I-ristlõikega. Tala kõrguseks ava keskel võetakse  $(\frac{1}{10} - \frac{1}{12})L$ ,  $k_{cb} = 3-4$  ja  $k_m = 0-1\%$ . Tala vineerseina paksus peaks olema vähemalt 10 mm, kusjuures vineer asetatakse välimise kihi kiudude suunalt alumise võõga risti, millega saavutatakse vineeri suurim nihketugevus. Vineerseina jätkud kaetakse kahelt poolt pealeliimitud vineerilehtedega ja kattelaudadega. Tala seina jäikus tagatakse ribidega, mis asetatakse seina vineeritahvlite jätkude kohale maksimaalsete vahedega  $\frac{1}{9}l$ . Toe-paneeli tugevdatakse kahele poole seinale kinnitatud tõusvate (surutud) diagonaalidega.

Vineerseinale liimitavate võõlaudade laius ei või ületada 100 mm, sest vastasel korral oleks oodata liiga suuri pingeid puidu mahudeformatsioonidest. Tavaliselt tehakse võõ sisemine kiht kahest kitsast ja välimine kiht ühest laiast lauast (joon. 174).



kus  $T_{ck} = Q : h_0$  — arvutuslik nihkejõud kg/cm;  
 $Q$  — põikjõud kg;  
 $h_0$  — ülemise ja alumise vöö telgede vahe cm;

$R_{ck} = 14 \text{ kg/cm}^2$  — vineeri arvutuslik nihketugevus;  
 $\delta_\phi$  — vineerseina paksus cm;  
 $\varphi_\phi$  — vineeritahvli stabiilsuse tegur, mis oleneb jäikusribi puhta ava  $a$  ja vineerilehe paksuse  $\delta_\phi$  suhtest:

$$\varphi_\phi = \left( \frac{65\delta_\phi}{a} \right)^2. \quad (6.42)$$

Kui  $a < 65\delta_\phi$ , siis võetakse  $\varphi_\phi = 1$ . Diagonaalsete laudade kasutamisel paneelis vähendatakse  $a$  väärtust teguriga  $2/3$ .

Sümmeetriliselt muutuva kõrgusega tala enamkoormatud ristlõike asukoht ja tala läbipaine, arvestades ka nihkepingeid (tabel 12), määratakse samuti nagu eelmises punktis.

Läbipainete arvutusi võidakse täpsustada, arvestades vineerseina küllaltki suurt saledust. Sellisel juhul on arvutuslik inertsmoment *G. G. Karlsoni* järgi:

$$I_{pc} = I_0 \frac{1 + \alpha B}{1 + B}, \quad (6.43)$$

kus  $I_0$  — ristlõike inertsmoment, arvestades puidu ja vineeri elastsusmooduli erinevust;

$\alpha = \Sigma I_1 : I_0$  — vööde ja seina enda peatelje suhtes määratud inertsmomentide summa ja-gatis terve tala inertsmomentiga;

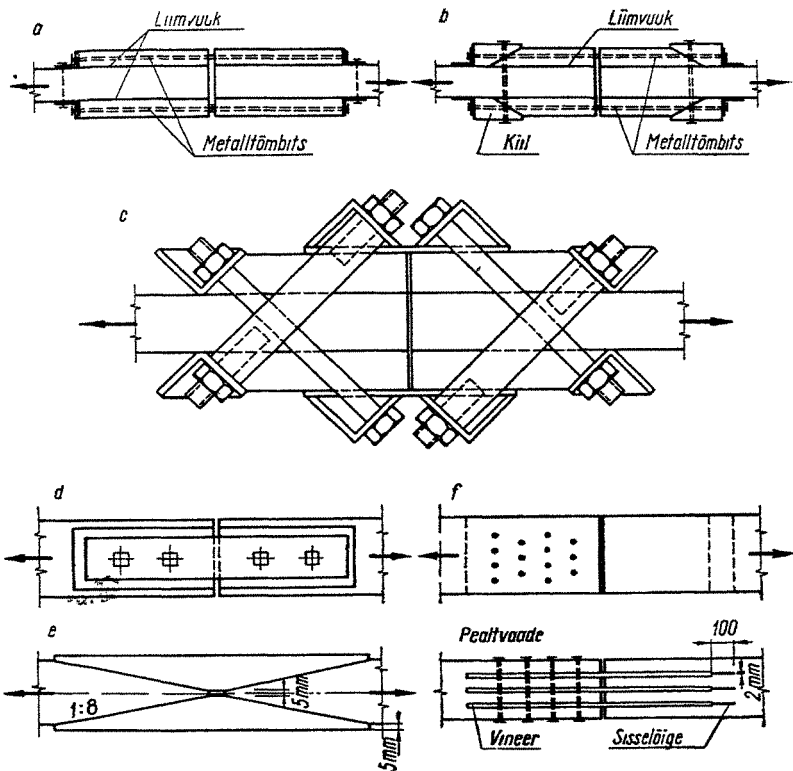
$$B = \frac{\pi^2}{2} \frac{S}{l^2 e} \frac{h_1 E}{\delta_\phi G_\phi}, \quad (6.44)$$

kus  $S$  — vööde ristlõigete staatiline moment tala ristlõike neutraaltelje suhtes;  
 $l$  — tala arvutuslik ava;  
 $e$  — vööde ristlõigete raskuskeskmete vahekaugus;

- $h_1$  — vineerseina puhas kõrgus vööde vahel;  
 $\delta_\phi$  — vineerseina paksus;  
 $E$  — puidu elastsusmoodul;  
 $G_\phi$  — vineeri nihkemoodul.

Sümmeetriliselt muutuva kõrgusega tala puhul arvutatakse  $S$ ,  $h_1$  ja  $e$  ava veerandi kohal olevas lõikes.

Tala tõmmatud vööde montaažijätkude konstruktsioone on toodud joon. 175. Tüüpide  $a$  ja  $b$  puhul on kasutatud metallist tõmbitsaid, mille reaktsioon kantakse nurkraudade vahendusel üle jätkatavate elementide otstesse lii-



Joon 175

mitud kattelaudadele. Katsed näitavad, et sellised ühendused purunevad liimvuugis tõmbele risti kiudu. Surve tekitamiseks liimvuugis on variandis *b* kasutatud kiile, millega mõnevõrra suurendatakse ühenduse kandevõimet.

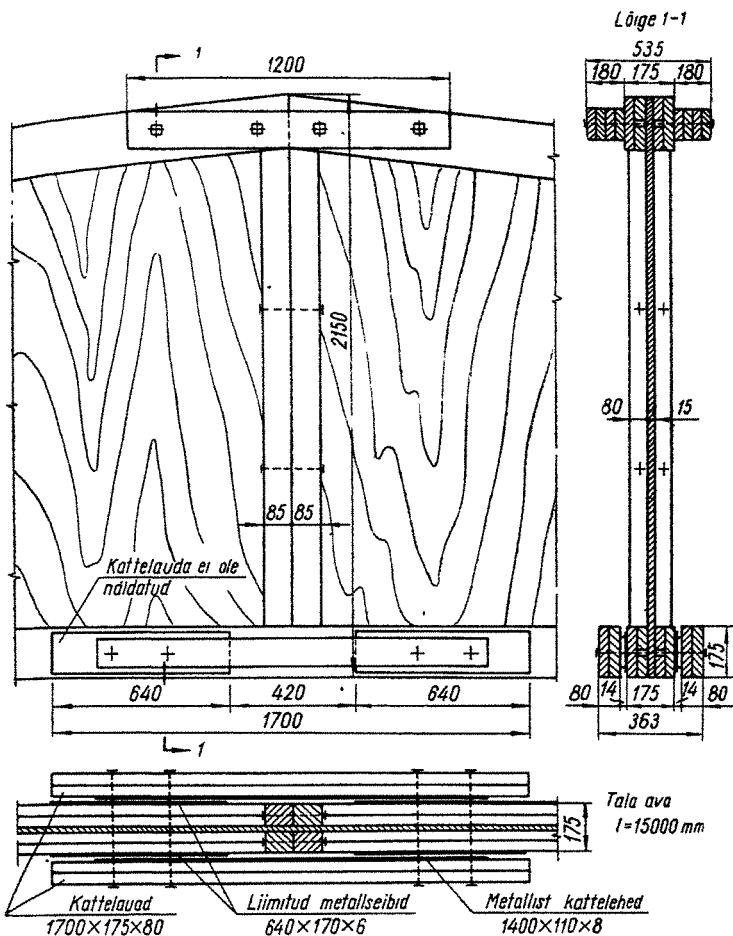
Tunduvalt parem on *B. A. Osvenski* poolt soovitatud jätk (joon. 175, *c*). Väga lihtne on jätkamine liimitavate metallseibidega (*d*). Poldiaukude nõrgestus kompenseeritakse elementidele liimitud metallist kattel tehtedega. Kahjuks on selliste ühenduste valmistamine suhteliselt raske ja teostatav vaid spetsiaalsetes tehastes.

Häid tulemusi annavad ehituskohal liimitavad kaldlõikega ühendused (joon. 175, *e*). Nagu katsed näitavad, on küllaldane võtta kalle 1 : 8. Sellise ühenduse kandevõime on 75% võrra suurem konstantse paksusega pealeliimitud kattelaudadega jätkust.

Elementide montaažijätkudes on kasutatud ka vineeri-lehti (*f*), mis on ühel pool elemendi piludesse liimitud, teisel pool aga pulkade ja poltidega elemendi külge kinnitatud. Surutud vööd jätkatakse polditud (2—4 polti kummalgi pool jätku) kattelaudade abil.

Vineerseinaga liimitud tala montaažijätku näide on toodud joon. 176. Siin on surutud vöö jätk tehtud puidust kattelaudadega ja tõmmatud vöö jätk liimitud metallseibidega. Vineerseinaga jätk on konstrueeritud paaris-jäikusribidega, mis on kokku polditud. Kui on vaja jäikusribisid nihkekindlalt ühendada, võidakse kasutada ka plaatnaagleid.

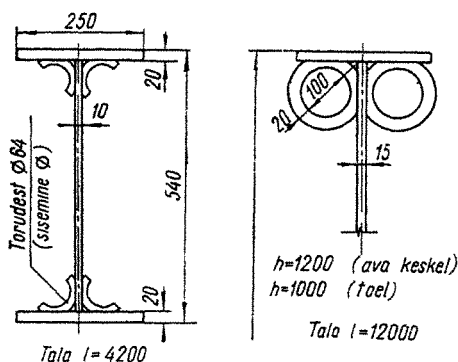
Uute konstruktsioonitüüpide otsingul on Leningradi Ehitusinseneride Instituudis loodud mitmeid huvipakkuvaid vineertalade tüüpe [31]. Vineerseinaga talade vöödes kasutatakse kas vineertorudest töödeldud nurkprofiile (omapingete tõttu püüavad need aga lõheneda) või kahest küljest töödeldud torusid (joon. 177). Katsed iseloomustavad selliseid konstruktsioone kõige paremast küljest (tagavara-tegur normatiivsest koormusest 2,5 ning läbipaine arvutuskooormuse juures  $\frac{1}{700} l$ ). Katsed näitavad, et surutud vineertorudest elementide puhul annavad tavalised puidu tugevusõpetuse nõtkekontrolli valeimid liiga suure vea. Veel lõpetamata katsete põhjal võib nõtketeguri  $\phi$  arvutamisel kasutada elastses piirkonnas ( $\lambda \geq 65$ ) esialgselt valemit



Joon. 176.

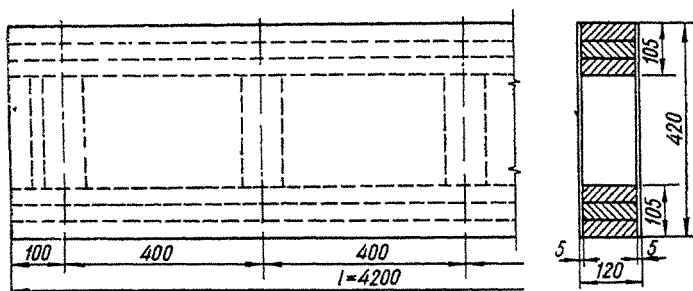
$$\varphi = \frac{2360}{\lambda^2} \quad (6.45)$$

Samas on tehtud ka katseid puitkiudplaatide kasutamiseks paindeelementides. Joon. 178 toodud karpristlõikega



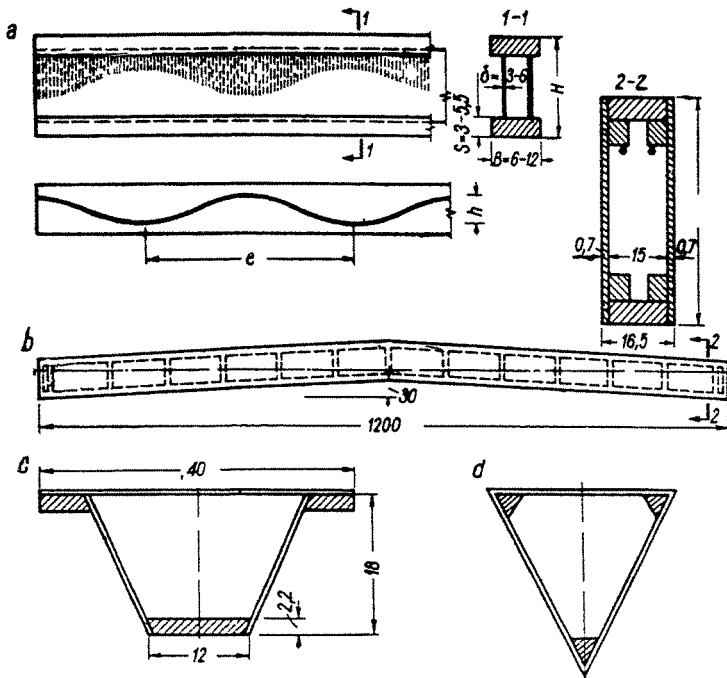
Joon. 177.

tala seinad on valmistatud 5 mm paksustest puitkiudplaatidest, võõd liimitud laudpaketist ja jäikusribid laudadest. Kõik elemendid ühendati liimiga. Tala dimensioneerimisel arvestati võõde ja seina elastsusmooduli erinevust. Katsel saadi tagavarategur arvutuslikust koormusest 1,55 ja normatiivsest koormusest 1,85.



Joon. 178.

Viimastel aastatel välismaal kasutatavaist konstruktsioonidest on huvipakkuvad Saksa FV-s valmistatavad laudadest võõdega ja vineerist lainelise seinaga talad (joon. 179, a). Tala laineliseks painutatud sein liimitakse võõsse lõigatud piludesse. Talade kõrgus  $H = 14-38$  cm, seina paksus  $\delta = 3-6$  mm, suhe  $h:l = 1:12$ , ristlõike



Joon. 179.

inertsmoment  $1000-35\,000\text{ cm}^4$ , vastupidavusmoment  $150-1800\text{ cm}^3$  ja kaal  $2-7\text{ kg/m}$ . Selliste talade eeliseks on suur üldstabiilsus, valmistamise mehhaniseeritavus, metalli puudumine, puidu kokkuvõid (puuduvad jäikusribid) ja terve konstruktsiooni antiseptimise võimalus.

Inglismaal on levinud puidust vöödega ja vineerist seinetega karpristlõikega (joon. 179, c) ja Prantsusmaal kolmnurkse ristlõikega (joon. 179, d) liimitud talad. Sellistel taladel on väikese materjalikulu juures suur ruumiline jäikus. Taladega, mis asetatakse vahetult teineteise kõrvale, kaetakse avasid  $6-8\text{ m}$ .

Mõnel juhul on liimitud karpristlõikega talad varustatud pingestatud metalltõmbitsatega, millega tunduvalt vähendatakse tala kõrgust. Ühe kirjeldatud konstruktsiooni puhul (joon. 179, b) on tala kõrgus  $12\text{ m}$  ava juures ainult  $61\text{ cm}$ .

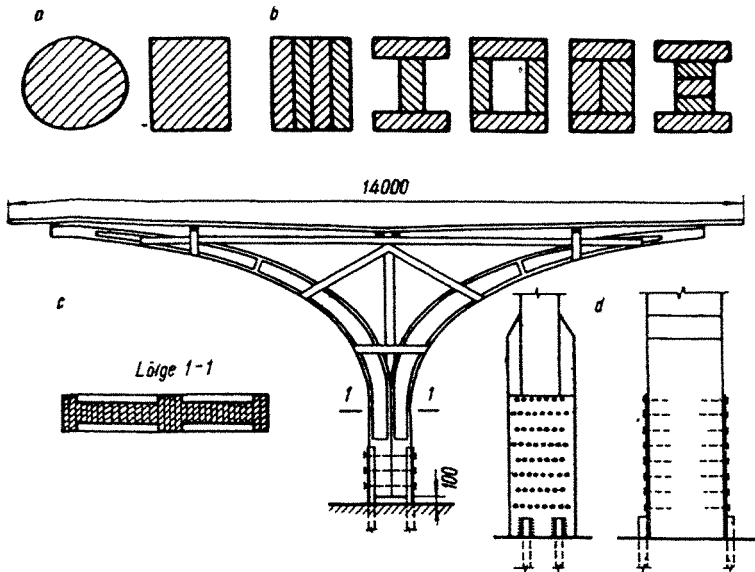


## 1. MONOLIITSED JA LIITPOSTID

Poste kasutatakse kas iseseisvate kandekonstruktsioonidena või varraskandjate elementidena. Loodusliku puidu ristlõike piiratud mõõtmete tõttu ja väga sageli ka konstruktiiivsetel kaalutlustel kasutatakse ühest elemendist monoliitsete postide kõrval ka mitmest elemendist (lauad, prussid või palgid) liitristlõikega poste. Liitpostide sidemeteks on naelad, poldid, tüüblid või liim. Postid võivad olla koormatud kas ainult survejõuga (tsentriline surve) või survejõuga ja paindemomendiga (ekstsentriline surve).

Posti otste kinnitus loetakse tavaliselt šarniirseks (näiteks sõrestikkonstruktsioonide varraste kinnitus sõlmes, katusekonstruktsiooni ja seda toetava posti kinnitus jne.). Küllalt kõrge ristlõike puhul võib poste kinnitada massiivvundamenti külge metallankrute abil ka paindejärgalt.

Posti ristlõike näiteid on toodud joon. 180. Lihtsate prussidest või palkidest postide (*a*) kõrval kasutatakse naelutatud, polditud ning viimasel ajal ka liimitud pakett- ja I-ristlõikega (*b*) poste. Survejõu vastuvõtmisel töötavad siin võrdselt kõik elemendid ristlõikes. Joon. 180, *c* on toodud näiteks laudadest liimitud I-ristlõikega perroonikate. Posti kanna jäik kinnitus on kujundatud massiivvundamenti betoneeritud kahest karprauast, mille külge on polditud post. Posti puitosa on kõdunemise vältimiseks asetatud perroonist 10 cm kõrgemale. Posti kanna paindejärgaks kinnitamiseks kasutatakse sageli metallplaate või lattrauast ankruid. Joon. 180, *d* toodud näites on metallplaadid kinnitatud posti alumise laiendatud osa külge puidukruvidega. Metallplaadi külge on keevitatud massiivvundamenti valatud ümarrauast ankrud. Puidust postide

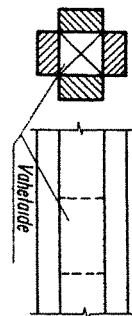


Joon. 180.

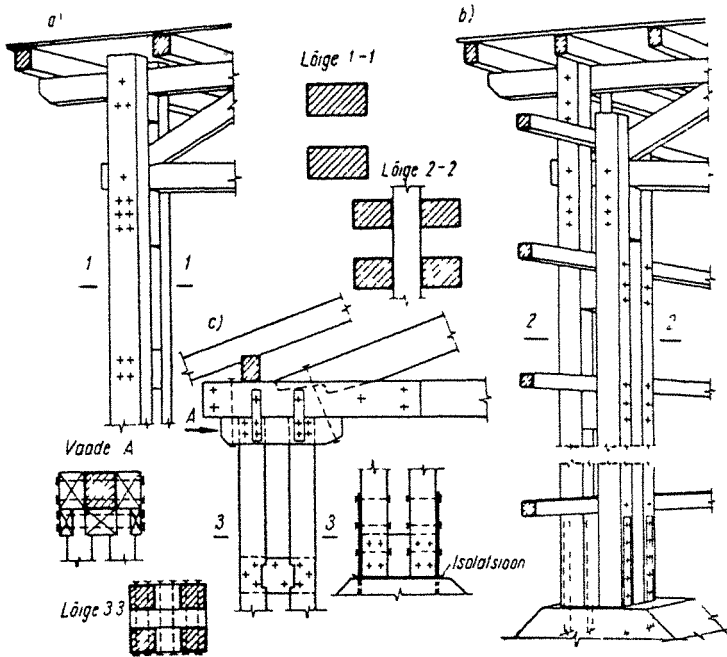
toetuspinnad massiivsetel vundamentidel tuleb hoolikalt isoleerida (bituumeniga vööbatud mitmekihiline isoleer-papp, antiseptitud ehitusvilt jne.).

Teise liitvarraste grupi moodustavad kattelaudadega või vahetäitega postid. Nendes töötavad survele ainult sõlme ulatuvad elemendid, kuna kattelaudade ja vahetäite ülesandeks on vaid suurendada varda ristlõike jäikust. Postide valmistamiseks kasutatakse nii prusse ja palke kui ka laudu. Koos liimimistehnika täiustamisega on võetud kasutusele rida uusi postikonstruktsioone. Joon. 181 on esitatud neljast lauast ja klotsvahetäitega liitpost. Selle survele töötavad pinnad on viidud ristlõike peatelgedest kaugele, millega vähendatakse posti saledust ja saavutatakse väikese puidukulu juures küllaltki suur tugevus.

Näiteid liitpostide kasutamisest katuse-



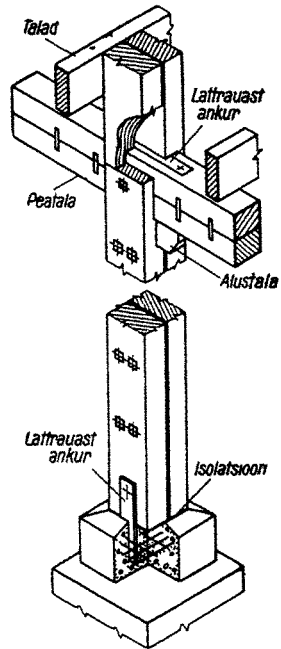
Joon. 181.



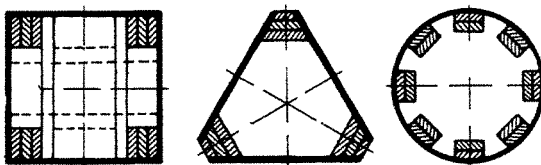
Joon 182.

kandekonstruksiooni tugeдена on toodud joon. 182. Esitatud on kahest elemendist koosnev klotsvahetäitega post *a* ja neljast prussist moodustatud liitpost *b*. Viimasel juhul on posti alumine ots kinnitatud metallist ankrutega paindejärgalt. Selline post on eriti hea seinatalade toetamiseks, millega ühtlasi seotakse kaks postipoolt seina pinnas. Teine neljast prussist post on toodud joon. 182, *c*. Erinevalt tavalistest klotsvahetäitega liitpostidest kinnitatakse tüübeldatud klotsid siin postist hoone põksuunas läbiulatuvate vahetäidete külge, mis töötavad ühtlasi hoone pikisuunas liitvarda vahetäite klotsidena.

Vahelae peatala toetava kahest kokkupolditud prussist liitposti näide on toodud joon. 183. Vanematest konstruktsioonidest tuleb nimetada veel õnesristlõikega poste (joon. 184). Sellised postid koosnevad laudribidest, mis on



Joon 183.



Joon. 184

ühendatud posti telje suunas tihedalt asetatud laudadest diafragmadega. Ribide ja diafragmade peale on kinnitatud vineerist vooder. Sidemetena kasutatakse naelu, puidukruvisid ja liimi. Posti võib kujundada muutuva ristlõikega. Võib arvata, et need ökonoomsed õonesristlõikega postid uute liimisortide ja liimimisviiside kasutuselevõtmisega leiavad peatselt laialdast kasutamist mitmesugustes ehituskonstruktsioonides.

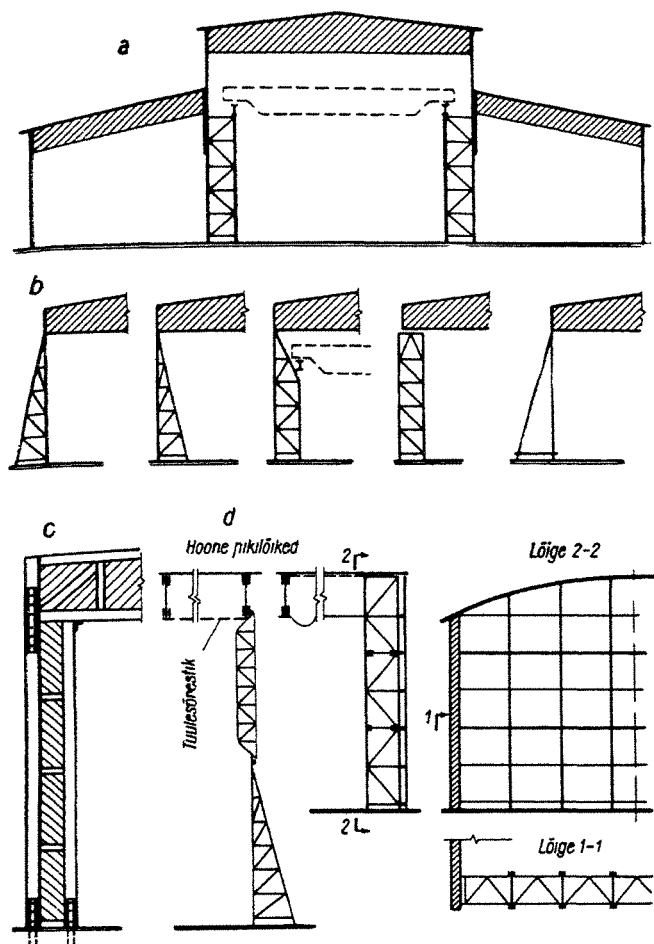
Monoliitsete ja liitpostide dimensioneerimist käsitleti p. II.5 ja 6, mistõttu selle juures enam ei peatuta.

## 2. TÄISSEINALISED JA SÕRESTIKPOSTID

Hoonele põikjäikuse andmiseks, tööstushoonete kraanatalade toetamiseks, kõrgete tuulekoormustele töötavate otsaseinte konstruktsioonides jne. kasutatakse suure paindejäikusega täisseinalisi või sõrestikposte. Praktikas enam levinud on paralleelvöödega, kolmnurksed (kontrforsid) või astmelised sõrestikpostid.

Joon. 185, *a* on toodud tööstushoone ristlõige, kus kraanatalade ja katuse kandekonstruktsiooni toetamiseks keskmises lõõvis kasutatakse alt paindejäigalt kinnitatud astmelisi sõrestikposte. Samal ajal toetatakse kätusekonstruktsioon välisseintes monoliitsetele või liitpostidele. Katuse toetamise variante ühelöövilises ehituses on toodud joon. 185, *b*. Hoone küllaldane põikjäikus saavutatakse siin kas kontrforsi tüüpi või paralleelvöödega sõrestikpostidega. Madalate hoonete puhul võib sõrestikkontrforsid asendada konstruktiivsete horisontaalsete sidemetega ühendatud vertikaalse ja kaldpostiga. Näide täisseinalise posti kasutamisest on toodud joon. 185, *c*.

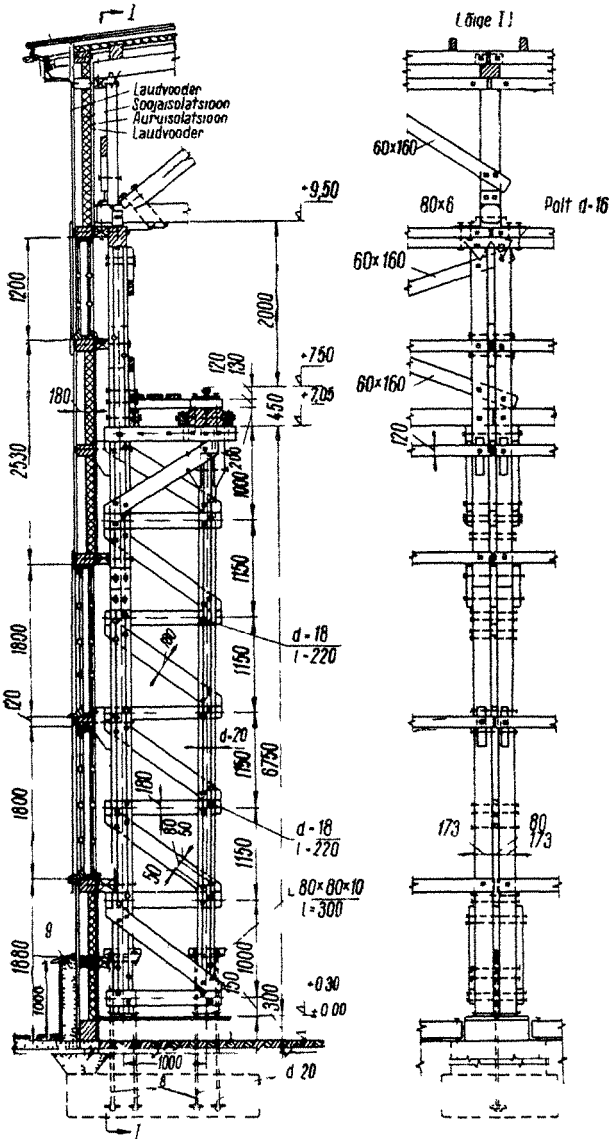
Kõrgetes otsaseintes kasutatavaid postikonstruktsioone on toodud joon. 185, *d*. Tavaliselt kinnitatakse sõrestikposti alumine ots paindejäigalt, kuna ülemine ots toetatakse šarniirselt katuse kandekonstruktsiooni ülemiste või alumiste vööde vahel olevale tuulesõrestikule. Küllalt tugevate ja jäikade pikiseinte puhul võib postid toetada ülevalt ka pikiseinte külge kinnitatud horisontaalsetele sõrestikkudele (lõige 1—1). Paralleelvöödega sõrestikkude kõrval kasu-



Joon 185

tatakse otsaseintes ka iseseisvaid või talakonstruktsioonidega kombineeritud kontrforsposte

Tavaliselt asetatakse postid hoone sisse; ainult kontrforsposte kasutatakse ka väljaspool hoonet. Posti ristlõike kasuliku kõrguse (vööde raskuskeskmete vahe)  $h_0$  suhe



Joon 186

posti kõrgusse  $h$  võetakse paralleelvöödega postide puhul  $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{8}$  ja kontrforspostide puhul  $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{6}$ . Postid kinnitatakse vundamentide külge paindejäigalt ümar- või latt-terasest ankrute abil.

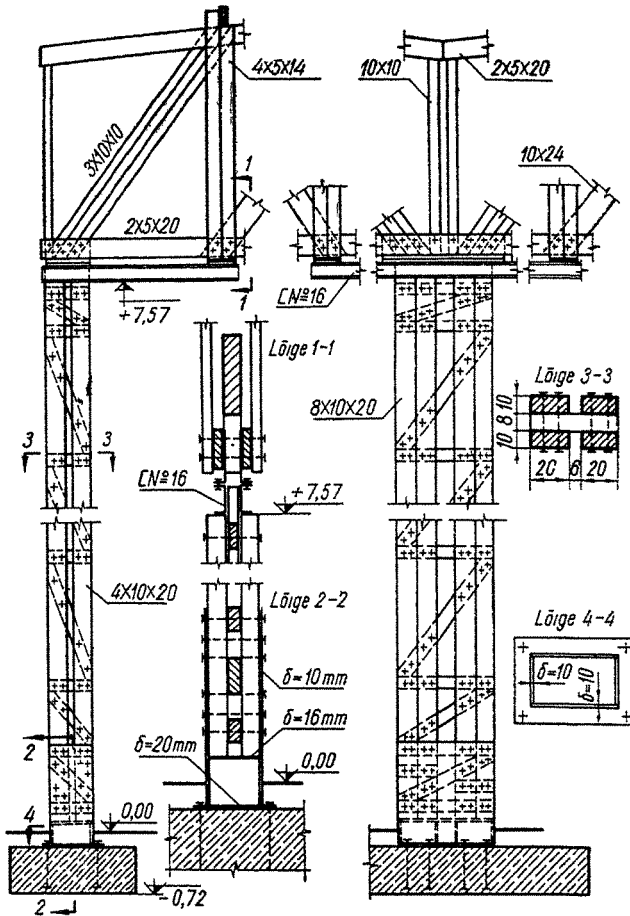
Sõrestikposti vööd tehakse kas ühest või kahest prussist (palgist) ja võrgu elemendid vastavalt kahest või ühest elemendist. Sidemetena kasutatakse sõlmedes polte, harve-  
mini naelu. Sõlmede konstruktsioon kujuneb tavaliselt eks-  
tsentriliseks. Näide kraanateed kandva sõrestikposti konst-  
ruktioonist on toodud joon. 186 ja mitmeavalise hoone  
katusekonstruktsiooni kandvatest postidest joon. 187. Viimasel juhul tehakse alumine paindejäik kinnitus  
posti külge polditud metallplaatide abil; ka posti üle-  
mist otsa on püütud paindejäigalt katusesõrestikuga ühen-  
dada.

Vundamendile paindejäigalt kinnitatud postid koos neile  
toetatud katuse kandekonstruktsiooniga moodustavad  
raami. Kuna katuse kandekonstruktsioon on postidele kin-  
nitatud harilikult šarniirselt, siis riivil asuv vertikaalne  
koormus ei tekita postides paindemomente, vaid koormab  
neid ainult normaaljõuga. Arvutuste lihtsustamiseks ole-  
tatakse, et posti vööil asuv koormus kantakse vundamen-  
dile edasi üksi selle vöö poolt, loobudes vöö enda survede-  
formatsioonidest ja sellega võrgu varraste ning teise vöö  
tööst.

Horisontaalsest tuulekoormusest postis tekkivad painde-  
momendid arvutatakse aga raami skeemist. Astmeliselt  
muutuva posti (joon. 188) puhul lubatakse arvutusskeemi  
lihtsustada sellega, et jagatakse raam kahte ossa. Ülemist,  
väikese jäikusega posti osa koos katuse kandekonstrukt-  
siooniga vaadeldakse kui jäigalt kinnitatud postidega raami.  
Alumist sõrestikposti aga käsitletakse horisontaalse koor-  
muse seisukohalt kui konsooli. Seda lihtsustust võib teha,  
sest sõrestikpostile mõjuv horisontaalne koormus ei tekita  
sisejõude posti väikese jäikusega ülemises osas.

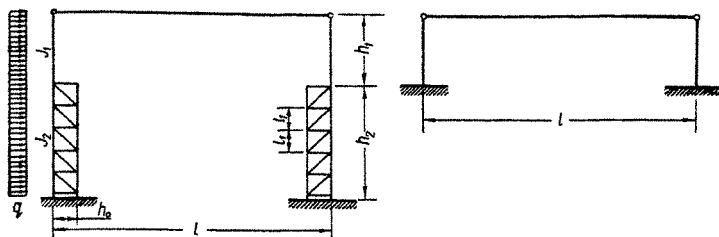
Ka astmeliste postide stabiilsuse kontrolli raami tasa-  
pinnas võib teha eraldi ülemises ja alumises osas. Posti  
ülemine osa kujutab endast surutud ja painutatud varrast,  
mille arvutuslik nõtkepikkus oleneb kinnitustingimustest.  
Kui posti ülemine ots on kas katusekonstruktsiooni või  
tuulesidemete abil ühendatud otsaseinaga, siis võib arvu-





Joon. 187

tuslikuks pikkuseks võtta posti geomeetrilise pikkuse. Vastasel juhul on tegemist konsooliga, mille arvutuslik pikkus võrdub posti kahekordse tegeliku pikkusega. Alumine sõrestikposti osa kujutab endast surutud ja painutatud konsooli, mille võõde tugevust kontrollitakse valemiga:



Joon. 188.

$$\frac{N'}{m_c R_c F_{\text{neto}}} + \frac{N'_M}{\xi m_n R_n F_{\text{neto}}} \leq 1, \quad (7.1)$$

kus  $F_{\text{neto}}$  — sõrestiku ühe vöö ristlõike netopind;

$N'$  — ühele vööle langev normaaljõud;

$N'_M = M : h_0$  — ühele vööle langev normaaljõud paindemomendist.

Toodud valemis on eeldatud, et mõlema vöö ristlõikepinnad on võrdsed ja et vööd asuvad üksteisest küllalt kaugel, nii et painde-normaalpingete jaotust võib vaadelda konstantsena.

Sidemete deformatsioone arvestav tegur  $\xi$  määratakse  $\lambda_{np}$  järgi. Ristlõike suuruse esialgsel arvutamisel võetakse  $\lambda_1 = 0$ . Sidemete arvutuslik lõigete arv saadakse, kui sidemete lõigete arv sõlmes jagatakse paneeli pikkusega  $l_1$ . Esialgsel ligikaudsel dimensioneerimisel võib võtta  $\mu = 1,2$ , mis vastab posti jäikuse vähenemisele sidemete deformatsioonide mõjul 30% ulatuses.

Tavaliselt kasutatavate postide puhul, kus  $h_0 : h > 1/8$ , on teguri  $\xi$  väärtus lähedane ühele.

Vöö üksiku elemendi tugevust kontrollitakse valemiga

$$\frac{N'}{m_c F_{\text{bruto}}} + \frac{N'_M R_c}{\xi m_n F_{\text{bruto}} R_n} \leq R_c \varphi_1, \quad (7.2)$$

kus  $\varphi_1$  — paneeli arvutus pikkusele  $l_1$  vastav nõtketegur;

$F_{\text{bruto}}$  — vöö ühe elemendi ristlõikepind.

Kontrollida tuleb ka raami nõtkumist külgsuunas. Siin võib raskusi tekkida seina tasapinnas kinnitamata vööga

selle suure saleduse tõttu. Kui on tarvis vähendada sõrestikposti vöö nõtkepikkust, kasutatakse piki hoonet vööde vahele asetatud sidemeid.

Võrguelementide sisejõud määratakse analoogiliselt tavaliste sõrestikkonstruktsioonidega, arvestades tegurit  $\xi$ . Ankrute sisejõud  $N = M : h_0$  arvutatakse vastavalt maksimaalsele võimalikule momendile. Eriti hoolikalt tuleb dimensioneerida ja konstrueerida sidemed (tavaliselt poldid), millega ankrud kinnitatakse posti vööde külge.

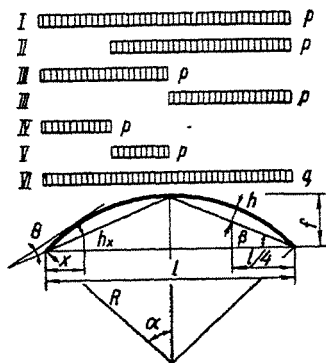
## KAAR- JA RAAMKONSTRUKTSIOONID

## 1. ÜLDISED MÄRKUSED

Kasutatakse kahe või kolme šarniiriga nii täisseinalisi kui ka sõrestikkaari ja raame. Kaare telg jälgib üldiselt hästi survejoont, mistõttu on dimensioneerimisel möödandvateks sisejõududeks  $M$  ja  $N$ . Raamkonstruktsioonid on selles suhtes vähem ratsionaalsed, sest neis esinevad suuremad ekstsentrilisused. Ühtlasi on momendi muutus raamis intensiivsem kui kaares, millest tingituna tuleb arvestada ka põikjõudu  $Q$ . Vaatamata neile puudustele leiavad raamid ehitistes arhitektuurilistel ja mõningatel konstruktiivsetel kaalutlustel siiski sagedast kasutamist.

Konstruktsioonile mõjuv ajutine koormus tuleb asetada selliselt, et tema elementides saadaks maksimaalsed sisejõud. Olulisemad koormuse asetuse kombinatsioonid on toodud joon. 189. Kui kandekonstruktsioonis esinevad ka vertikaalsed pinnad, tuleb tingimata arvestada ka tuulekoormust.

Kahe ja kolme šarniiriga varaskaarte puhul piisab sageli I ja III koormuskombinatsioonist. Esimene skeem annab maksimaalse surve, kolmas — maksimaalse paindemomendi kaares. Sõrestikkaarte maksimaalsed sisejõud ülemises võõs saadakse I skeemist; alumises võõs — II ja III skeemist; võõdevahelises



Joon. 189.

võrgus — IV ja V skeemist. Kaare alumises vöös esinevad nii surve kui ka tõmme.

Varraskaare arvutuslikuks pikkuseks tema tasapinnas  $l_0$  võetakse ННТУ 122-55 kohaselt sümmeetriliselt koormatud kahe šarniiriga kaartel 0,6s, kolme šarniiriga kaartel 0,7s ja mittesümmeetriliselt koormatud kaartel mõlemal juhul 0,5s, kus s on kaare tegelik pikkus. Täisseinaliste konstruktsioonide alumiste vööde arvutuslikuks pikkuseks võetakse 1,25 ruumiliste (piki-) sidemete vahekaugust.

Kaar- ja raamkonstruktsioonide sisejõud määratakse ehitusstaatika eeskirjade kohaselt. Kahe šarniiriga ringi kaare toereaktsiooni horisontaalkomponenti  $H$  võib määrata valemiga

$$H = kql, \quad (8.1)$$

kus  $q$  — koormus kg/m;

$l$  — kaare arvutuslik ava;

$k$  — tegur, mille väärtused on:

kui  $f: l = 1/6$ , siis  $k = 0,7387$ ;

kui  $f: l = 1/5$ , siis  $k = 0,6108$ ;

kui  $f: l = 1/4$ , siis  $k = 0,4819$ .

Kui kaar on koormatud poole ava ulatuses, siis tuleb kasutada täiendavalt veel tegurit 0,5.

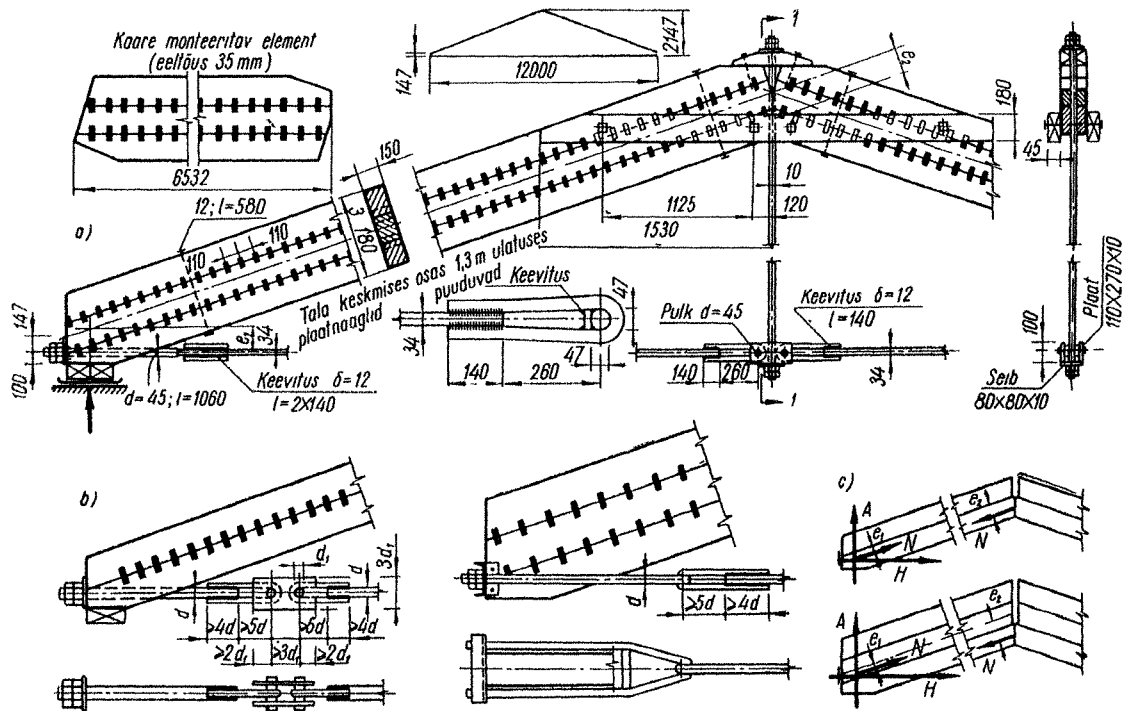
Varraskaare tugevust konstruktsiooni tasapinnas kontrollitakse puidu tugevusõpetuse arvutuseeskirjade kohaselt kas survele või survele koos paindega. Kui konstruktsioonil puudub pidev kinnitus katuse tasapinnas, tuleb teha veel kontrollarvutused risti konstruktsiooni tasapinnaga.

Metallelemendid dimensioneeritakse ННТУ 121-55 kohaselt, kusjuures mitmesugused seibid tuleb arvutada paindele ja puidu muljumisele.

## 2. KOLME ŠARNIIRIGA KAARED DEREVJAGINI TALADEST

Kaar koosneb kahest *Derevjagini* liittalast ja metalltõmbevööst (joon. 190, a). Sellise konstruktsiooni hüveks on lihtsus (sõlmede arv on minimaalne), monteeritavus ja industriaalne valmistamine.

Kaare ava võib olla 8—12 m. Kaare suhteline tõus  $f: l =$



Joon. 190.

$= 1/8$ . Omakaalu tegur  $k_{CB} = 5-7$  ja metalli kulu näitav tegur  $k_M = 10-20\%$ .

Kaare ülemises vöös, mis on koormatud katusekonstruktsiooni omakaalu ja lumega, tekkivate paindemomentide vähendamiseks tehakse sõlmed ekstsentrilistena. Tõmbevöö konstrueeritakse ümarterasest Kannasõlme variante on toodud joon. 190, b.

Kui kaare pooled on sirgetest elementidest, siis arvutatakse paindemoment väliskoormusest lihttala skeemist, mille ava  $l/2$ :

$$\max M = \frac{1}{8} q \left( \frac{l}{2} \right)^2 = \frac{ql^2}{32}, \quad (8.2)$$

kus  $q$  on koormus. Sõlmede ekstsentrilisus (joon. 190, c) tekitab väliskoormusele vastupidise märgiga momendi. Seega on arvutuslik moment:

$$M = \max M - Ne, \quad (8.3)$$

kus  $e$  on jõu  $N$  ekstsentrilisus arvutusliku momendi ristlõikes. See määratakse valemiga:

$$e = \frac{e_1 + e_2}{2}. \quad (8.4)$$

Järgnevalt arvutatakse normaaljõud:

$$N = H \cos \alpha + Q_0 \sin \alpha, \quad (8.5)$$

kus  $H = \frac{ql^2}{8f}$  ja  $Q_0$  on põikjõud lihttalas avaga  $l$ .

Vastavalt arvutatud sisejõududele kontrollitakse ülemise vöö tugevust, kusjuures vöö saledus määratakse nagu monoliitsel ristlõikel plaatnaaglite deformatsioone arvestamata.

Plaatnaaglite arv kaare ava veerandi ulatuses arvutatakse valemiga

$$n_c \geq 1,5 \frac{\max MS_{bruto}}{I_{bruto} T} + k \frac{N}{T}. \quad (8.6)$$

Valemi teine liige arvestab normaaljõu ekstsentrilisusest tingitud täiendavat koormust plaatnaaglitele. Teguri  $k$  väärtuseks võetakse:

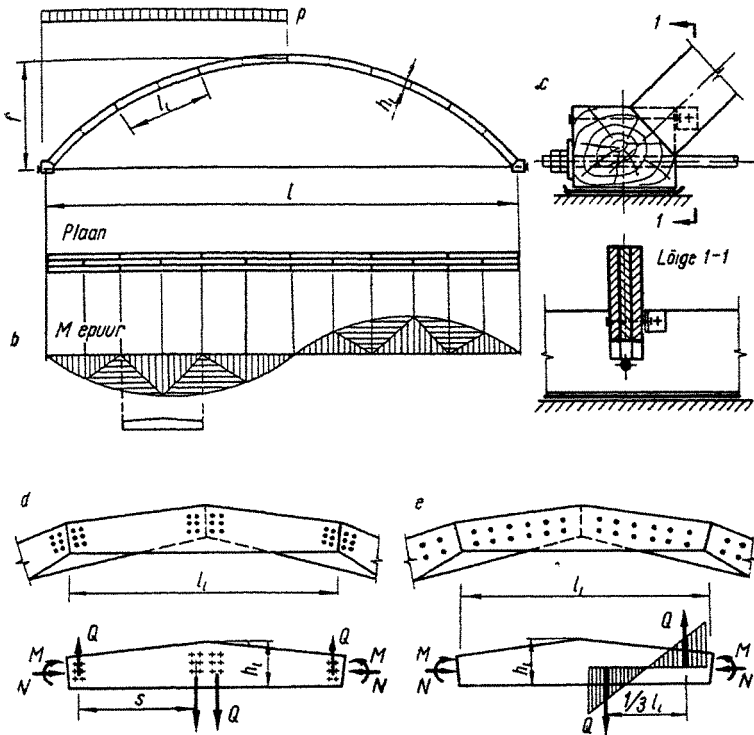
$k = 0,4$ , kui normaaljõud kantakse ühele äärmisele prussile;

$k = 0,2$ , kui normaaljõud kantakse kahele prussile ja

$k = 0$ , kui normaaljõud kantakse kõikidele prussidele.

### 3. LAMELLKAARED

Lamellkaar (joon. 191, *a*) tehakse kahest, kolmest või neljast laudade (lamellide) kihist, mis naelutatakse või polditakse kokku. Sidemed võivad olla koondatud kas lamellide jätkude piirkonda (*d*) või jaotatakse ühtlaselt kogu



Joon 191



lamelli pikkusele ( $e$ ). Hulgaliste jätkude tõttu ei ole kaar kuigi jäik, mistõttu teda kasutatakse konstruktsioonides, kus puuduvad koondatud ja suured ühepoolsed koormused — kaarkonstruktsioonide raketistes jne.

Lamellkaartega kaetakse avasid kuni 18 m. Kaare suhteline tõus  $f:l = 1/2 - 1/6$ , lamelli (seega ka konstruktsiooni) suhteline kõrgus  $h:l \geq 1/80$  ja lamelli pikkus  $l_1 \geq 13h_1$ . Omakaalu tegur  $k_{cb} = 8-14$  ja  $k_M = 10-15\%$ . Kaarte vahe võetakse väike — 1—2 m, mis võimaldab roovist või raketise põrandat toetada vahetult kaartele.

Pärast sisejõudude määramist kontrollitakse ekstsentrilist survet maksimaalse momendiga koormatud jätku ristlõikes. Arvutusvalemities lähevad  $F_{neto}$  ja  $F_{bruto}$  pindadesse kõikide lamellide ristlõike neto- või brutopinnad, kuna  $W_{neto}$  ja  $I_{bruto}$  arvutamisel võetakse ainult jätkus katkestamata lamellide ristlõikepinnad.

Lamellkaared kujutavad endast liitvarrast pikkuse, mitte ristlõike kõrguse suunas. Sellest tingitult on siin sidemete arvutamisel mõningaid erinevusi.

Sidemeid koormavad põikjõud määratakse momendi tasakaalutingimusest (joon. 191,  $d$ ):

$$Q = \frac{M}{\xi_s}, \quad (8.7)$$

kus  $\xi$  arvestab momendi suurenemist normaaljõu mõjul; ta arvutatakse valemiga (2.75). Sidemete lõigete vajalik arv saadakse jõudude tasakaalu tingimusest:

$$n_c = \frac{M}{\xi_s T}. \quad (8.8)$$

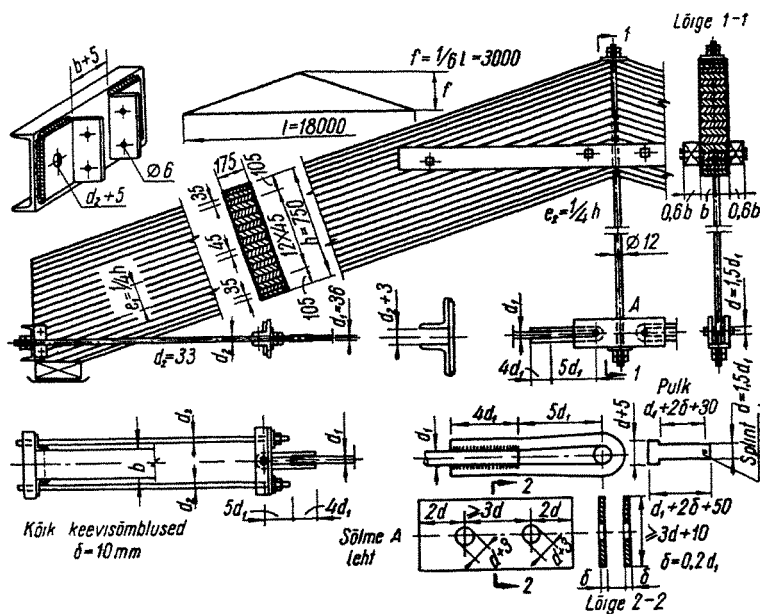
Sidemete asetamisel lamellile ühtlaselt eeldatakse sidemeid koormavate jõudude lineaarset jaotust (joon. 191,  $e$ ). Korrates eelnevalt toodud mõttekäiku, saadakse vajalik sidemete lõigete arv poole lamelli pikkusel:

$$n_c = \frac{M}{\xi \cdot 0,5 r \cdot 2/3 \cdot 1/2 l_1} = \frac{6M}{\xi l_1 T}. \quad (8.9)$$

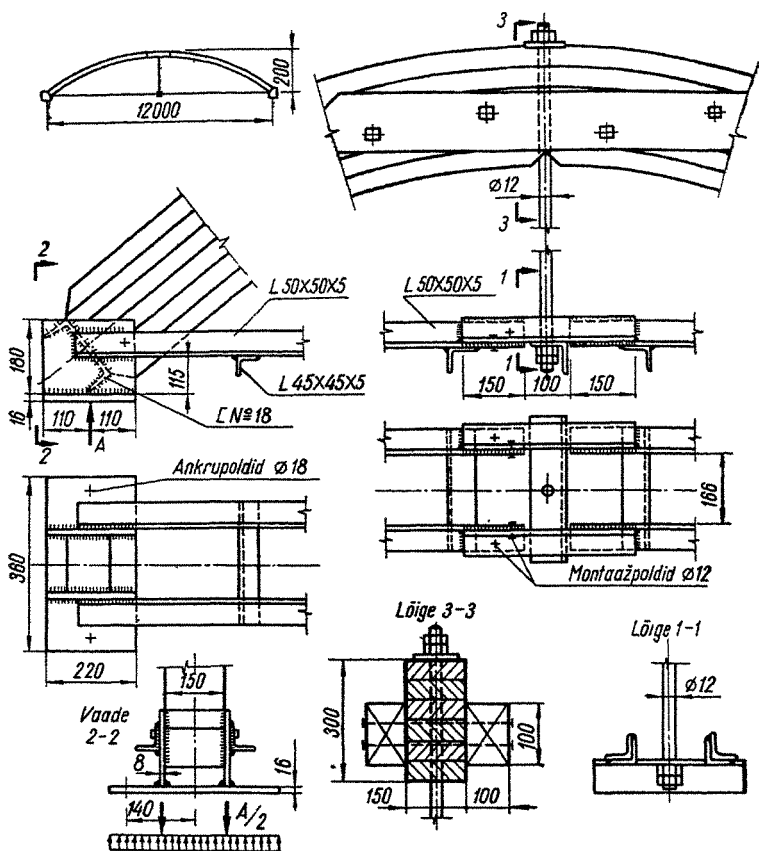
## 4. PAINUTATUD LAUDEST KAARED

Kaared tehakse laudadest painutatud paketristolõikenä. Varem kasutati sidemetena naelu, pulki, polte või range; kuigi sellise konstruktsiooni ristlõike kõrgus ei ole millegi piiratud, on kaare jäikus sel puhul siiski väike. Tänapäeval ühendatakse laud paketi liimimise teel. Liimitud konstruktsioonides puuduvad laudadevaheliste vuukide nihkedeformatsioonid; liimitud kaarte jäikus on küllaltki suur, lubades katta avasid enam kui 100 m.

Praktikas enam esinevate keskmise suurusega avade katmisel kasutatakse kas sirgetest (joon. 192) või kõveratest (joon. 193) elementidest täisnurkse ristlõikega kolme šarniiriga kaari. Kõverjoonelise kaare elemente on küll tülikam valmistada, kuid tänu soodsamale staatilisele tööle võib neid kasutada suurematel avadel (tüüpprojektid ava-



Joon. 192.

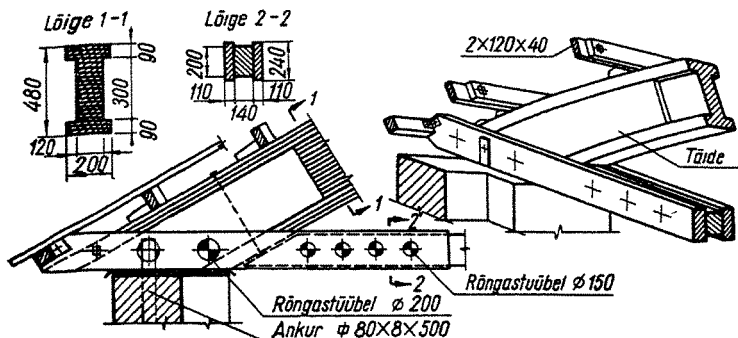


Joon. 193.

dele  $l = 12-30$  m). Sirgetest elementidest kaari kasutatakse avadel  $l = 12-18$  m, kusjuures paindemomentide vähendamiseks tehakse sõlmed analoogiliselt *Derevjagini* kaartega eksentriliselt. Kaare tõus  $f : l = 1/2-1/6$ , ristlõike  $h = 1/40l$ , tegurid  $k_{cb} = 2-4$  ja  $k_M = 20-25\%$ . Põikjäikuse tagamiseks peab täisnurkse ja I-kujulise ristlõike puhul suhe  $h : b$  olema sirgetel elementidel mitte suurem kui 5 ja kõveratel elementidel mitte suurem kui 4. Samal põhjusel ei tohi seina paksus olla vähem kui 80 mm ja mitte vähem kui

$\frac{1}{2}$  vöö minimaalsest laiusest. Kasutatavate laudade maksimaalne paksus on  $\frac{1}{300}$  kaare kõverusraadiusest.

Kõverates kaareelementides tuleb äärmised lauad mõlemas servas jätkata kaldvuugiga, samuti sirgete elementide laud tõmmatud tsoonis  $0,1 h$  ulatuses.



Joon. 194.

Kaare tõmbevöö tehakse harilikult metallist, kuid mõnel juhul kasutatakse ka puitu. Ühe sellise puitvööga kahe šarniiriga kaare toedetail on toodud joon. 194. Tõmbevöö on siin kinnitatud sõlme kattelaudade külge ja need omakorda kaare kannu külge rõngastüüblitega.

#### Näide 7.

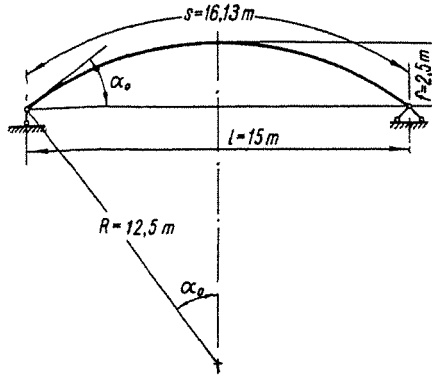
Kaare ava  $l = 15$  m, kaarte vahe 5 m ja kaare tõus  $f = \frac{l}{6} = \frac{15}{6} = 2,5$  m (joon. 195). Kaare telje kõverusraadius on:

$$R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} = 0,8333l = 12,5 \text{ m.}$$

Sisejõud  $\max M = 193\,000$  kgcm, samas lõikes  $N = 11\,800$  kg ja kaare toe ristlõikes  $N = 14\,740$  kg. Toereaktsioonid on:  $A = B = 8140$  kg;  $H = 12\,200$  kg.

Kaare ristlõikeks valitakse  $b \times h = 12 \times 38,5$  cm (11 lauda à  $12 \times 3,5$  cm), kusjuures  $\frac{b}{h} = \frac{30,5}{12} = 3,2 < 4$  (HhTV 122-55, p. 131, 6) ja

$$a = 3,5 \text{ cm} < \frac{R}{300} = \frac{1250}{300} = 4,17 \text{ cm (HhTV 122-55, p. 125).}$$



Joon. 195.

Valitud ristlõike mõõtmete juures  $F = 12 \times 38,5 = 462 \text{ cm}^2$  ja  $W = \frac{12 \cdot 38,5^2}{6} = 2964 \text{ cm}^3$ . Kaare saledus konstruktsiooni tasapinnas

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{0,5s}{0,289h} = \frac{0,5 \cdot 16,13}{0,289 \cdot 38,5} = 72,5$$

ja

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 F R_c} = 1 - \frac{72,5^2 \cdot 11\,800}{3100 \cdot 462 \cdot 130} = 0,67.$$

Valitud ristlõike (vaadeldakse monoliitsena) kontrolli eksentrilisele survele annab:

$$\frac{N}{m_c m_{\text{rH}} F} + \frac{\max M}{m_n m_{\text{rH}} \xi W} = \frac{11\,800}{1 \cdot 1 \cdot 462} + \frac{193\,000}{1 \cdot 1 \cdot 0,67 \cdot 2964} =$$

$= 123 \text{ kg/cm}^2 < R_n$ , kus  $m_{\text{rH}}$  (ННТУ 122-55, tabel 14) väärtuseks on 1, kuna  $R : a = 1250 \cdot 3,5 = 357 > 250$ .

Ristlõike mõlemas servas jätkatakse kaks lauda kaldvuugiga; seega  $2a = 7 \text{ cm} > h : 10 = 3,85 \text{ cm}$ . Laudade jätkude vahe peab olema 20 korda suurem laua paksusest, s. o.  $20 \times 3,5 = 70 \text{ cm}$ . Jätku kaldvuugi pikkus on  $10a = 35 \text{ cm}$ .

Kaare tõmbevõõ projekteeritakse kahest nurkterasest. Vajalik ristlõike pind on:

$$F_{\text{neto}} = \frac{H}{2m_p R_p} = \frac{12\,200}{2 \cdot 0,85 \cdot 2100} = 3,4 \text{ cm}^2.$$

Tõmbevõõ ristlõige koosneb kahest nurkterasest  $60 \times 60 \times 5$  ( $F = 5,82 > 3,4 \text{ cm}^2$  ja  $r = 1,85 \text{ cm}$ ). Tegur  $m_p = 0,85$  arvestab nurk-

teraste mitteühtlast koormamist. Tõmbevõo riputatakse üles tõmbitsaga ava keskel. Sel juhul saledus

$$\lambda = \frac{0,5 l}{r} = \frac{0,5 \cdot 1500}{1,85} \approx 400,$$

mis rahuldab ННТV 122-55 (tabel 34) nõudeid.

Kaare toesõlme metallkonstruktsioon on toodud joon. 193. Kaart toetava karpterasse kõrgus määratakse puidu muljumise tingimusest:

$$F_{\text{cm}} = b h_1 = \frac{N}{m_{\text{cm}} R_{\text{cm}}} = \frac{14\,740}{1 \cdot 130} = 113 \text{ cm}^2,$$

kust  $h_1 = \frac{113}{12} = 9,4 \text{ cm}$ .

Karpteras valitakse nr. 22a ( $F = 22 \times 12 = 246 \text{ cm}^2 > 113 \text{ cm}^2$ ).

Sõlme horisontaalse toelehe valitud mõõtmete  $240 \times 260 \times 16 \text{ m}$  juures eeldatakse tugevuskontrollil muljumisingete ühtlast jaotust. Sel juhul

$$M = \frac{A l_0}{16} = \frac{8140 \cdot 0,13}{16} = 66,1 \text{ kgcm},$$

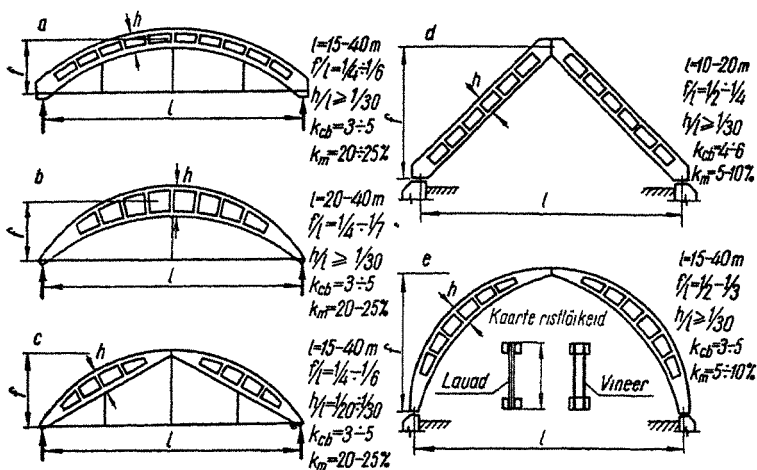
$$W = \frac{24 \cdot 1,4^2}{6} = 7,7 \text{ cm}^2 \text{ ja}$$

$$M = 7390 < m_{\text{H}} R_{\text{H}} W = 1 \cdot 2100 \cdot 7,7 = 16\,100 \text{ kgcm}.$$

Sõlme keevisõmbluste dimensioneerimisel käesolevalt ei peatuta. Harjasõlm, kus esineb väiksem normaaljõud kui kannas, projekteeritakse konstruktiivselt. Sõlme konstruktsioon on toodud joon. 193.

## 5. TÄISSEINALISED KAARED

Põhiliselt kasutatavad kahe ja kolme šarniiriga kaare skeemid on toodud joon. 196. Kaared konstrueeritakse analoogiliselt naelutatud laudseinaga või vineerseinaga liimitud taladega. Kõverjooneliste elementide puhul asendatakse tavaline laudadest vöö painutatud lattide või laudade paketiga. Kaare pöikjäikuse suurendamiseks kasutatakse tavaliselt kahte vineerseina. Kaarkonstruktsioonide alumistes vöödes esinevad ka survejõud, mistõttu vöö pöiksuunalise saleduse vähendamiseks ühendatakse nad omavahel ruumiliste sidemetega. Seintele toetatud kaare toereaktsiooni horisontaalne komponent võetakse vastu tõmbitsatele riputatud metallist tõmbevõoga. Juhul kui kaar toetatakse vahetult vundamendiplokkidele, võib soodsatel tingimustel tõmbevõöst loobuda.

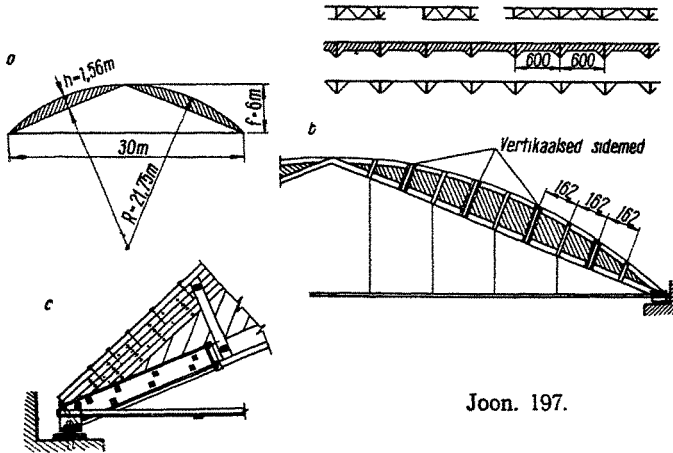


Joon 196

Joonisel 196 toodud kaared on konstruktsioonilt sarnased; järgnevalt vaadeldakse vaid praktikas enamlevinud kolme šarniiriga kaart c. Konstruktsiooni põhilised detailid on toodud joon. 197. Alumise vöö alla naelutatud horisontaalne laud ei ulatu sõlmedesse, mistõttu teda normaalkõrgusele töötavana ei arvestata. Selle laua ülesandeks on suurendada alumise vöö jäikust, s. o. vähendada vöö saledust ruumiliste pikisidemete vahel risti konstruktsiooni tasapinnaga. Vertikaalsete sidemete vahekauguseks võetakse tavaliselt kahekordne paneeli pikkus. Vertikaalsed sidemed võivad olla kujundatud kas sõrestikena, täisseinaliste taladena või tugikäppadena (joon. 197, b). Kaared ühendatakse pikisidemetega kas paariviisi või pidevalt kogu ehituse ulatuses.

Alumises vöös võib esineda nii surve kui ka tõmme, millele vastavalt tuleb konstrueerida ka vöö kinnitus sõlmedes. Selleks katkestatakse nii kannaku kui ka harjasõlmes alumise vöö laud ülemise vöö alumise kontuuri joonel. Survejõu ülekandmiseks kinnitatakse alumise vöö laudadele pulkade ja poltide abil kattelaud, mis toetatakse sõlmedesse. Tõmbejõud kantakse üle rangide abil, mis on kinnitatud sõlme nurkteraste abil ka kattelaudade külge.

Kaare sisejõudude määramisel võetakse arvutuslikuks teljeks alumise vöö telg. Alumiste vööde sirgjoonelisusest tingituna tekitab ühe kaarepoole koormamine teise kaarepoole alumises vöös ainult konstantse survejõu. Seepärast võib  $M$  ja  $Q$  määrata lihttala skeemist, mille avaks on pool kaare arvutuslikust avast.



Joon. 197.

Analoogiliselt täisseinaliste taladega eeldatakse ka siin, et painde-normaaljõud võetakse vastu vööde ja põikjõud seina poolt. Vastavalt sellele on lõikes  $x$  (joon. 189) normaaljõud kaare ülemises vöös paindemomendist:

$$N_x = \frac{M_x}{h_{0x}} \quad (8.10)$$

ja alumises vöös

$$N'_x = -\frac{M_x l}{h_{0x} \cos \theta}, \quad (8.11)$$

kus  $\theta$  — ülemise vöö telje puutuja ja alumise vöö telje vaheline nurk ja

$h_{0x}$  — ristlõike kasulik kõrgus vaadeldavas lõikes, mis mõõdetakse risti alumise vööga.



Selliselt paindemomendist arvatud normaaljõule alumises vöös  $N'_x$  tuleb liita normaaljõud teise kaarepoole mõjust  $N'' = H \cos \beta + Q_0 \sin \beta$ . Vöö arvutuslik normaaljõud

$$N = N'_x + N'' \quad (8.12)$$

Vööde sisejõud vahetult sõlmede lähedal on määramatud (sest  $M \rightarrow 0$  ja  $h \rightarrow 0$ ), mistõttu nad arvutatakse kui varrassüsteemis sõlme tasakaalutingimusest. Maksimaalsed sisejõud arvutatakse järgmistest koormusskeemidest:

toešarniir — ülemises vöös maksimaalne survejõud III skeemist, alumises vöös maksimaalne survejõud II skeemist ja maksimaalne tõmbejõud IV skeemist;

harjašarniir — ülemises vöös maksimaalne survejõud III skeemist sellel poolel, kus esineb ajutine koormus; alumises vöös maksimaalne survejõud III skeemist sellel poolel, kus puudub ajutine koormus, ja maksimaalne tõmbejõud III skeemist sellel poolel, kus esineb ajutine koormus.

Sidemete määramiseks vajalik nihkejõud vöö ja seina vahel arvutatakse lihttala skeemist, mille avaks on pool kaare avast ja mis on horisondi suhtes kaldu nurga  $\beta$  all. Nihkejõud lõikes  $x$  (joon. 189) on:

$$T_x = \frac{1}{h_{0x}} \left( Q_{0x} \cos \beta - \frac{M_x}{h_{0x}} \operatorname{tg} \Theta \right) \quad (8.13)$$

kus  $Q_0$  on pikijõud lihttalas.

Nihkejõu suurim väärtus arvutatakse koormusskeemist IV. Sarniiride lähedal, kus  $h \rightarrow 0$  ja  $M \rightarrow 0$ , määratakse nihkejõud valemiga:

$$T = - \frac{q \cos \beta (h)' + Q(h)''}{2[(h)']^2}, \quad (8.14)$$

kus  $(h)'$  ja  $(h)''$  — kaare kõrguse esimene ja teine tuletis;

$Q$  — põikjõud toel.

Kaare konstruktsioonelementide tugevust kontrollitakse analoogiliselt täisseinaste talade arvutusega. Alumise vöö nõtkekontrollil arvutatakse inertsmoment, arvestades täien-davat horisontaalset lauda, valemiga:



$$I = \frac{I_1}{\mu^2} + I_2, \quad (8.15)$$

kus  $I_1$  — põhiliste vöölaudade inertsmoment;

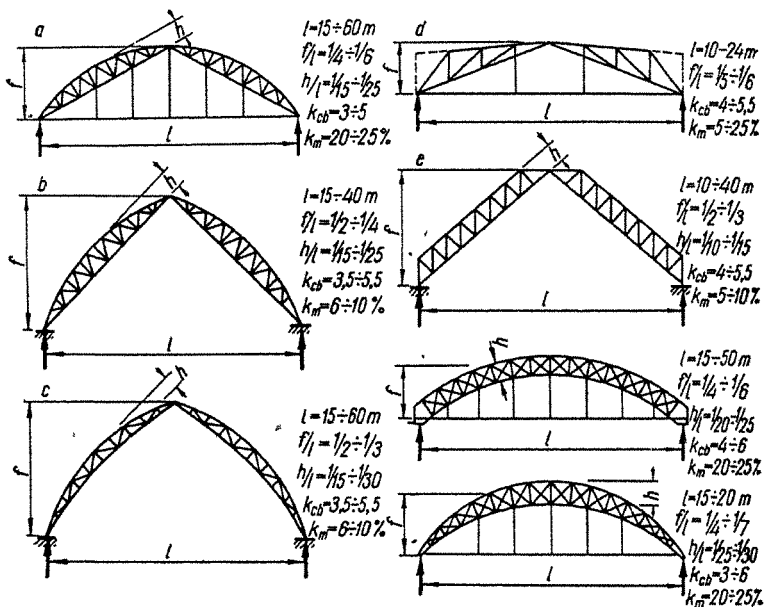
$I_2$  — täiendava horisontaallaua inertsmoment ja

$\mu$  — sidemete deformatsioone arvestav tegur.

Vineerist liimitud kaare konstruktsiooni näide on toodud joon. 198. Kolme šarniiriga kaare ava on 40 m. Kaare ristlõige on karbikujuline, seina vineeri välimiste spoonide kiud on alumise vööga risti. Variandina on esitatud laudadest liimitud kaare paketristolõige.

## 6. SÖRESTIKKAARED

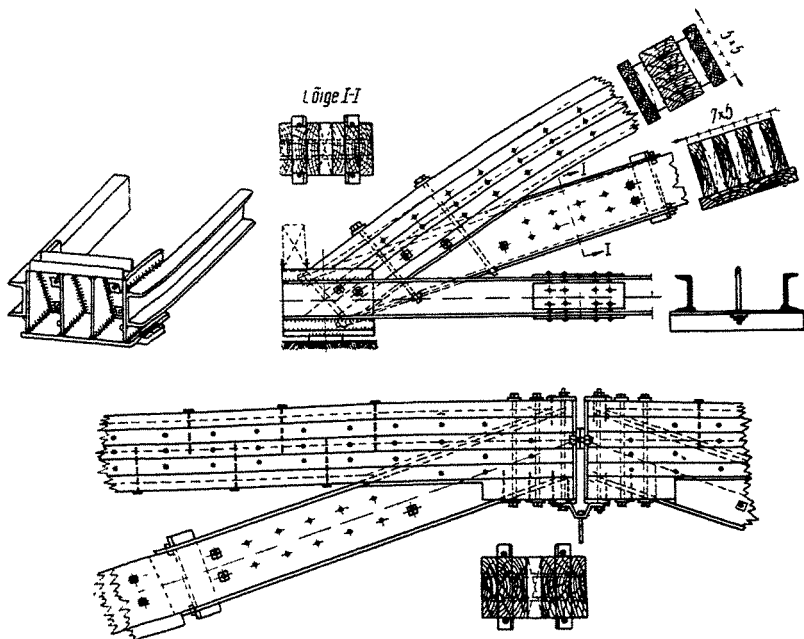
Tüüpilisemad kahe ja kolme šarniiriga kaarte skeemid on toodud joon. 199. Neist enamlevinud on kahest segment-sörestikust moodustatud kolme šarniiriga kaar  $a$  ja tema



Joon. 199.

modifikatsioonid *b* ja *c*. Selline kaar on väga ratsionaalne. Tavalisest segment-talasõrestikust on ta madalam, seega on paneelid ning vardad lühemad ja kaare konstruktsioon lihtsam. Samal ajal on ka varraste sisejõud segment-talasõrestikust väiksemad.

Segment-sõrestikust kaarepoolte konstruktsioon sarnaneb segment-talasõrestikkude konstruktsiooniga. Mõningaid näiteid šarniiride konstruktsioonist on toodud joon. 200. Kaarepoolte alumised vööd kinnitatakse põiksuunas samuti nagu täisseinaliste kolme šarniiriga kaarte puhul. Kaarte

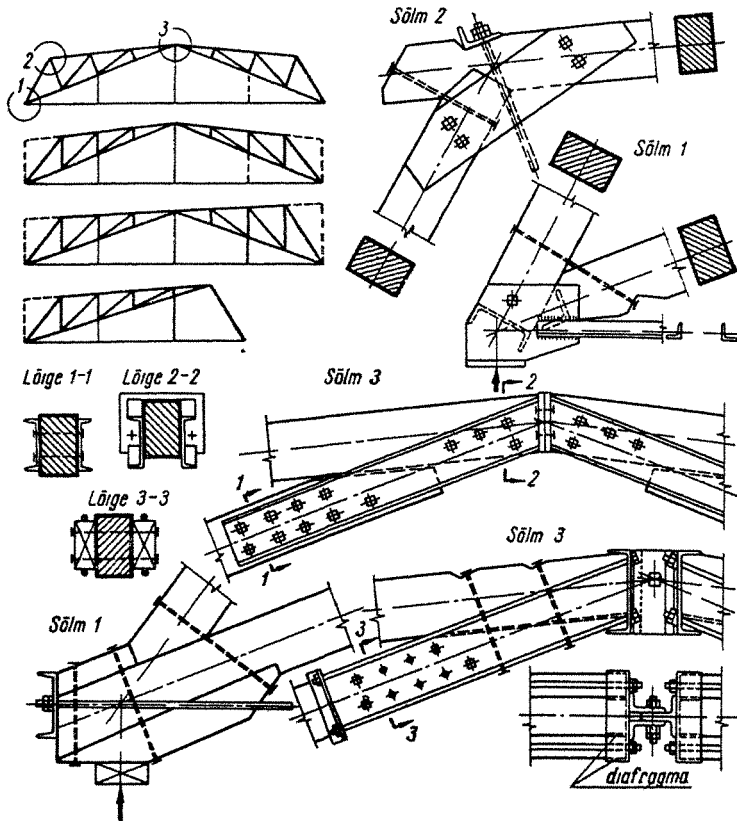


Joon. 200.

varraste sisejõud määratakse V peatükis toodud põhimõtete kohaselt ja dimensioneeritakse nagu sõrestikstruktsioonid.

Joon. 199, *d* toodud kolme šarniiriga kaare vööd ja dia-

gonaalid tehakse prussidest, harvem laudadest, tõmmatud postid aga ümarterasest. Sõlmed tehakse tappühendustena. Konstruktsiooni olulisemad detailid on toodud joon. 201.

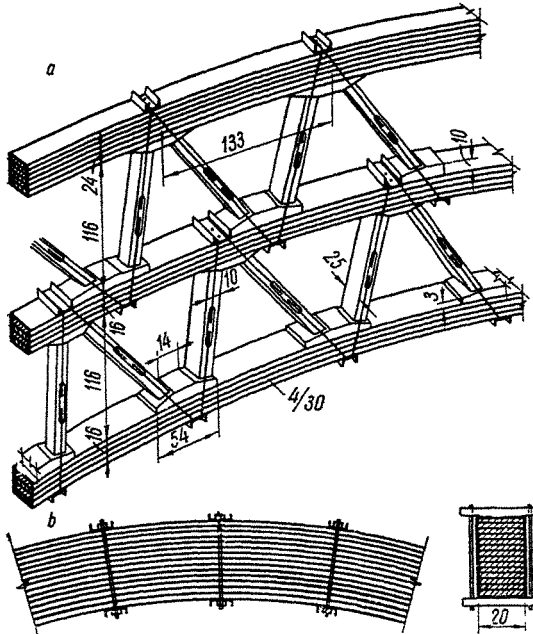


Joon 201

Paralleelvõõdega sõrestikkudest kolme šarniiriga kaared (joon. 199, e) tehakse laudadest, kasutades sõlmedes rõngastübleid.

Kahe šarniiriga sõrestikkaare konstruktsiooni näitena on joon. 202, a toodud kuni 100 m avaga raudbetoonsildade

raketiste jaoks kasutatav kaar. Selline kaar võib olla ühe-, kahe- või kolmekorruseline. Võõd kujundatakse laudadest pakettina ja võrk metallrangidega ettesurutud prussidest.



Joon 202

Laudadest pakettvõõsid on kasutatud ka iseseisvate kaar-raketiskonstruktsioonidena. Laudad ühendatakse rangidega (joon. 202, b) arendatud põiksurve abil. Nii tekitatakse töötlemata pinnaga karedate laudade vahel küllaldane hõõrdejõud, millest tingituna võib paketti arvutada monoliitsena. Rangide vahekaugus oleneb põikjõust  $Q$  ja rangide poolt tekitatavast põiksurvest. Rangide vahekaugus peaks laudade nõtketingimusest lähtudes olema väiksem 25 laua paksusest. Kogemused näitavad, et kuiva puidu kasutamisel võib põiksurve mõõtmisest loobuda, sest ehituskohal niiskudes ja paisudes tekitab puit ise küllaldase surve.

Sellised ja ka sõrestikraketised on majanduslikult õigus-  
tatud, andes tavaliste sillaraketistega võrreldes 5—7-kord-  
set puidu kokkuhoidu. Nii puit kui ka metall on pärast lahti-  
monteerimist uuesti kasutatavad.

## 7. TÄISSEINALISED RAAMID

Kasutatavad kahe ja kolme šarniiriga raamid tehakse  
naelutatud täisseinalistena, laudadest liimitud pakettristlõi-  
kega või vineerseinte ja laudvöödega liimitud konstruktsi-  
oonidena. Kuna kahe šarniiriga staatiliselt määramata  
raamis esineb sidemete deformatsioonidest tingituna nur-  
gamomentide vähenemine (momentide ümberjaotus), mida  
arvutustega täpselt haarata pole võimalik, siis on soovitatav  
kasutada staatiliselt määratud raame.

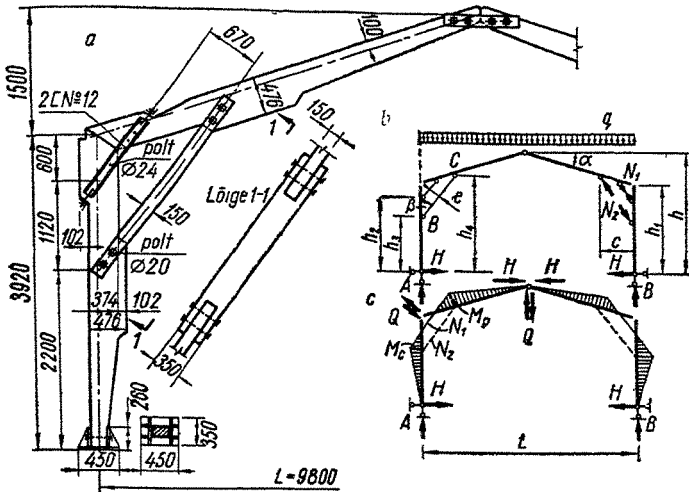
Naelutatud laudadest raamide avad  $l = 10—18$  (24) m,  
raami riivi kõrgus  $h = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10}\right)l$  (kolme šarniiriga raami  
 $h$  mõõdetakse nurgas ja kahe šarniiriga raamil ava vee-  
randi kohal), omakaalu tegur  $k_{ca} = 7—9$  ja  $k_m = 5—7\%$ .  
Liimitud raamide avad on kuni kaks korda suuremad.

Joon. 203, *a* on toodud laudadest liimitud pakettristlõi-  
kega kolme šarniiriga raami konstruktsioon. Selline raam  
koosneb neljast harilikult muutuva ristlõike kõrgusega ele-  
mendist (kaks posti ja riivi) ja ühendusosadest. Raam on  
eriti sobiv kasutamiseks ajutistes ehitistes, näiteks ehitus-  
platsidel laohoonetena jne. Konstruktsioon on kergesti  
lahtimonteeritav, eriti kui piirdekonstruktsioonid on kil-  
pidest.

Arvutustel on sobiv võtta raami teljeks postis kannasār-  
niiri läbiv vertikaaljoon ja riivis harjašarniiri läbiv riivi  
ülemise pinnaga paralleelne kaldjoon. Vaadeldes kogu ava  
ulatuses ühtlaselt jaotatud koormust, saadakse raami nurga  
kinnitusdiagonaalides (joon. 203, *b*) sisejõud:

$$N_1 = \frac{Hh_2}{e} \text{ ja } N_2 = \frac{Hh_3}{e}. \quad (8.16) \quad (8.17)$$

Maksimaalne moment riivis:



Joon 203

$$M_C = Ae - Hh_4 - \frac{qc^2}{2} \quad (8.18)$$

ja postis:

$$M_B = Hh_3. \quad (8.19)$$

Normaaljõud riivis:

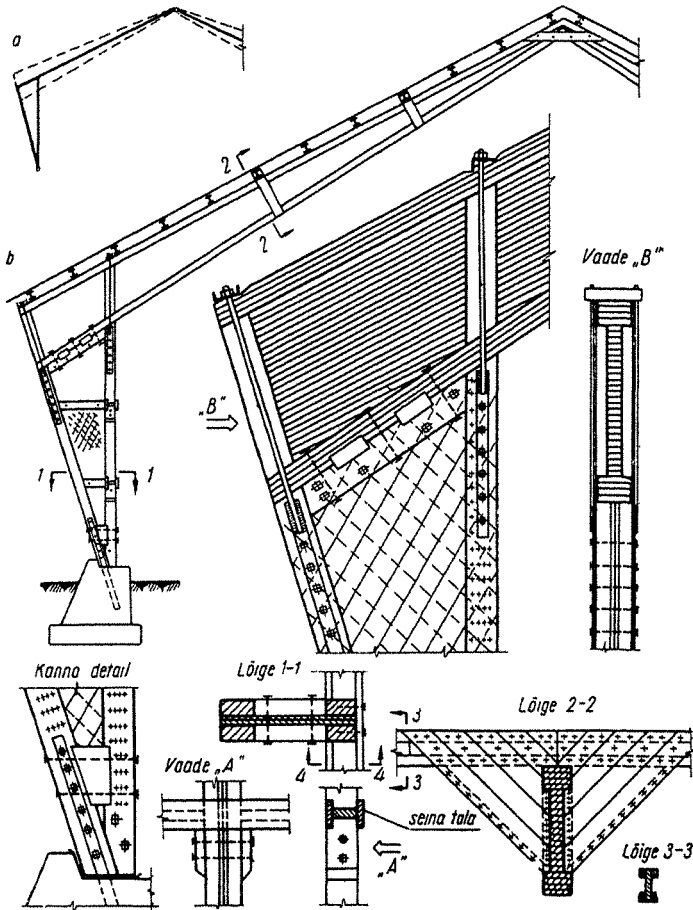
$$N = H \cos \alpha + q \left( \frac{L}{2} - c \right) \sin \alpha. \quad (8.20)$$

Kaare momentide epüür on toodud joon. 203, *c*. Kui raami ristlõigete raskuskeskmed ei ühti arvutuskeemis kasutatud teljega, siis tuleb saadud momentidele lisada moment normaaljõu ekstsentrilisusest  $M = eN$ .

Raami elementide tugevust kontrollitakse tavalisel viisil. Harjašarniiri kattelaud tuleb arvutada põikjõule  $Q$  (ajutine koormus pooles avas).

Teine näide on toodud joon. 204. Ka see konstruktsioon koosneb neljast põhilisest detailist — kahest laudadest liimitud paketristlõikega riivist ja kahest postist (nende sein võib olla kas laudadest või vineerist). Posti sise-





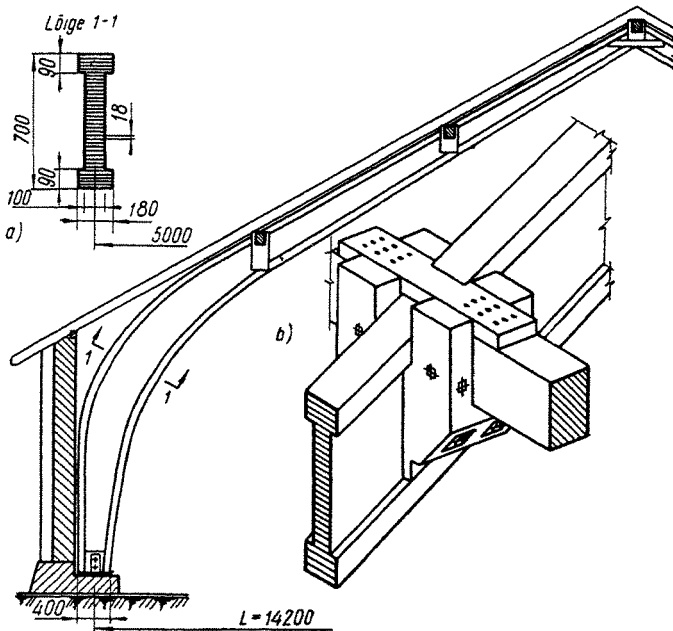
Joon. 204.

mine surutud vöö on valitud seina tasapinnas vertikaalsena, millega on tõkestatud tema põiksuunaline nõtkumine. Riiv ja post ühendatakse metalltõmbitsate abil. Viltuse välisvöö suunaline tõmbits tuleb seal mõjuvale tõmbejõule dimensioneerida, kuna sisemise vertikaalse surutud posti suunaline tõmbits on konstruktiivne. Tõmbitsatele on loo-

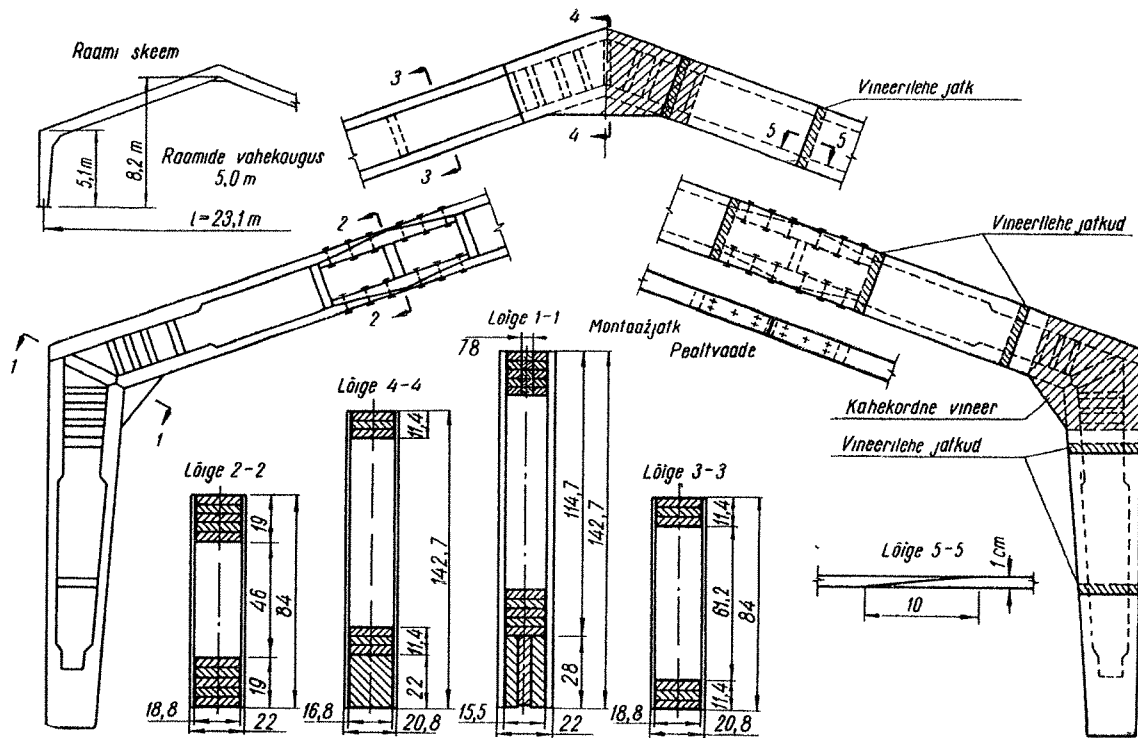
dud riivi ülemisel vööli puidu muljumisele dimensioneeritud karp- ja nurkraudadest toetuspinnad. Posti vööde külge kinnitatakse tõmbitsad kas poltide või metalltüüblite abil. Peale selle on posti sein veel polditud riivi alumise vöö külge. Konstruktsioonile annavad ruumilise jäikuse külge- ja katust kandvad liimitud talad, mis on neljas kohas varustatud täisseinälise tugikäppadega.

Raami arvutuskeem kujutab endast paindele töötavat riivi ja normaaljõududele töötavaid posti vardaid (joon. 204, a). Konstruktsiooni tugevuskontroll tehakse tavalisel viisil.

Laudadest liimitud paketristolõikega raami konstruktsioon on toodud joon. 205, a. Selle konstrueerimise ja dimensioneerimise kohta kehtivad samad nõuded, mis on toodud punktis 5 liimitud kaarte kohta. Raami ristlõike kõrgust



Joon. 205.



Joon. 206.

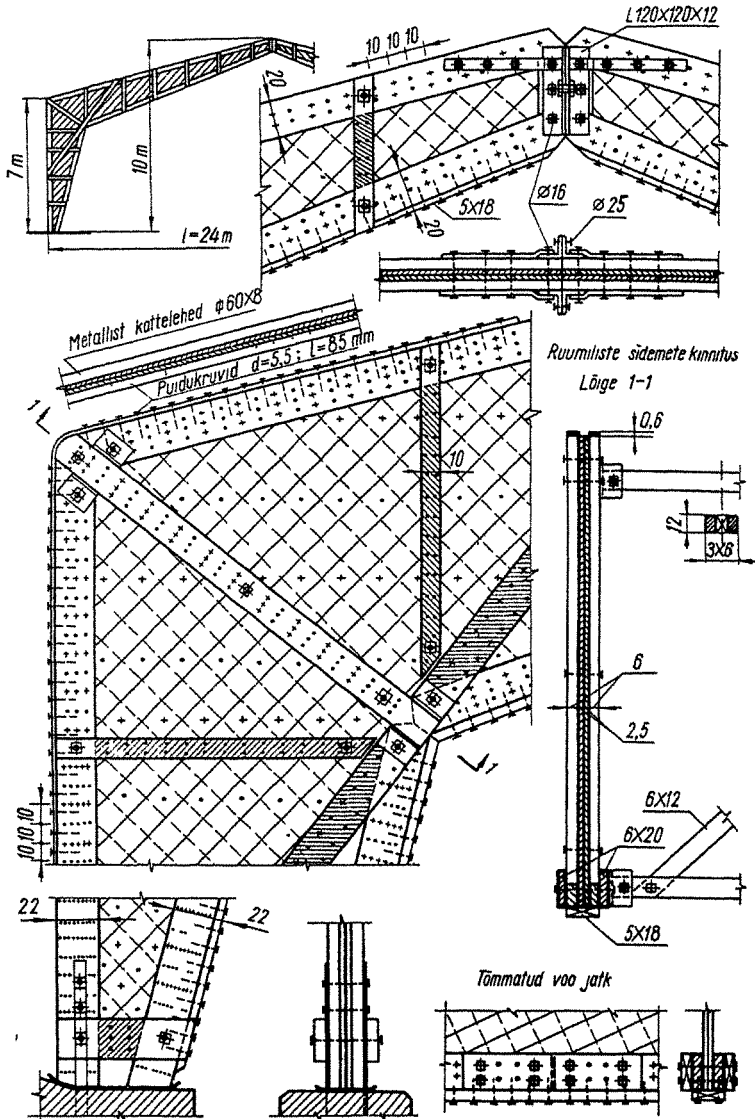
muudetakse tema teljel laudade juurdekasvatamise või vähendamise teel. Katusetalade toetumine on näidatud joon. 205, b.

Liimitud vineerseinaga raami konstruktsiooni näide on toodud joon. 206. Kahe šarniiriga raami ristlõiked on kujundatud karbikujulistena, kusjuures vööd moodustatakse liimitud laudade pakettidest. Transpordi hõlbustamiseks on riivis momendi nullpunkti läheduses ette nähtud kaks montaažijätku. Jätku konstruktsioon on samasugune nagu liimitud vineerseinaga talade puhul.

I-ristlõikega laudadest naelutatud kolme šarniiriga raami põhilised detailid on esitatud joon. 207. Tõmbejõud raami nurga välimises vöös võetakse vastu metallist kattelhega, mis kinnitatakse vööde külge tavaliselt puidukruvidega. Sisemise surutud vöö ruumiliseks kindlustamiseks on nurga diagonaali tasapinnas pikisidemed, mille vööd kinnitatakse raami külge nurkteraste abil. Nagu täisseinaliste kaarstruktuuride juures, nii ka siin kasutatakse sisemise surutud vöö pöikjäikuse suurendamiseks täiendavat lauda, mis normaaljõule ei tööta.

Naelutatud laudadest konstruktsiooni teise näitena on joon. 208 toodud karpristlõikega kolme šarniiriga raam. Erinevalt eelmisest konstruktsioonist ei ole seina mõlemad lauakihid risti, vaid jooksevad ühes ja samas suunas. Seda tehakse selleks, et staatilises skeemis võiks pideva seina asendada diagonaalidega, mispuhul langeb ära raami nurga raskesti kinnitatava metallist kattelhe vajadus. Kui täisseinalises raamis seina ja vööd ühendavad naelad arvutatakse seina ja vööde vahel esinevale nihkejõule, siis antud juhul tuleb naelad dimensioneerida arvutusskeemi diagonaali sisejõule. Sidemete kandevõime suurendamiseks on vööd tehtud kolmest elemendist, millega kahelt poolt löödud naelad töötavad kahelõikelistena. Seinalaudade vahele, nendega risti, on asetatud prussidest diagonaalid, millega vähendatakse surutud seinalaudade arvutus-pikkust.

Kahe šarniiriga naelutatud täisseinaliste raamide dimensioneerimisel tuleb arvestada ka sidemete deformatsioonidest tingitud momentide ümberjaotust. Positiivse momendi juurdekasv riivis on ligikaudu arvutatav valemiga



Joon. 207.

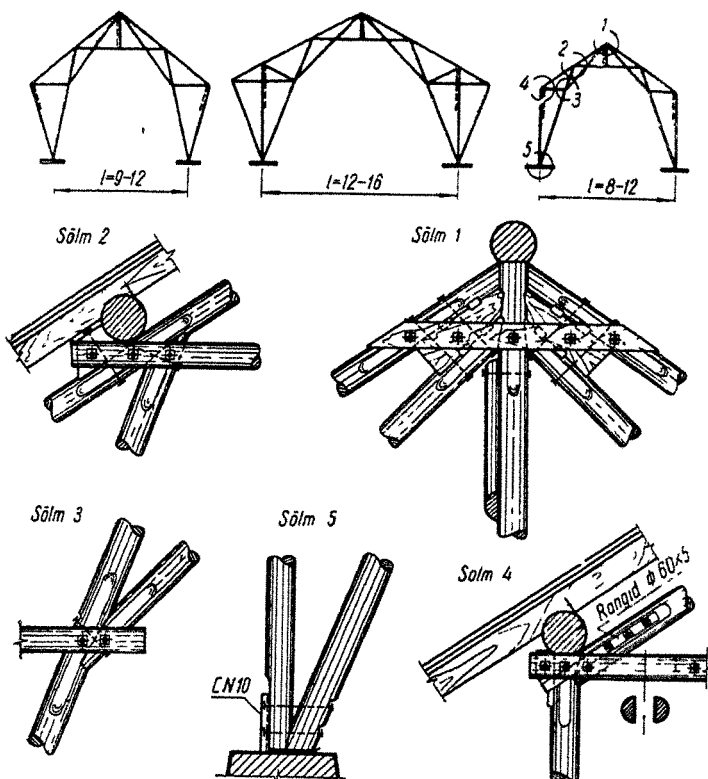


$$\Delta M = \frac{2EI}{l} \Delta\varphi, \quad (8.21)$$

kus  $\Delta\varphi \approx \frac{2\delta}{h_0}$  ja  $\delta$  — sideme lineaarne deformatsioon

## 8. SÖRESTIKRAAMID

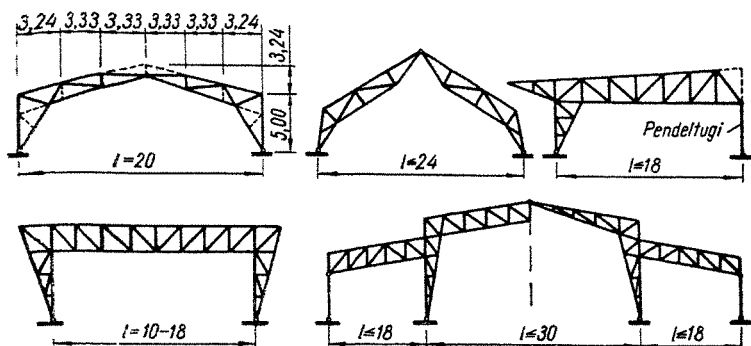
Sörestikraame kasutatakse vähem kui taisseinalisi, sest nende valmistamine on raskepärasem ja deformatsioonid on samade gabariitide puhul suuremad. Ka arhitektuuriliselt on sörestikraamid vähempakkuvad.



Joon. 209.

Sõrestikraamid valmistatakse põhiliselt laudadest, kasutades sidemetena rõngastüübleid ja tappühendusi. Raamid kujundatakse kas kahe- või kolmešarniirilistena avadele kuni 24 m. Raami deformatsioonide piiramiseks peaks riivi kõrgus olema  $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{10}l$  (kolme šarniiriga raamil mõõdetud posti ja riivi ühenduskohal). Omakaalu tegur  $k_{CB} = 10-6$ .

Väiksematel avadel kasutatakse ka tappühendustega paljudest valmistatud raame, mille mõningaid skeeme ja detaile on toodud joon. 209. Ruumilised pikisidemed on siin kujundatud tugikäppadena ja on skeemidel näidatud punktiirjoontega.



Joon 210

Joon. 210 on esitatud mõned laudadest sõrestikraamide skeemid, millistest esimese konstruktsioon on toodud joon. 211. Siin on raam tehtud mitmekihilise laudkonstruktsioonina, kus põhilised sõlmed on kujundatud lauptappühendustena. Vähemkoormatud sõlmedes kasutatakse sidemetena polte ja naelu. Staatilise skeemi seisukohalt on tegemist kolmešarniirilise raamiga (joon. 210 punktiiris tähistatud vardad on konstruktiivsed). Raamide vahekauguse 7 m katmiseks on valitud naelutatud sõrestik-katusetalad, mis töötavad ühtlasi pikisidemetena, kinnitades riivi alumist vööd ruumiliselt. Konstruktsiooni valmistama on suutelised vaid vilunud oskustöölised.





# PUITKONSTRUKTSIOONIDE RUUMILINE PÜSIVUS

---

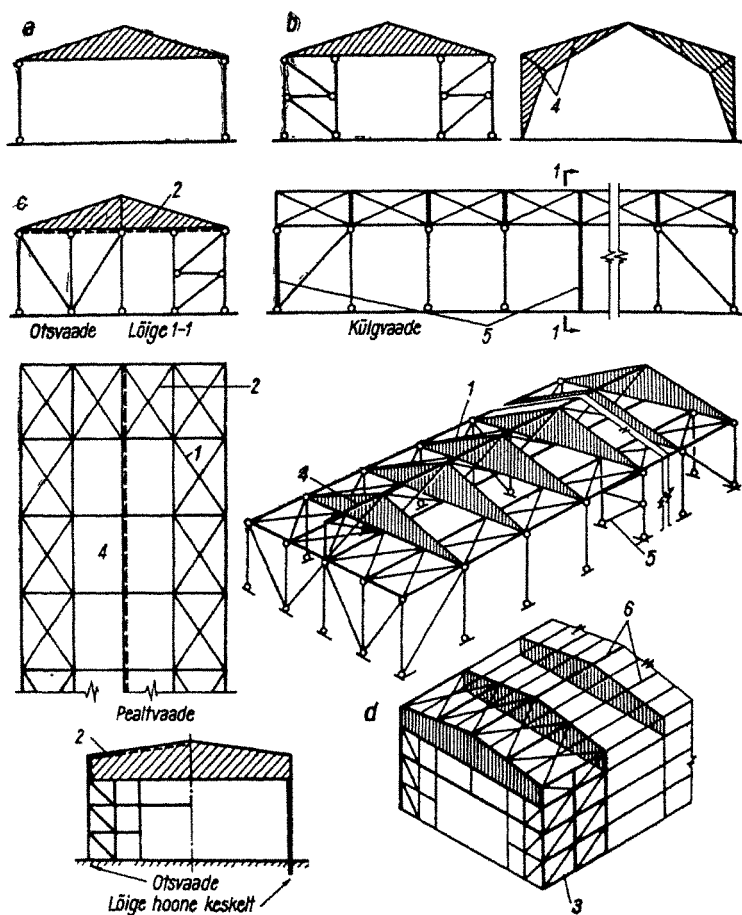
## 1. RUUMILISED SIDEMED

Tasapinnalistest konstruktsioonidest koosnevas ehituses tuleb tagada ruumiline püsivus nii montaažil kui ka ekspluatatsioonis. Puitehitiste tasapinnalised kandekonstruktsioonid (postid, talad, kaared, raamid jne.) jäigastatakse seintega, katusekattega ja spetsiaalsete konstruktsioonidega (tuulesidemed, pikisidemed jne.), millest on juttu olnud juba eelmistes peatükkides.

Tasapinnalised kandekonstruktsioonid võib jaotada kolme rühma.

Esimese rühma moodustavad pendeltugedele toetatud kandekonstruktsioonid (joon. 212, *a*). Pendeltoed töötavad ainult vertikaalsetele koormustele, kuna horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks kasutatakse seibe. Põikseibidena 5 töötavad raamid, kaared, diagonaalidega varustatud põikseinad jne. (joon. 212, *b*). Horisontaalse koormuse ülekandmiseks põikseibidele kasutatakse piki-tuulesidemeid 1, mis tavaliselt asetatakse kandekonstruktsiooni ülemise vöö tasapinda või, juhul kui katuse kallak on suur, ka kandekonstruktsiooni alumise vöö tasapinda. Pikkade hoonete puhul võib piki-tuulesidemete kõrgus ulatuda hoone laiuseni. Väga sageli täidab piki-tuulesidemete ülesannet katuse roovilis.

Piki hoonel mõjuvate horisontaalsete koormuste (tuul, kraana pidurdusjõud jne.) vastuvõtmiseks kasutatakse hoone otstes ja pikkade hoonete puhul ka vahepeal tuulesidemeid (tuulesõrestikke) 2 jällegi kas peakandja ülemise või alumise vöö tasapinnas. Tuulesidemete toereaktsioonid antakse üle pikiseintele, kust nad postide vundamentide kaudu kantakse edasi pinnasele. Pikiseinte üksikuid (näiteks otsmisi ja mõningaid vahepealseid) välju saab kül-



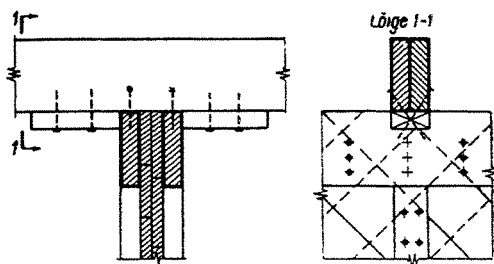
Joon. 212.

laldaselt tugevdada diagonaalidega. Joon. 212, *c* toodud skeemis asuvad tuulesidemed mõlemas suunas kandja alumise vöö tasapinnas.

Kui otsa tuulesidemed asetatakse kandja ülemise vöö tasapinda, mis üldiselt on soodsam lahend, siis sõrestiku

horisontaalsete pikisuunaliste toereaktsioonide ülekandmiseks pikisidemetele peab tuulesidemetega ühendatud peakandjad vähemalt tugede kohal omavahel siduma vertikaalsete sidemetega 3, nagu näidatud joon. 212, *d*.

Peakandjate ülemise surutud vöö nõtkekindluse tagamiseks tuleb katusetalad 6 kindlalt ühendada kandekonstruktsioonide surutud vöödega. Talade jätkud peavad võimaldama kogu hoone pikkusel nii surve- kui ka tõmbejõu ülekandmist. Joon. 213 on toodud üks katusetala kinnituse variant. Suuremates ehitustes kasutatakse pikijõu ülekandmiseks pikisidemeid 4 (joon. 212). Nii katusetaladega kui ka pikisidemetega jaotatakse hoone otsale mõjuv tuul kõikide tuulesidemete vahel.



Joon 213.

Teise rühma moodustavad hoone põiksuunas paindejärgalt vundamendile kinnitatud postidele toetatud kandekonstruktsioonid. Ehitise jäigastamine toimub analoogiliselt eelmise juhuga. Kui postid ise on suutelised vastu võtma risti hoonet mõjuvat horisontaalset koormust, siis jätetakse pikituulesidemed ära.

Kolmanda rühma moodustavad kahe ja kolme šarniiriga raamid ning kaared. Ehitise jäigastamine toimub samuti nagu paindejäikade postide kasutamisel. Pikisidemed peavad siin lisaks tavalisele otstarbele veel ruumiliselt kindlustama katuse pinnast eemalolevaid alumisi surutud vöösid.

## 2. RUUMILISTE SIDEMETE KONSTRUKTSIOON JA ARVUTUS

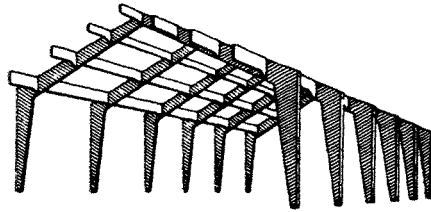
Kandekonstruksiooni mingil põhjusel kõverdunud surutud vöö kohalhoidmiseks tuleb rakendada sõlmedes konstruksiooni tasapinnaga risti olevad jõud  $Q = 0,02 N$  ( $N$  — kandekonstruksiooni ülemises vöös olev maksimaalne survejõud). Selleks et katusetalad oma ülesannet surutud vöö nõtkepikkuse vähendamisel täidaksid, s. t. et nad jõule  $Q$  töötaksid, tuleb nad ühendada kas tuulesõrestikkudega või hoone tugeva otsaseinaga. Nii otsaseina kui ka tuulesõrestikkude dimensioneerimisel tuleb arvestada igas sõlmes jõudu  $Qn$  ( $n$  — tuulesõrestikule või otsaseinale langevate kandekonstruksioonide arv) ja tuulesõrestikkude vahel ühtlaselt jaotatud tuulekoormust.

Väga suure jäikusega oma tasapinnas on kahekihiline diagonaallaudadest roovitis, mis on talade külge kinnitatud. Selline roovitis, kui seda kasutada hoone otstes ja mõningates kandekonstruksioonide vahel olevates väljades, asendab väikestes ja keskmise suurusega ehitistes tuulesidemeid. Koormuse ülekandmiseks katuse pinnast hoone pikiseintele tuleb ülalnimetatud kandekonstruksioonide vahelistes väljades pikiseinte kohal ette näha vertikaalsed sidemed (joon. 212, *d*). Vaatamata mõnele teostatud katsele ei ole käesoleval ajal kahjuks veel kasutada meetodit katusekonstruksiooni dimensioneerimiseks tema pinnas mõjuvale koormusele, mistõttu selle rakendamine oleneb peamiselt projekterija kogemustest.

Tuulesõrestikkude vahekauguseks võetakse kuni 20 m.

Raam- ja kaarkonstruksioonide surutud alumiste (sisemiste) vööde kindlustamiseks kasutatakse pikisidemeid. Kandekonstruksioonid ühendatakse pikisõrestikkudega kas kogu hoone ulatuses või paarikaupa. Kui kandekonstruksioonide vahekaugus on suurem kui 6 m, võidakse pikisidemetena kasutada katusetalasi (joon. 214). Pideval ühendamisel on see oht, et ühe kandekonstruksiooni purunemisel saavad naaberkonstruksioonid pikisõrestikkude kaudu üle koormatud, mis võib põhjustada kogu ehitise järkjärgulist purunemist. Paarikaupa võib kandekonstruksioone ühendada kas ainult vertikaalsete sidemetega või, mis on

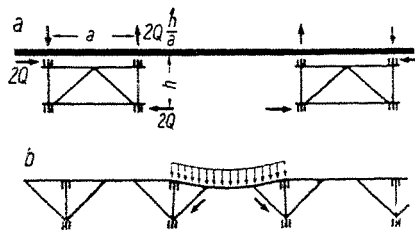
Joon. 214.



parem, vertikaalsete ja horisontaalsete sidemetega (joon. 215, *a*), kusjuures viimased asuvad surutud vöö tasapinnas.

Paarikaupa ühendatud konstruktsioonide vertikaalsed sidemed arvutatakse surutud alumise vööga risti mõjuvale jõule  $2Q$ , sest  $n = 2$ . Need jõud kantakse reaktsioonina vertikaalsete sidemete kaudu kandekonstruktsiooni ülemise

Joon. 215



vöö pinnas katusetaladele (need peavad olema hästi vööde külge kinnitatud) ja sealt edasi tuulesõrestikkudele. Sellisel tekkiv jõudude paar momendiga  $(2Q)h$  tekitab kandekonstruktsioonide risttasapinnas reaktiivse jõudude paari  $(2Qh) : a$ , mis koormab konstruktsioone täiendavalt vertikaalselt.

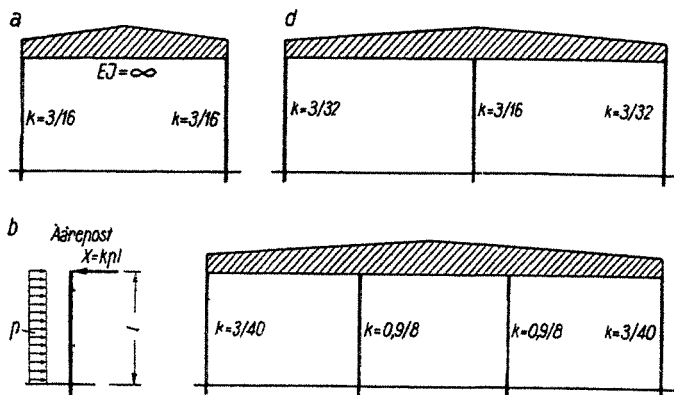
Tugikäppade kasutamine vertikaalsete sidemetena ei ole efektiivne ja neist on soovitatav loobuda. Veel enam, nad isegi suurendavad alumise surutud vöö nõtkohtu ühe peakandjate vahelise välja koormamisel (joon. 215, *b*).

Vertikaalsed sidemed tuleb alati ette näha, kui kandekonstruktsiooni alumisel vööl mõjuvad aktiivsed jõud, nagu pidurdusjõud ülesriputatud transpordiseadmest jne. Mõnel

juhul on vertikaalsed sidemed vajalikud ka tõmmatud võõde ruumiliseks kindlustamiseks, nagu see esineb sprengekandjate juures.

Ruumiliste sidemete dimensioneerimisel valitakse üksikud elemendid sageli konstruktiivselt. Sel juhul on maksimaalne lubatud saledus 200.

Eelnevas punktis käsitletud paindejärgalt vundamendile kinnitatud postide sisejõud arvutatakse raami skeemist, kusjuures eeldatakse, et üheavalise raami riiv on lõpmata jäik ja postid ühesuguse jäikusega (joon. 216, a). Koos-



Joon 216.

kõlas sellega on üheavalise ehitise mõlema posti ülemises otsas riivisuunaline reaktsioon ühesuurune, võrdues  $X = \frac{3}{16}pl$  (joon. 216, b). Mitmeavalistes ehitistes jaotub reaktsioon, arvestades täiendavalt veel välisseinas ja hoone sees olevate postide jäikuse keskmist suhet, järgmiselt: kahelöövilises ehitises välispostidele 25%, sisemistele postidele 50% (joon. 216, d), kolmelöövilistes ehitistes välispostidele 20% ja sisemistele postidele 30% (joon. 216, c).

# RUUMILISED KATUSE KANDEKONSTRUKTSIOONID

---

## I. ÜLDISED MÄRKUSED

Varem käsitletud tasapinnaliste kandekonstruktsioonide juures ei tööta mitmesugused abikonstruktsioonid, nagu katuseroov, talad jne. koos põhikonstruktsioonidega. Nende ülesandeks on vaid väliskoormust jaotada ja põhikonstruktsioonidele edasi anda. Ruumiliste konstruktsioonide juures aga seevastu töötavad abikonstruktsioonid koos põhikonstruktsioonidega või on ühtlasi põhikonstruktsiooniks.

Sagedamini kasutatavateks ruumilisteks konstruktsioonideks on võlvid ja mitmesugused koorikud — kuplid, silindrilised koorikud jne. Nende nn. pindkandjate konstruktsioon koosneb põhiliselt mitmekihilisest laudpõrandast ja ribidest. Sellised mitmekihilised laudadest konstruktsioonid hakkavad niiskes olukorras kergesti mädanema, mille vältimiseks tuleb projekteerimisel auru- ja hüdroisolatsioon hoolikalt läbi töötada, samuti ette näha vahendid kondensvee tekkimise ärahoidmiseks (soojaisolatsioon, ventilatsioon jne.). Konstruktsiooni puit tuleb mädanemise vältimiseks immutada. Sageli ei nõua küllalt paks mitmekihiline laudpõrand enam täiendavat soojaisolatsiooni kihti.

Mitmekihilised pindkandjad on staatiliselt väga mitmekordselt määratud. Konstruktsiooni mingi elemendi (laua) purunemine ei põhjusta terve konstruktsiooni varisemist, vaid tekitab purunenud elemendi ümbruses sisejõudude kohaliku ümberjaotuse. Ruumiliste kandekonstruktsioonide purunemisele eelnevad tavaliselt väga suured deformatsioonid. Sageli toimub purunemine konstruktsiooni staabiilsuse kaotuse tagajärjel.

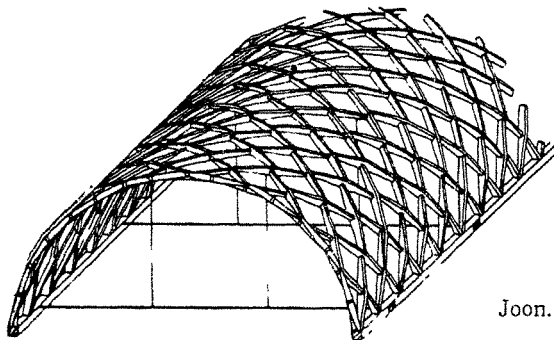
Kirjeldatud konstruktsiooni ruumilise töö puhul saavutatakse tunduvalt materjali kokkuhoidu. Samal ajal on mõnede ruumiliste konstruktsioonidega võimalik katta avasid



kuni 60—80 m. Pindkandjate üheks olulisemaks puuduseks on, välja arvatud mõned vähemad erandid, nende väikene industrialiseeritavus.

## 2. VÕRKVÕLVID

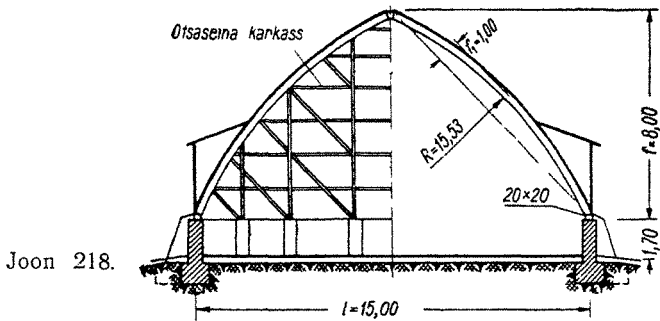
Võrkvõlve (nimetatakse ka lamellvõlvideks) kasutas esimesena 1896. a. vene insener *V. G. Šuhhov*. Uue konstruktsiooni mitmed olulised eelised põhjustasid tema levikut üle kogu maailma. Võlvi konstruktsiooni on mitmeti täiendatud ning parandatud, nii et tänapäeval võib temaga katta avasid kuni 80 m.



Joon. 217.

Joon. 217 toodud võlv koostatakse tööstuslikult valmistatud laudelementidest — lamellidest (ptk. VIII p. 3), mis kahes ristsuunas asetatult moodustavad silindrilise pinna. Võlvi välisõlmes jookseb üks lamell tervena läbi, teises suunas on lamellid katkestatud. Seinale toetatud võlvi horisontaalne reaktsioon võetakse vastu tavaliselt metallist tõmbitsatega; madala seina puhul ka kontrforsidega (joon. 218). Tõmbevõõst võib loobuda, kui võlv toetatakse vahetult vundamendile.

Lamellvõlvi jäikus ühepoolisel koormamisel on väike, mistõttu võlvi mitut lainet kõrvuti asetada lumekottide vältimiseks ei lubata. ННТУ 122-55 kohaselt soovitatakse lamell-



Joon 218.

võlve kasutada kerge katusega ehitistes, nagu suveteatrid, näitusepaviljonid, turuhooned, laohooned jne.

Külma katuse puhul tehakse roov kas harva või tiheda laudisena. Sooja katuse korral tuleb soojaisolatsioon asetada lamellide peal olevale roovitisele.

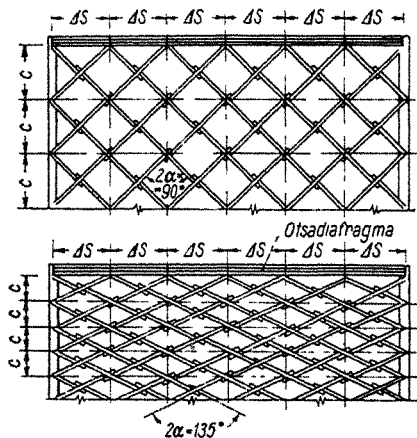
Võlvid kujundatakse kas kahe- (joon. 217) või kolmešarniirilistena (joon. 218). ННТУ 122-55 kohaselt kahe šarniiriga võlvi tõus  $f \geq 1/7l$  ja kolme šarniiriga võlvil  $f \geq 1/3l$ , kusjuures viimasel juhul võlvi ühe poole tõus  $f_1$  ei tohi olla väiksem kui  $1/15$  kõõlu pikkusest. Juhul kui jäikade otsaseinte (frontoonide) vahe ei ületa võlvi kaare kahekordset pikkust, lubatakse kolme šarniiriga võlvi tõusu vähendada kuni  $f = 1/4l$ .

Lamellide kõrgus keskel  $h_1$ , mis ühtlasi on ka võlvi ehituskõrgus, peab olema vähemalt  $1/100$  võlvi avast. Peale selle nõutakse, et lamelli pikkus  $l_1 \geq 10 h_1$  (soovitav on, et  $l_1 \geq 13 h_1$ ) ja lamelli kõrguse suhe tema paksusse rahuldaks tingimust  $h_1 \leq 4,5 b_1$ .

Saematerjali mõõtmetest lähtudes võiks laudadest lamellvõlvi ava olla maksimaalselt 20—22 m; liimitud lamellide puhul kuni 80 m. Omakaalu tegur  $k_{cs} = 13—15$  ja  $k_m = 1—5\%$ .

Laudadest lamellvõlvide sõlmed tehakse kas poltidega või metallita tappühendusena. Viimasena nimetatud sõlme-konstruktsioon (S. J. Pesselniku süsteem) on praktikas

laialt levinud oma lihtsa valmistamisviisi ja metalli puudumise tõttu. Ristuvate lamellide vaheline nurk võetakse mõlema sõlmekonstruktsiooni puhul kas  $90^\circ$  (täisnurkne võrk) või teravnurk, tavaliselt  $45^\circ$  (rombiline võrk). Täisnurkse ja rombilise võrguga võlvi pinnalaotused on toodud joon. 219.

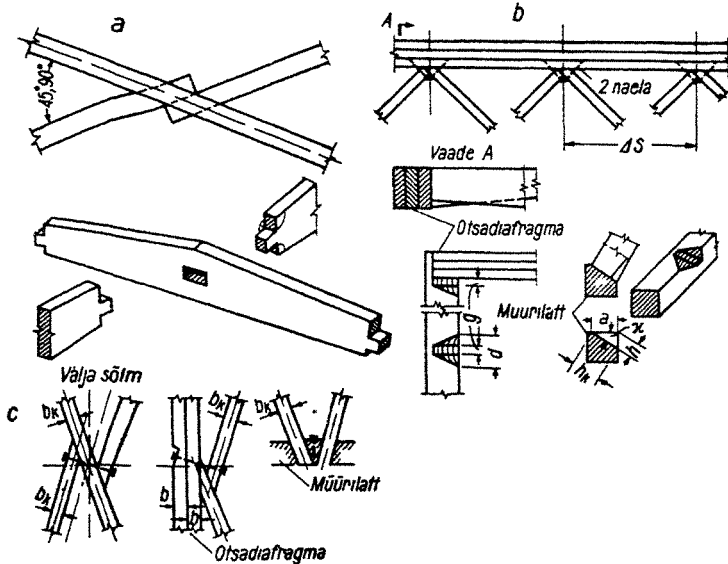


Joon. 219

S. J. Pesselniku võlvi väljasõlme konstruktsioon on toodud joon. 220, a. Nagu sellest selgub, tuleb lamelli kohalemonteerimisel veidi väänata. Lamelli otsatapi kõrguseks võetakse  $\frac{1}{4} h_1$  ja pikkuseks täisnurkse võrgu puhul  $1-1,5 b_1$ . Rombilise võrgu puhul peab tapi lühem pikkus olema vähemalt  $1,4 b_1$  ja suurim pikkus vähemalt  $2,4 b_1$ . Lamellide tihedaks ühendamiseks tehakse tapipead tapikeelest 2 mm võrra väiksemad.

Võlvi otsad lõpetatakse mitmekihilise laudkaarega (vt. ptk. VIII p. 3). Lamellide kinnitus otsakaarte ja müüri latide külge selgub jooniselt 220, b.

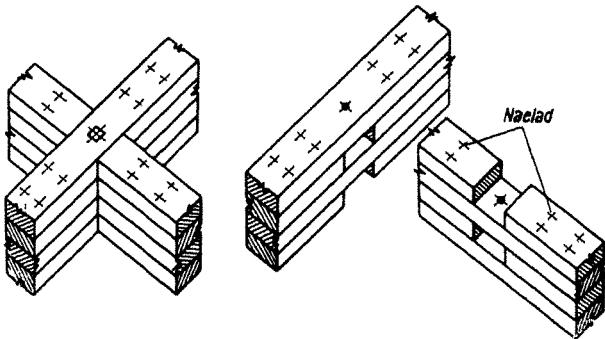
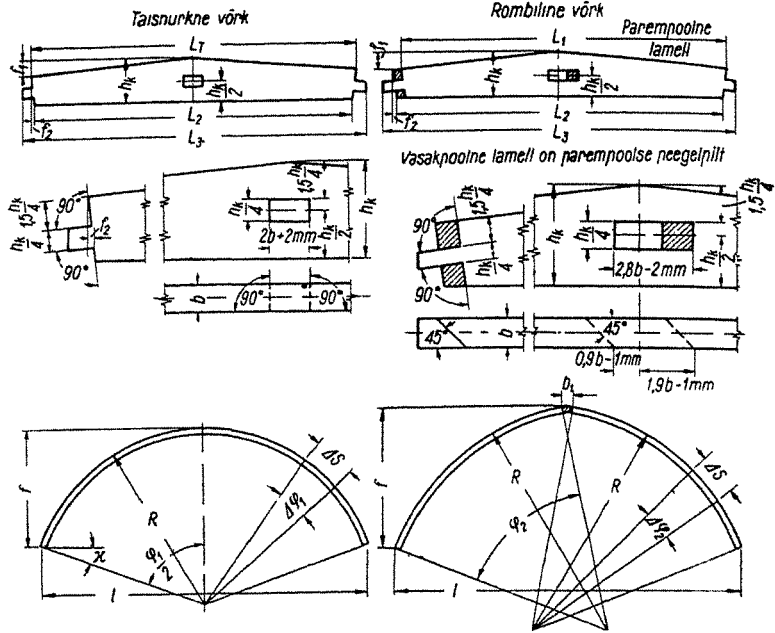
Tänapäeval harvemini kasutatavad polditud sõlmekonstruktsioonid on toodud joon. 220, c. Täisnurkse ja rombilise süsteemiga võlvi lamellide geomeetrilisi suurusid määravad seosed on toodud joon. 221 ja tabelis 13.



Joon. 220

Laudadest lamellvõlvides on palju sõlmühendusi, mistõttu konstruktsiooni deformatsioonid, eriti ühepoolisel koormamisel, on suured. Samuti on võlviga kaetavate avade suurused piiratud laudade standardsete ristlõike mõõtmetega. Et suurendada võlvi jäikust ja avasid ning parandada võlvi konstruktsiooni, on tehtud hulgaliselt ettepanekuid. V. G. Lennovi ettepaneku [37] kohaselt konstrueeritakse võlv kokkunaelutatud laudade pakettidest. Täisnurkse võrguga võlv valmistatakse lauakihte järk-järgult kohale asetades, kusjuures mõlemas suunas iga teine laud ulatub sõlmest läbi (joon. 222). Võlvi võrgu elementide orienteerivad ristlõike mõõtmed on toodud tabelis 14.

Võlv valmistatakse võlvi projekteeritud kõrgusele vastaval raketispõrandal. Vajalikud elemendid — laud — on erinevates kihtides erineva pikkusega. Võlvi puuduseks loetakse tema deformatsioone, mis tekivad naelühenduste järeleandmisest.



Lamellide geometrilised suurused

Tabel 13

| Tälsnurkne võrk  | Rombiline võrk  |
|--|---|
| $\sin \frac{\varphi_1}{2} = \frac{l}{2R} \quad R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$ | $\sin \frac{\varphi_2}{2} = \frac{\sqrt{\left(\frac{l}{2} - \frac{b_1}{2}\right)^2 + f^2}}{2R}$ |
| $\Delta\varphi_1 = \frac{\varphi_1}{n_1}$  | $\Delta\varphi_2 = \frac{\varphi_2}{n_1}$   |
| $\Delta s = 2R \sin \frac{\Delta\varphi_1}{2}$                                   | $\Delta s = 2R \sin \frac{\Delta\varphi_2}{2}$  |
| $c = \Delta s - 1,414b; \quad L_1 = 1,414c$                                      | $c = 0,414\Delta s - 1,08b; \quad L_1 = 2,61c$  |
| $f_1 = R \left(1 - \cos \frac{\Delta\varphi_1}{2}\right)$                        | $f_1 = R \left(1 - \cos \frac{\Delta\varphi_2}{2}\right)$                                       |
| $f_2 = (h_1 - f_1) \operatorname{tg} \beta$                                      | $f_2 = (h_1 - f_1) \operatorname{tg} \beta$   |
| $\sin \beta = 1,414 \sin \frac{\Delta\varphi_1}{4}$                              | $\sin \beta = 1,08 \sin \frac{\Delta\varphi_2}{4}$  |
| $L_2 = L_1 - 2f_2 \quad L_3 = L_1 + 2b$  | $L_2 = L_1 - 2f_2$  |
| $L_1^m = 2R \sin \frac{\Delta\varphi_1}{2}$                                      | $L_3 = L_1 + 3,82b$   |
| $f_1^m = R \left(1 - \cos \frac{\Delta\varphi_1}{2}\right)$                      |   |
| $f_2^m = (h_1 - f_1) \operatorname{tg} \frac{\Delta\varphi_1}{2}$                |   |
| $L_2^m = L_1^m - 2f_2^m$   |   |
| $\gamma = 90^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$  | $\gamma = 90^\circ - \frac{\varphi_2}{2} - \theta$  |
|  | $\operatorname{tg} \theta = \frac{2f}{l - b_1}$   |

$n_1$  — kogu võlvi pikkusele  $l$  vastav lamellide arv

$$g = 0,7b \quad d = g + 2h_{\text{BP}} \quad | \quad g = 0,54b \quad d = 0,828h_{\text{BP}}$$

$$a = h_1 \cos \gamma \quad \delta = h_1 \sin \gamma \quad h_{\text{BP}} = a \sin \gamma$$

Märkused. 1. Tähistused vt. joon. 220 ja 221.

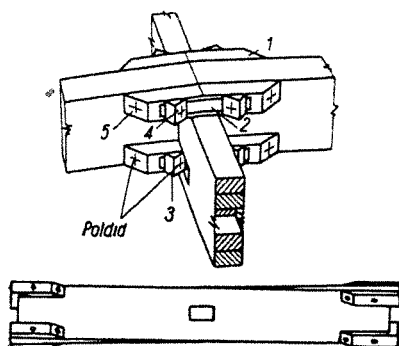
2. Suurused  $L_1^m$ ,  $L_2^m$ ,  $f_1^m$  ja  $f_2^m$  kehtivad otsadiafragmale toetuvate lamellide kohta.

Tabel 14

## Võrgu elementide mõõtmed V. G. Lennovi järgi

| Võlvi ava<br>m | Elemendi<br>ristlõige | Elemendi mõõtmed cm |           |             |                |
|----------------|-----------------------|---------------------|-----------|-------------|----------------|
|                |                       | kõrgus              | vöö laius | seina laius | laua<br>paksus |
| 12—20          | täisnurkne            | 12—20               | 6—12      | —           | 3—5            |
| 18—30          | täisnurkne            | 18—30               | 6—12      | —           | 3—5            |
| 24—40          | I-kujuline            | 24—60               | 10—16     | 6—8         | 3—5            |
| 40—60          | I-kujuline            | 40—60               | 10—18     | 8—10        | 4—6            |

G. G. Karlseni ja B. A. Osvenski ettepaneku [44] kohaselt valmistatakse lamellid laudadest liimitud paketrislõikega või vineerist ja laudadest liimitud karprislõikega. Sirged lamellid on kruvikeerme kujuliselt väänatud arvestusega, et sõlmes katkestatud lamellide otsad ulatuksid sõlme läbivast lamellist üle ja põkkuksid. Samasugune toetus saadakse sõlmes katkestatud lamellide alumistes otstes, kui läbiva lamelli keskohta lõigatakse auk. Nagu joonisest 223 nähtub, on lamellide otste mõlemale küljele liimitud prussikesed 1, mis kaetakse ribaterasest kattelõikudega 2. Kattelõikude külge on omakorda keevitatud nurkteraste tükikesed 3. Kattelõiked 2 ühendatakse prussikesega 1 ristuvate poltide 4 ja 5 abil. Nii on katkestatud la-

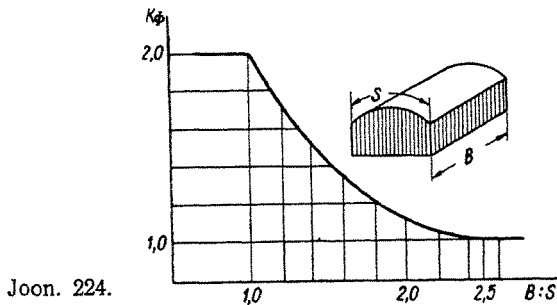


Joon. 223

medid kinnitatud sõlmes paindejärgalt ja nad töötavad võlvi paindemomendi vastuvõtmisel võrdselt sõlme läbivate lamellidega.

Arvutuste seisukohalt kujutab võrkvõlv endast väga mitmekordselt staatiliselt määramata ruumilist varrassüsteemi. Laudadest lamellidega võlvi sisejõud määratakse lähendusmeetodil. Selle meetodi kohaselt eraldatakse võlvist mõtteline riba laiusaga  $c = 0,7—1,5$  m (vt. joon. 219), mida käsitletakse kui kaart. Selle kaare ristlõike pinnaks on kahe lamelli ristlõike pind ja inertsmomentiks ühe lamelli ristlõike inertsmoment (jätkatud lamellid on kinnitatud sõlmes šarniirselt).

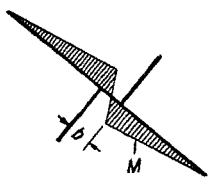
Kui võlvid toetatakse jäikadele otsa- ja vaheseintele (või kaarte), siis tänu konstruktsiooni ruumilisele tööle kantakse võlvi kaudu osa koormusest otsekohe põikseintele. Sellest tingitult vähenevad võlvis paindemomentide väärtused, mida arvestatakse koefitsiendiga  $k_\phi$ . Koefitsiendi  $k_\phi$  väärtused on toodud joon. 224 olenevalt suhtest  $B : s$ , kus  $B$  — põikseinte vahe ja  $s$  — võlvi pikkus.



Kuna kaare telg ei ühti lamellide teljega, siis tuleb kaare staatikast leitud momendid  $M$  jagada  $\sin \alpha$ -ga (vt. joon. 219). Seega väljendub arvutuslik moment  $M_p$  valemiga

$$M_p = \frac{M}{\xi k_\phi \sin \alpha}. \quad (10.1)$$





Joon. 225

Sõlmede ekstsentrilisusest tingituna esineb lamellides veel moment võlvi tasapinnas (joon. 225), mis võib olla küllaltki suur. Normide ННТУ 122-55 kohaselt ei pruugi seda arvestada, kui kasutatakse võlvi moodustaja saunalist laudroovi. Nagu täiendavad uurimused näitavad, tuleb iga roovilaud kinnitada iga lamelli külge vähemalt kahe naelaga.

Kaare survejõu vastuvõtmisel töötab kaks lamelli. Seega on kummalegi lamellile mõjuv jõud

$$N_p = \frac{N}{2 \sin \alpha}. \quad (10.2)$$

Võlvi elementide tugevust kontrollitakse ekstsentrilisele survele, kusjuures valem on:

$$\frac{N}{F_{\text{neto}} 2 \sin \alpha} + \frac{M}{k_{\phi} m_{11} \xi W_{\text{neto}} \sin \alpha} \leq R_c, \quad (10.3)$$

kus

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \frac{N}{F_{\text{bruto}} R_c 2 \sin \alpha};$$

$$\lambda = \frac{4,5 l_0}{h};$$

$l_0$  — kaare arvutuslik nõtkepikkus.

Juhul kui paindemoment puudub või on väike, tehakse nõtkekontroll valemiga

$$\frac{N}{2 \sin \alpha} \leq \varphi R_c F_{\text{bruto}}, \quad (10.4)$$

kus  $\varphi$  määratakse arvutusliku saleduse  $\lambda$  järgi.

Kuna lamell on sõlmedes kinnitatud šarniirselt, siis üksikus lamellis mõjuv põikjõud määratakse ava keskel koondatud jõuga koormatud lihttala skeemist valemiga

$$Q_1 = \frac{2M}{\xi l_1 \sin \alpha}, \quad (10.5)$$

kus  $l_1$  — lamelli pikkus.

Nõnda arvatatud lamellis esineva põikjõu suurus on ligi-

kaudu kümme korda suurem kaare põikjõust. Lamelli põikjõud on seda suurem, mida väiksem on lamelli pikkus  $l_1$ . Lamellide kinnitamisel sõlmes paindejärgalt läheneb põikjõu suurus kaare põikjõule.

*B. A. Osvenski* uurimused näitasid, et väikese suhtega  $l_1 : h_1$  lamellid purunevad puudu lõhenemisele. Alles suhte  $l_1 : h_1 \geq 13$  juures võib laudade lõhenemise ohu lugeda kõrvaldatuks.

Võlvi toetavad otsakaared ning võlvi ühendus nendega tuleb kontrollida koormusele

$$q_{\Phi} = \frac{qB}{2} \left( 1 - \frac{2}{3k_{\Phi}} \right), \quad (10.6)$$

kus  $q$  — võlvi koormus.

Toodud valemis ei tohi  $B$  ületada väärtust 2,5 s. Koormus  $q_{\Phi}$  vahepealsetele kaartele on kaks korda suurem.

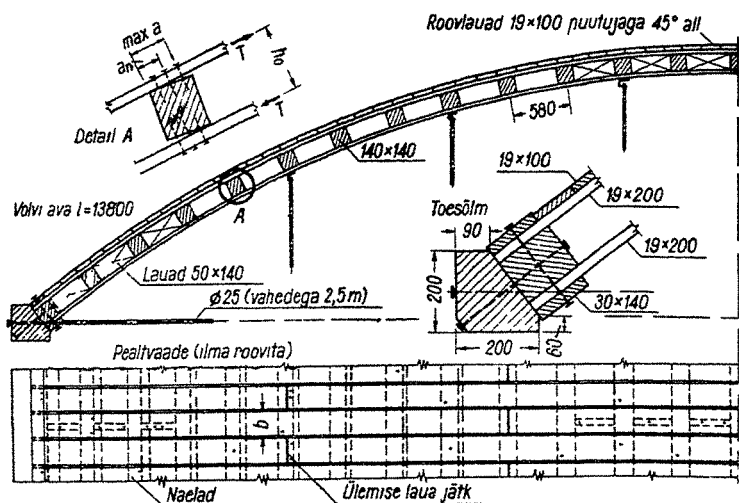
Kaari koormavad võlvi moodustaja suunalised normaaljõud  $N_1 = N \operatorname{ctg} \alpha$ . Need jõud võetakse vastu katuserooviga, mis tuleb vastavalt ühendada kaarega ja lamellidega.

Võlvi toerussid pikiseintel dimensioneeritakse paindele. Kui prussid toetatakse üksikutele postidele, siis on nad koormatud kahes tasapinnas (horisontaalsete ja vertikaalsete toereaktsioonidega), missugusel juhul on tegemist vildakpaindega. Toeprussid arvutatakse lihttala skeemi kohaselt, kusjuures horisontaalsuunas on avaks tõmbitsate vahe (tavaliselt 1,5—3,0 m) ja vertikaalsuunas postide vahe. Seinale toetuvad prussid on koormatud ainult horisontaalsete toereaktsioonidega.

### 3. KAHEKORDESED PAINUTATUD LAUADEST VÕLVID

Võlv moodustatakse kahest puutuja suunas painutatud laudade kihist, mille vahele asetatakse prussid võlvi moodustaja suunas. Sellise liitvarda põhilisteks elementideks on lauad, kuna prussid töötavad vahetäitena. Sidemetena kasutatakse naelu.

Näide võlvi konstruktsioonist on toodud joon. 226. Sooja katuse puhul asetatakse soojaisolatsioon kahe lauakihi vahele. Ruberoidist katusekatte kasutamisel tehakse üle-



Joon 226

mise lauakihi peale 1,6—1,9 cm paksustest ja 5—8 cm laustest laudadest roov, mis asub võlvi moodustaja suhtes 45° all.

Võlve kasutatakse 10—20 m avadel suhtelise tõusuga  $f:l \geq 1/5$  ja konstruktsiooni suhtelise kõrgusega  $h:l \geq 1/80$ . Omakaalu tegur  $k_{cb} = 14—16$  ja  $k_m = 4—5\%$ .

Naelutuse järeleandmisest ja suhteliselt väikesest kõrgusest tingituna on võlvi jäikus väike, eriti ühepoolsel koormamisel, mistõttu teda viimasel ajal kasutatakse vähe.

Võlvi sisejõud määratakse analoogiliselt võrkvõlvidega kaare staatilisest skeemist, arvestades ka võlvi tööd kergendavate põikseinte mõju (teguriga  $k_\phi$ ).

Võlvi ristlõike dimensioneerimisel vaadeldakse konstruktsiooni kui klotsvahetäitega ekstsentriliselt (lumü kaare ühel poolel) või tsentriliselt (koormus kogu ava ulatuses) surutud liitvarrast. Laudade arvutuslik ristlõikepind  $F$  ja vastupidavusmoment  $W$  määratakse, arvestades jätkusid 50% laudades.

Laudu ja prusse ühendavad naelad arvutatakse kolmest tingimusest:

1. Vajalik naelte arv paindenihke tingimusest võlvi ühe laua ja prussi ristumiskoha suhtes on

$$n_c = \frac{Tb}{[T]n}, \quad (10.7)$$

kus  $b$  — laua laius;

$[T]$  — naela ühe lõike arvutuslik tugevus;

$n$  — prusside (talade) arv võlvi kogu ulatuses;

$T$  — 1 m laiuse võlviriba kogu pikkusel mõjuv nihkejõud.

$T$  on ligikaudu arvutatav valemiga

$$T = \frac{6M}{h_0\xi}, \quad (10.8)$$

kus  $M$  — maksimaalne moment ja

$h_0$  — laudade ristlõigete raskuskeskmete vahekaugus.

2. Naelte arv tõmmatud laudade jätku tingimusest ühe prussi ja laua ristumiskoha suhtes määratakse valemiga

$$n_c = \frac{N_1 b}{[T]n'}, \quad (10.9)$$

kus  $n'$  — prusside arv laua poolel pikkusel;

$N_1$  — maksimaalne tõmbejõud lauas.

Viimane on arvutatav valemiga

$$N_1 = \frac{M}{h_0\xi} - \frac{N}{2}, \quad (10.10)$$

kus  $N$  — kaare normaaljõud.

3. Paindenihkejõust saavad talad väändedeformatsiooni (joon. 226, detail  $A$ ), millest tingituna naelu koormatakse tõmbejõuga. Naelte kontroll väljatõmbele tala ja laua ristumiskohas toimub valemiga

$$\frac{Tbh_0 \max a}{n \cdot 2 \sum n_{rB} a_n^2} \leq [T]_{\text{BMR}}, \quad (10.11)$$

kus  $\max a$  ja  $a_n$  — naelaridade kaugus tala servast (joon. 226,  $a$ );

$n_{rB}$  — naelte arv  $n$ -ndas reas.

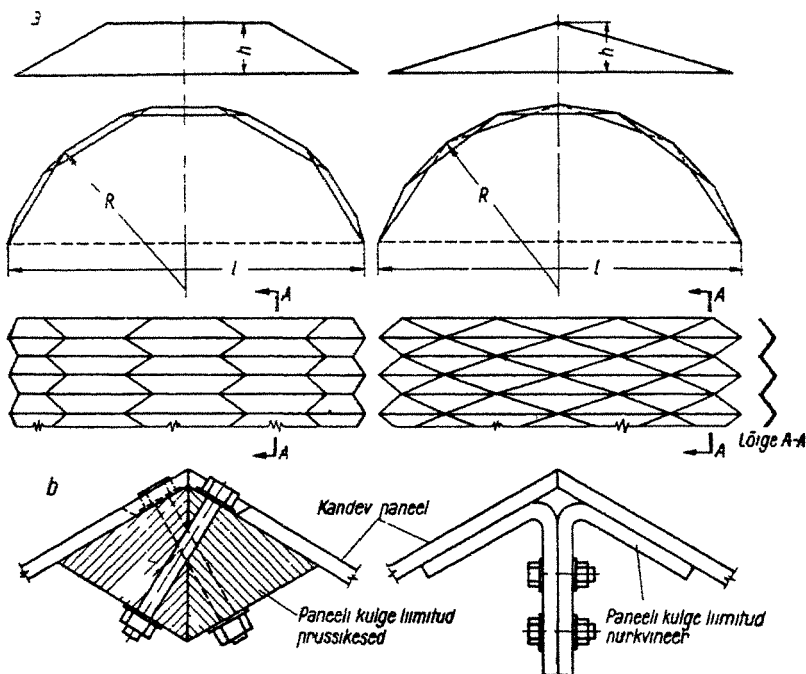
Leitud kolmest  $n_c$  väärtusest tuleb valida kõige suurem.

## 4. VINEERIST VÕLVKONSTRUKTSIOONID

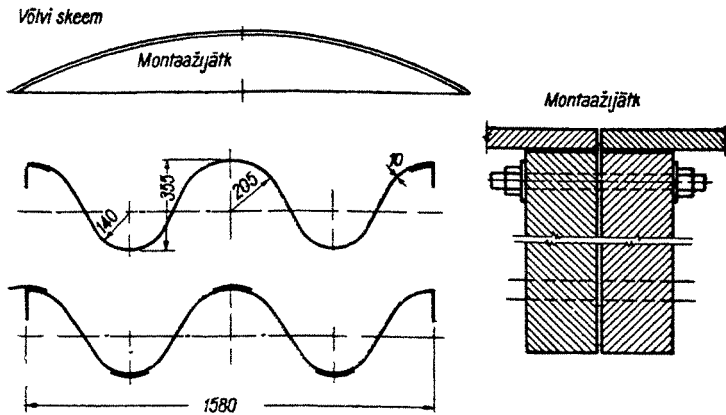
Uuematest konstruktsioonidest äratavad huvi trapetsi- või kolmnurgakujulistest vineerelementidest moodustatud võlvid [31]. Selliste silindriliste tahkpindade skeeme on toodud joon. 227, *a* ja üksikute elementide ühendusdetailide joon. 227, *b*. Taolisi võlve on seni uuritud ainult katseliselt väikestel mudelitel, kusjuures tulemused lubavad eeldada antud konstruktsioonitüübi kasutamist avadel 60—80 m,

konstruktsiooni kõrguse juures  $\left(\frac{1}{600} - \frac{1}{1000}\right) L$ .

Kolmnurksete elementide kasutamisel on võimalik katta mitte ainult täisnurkse, vaid ka palju keerulisema põhiplaaniga ehitusi



Joon 227



Joon 228

Avadel enam kui 40 m on sobiv kasutada armotsementkonstruktsioonidega analoogilisi kahe kõverusega gofreeeritud vineerkonstruktsioone. Võlv moodustatakse üksikutest monteeritavatest plokkidest. Metallist tõmbevõõga võlv koos mõningate detailidega on toodud joon. 228.

Vineeri paksus peaks avadel kuni 24 m olema 1,0 cm ja avadel kuni 36 m — 1,2 cm. Suuremate avade puhul on soovitatav vineerlehte ristlõike enampingestatud osades kohalikult tugevdada.

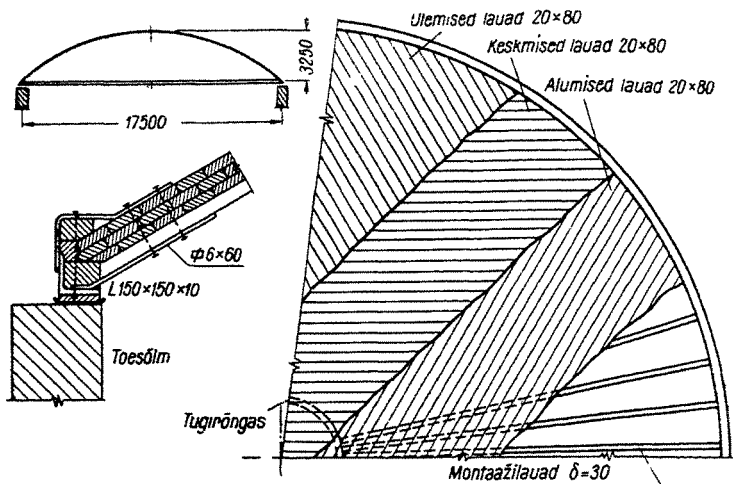
Üksikud plokkid ühendatakse puidust otsaelementide kokkupoltimise teel. Võlvi sisejõudu võib ligikaudselt määrata kahešarniirilise tõmbevõõga kaare skeemist.

## 5. KUPLID

Puidust koorikkuplite kujuks valitakse kerasegment suhtelise tõusuga  $\frac{f}{l} = \frac{1}{4} - \frac{1}{6}$ . Kuplite pind kujundatakse mitmekihilise laudisena, mida sageli tugevdatakse veel ribidega. Peale selle kuuluvad kupli konstruktsiooni alumine tõmstatud metallist või massiivne tugirõngas ja ülemine surutud tugirõngas (tavaliselt puidust).

Näide ribideta laudkupli konstruktsioonist on toodud

joon. 229. Kupli ava  $l = 15\text{--}30$  m. Kupli pinna täpsustamiseks asetatakse raketisele meridiaanisuunalised 3 cm paksused montaažilauad vahedega alumise tugirõnga juures  $0,8\text{--}1,0$  m. Nendele naelutatakse üksteisega  $60^\circ$  nurga all kolm laudade kihti paksusega  $1,9\text{--}2,5$  cm. Kupli alumine tugirõngas valmistatakse nurk- või karpterasest.



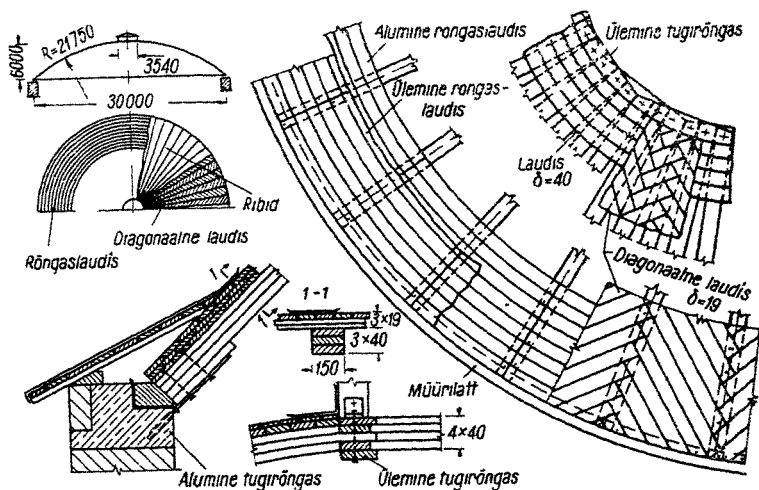
Joon. 229.

Õhukeseseinalise kuppelkooriku konstruktsioon avadele  $l = 12\text{--}35$  m on toodud joon. 230. Kuppel koosneb meridiaanisuunalistest laudribidest (vahedega alumise tugirõnga juures  $0,8\text{--}1,5$  m), mille peale on naelutatud kaks kihti rõngaslaudist ja üks kiht ribide suhtes ligikaudu  $45^\circ$  nurga all olevaid laudu. Lamellidest ülemise tugirõnga läbimõõt  $d_0$  valitakse tingimusest, et kõik meridiaanisuunalised kaarekesed mahuksid temale toetuma, s. o.

$$d_0 = mb : \pi,$$

kus  $m$  — kaarekete arv;  
 $b$  — ristlõike laius.

Kirjeldatud konstruktsioonis ribi kõrgus  $h = \left(\frac{1}{200} - \frac{1}{250}\right) l$



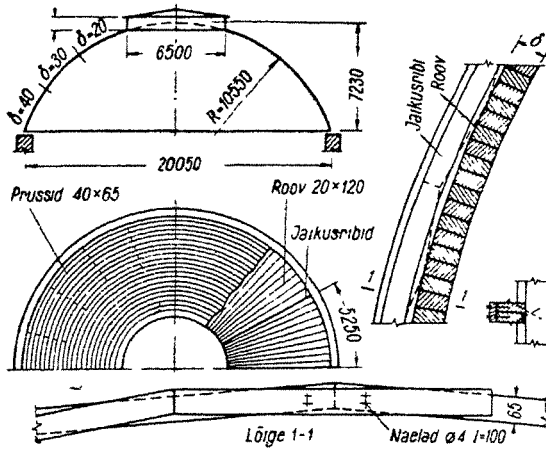
Joon 230

ja laius 15–20 cm Laudis tehakse 1,9–2,5 cm paksustest laudadest. Kupli omakaalu tegur  $k_{CB} = 10–15$  ja  $k_M = 4–6\%$ .

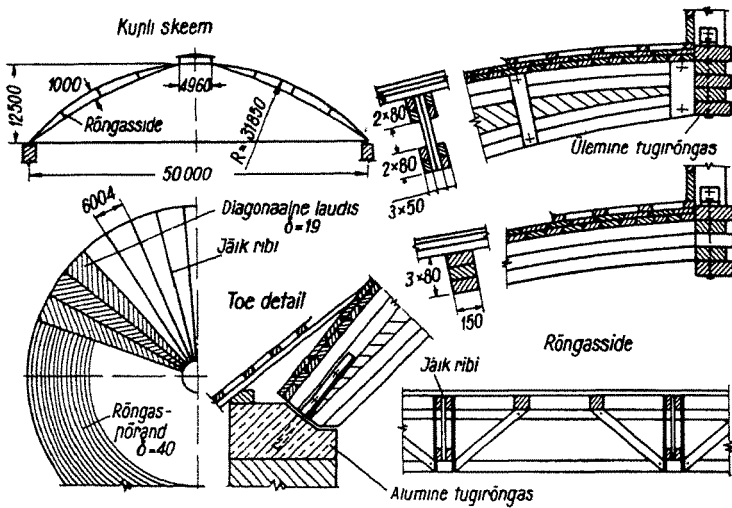
Prussikestest või ka laudadest kupli konstruktsioon on toodud joon. 231. Kuppel tehakse kas lühikestest sirgetest või pikematest painutatud prussikestest (laudadest), mis asetatakse üksteise peale selliselt, et elemendi jätk jääks järgneva kihi elemendi keskele. Pinda toetatakse väljastpoolt meridiaanisuunaliste lamellkaartega, mille vahedeks alumise toerõnga juures võetakse 5–8 m Kuppel kaetakse pealt meridiaanisuunalise roovitisega.

Avade  $l = 35–60$  m katmisel, samuti ka väikeste koondatud jõudude olemasolul kasutatakse jäikade ribidega kupleid (joon. 232). Siin rakendatakse kupli jäikuse suurendamiseks tugevaid meridiaanisuunalisi ribisid, mille kõrgus keskel peab olema  $\left(\frac{1}{50} - \frac{1}{70}\right) L$ . Jäikade ribide vahe alumise tugirõnga kohal olgu 3–6 m ja väiksemate ribide vahe mitte enam kui 1,5 m Ribide alumised surutud vööd kinnitatakse põikumise eest rõngassidemete (tavaliselt





Joon. 231.

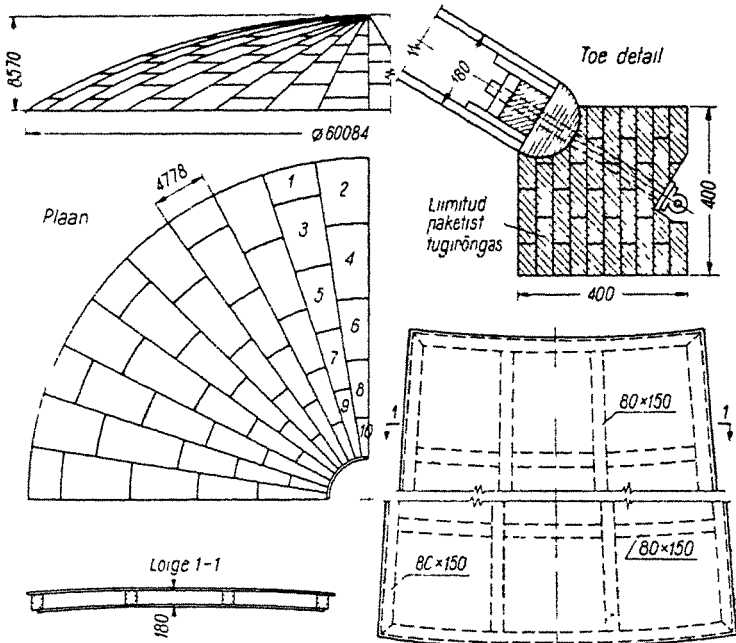


Joon. 232.

sõrestikud) abil. Kupli laudise konstruktsioon on analoogiline õhukeseseinaliste koorikkuplitega

Teostatud uurimused [31] näitavad, et väga ökonoomsed on vineerist liimitud kuplid. Näide 60 m läbimõõduga kuplist on toodud joon. 233. Kuppel moodustatakse monteeritavatest paneelidest, mida on kümme tüüpi. Kupli paneelid (maksimaalse kaaluga 450 kg) valmistatakse sfäärilise kõverusega vineertahvlitest, mille külge liimitakse meridiaani- ja paneelisuunalised puidust ribad mõõtmetega  $80 \times 150$  mm. Paneeli kõrgus on 180 mm. Alumise tugirõnga võib teha liimitud laudade paketest. Kupli montaažil ühendatakse paneelid omavahel puidukruvidega.

Puidust koorikkuplite sisejõudude määramisel loobutakse paindemomentidest, mis telgsümmeetrilisel koormusel on väikesed või lokaalsed (ärehäired), ja arvustatakse ainult



Joon 233

membraansisejõudusid. Sfäärilise kupli pinna elemendi tasakaalust (projektsiooni tingimus elemendi pinna normaali suunas) saadakse:

$$T_1 + T_2 = RZ, \quad (10.12)$$

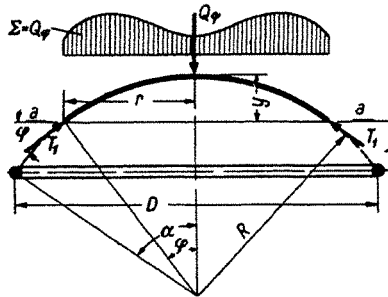
kus  $T_1$  — meridiaanisuunaline sisejõud;

$T_2$  — paralleelisuunaline sisejõud;

$R$  — kera kõverusraadius;

$Z$  — pinna normaali suunaline väliskoormus.

Kolmekihilise laudkupli (joon. 229) juures eeldatakse, et antud kihis töötavad meridionaalsed lauad kupli tsentris ja temale lähedases piirkonnas jõule  $T_1$ . Kupli tsentrist eemaldudes läheneb lauade suund paralleelile ja nad hakkavad töötama jõule  $T_2$ . Seega tuleb lauad kõigis kolmes kihis dimensioneerida nii jõule  $T_1$  kui ka jõule  $T_2$ . Ülejäänud kuplitüüpide juures (joon. 230 kuni 233) võtavad meridionaalse jõu  $T_1$  vastu ribid, ja rõngasjõu  $T_2$  — samasuunalised lauadised.



Joon. 234.

Meridionaaljõud  $T_1$  määratakse meelevaldse horisontaalse lõikega  $a$ — $a$  eemaldatud kupliosast tasakaalust (joon. 234):

$$T_1 = \frac{Q_\varphi}{m \sin \varphi} = \frac{Q_\varphi}{2\pi r \sin \varphi}, \quad (10.13)$$

kus  $T_1$  — ühele ribile või lauale langev meridionaalne jõud;

$Q_\varphi$  — väliskoormus lõikega eraldatud kupli osal ;  
 $m$  — meridionaalsete ribide arv;  
 $\varphi$  — lõike asukohta määrav nurk;  
 $r$  — ringi raadius lõikepinnas.

Teades  $T_1$ , võib arvutada rõngasjõud 1 m laiusel rõngasribal:

$$T_2 = ZR - T_1. \quad (10.14)$$

Kui koormuseks on omakaal, siis

$$Z = g_1 \cos \varphi + \frac{p_1 m}{2\pi R} \operatorname{ctg} \varphi. \quad (10.15)$$

kus  $g_1$  — ühtlaselt jaotatud omakaal;  
 $p_1$  — ribide 1 jm kaal;  
 $m$  — ribide arv.

Kui kuplisse ehitatakse valguslatern, mille kaal on suurem samas väljalõigatud kupliosa kaalust, siis tekitab see ülemises tugirõngas täiendava tõmbesisejõu. Sel juhul

$$T_2 = (ZR - T_1) - \frac{\Delta Q}{2\pi R \sin^2 \varphi}, \quad (10.16)$$

kus  $\Delta Q$  — valguslaterna ja samas eemaldatud kupli osa kaalude vahe.

Võttes lumekoormuse intensiivsuseks kuplil  $p = p_0 \cos \varphi$ , kus  $p_0$  on koormus horisontaalsele pinnale, saadakse ühiklaiusega ribale

$$T_1 = p_0 \frac{R}{2} \quad (10.17)$$

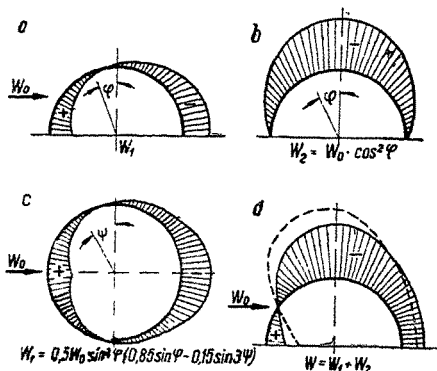
ja

$$T_2 = p_0 \frac{R}{2} \cos 2\varphi. \quad (10.18)$$

Siit  $T_2$  määramisel selgub, et kupli ülemises osas on rõngassisejõud surve ja kupli alumises osas tõmme. Lumekoormuse puhul näiteks muudab  $T_2$  märki lõikes, mis vastab nurgale  $\varphi = 45^\circ$ .

Telgsümmeetrilisel koormamisel võrdub nihkejõud  $S$  nulliga.

Tuulekoormuse epüüri võib jagada sümmeetriliseks osaks  $W_2 = W_0 \cos^2 \varphi$  ja antisümmeetriliseks osaks  $W_1 = 0,5W_0 \sin^2 \varphi \sin^2 \psi$  (joon. 235). Valemites on  $W_0$  tuule-



Joon. 235.

koormuse intensiivsus. Sümmeetrilisel tuulekoormusel on sisejõud:

$$T_1 = -W_0 \frac{R}{3} \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{1 + \cos \varphi} \quad (10.19)$$

ja

$$T_2 = -W_0 R \left[ \cos^3 \varphi - \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{3(1 + \cos \varphi)} \right]. \quad (10.20)$$

Sisejõudusid koormusest  $W_1$  võib määrata tabelite abil (näiteks  $\Phi$ . Дущингер, Оболочки, тонкостенные куполы и своды, 1932). Tavaliselt tuleb  $W_1$  mõju arvestada, kui  $f : l > 1/4$ .

Nagu varem nimetatud, tuleb jõule  $T_1$  kontrollida meridiaalsed elemendid — ribad või laudad. Naelad laudise kinnitamiseks ribidele mingisuguste lõigete vahel arvutatakse jõu  $T_1$  erinevusele samade lõigete vahel. Rõngaslaudiste tugevuse kontrollil kupli tõmmatud tsoonis võetakse arvutuslikuks ristlõike pinnaks  $F_{\text{neto}} = 0,5F_{\text{bruto}}$ . Rõngaspõranda kinnitamiseks vajalikud naelad arvutatakse tõmbejätku tingimustest.

Viltust laudist, mis on meridiaani ja rõnga suunas  $45^\circ$  all, tuleb kontrollida sisejõule  $S$ .

Survejõud ülemises tugirõngas on

$$N_1 = T_1 r_1, \quad (10.21)$$

kus  $r_1$  — tugirõnga raadius.

Tõmbejõud alumises tugirõngas on

$$N_2 = \frac{Q_\alpha \operatorname{ctg} \alpha}{2\pi}, \quad (10.22)$$

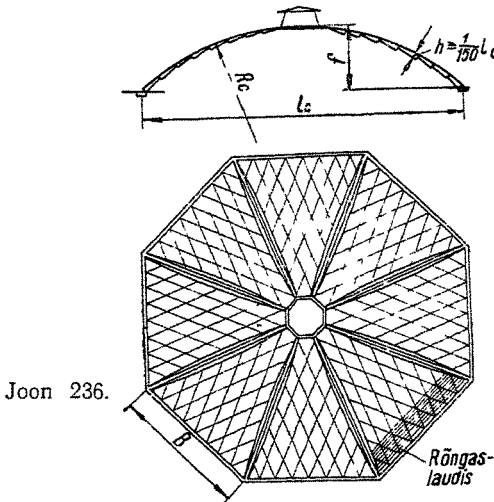
kus  $Q_\alpha$  — kogu kuplil olev koormus;

$\alpha$  — pool tsentraalnurgast.

$Q_\alpha$  arvutamisel määratakse kupli pind valemiga

$$F = 2\pi R^2(1 - \cos \alpha). \quad (10.23)$$

Eespool esitatud koorikkuplite kõrval kasutatakse praktikas veel lamellidest võrkkupleid. Sfääriliste võrkkuplite puuduseks on lamellide mittestandardsus, kuna erinevates kõrgustes on lamellide geomeetriselised mõõtmed erinevad. Lamellide standardsust saab säilitada hulknurkse põhiplaani korral (joon. 236), kus tahud üksikute ribide (frontoonide) vahel kujundatakse analoogiliselt silindriliste võl-



videga. Selliste kuplite avad  $l = 15-45$  m;  $f : l = 1/4 - 1/7$ ;  $h : l \geq 1/150$ ;  $k_{cb} = 10-15$  ja  $k_m = 1-5\%$ .

Lamellidevaheline nurk  $\psi$  on kupli põhiplaani hulknurga külje pikkuse  $B$  ja samas võlvi ristlõike kaare pikkuse  $s_c$  juures

$$\operatorname{tg} \frac{\psi}{2} = \frac{B}{s_c}, \quad (10.24)$$

mis peab rahuldama varem käsitletud tavalistele võlvidele esitatavaid nõudeid.

Ülemine tugirõngas ja ribad valmistatakse lamellidest, kusjuures nende kohalesobitamisel võib ribide külgedele täiendavaid lamelle juurde naelutada.

Väljastpoolt kaetakse kupli pind paralleelisuunaliste laudade kihiga. Lamellide sõlmühendused tehakse samuti nagu võlvide juures.

Praktikas sagedamini esineval juhul on  $B : s_c < 1$ , mis-puhul võib kupli sisejõud arvutada analoogiliselt koorik-kuplite juures kasutatud membraanteooriaga. Siinjuures võetakse nii meridiaani- kui ka paralleelisuunalised survejõud vastu kupli võrgu elementide poolt ja paralleelisuuna-lised tõmbejõud samasuunalise laudkatte poolt. Lamellile mõjuv survejõud arvutatakse valemiga

$$N_1 = \frac{cT_1}{2 \sin \frac{\phi}{2}} + \frac{S_n T_2}{2 \sin \frac{\phi}{2}}, \quad (10.25)$$

kus tähised on antud joon. 237.

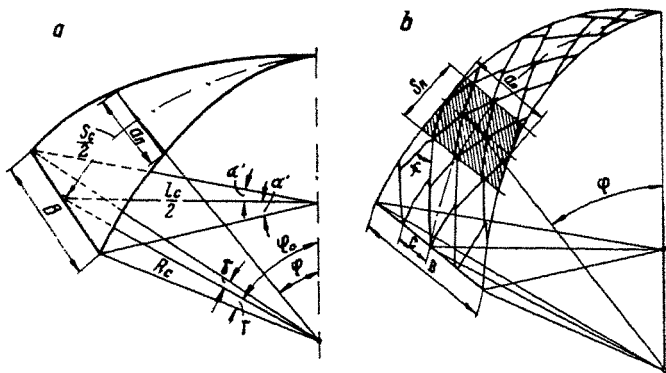
Lamellide dimensioneerimisel lähtutakse kupli üldstabiil-susest. Kupli kriitiline radiaalsuunaline koormus määrata-akse valemiga

$$q_{kp} = \frac{8 E h^2}{\sqrt{3} R^2}. \quad (10.26)$$

Valemis on  $h$  kupli arvutuslik paksus, mis määratakse valemiga

$$2h = \sqrt[3]{\frac{12 I_k}{c}}, \quad (10.27)$$

kus  $I_k$  — ühe lamelli inertsmoment;  
 $c$  — lamellide samm kupli rõngasristlõikes (joon. 237).



Joon. 237.

Toodud kriitilisele koormusele vastav meridiaanisuunaline sisejõud arvutatakse valemiga

$$T_{\text{kp}} = \frac{Rq_{\text{kp}}}{2}. \quad (10.28)$$

Nõutakse, et tagavarategur stabiilsuse kaotusele peab olema 30, s. o.

$$T_{\text{kp}} \geq 30T_1, \quad (10.29)$$

kus  $T_1$  — arvutuslikule koormusele vastav meridiaanisuunaline sisejõud.

Nõtkekontrolli tuleb teostada ka paralleeli suunas survejõule  $T_2$  kupli ribaga, mille laius on  $S_n$  ja pikkus  $a_n = 2 R_c \sin \varphi \operatorname{tg} \alpha'$  (joon. 237), valemiga

$$\frac{T_2 S_n}{2 F_c \sin \frac{\varphi}{2}} \leq \varphi R_c. \quad (10.30)$$

Vaadeldava võlviriba saledus on



$$\lambda = \frac{3,5 a_n}{h_1}. \quad (10.31)$$

Roovilaudade ja sidemete tugevust kontrollitakse analoogiliselt koorikkuplitega. Ebasümmeetrilisel koormamisel tagatakse võrgu geomeetriline muutumatus kupli surutud osas roovilaudadega, millest tingitult esineb roovilaudades veel täiendav jõud pikkuse ühikule

$$N_n \approx T_1 \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}. \quad (10.32)$$

Seega tuleb roovilauad tõmmatud tsoonis kaarte külge kinnitada jõule  $T_2 + N_n$ .

Alumine tugirõngas dimensioneeritakse paindele ja tõmbele. Hulknurkses tugirõngas on tõmbejõud

$$N_p = 0,5T_1 \cos \varphi_0 B \operatorname{ctg} \alpha'. \quad (10.33)$$

Käesoleva ajani ehitatud suurimate kuplite (avad kuni 100 m) kandekonstruktsioonidena on kasutatud kolme šarniiriga kaari, mis on asetatud radiaalselt ühisele harjašarniirile. Selliste kuplite katusekonstruktsiooni kaasatõttamist ei arvestata, mispärast neid nimetatakse ka tasapinnalisteks kupliteks.

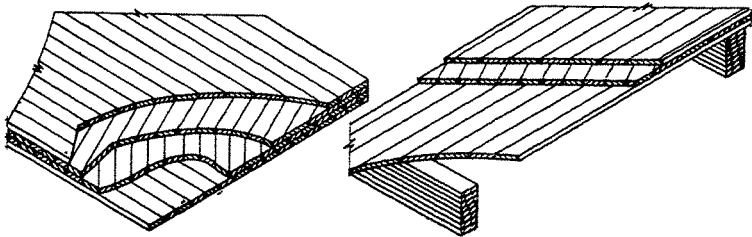
Kupli kandekonstruktsiooni sõrestike ja naelutatud või liimitud kaarte (väiksemate avade puhul kasutatakse ka kolme šarniiriga raame) üldist konstruktsiooni ja arvutuse põhimõtteid on käsitletud varem; seetõttu selle juures siinkohal lähemalt ei peatuta. Kuplit toetavate kaarte kindlustamine, s. o. alumise surutud vöö nõtkepikkuse vähendamine toimub ruumiliste rõngassidemete (sõrestike või täisseinaliste konstruktsioonide) abil. Kandekonstruktsioonide šarniirid, eriti harjašarniir tehakse metallist.

Kirjeldatud kupleid kasutatakse avadel  $l = 20-100$  m.

Kaarte suhteline kõrgus  $h : l = \frac{1}{30} - \frac{1}{40}$ , omakaalu tegur  $k_{cb} = 3-5$  ja  $k_m = 4-6\%$ .

## 6. MITMESUGUSED KOORIKKANDEKONSTRUKTSIOONID

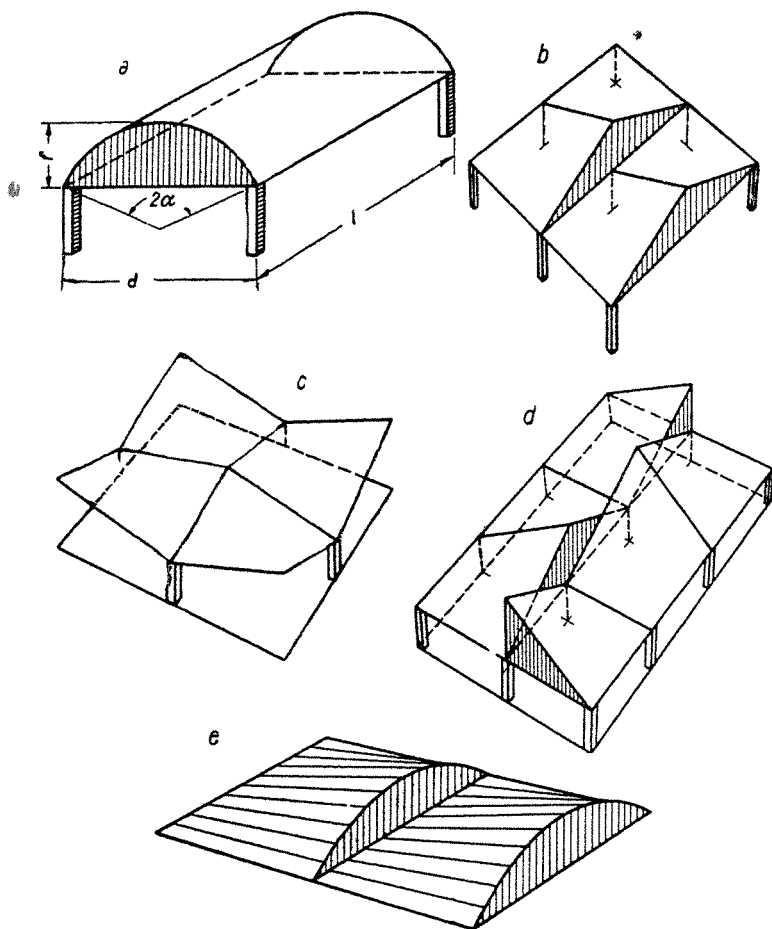
Puitkoorikud kujundatakse kas nelja- kuni kuuekihilise kumera laudisena või ribidega tugevdatud vähemalt kolmekihilise laudisena (joon. 238).



Joon 238

Esimest tüüpi koorikuid kasutatakse kahe kõverusega või suhteliselt väikese kõverusraadiusega silindrilistes konstruktsioonides, teist — peamiselt suure kõverusraadiusega ( $R > 7$  m) ja translatoorsetes koorikkonstruktsioonides. Puitkoorikute tüüpe on toodud joon. 239.

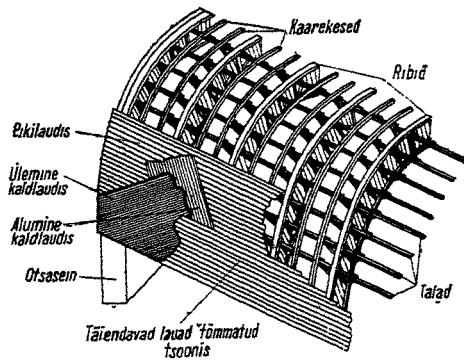
Esimese grupi moodustavad joon. 239, a toodud silindrilised koorikud. Sageli esinevad ribidega silindrilisi koorikuid kasutatakse avadel  $l = 20-50$  m, suhetega  $f : l \geq \frac{1}{6} - \frac{1}{8}$ ,  $l : B \leq 4$  ja  $2\alpha \geq 90^\circ$ . Omakaalu tegur  $k_{CB} = 6-12$  ja  $k_m = 5-8\%$ . Kooriku konstruktsioon (joon. 240) koosneb põiksuunalistest ribidest (vahed. 5-6 m) ja nende vahele asetatud ribikestest (vahed. 1,25-1,50 m). Ribid on omavahel ühendatud kooriku moodustaja suunaliste taladega, millega tugikäppade abil ühtlasi ruumis kindlustatakse ribide (kaarte) surutud alumised vööd. Ribidele naelutatakse kolmekihiline laudis (üks kiht moodustaja suunas, kaks kihti diagonaalselt), mida alumises servas ja kooriku harja piirkonnas tugevdatakse neljanda moodustajasuunalise laudade kihiga. Koorik tuleb kinnitada otstes toekonstruktsioonile — diafragmadele (põikseinad, kaared jne.) nihkekindlalt, kuna ligikaudu 90%



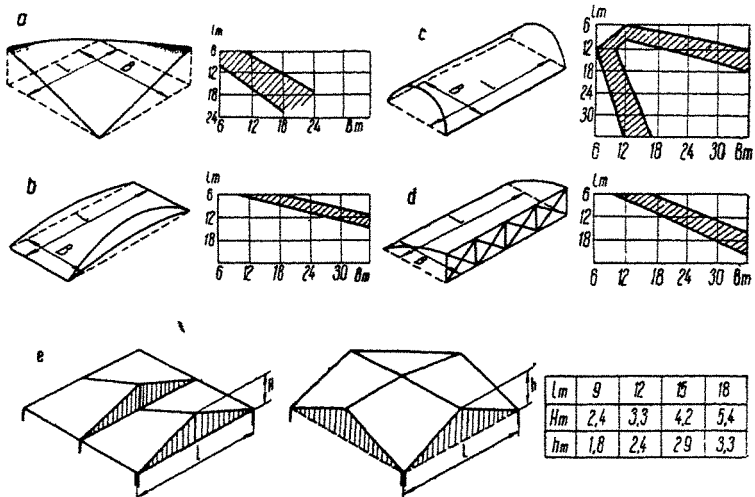
Joon 239

kooriku väliskoormusest kantakse nihkejõudude kaudu diafragmadele.

Teise grupi moodustavad negatiivse kõverusega koorikud, mille pind on ühes suunas kumer, teises nõgus. Olulisemad nendest on konoïdsed (joon. 239, e) ja hüperboolse



Joon 240

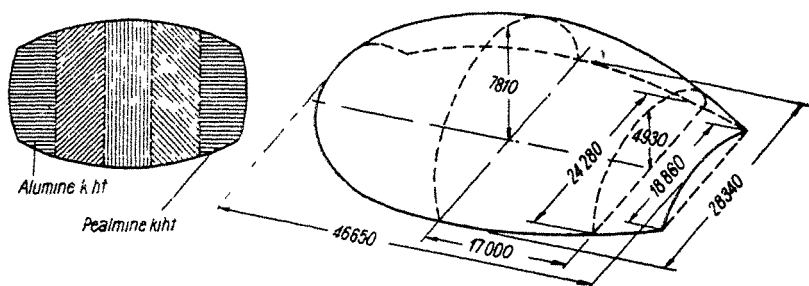


Joon. 241.

paraboloidpinnaga (joon. 239, *b*, *c*, *d*) koorikud. Joonise 239, *c* kohaselt ehitatud neljale raudbetoonposiitile toetuva puitkoorikuga on kaetud  $35 \times 35$  m suurune pind. Koorik moodustati kolmekihilise laudisena kogupaksusega 4,8 cm.

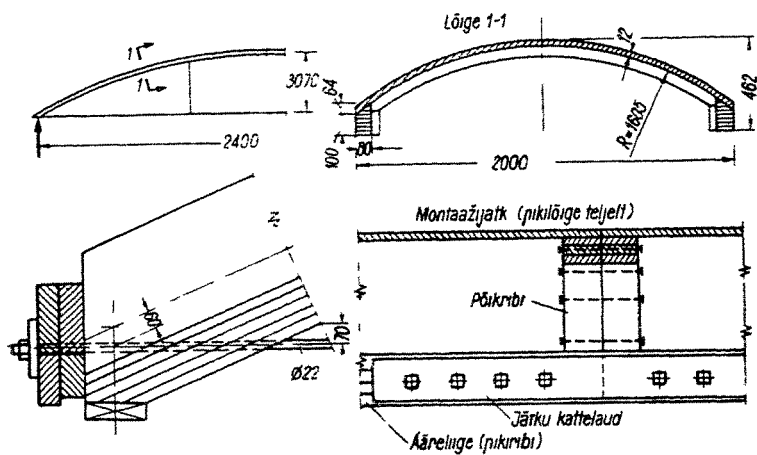
Mitmekihilised laudadest liimitud (harvemini naelutatud) koorikud on levinud Inglismaal. Seal tehtud majanduslike võrdluste (plaaniliste mõõtmete suhtes) mõningaid tulemusi on esitatud joon. 241 (*a* — hüperboolne paraboloid, *b* — konoid, *c* ja *d* — silindriline koorik). Joon. 241, *e* on toodud hüperboolse paraboloidpinnaga kooriku kahe tüübi soovitatavad geomeetriselised mõõtmed.

Viimase, kolmanda grupi moodustavad positiivse kaksikkõverusega koorikud. Näide ühest sellisest Birmas ehitatud konstruktsioonist on toodud joon. 242. Kooriku pikkus on 46,6 m ja laius 28,3 m, ta on valmistatud viiest kokku liimitud kohaliku tiikpuu laudade kihist.



Joon. 242

Eriti suurt levikut nii katusekonstruktsioonidena kui ka monoliitse raudbetooni raketisena võiksid leida vineerist kaksikkõverad koorikud, mis koosneksid vineerplaadist ja piki- ning põiksuunalistest ribidest. Üks konstruktsiooni variant [31.] avale 24 m on esitatud joon. 243. Koorik toetatatakse neljas punktis; tal on kaks metallist tõmbevööd. Üksikud monteeritavad elemendid ühendatakse põikribide kokkupoltimise ja äärelükkmete kattelaudadega katmise teel. Läbiviidud katsed selliste väiksemate konstruktsioonidega ( $l = 6,38$  m) näitavad, et sisejõud võiks ligikaudselt määrata kahe šarniiriga kaare skeemist.



Joon. 243

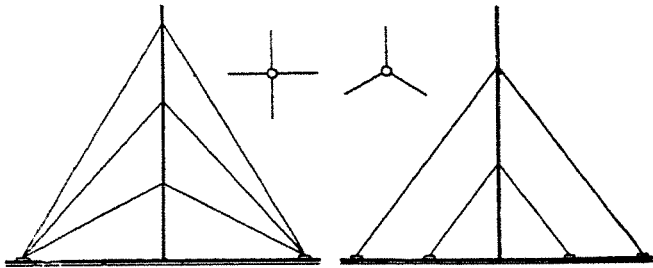
Käesolevas punktis vaadeldud koorikute arvutust nende väikese leviku ja raamatu piiratud mahu tõttu ei esitata. Koorikute arvutamisesest lähemalt vt prof. H. Laulu teose «Raudbetoon» II köites.

## 1. MASTID

Puitmaste kasutatakse antennimastidena, samuti ka kõrgepingejuhtmete, ehituskonstruksioonide montaažijne mastidena. Kuna sellised mastid konstruktsioonilt ja arvutuselt põhimõtteliselt vähe üksteisest erinevad, siis on käesolevalt piiratud peamiselt antennimastide käsitlemisega.

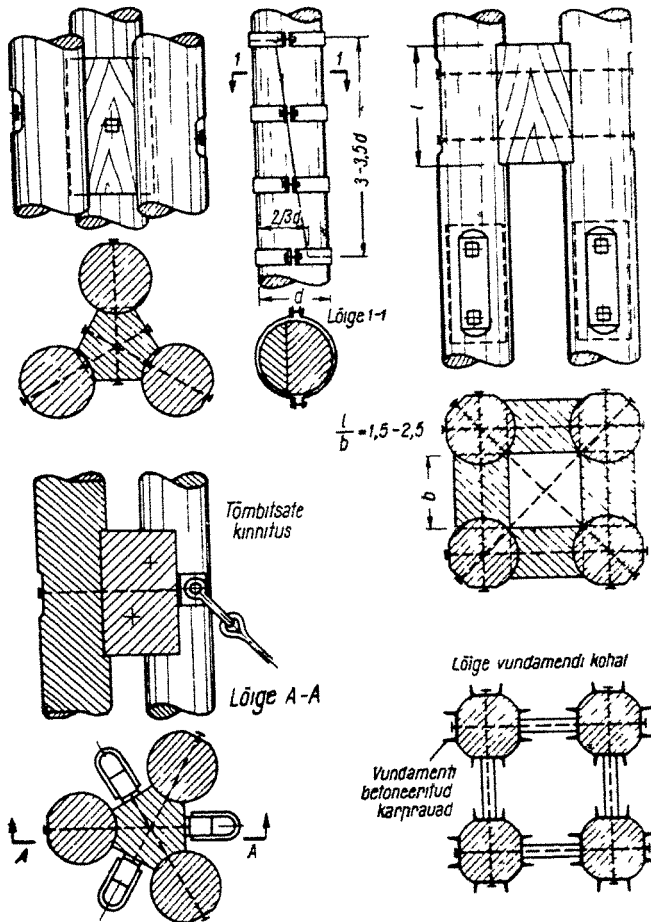
Kõrged mastid tehakse mitmekorruselistena (joon. 244), kusjuures tõmbitsad asetatakse plaanis kas neljas, mis puitmastide juures on tavalisem lahend, või kolmes suunas. Vertikaalpinnas tuuakse tõmbitsad kas ühte või ka mitmesse ankruplokki (sel juhul paralleelselt). Viimane kinnitusviis annab masti ülemistele sõlmedele suurema jäikuse.

Mastide ristlõikes kasutatakse palke olenevalt masti kõrgusest järgmisel arvul: kuni 55—65 m — üks palk, 45—100 m — kolm palki ja 75—175 m — neli palki. Mitme palgi kasutamisel kujundatakse masti konstruktsioon liitvardana palgitükkidest vahetäitega. Vahetäide, mis tehakse



Joon. 244.

jämedamast palgist, ühendatakse masti elementidega sisse-  
lõigatud tapi ja poltide abil. Vahetäite kiudude suund peaks  
ühitima posti elementide kiudude suunaga, kuna sellega  
vältitakse tappide lahtikuivamine. Neljast palgist masti  
elementid ühendatakse vahetäitega paarikaupa, üksteise



Joon 245



suhtes nihutatult, millega vähendatakse masti ristlõike nõrgestust. Mastide konstruktiivseid detaile on toodud joon. 245.

Palgid jätkatakse kaldlõikega ja metallrangide abil. Jätukud asetatakse üksteise suhtes nihutatult kruvijoonele. Tõmbitsatega jagatakse mast avadeks, mille orienteerivad suurused masti ülaosas on 20—25 m ja allosas 10—15 m. Avade täpsed suurused määratakse staatiliste arvutustega.

Trossi otsad kinnituskohdades on pleisitud 2,5—3,0 mm paksusest plekist trossisilmadele.

Masti vundament ja tõmbitsate ankurdusplokid tehakse tavaliselt massiivkonstruktsioonina. Mastid tuleb nõnda vundamendile toetada, et palkide otsad mädanema ei hakkaks. Harilikult saavutatakse see, kui jäetakse vundamendi pinna ja palgi vahele õhkvahe.

Tänapäeval kasutatakse peamiselt ühest palgist valmistatud kuni 50 m kõrgusi antennimaste.

Arvutuste seisukohalt on tõmbitsatega puitmast väikese jäikusega läbijooksev tala elastsetel tugeudel. Arvutusi alustatakse tõmbitsate dimensioneerimisega, millele järgneb masti enda, masti vundamendi ja tõmbitsate ankruplokkide dimensioneerimine.

Koormuseks mastile on tuul, jää, antenni reaktsioonid ja konstruktsiooni omakaal. Tuulekoormus määratakse normide CH 40-58 [63] kohaselt. Jääkihi paksus masti metallosadel (trossid ja antennid) võetakse Eesti NSV-s (NSVL 1. geograafiline rajoon) tabeli 15 kohaselt.

Tabel 15

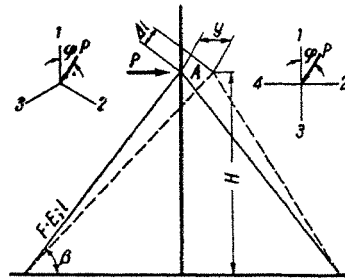
| Jääkihi paksus metallkonstruktsioonidel |     |     |     |
|---|-----|-----|-----|
| Masti kõrgus m                          | 50  | 100 | 150 |
| Jääkihi paksus cm                       | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Masti koormuse juures tuleb arvestada veel näiteks antenni või juhtmete purunemist, mis koormab masti dünaamiliselt jne., vastavalt konkreetsele olukorrale.

**Tõmbitsate arvutus.** Kui võtta deformeerunud tõmbitsa telje kujuks ruutparabool, siis on ühtlaselt jaotatud ja koon-

datud jõududega (tuul, jää ja isolaatorid) koormatud ning otstes erinevates kõrgustes kinnitatud elastse niidi tasakaalu võrrand järgmine (joon. 246):

$$\sigma_i - \eta_i^2 \frac{p_i^2 l^2 E}{24\sigma_i^2} = \sigma_0 - \eta_0^2 \frac{p_0^2 l^2 E}{24\sigma_0^2} \pm \frac{\Delta l}{l} E + \frac{\Delta H}{e} E \sin \beta, \quad (11.1)$$



Joon 246.

- kus  $\sigma$  — pinge tõmbitsas  $\text{kg/mm}^2$ ;  
 $l$  — tõmbitsa kõõlu pikkus  $\text{m}$ ;  
 $p$  — ühtlaselt jaotatud tingliku koormuse komponent tõmbitsa kõõluga risti (koormus tõmbitsa pikkuse ja ristlõike ühiku kohta)  $\text{kg/m mm}^2$ ;  
 $E$  — tõmbitsa elastsusmoodul  $\text{kg/mm}^2$ ;  
 $\eta$  — tegur, mis arvestab koondatud jõudude olemasolu;  
 $\Delta l$  — sõlme horisontaalsest paigutusest tingitud tõmbitsa pikenemine  $\text{m}$ ;  
 $\Delta H$  — sõlme kõrguse muutus normaal- ja põikkoormuse mõjul;  
 $\beta$  — tõmbitsa kaldenurk horisondi suhtes.

Toodud tasakaaluvõrrandis vastab indeks  $0$  alg- (montaaži-) skeemile; indeks  $i$  määrab tõmbitsa numברי masti töötamisel. Valemi eelviimase liikme ees kehtib märk  $+$  tuulepoolse tõmbitsa kohta, märk  $-$  allatuule olevate tõmbitsate kohta.

Koondatud koormust arvestav tegur  $\eta$  määratakse valemiga

$$\eta = 1 + \frac{p_{\text{ekv}}}{p} \quad (11.2)$$

ja

$$p_{\text{ekv}} = \frac{12}{F \beta^3} \int_l M dx, \quad (11.3)$$

kus  $\int M dx$  — lihttala, mille ava võrdub tõmbitsa avaga,

momentide epüüri pind koondatud koormusest;

$p$  — tõmbitsale mõjuv tinglik koormus kg/m mm<sup>2</sup>;

$F$  — tõmbitsa ristlõike pind.

Tõmbitsates esinevate pingete ja masti sõlme paigutuse määramiseks kasutatakse kahte sõlme tasakaalu tingimust ja  $n$  (tõmbitsate arv) elastse niidi tasakaalu võrrandit.

Sõlmes mõjuv horisontaaljõud  $P$  (joon. 246) koosneb kahest osast:  $P_1$  — mastile mõjuv tuulekoormus ja  $P_2$  — tõmbitsatele mõjuv tuulekoormus, mis kantakse mastile reaktsioonidena. Viimane on väljendatav valemiga

$$P_2 = \frac{nWl}{4} (1 + \sin^2 \beta), \quad (11.4)$$

kus  $n$  — tõmbitsate arv;

$W$  — tuulekoormus kg/m.

Kasutades varem nimetatud viit tasakaaluvõrrandit, võib kolme tõmbitsaga masti tuulepoolse tõmbitsa pinget väljendada kuupvõrrandiga:

$$\sigma_1 = \mu + \sqrt{\frac{A_3}{3(\sigma_1 - B) - 2\sigma_p \cos \varphi - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - \frac{A_2}{\sigma_2^2}}}, \quad (11.5)$$

kus  $\mu = \sigma_p (\cos \varphi + 0,58 \sin \varphi)$ ,  $\sigma_p = P : (F \cos \beta)$ ,

$$A_i = \eta_i \frac{p_i^2 l^2 E}{24},$$

$$B = \sigma_0 - \eta_0^2 \frac{p_0^2 l^2 E}{24\sigma_0^2} + \frac{\Delta H}{e} E \sin \beta \text{ ja}$$

$$b = yE \cos \beta : l.$$

Viimases valemis väljendab  $b$  tõmbitsa pinget, mis on tingitud sõlme paigutusest  $y$ .

Teades  $\sigma_1$  väärtust, võib arvutada pinged ülejäänud kahes tõmbitsas:

$$\sigma_2 = \sigma_1 - \nu \text{ ja } \sigma_3 = \sigma_1 - \mu, \quad (11.6) (11.7)$$

kus  $\nu = \sigma_p (\cos \varphi - 0,58 \sin \varphi)$ .

Sõlme paigutus  $y$  väljendub valemiga:

$$y = \frac{1}{E \cos \beta \cos(\varphi + \gamma)} \left( \sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B \right) \quad (11.8)$$

ja nurk  $\gamma$  sõlmes mõjuva horisontaalse koormuse ning sõlme paigutuse suuna vahel valemiga:

$$\gamma = \arccos \frac{\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B}{b} - \varphi. \quad (11.9)$$

Nelja sümmeetrilise tõmbitsaga masti tuulepoolses tõmbitsas

$$\sigma_1 = \sigma_P \cos \varphi + \sqrt{\frac{A_3}{2(\sigma_1 - B) - \sigma_P \cos \varphi - \frac{A_1}{\sigma_1^2}}}. \quad (11.10)$$

Nii nelja kui ka kolme tõmbitsaga mastide puhul tuleb  $\sigma_1$  leida katsetamise ja järkjärgulise lähenemise teel. Edasi arvutatakse  $\sigma_2$  ja  $\sigma_3$  valemitega.

$$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_P \cos \varphi \quad \text{ja} \quad (11.11)$$

$$\sigma_2 = \frac{A_2}{\sigma_2^2} - B = 0 \quad (11.12)$$

Masti jäikuse suurendamiseks antakse tõmbitsatele eelpinge. Sel juhul võetakse tundmatuiks sõlmede paigutused. Võttes sõlmede paigutused proportsionaalselt sõlmede kõrgusega, saadakse valem pingete arvutamiseks kolme tõmbitsaga mastis:

$$\sigma_1 = \mu + \sqrt{\frac{A_3}{3b \cos(\varphi + \gamma) - 2\sigma_P \cos \varphi + \frac{2A_1}{\sigma_1^2} - \frac{A_2}{\sigma_2^2}}}. \quad (11.13)$$

Sama valem nelja tõmbitsaga masti jaoks on:

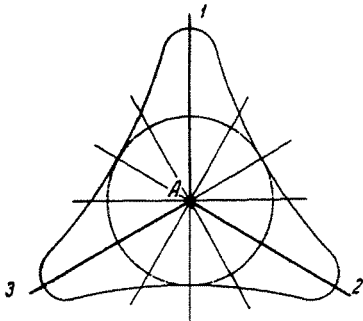
$$\sigma_1 = \sigma_P \cos \alpha + \sqrt{\frac{A_3}{2b \cos(\varphi + \gamma) - \sigma_P \cos \varphi + \frac{A_1}{\sigma_1^2}}}. \quad (11.14)$$

Asetades selliselt arvatud  $\sigma_1$  väärtuse niidi tasakaalu võrrandisse, saame:

$$\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} = B + b \cos(\varphi + \gamma), \quad (11.15)$$

kust arvatud  $B$  kaudu määratakse tõmbitsa vajalik eel-  
pinge  $\sigma_0$ .

Kolme tõmbitsaga masti sõlme paigutused, olenevalt koormuse suunast, on toodud joon. 247. Siit on näha, et



Joon 247

kõige suuremad on sõlme paigutused jõu mõjumisel nurgapoolitaja suunas. Edasi selgub joonisest, et jõu mõjumisel mingi tõmbitsa tasapinnas sõlme tasakaal ei ole stabiilne, kuna jõu suuna muutumisel väikese nurgagi võrra sõlme paigutused järsult suurenevad. Tekib lõök, mis võib purustada hapraid keraamilisi isolaatoreid. Seda puudust on võimalik kõrvaldada tõmbitsate küllaldase eelpingega, mis-sugusel juhul masti sõlme paigutuste diagramm läheneb ringjoonele.

**Masti arvutus.** Puitmastide sõlmi võib vaadelda kui šar-  
niire. Kõigepealt käsitletakse üheavalist surutud ja painu-  
tatud tala, mille diferentsiaalvõrrand on

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{ql}{2}x + \frac{qx^2}{2} - Ny. \quad (11.16)$$

Kasutades tähistust  $\varphi = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$  ja rajatingimusi (kui  $x = 0$ , siis  $y = 0$  ja kui  $x = l$ , siis  $y = 0$ ), saadakse diferentsiaalvõrrandi kahekordsel tuletamisel:

$$\max M_1 = \frac{ql^2}{8} \frac{2(1 - \cos u)}{u^2 \cos u} \quad (11.17)$$

Numbriliste arvutuste hõlbustamiseks on suuruse  $[2(1 - \cos u) : u^2 \cos u]$  väärtused vastavalt nurgale  $u$  toodud joonisel 248 (kõver 1).

Ava keskel mõjuva koormuse  $Q$  puhul on maksimaalne moment

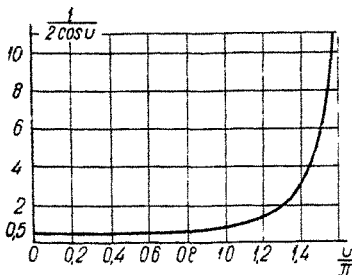
$$\max M_2 = \frac{Ql}{4} \frac{\operatorname{tg} u}{u} \quad (11.18)$$

Suuruse  $\operatorname{tg} u : u$  numbrilised väärtused vastavalt nurgale  $u$  on toodud joonisel 248 (kõver 2).

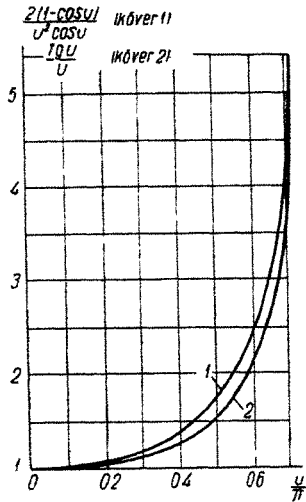
Ühe toemomendi  $M_{\text{on}}$  (näiteks tõmbitsate ekstsentrilisest kinnitusest) olemasolul

$$\max M_3 = M_{\text{on}} \frac{1}{2 \cos u} \quad (11.19)$$

Suuruse  $1 : 2 \cos u$  väärtused vastavalt nurgale  $u$  on toodud joon. 249.



Joon. 249.



Joon 248.

Kui surutud ja painutatud vardale mõjuvad kõik kolm jõudu, siis momendid summeeritakse. Kui koondatud jõud asub ava juhulikus lõikes, siis võib teda asendada ava momendi suhtes ekvivalentse jõuga ava keskel. Tõmbitsate ekstsentrilisest kinnitusest

$$M = Pe \operatorname{tg} \beta, \quad (11.20)$$

kus  $P$  — horisontaalne koormus sõlmes;

$e$  — ekstsentrilisus.

Nõtkekontrollil vaadeldakse masti kui šarniirset ahelat elastsetel tugeudel. Tagavarategurit iseloomustav nõtketegur on määratav ligikaudse valemiga:

$$\lambda = \beta_n \frac{\sum_1^n \nu_k}{\sum_1^n \frac{N_k}{l_k}}, \quad (11 21)$$

kus  $\nu_k = \frac{1}{z} = \frac{P}{y}$  — masti jäikus avas  $k$ ,

$N_k$  — normaaljõud samas avas;

$l_k$  — ava pikkus;

$\beta_n$  — avade arvust olenev tegur, mille väärtused on toodud tabelis 16.

Tabel 16

Teguri  $\beta_n$  väärtused

| Avade arv | 1   | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     |
|-----------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\beta$   | 1,0 | 0,382 | 0,308 | 0,283 | 0,271 | 0,265 | 0,250 |

Täiendavalt tuleb masti nõtket kontrollida veel igas üksikus avas eraldi.

Normide CH 40-58 [63] kohaselt määratakse resonantsi tekitav kriitiline tuule kiirus valemiga

$$V_{kp} = \frac{5d}{T}, \quad (11 22)$$

kus  $T$  — masti omavõnkesagedus;

$d$  — silindrilise masti läbimõõt  $m$

Mastile mõjuv aerodünaamiline jõud  $F(x, t)$  arvutatakse valemiga

$$F(x, t) = \frac{4}{\pi} F_0 \alpha(x) \sin \omega t = F_1(x) \sin \omega t, \quad (11 23)$$

kus  $F_0$  — jõu  $F(x, t)$  [kg/m] amplituut masti ava keskel;  
 $F_0$  määratakse valemiga

$$F_0 = \frac{V_{\text{kp}}^2 d}{64}. \quad (11.24)$$

Võnke kuju tegur

$$\alpha(x) = \frac{X_1\left(\frac{x}{h}\right)}{X\left(\frac{x}{h}\right)_{x=x_1}}, \quad (11.25)$$

kus  $X_1\left(\frac{x}{h}\right)$  — funktsioon, mis määrab masti omavõnke esimese kuju;

$x$  — vertikaalsuunaline koordinaat;

$\lambda_1$  — kaugus maksimaalse amplituudiga ristlõikest kuni koordinaatide alguseni;

$h$  — masti ava.

Resonantsi olukorrale vastavad võnkeamplituudi ja dünaamilise päindemomendi suurused masti avas arvutatakse valemitega:

$$y_g = \frac{y}{\delta} y_{\text{cr}}, \quad (11.26)$$

$$M_g = \frac{y}{\delta} M_{\text{cr}}, \quad (11.27)$$

kus  $y_{\text{cr}}$  ja  $M_{\text{cr}}$  — vaadeldava ristlõike staatiline läbipaine ja päindemoment koormusest  $F_1(x)$ ;

$\delta$  — võnkumise kustumise logaritmiline dekrement. Puitkonstruktsioonidel  $\delta = 0,02$ ; teraskonstruktsioonidel —  $\delta = 0,05$ .

Esialgsetel arvutustel tõmbitsatega mastide omavõnkesageduse määramiseks (veaga 10—15%) võib kasutada valemit

$$T = 0,01H, \quad (11.28)$$

kus  $H$  — masti kõrgus m.



## 2. TORNID

Puidust torne kasutatakse reservuaaride kandekonstruktsioonidena, kaevandusšahtide tornidena või põhiliselt horisontaalsele koormusele töötavate konstruktsioonidena, nagu triangulatsioonitornid, metsavaatlustornid jne.

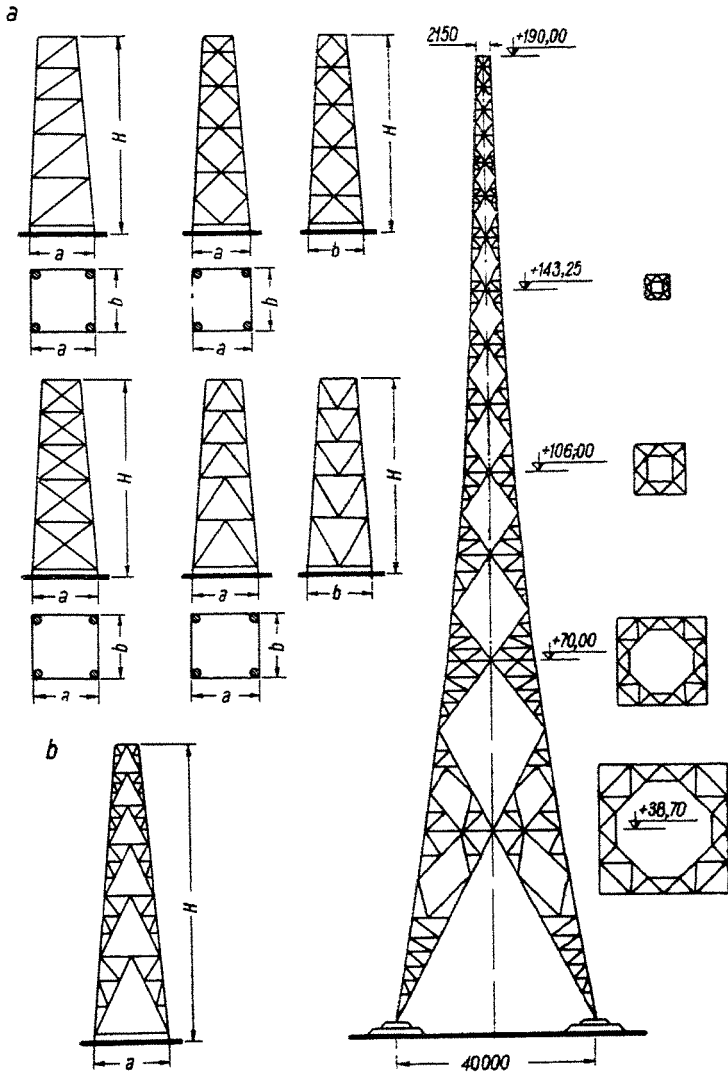
Tornid kujundatakse sõrestik-, võrk- või koorikkonstruktsioonina. Tavalise ruudukujulise plaanilise lahenduse korval kasutatakse veel kolmnurkseid, ristkülikulisi, hulknurkseid ja rõngakujulisi lahendusi.

**Sõrestiktornid.** Torni väiksema külje või läbimõõdu suhe kõrgusse peab olema  $\frac{1}{8}$  —  $\frac{1}{10}$ . Kuni 40 m kõrguste tornide konstruktsiooni skeeme on toodud joon. 250, *a*. Staatiliselt kõige sobivam on rombiline skeem, kuna siin on surutud vardad kõige lühemad. Tornid kõrgusega 40—200 m kujundatakse kas *k*- või rombsõrestikkudena, mida täiendatakse veel lisavarrastega (joon. 250, *b*). Torni jäikuse suurendamiseks kasutatakse horisontaalseid diafragmasid, kus ühtlasi asuvad ka trepipedestid.

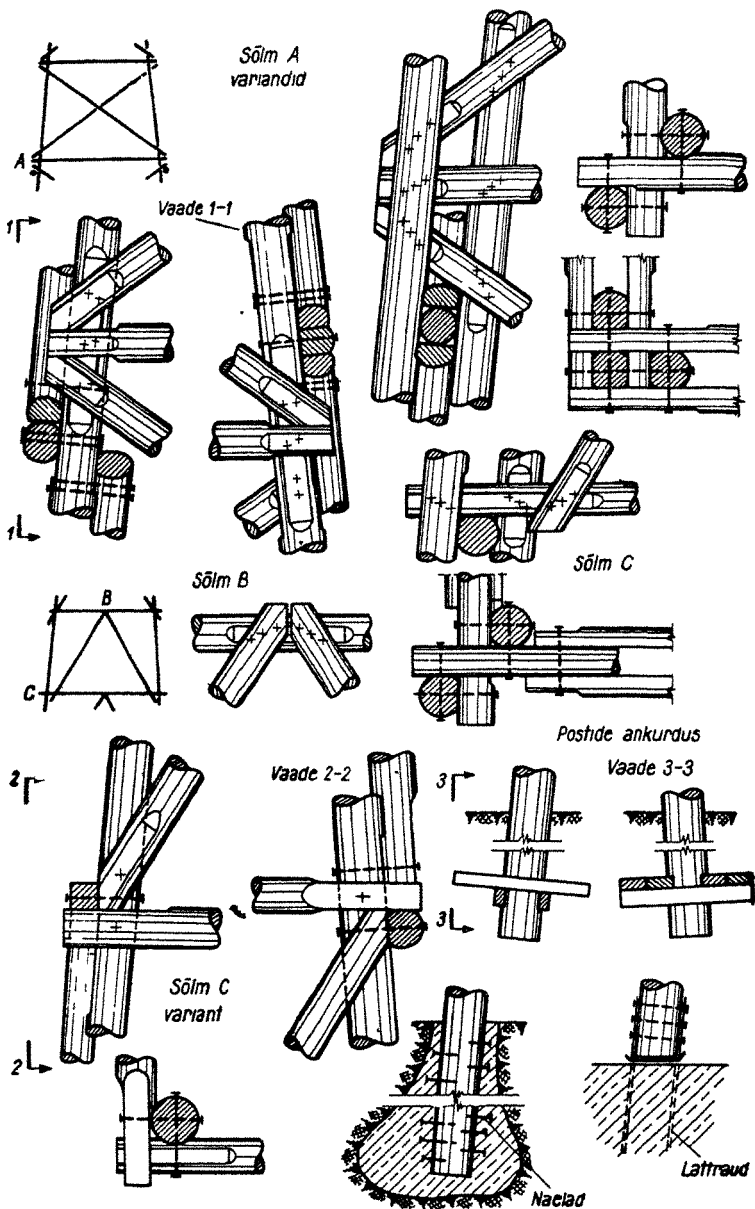
Sõrestiktornides kasutatakse põhiliselt palke ja poolpalke, harvemini ka prusse ja laudu. Torni postid moodustatakse ühest, kahest või kolmest, võrguvardad ühest või kahest elemendist. Ristuvate diagonaalidena kasutatakse mõnikord ka ümarterasest tõmbitsaid. Sõlmed konstrueeritakse tapp-, polt- (kõige tavalisem) või naelühendustena. Puidust sõrestiktornide sõlmede näiteid on toodud joon. 251. Torni vundamente tehakse nii massiiv- kui ka puitkonstruktsioonidena. Torni postid ankurdatakse vundamentide külge.

Torni dimensioneerimisel on mõõduandvateks koormusteks torni ja abikonstruktsioonide (trepid, platvormid jne.) omakaal, kasulik koormus (veereservuaar, puurtorni puurimiseadmed jne.) ja jää- ning tuulekoormus. Konstruktsiooni omakaal määratakse esialgsete ligikaudsete arvutustega ja tuulekoormus normide CH 40-58 kohaselt.

Staatilistel arvutustel jaotatakse kõik koormused torni sõlmedesse. Kui torni postide nurk vertikaali suhtes on vähem kui  $20^\circ$ , siis võib varraste sisejõudude määramise lihtsustamiseks jaotada torni tasapinnalisteks konsool-sõrestikkudeks. Vastasel juhul tuleb torni vaadelda kui



Joon 250.



Joon 251.

ruumilist konstruktsiooni. Staatiliselt määramatu ristuvate diagonaalidega sõrestiktorni varraste sisejõudude arvutamisel eemaldatakse mõtteliselt igast paneelist üks diagonaal. Kui diagonaalid on tehtud ainult tõmbele töötavate metalltõmbitsatena, siis eemaldatakse arvutuskeemist surutud diagonaalid, kuna need survele niikuinii ei tööta (nõtkuvad välja). Kui aga ristuvad diagonaalid on sõlmedes ühendatud tõmbele mittetöötavate tappidega, siis eemaldatakse arvutuskeemist tõmmatud diagonaalid. Juhul kui mõlemad diagonaalid on suutelised vastu võtma nii surve- kui ka tõmbejõudu, siis on ükskõik, milline diagonaal igast paneelist eemaldatakse. Sel juhul võrdub mõlema diagonaali sisejõud staatiliselt määratud skeemist arvatud diagonaali poole sisejõuga.

Vastavalt staatiliste arvutuste teel leitud sisejõududele dimensioneeritakse vardad ja ühendused tavalisel viisil.

Mõningatel juhtudel (triangulatsioonitornidel jne.) tuleb kontrollida ka torni deformatsioone horisontaalsuunas. Torni tippu maksimaalne läbipaine  $f$  määratakse valemiga

$$f = \Sigma N_0 \frac{Nl}{FE}, \quad (11.29)$$

kus  $N_0$  — sõrestiku varraste sisejõud, mis on põhjustatud torni tipus rakendatud horisontaalsest ühikjõust;

$N$  — sõrestiku varraste arvutuslikud sisejõud;

$E$  — puidu elastsusmoodul;

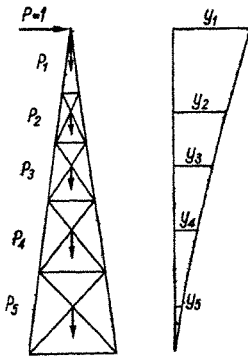
$l$  ja  $F$  — vastavalt varda pikkus ja ristlõikepind.

Triangulatsioonitornide juures on tähele pandud nende pöördumist, mis algab päikese tõusuga. Torni tipp teeb ööpäeva jooksul ellipsitaolise ringi päikese liikumisele vastupidises suunas, kusjuures väändedeformatsioon võib olla kuni 4'—15'.

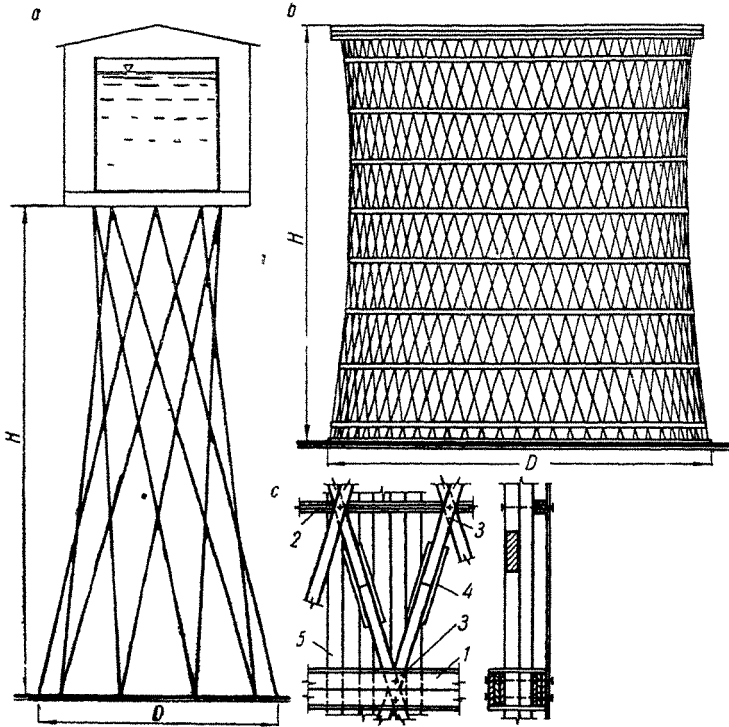
Sõrestiktorni omavõnkesagedus määratakse valemiga:

$$T = 6,28 \sqrt{\frac{P_1 y_1^2 + P_2 y_2^2 + \dots + P_n y_n^2}{g y_1}}. \quad (11.30)$$

kus  $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$  — koormuste  $P_1, P_2, \dots, P_n$  rakendus-



Joon 252



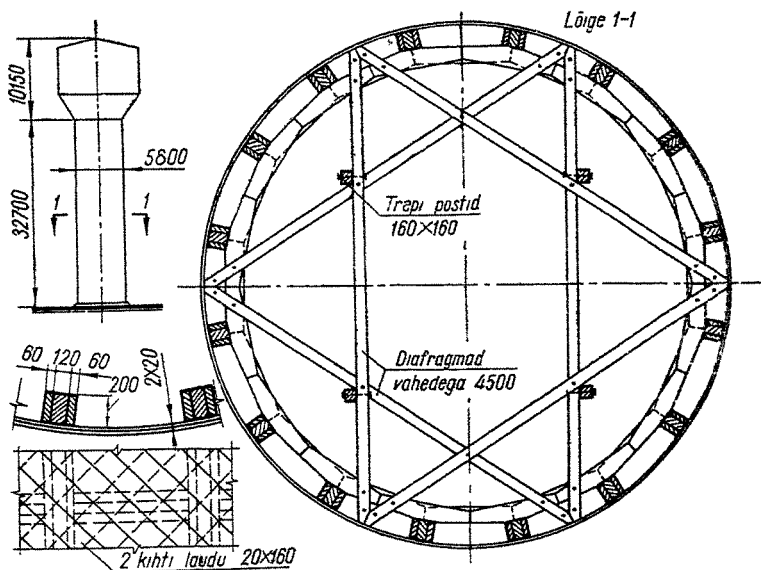
Joon 253

punktide horisontaalsed paigutused, mis on põhjustatud torni otsas mõjuvast jõust  $P = 1$  (joon. 252).

V. Šuhhovi torn kujutab endast hüperboloidset pinda, mis kujundatakse kalduasetatud postide süsteemist (joon. 253, a). Postid ühendatakse ristumiskohtades poltidega. Torni jäigastamiseks asetatakse samadesse ristlõigetesse horisontaalsed diafragmad (varraskonstruksioonid või rõngad). Kõik postid ankurdatakse vundamentide külge.

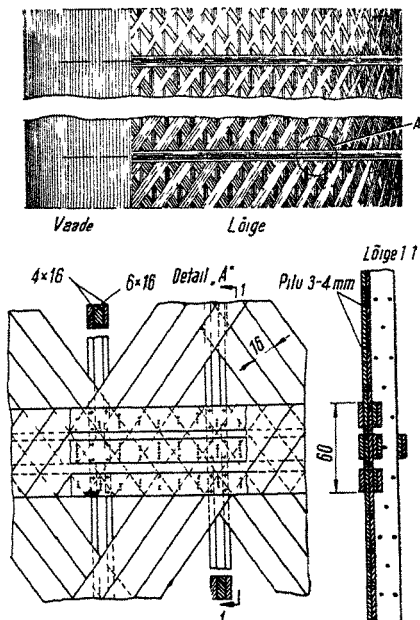
Kirjeldatud võrkkonstruktsiooniga torne kasutatakse peamiselt gradiiridena (joon. 253, b), harvemini veetornidena (joon. 253, a). Seina detailil c on tähistatud: 1 — töötav vöö; 2 — montaaživöö; 3 — poldid; 4 — posti jätk; 5 — vooder.

Kooriktornid liigitatakse konstruktsiooni järgi ribilisteks ja õhukeseseinalisteks. Ribidega kooriktornide põhilisteks konstruktiivseteks detailideks (joon. 254) on kooriku moodustaja suunalised laudadest pakettistlõikega või prussi-



Joon 254.

dest ribid, millele on  $45^\circ$  all naelutatud kahekihiline laudroovitis. Torni ristlõigete jäigastamiseks kasutatakse 4–5 m vahedega horisontaalseid diafragmasid. Kirjelatud konstruktsioone kasutatakse peamiselt veetornidena.



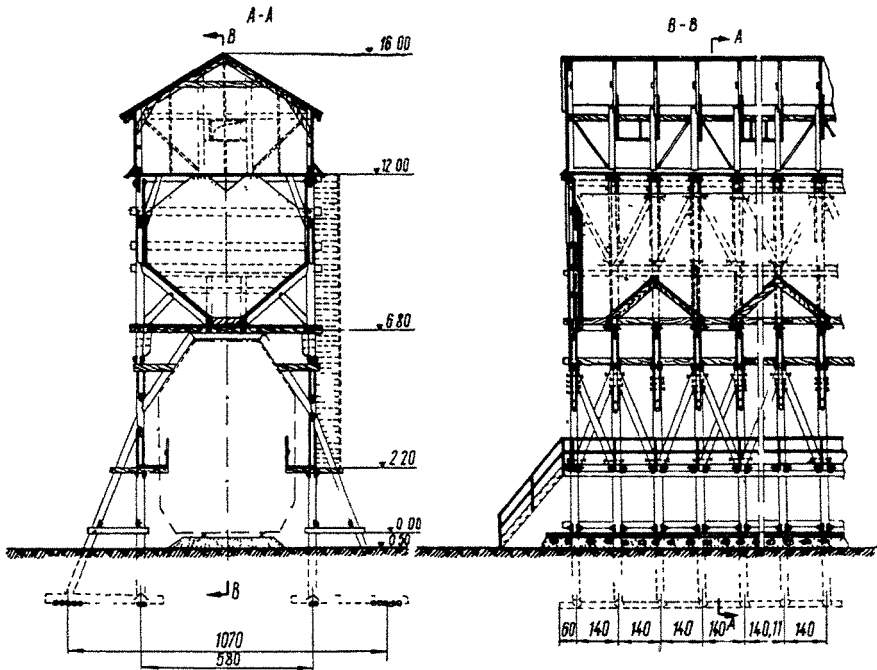
Joon 255.

Õhukeseseinaliste kooriktornide (joon. 255) sein tehakse moodustajasuunalistest laudribidest, ribide suhtes  $45^\circ$  all olevate ristuvate voodrilaudade kahest kihist ja laudadest painutatud rõngasdiafragmadest. Selliseid torne kasutatakse gradiiridena.

Nii V. Šuhhovi tüüpi kui ka kooriktornide kasutamine on suhteliselt piiratud; seetõttu siin nende arvutusel ei pea-tuta. Vajaduse korral vt. [36].

## 3. PUNKRID JA SILOD

Mõningaid näiteid puidust **punkrite** konstruktsioonidest on toodud järgnevatel joonistel.



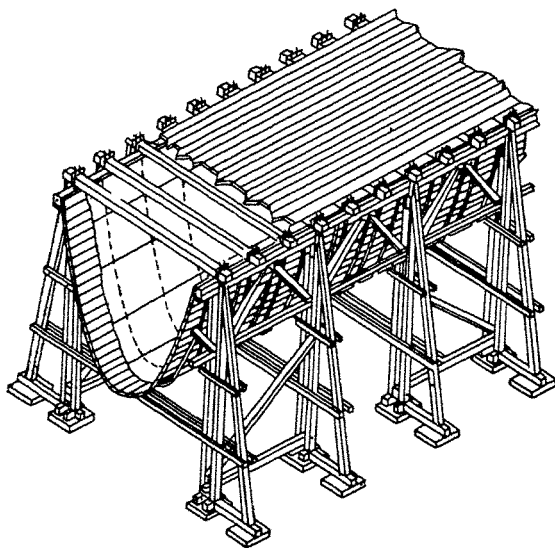
Joon. 256

Joon. 256 on toodud 60 m<sup>3</sup> kambrimahuga kivisööpunkri skeem. Punkri põhilisteks konstruktsioonideks on 1,4 m sammuga põikraamid, mille postid on väljastpoolt tugevdatud viltuste tugegedega. Punkri kambri vertikaalne koormus kantakse raami postide külge tapitud ja polditud ning riiviga tugevdatud taladele. Punkri vertikaalseintele langev horisontaalkoormus võetakse vastu raami postide poolt.

Joon. 257 on toodud ülesriputatud punkri konstruktsioon.



Punker toetub kahele postide reale, mis on taladega piki- ja põiksuunas ühendatud. Ülemiste põiktalade külge on kinnitatud latt- või ümarterasest rippuvad tõmbitsad, millele omakorda toetatakse laudpõrand. Kirjeldatud punkritüüp on odav ja kergesti valmistatav.



Joon. 257.

Punkrite dimensioneerimisel mõõduandvateks koormusteks on omakaal, täitematerjali kaal ja tuulekoormus. Punkri põranda ja seina lauad arvutatakse lihttalade skeemist. Puistematerjali surve horisontaalsele põrandale on

$$q_y = \gamma h, \quad (11.31)$$

kus  $\gamma$  — puistematerjali mahukaal ja  
 $h$  — puistematerjali kihi paksus.

Täitematerjali surve vertikaalseinale on

$$q_x = \gamma h \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad (11.32)$$

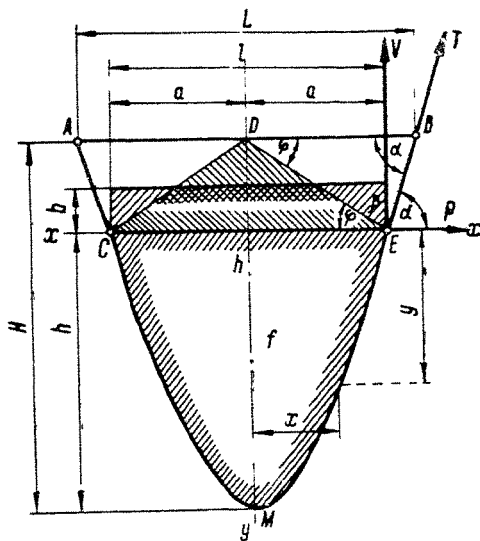
kus  $\varphi$  — puistematerjali loomulik kaldenurk, mis näiteks

kivisöel on mahukaalu  $\gamma = 850\text{--}900 \text{ kg/m}^3$  puhul  $27^\circ$  ja kruusal mahukaalu  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$  puhul  $36\text{--}40^\circ$ .

Täitematerjali normaalisuunaline surve horisondi suhtes nurga  $\alpha$  all olevale pinnale on

$$q_\alpha = q_x \sin^2 \alpha + q_y \cos^2 \alpha. \quad (11.33)$$

Ülesriputatud punkrite dimensioneerimiseks vajalikud suurused punkri pikkusühiku kohta vastavalt joon. 258 toodud tähistustele on:



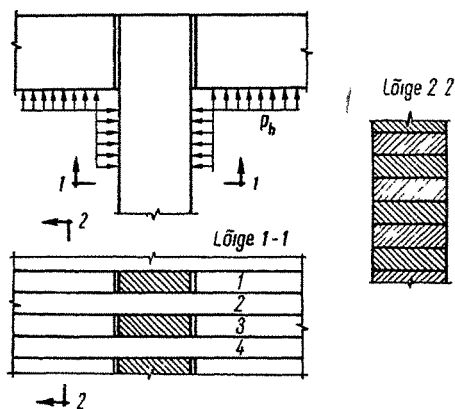
Joon. 258.

punkri ristlõike pind  $F = 0,637hl$ ,  
 vertikaalne reaktsioon  $V = 0,318hlr$ ,  
 horisontaalne reaktsioon  $P = 0,101l^2v$  ja

sisejõud seinas  $T = \sqrt{V^2 + P^2} = \frac{l\gamma}{\pi} \sqrt{h^2 + \frac{l^2}{\pi}}$ .

Puidust silosid kasutatakse peamiselt teravilja, vähemal määral ka teiste puistematerjalide hoidlatena. Silokorpuse põhiplaani valitakse tavaliselt täisnurksena. Silokorpuse

laius peab kindlustama tuulekoormuse seisukohalt küllaldase stabiilsuse ja keldrikorruse teenindusruumide rahuldava valgustuse. Neist seisukohtadest lähtudes kasutatakse praktikas peamiselt kolme- või neljarealisi korpusi, mis ühtlasi annavad ka ökonoomse kambri seinte üldpikkuse. Teostatud võrdlusarvutused näitavad, et kõige odavam lahend saadakse silokambri külje pikkuse puhul 3,2–3,5 m. Arvestades standardsete laudade pikkust, võiks silokambri külje pikkus olla kuni 3,2 m ja silokorpuse maksimaalne kõrgus 20–25 m.



Joon 259

Silo sein kujundatakse lapiti asetatud laudadest (joon. 259), mis naeltega ühendatakse. Seinalaudade paksuseks valitakse tavaliselt 5 cm, kuna laius määratakse arvutustega (minimaalne laius 10 cm). Vastavalt sisejõududele võib teha seina alumise osa paksemaks.

Silo seinteks kasutatakse töötlemata saelaudu. Kuna osa laudu on ka kaardunud, siis deformatsioonid vertikaalsest survest võivad olla kuni 3%. Näiteks 20 m kõrgune sein lüheneb laudadevaheliste pilude arvel kuni 60 cm. Sellise seina deformatsioone tuleb arvestada, eriti välisvoodri konstruktsiooni projekteerimisel.

Täitematerjali surve all töötab silo sein paindele ja

tõmbele. Tõmbejõu ülekandmiseks sõlmedesse lastakse iga teine laud mõlemas suunas sõlmest läbi (joon. 260).

Seina sisejõudude määramisel, arvestades ka hõõrdejõudusid täitematerjali ja silo seina vahel, saadakse:

horisontaalne surve

$$p_h = \frac{\gamma F}{fU} (1 - e^{-\xi}) \quad \text{ja} \quad (11.34)$$

vertikaalne surve

$$p_v = \frac{\gamma F}{fkU} (1 - e^{-\xi}), \quad (11.35)$$

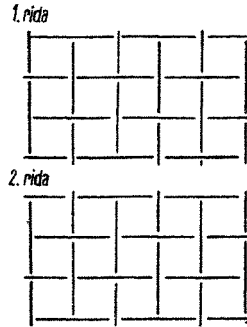
kus  $\gamma$  — täitematerjali mahukaal;  
 $F$  — silokambri ristlõikepind;  
 $f$  — hõõrdetegur;  
 $U$  — silokambri perimeeter;  
 $k = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$ ,

kus  $\varphi$  — puistematerjali loomulik kaldenurk;

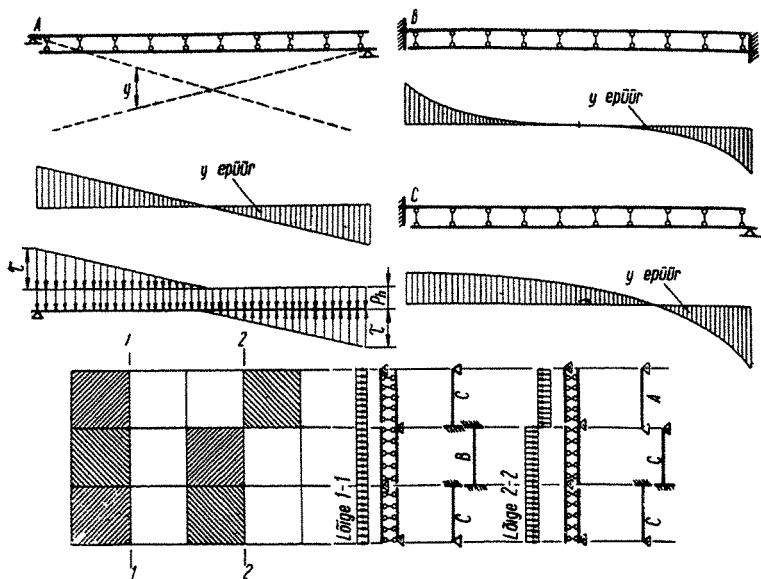
$$\xi = \frac{U}{F} fky$$

ja  $y$  — vaadeldava lõike kaugus silo ülemisest servast.

Seinalaudu paindele dimensioneerides tuleb arvestada, et kahest teineteise peal olevast lauast üks läbib ühe ja teine teise sõlme. Sellises arvutuskeemis (joon. 261) on mõlemad nimetatud lauad omavahel ühendatud sidemetega (naelad ja hõõrdejõud). Toetustingimustest olenevalt esineb kolm arvutuskeemi (joon. 261, *a*, *b*, *c*). Paindemomendi määramisel oletatakse, et nihkejõudude (sidemete reaktsioonid) jaotus kahe laua vahel on proportsionaalne laudade võimalikkude suhteliste paigutustega  $y$ . Selle eelduse kohaselt (näidatud punktiiris) saadakse ühe talaelemendi tasakaalutingimusest maksimaalne nihkepinge  $\tau = 3p_h$  ja paindemoment ühe laua suhtes  $M = \frac{1}{6} p_h l^2$ . Sidemete arvutamisel arvestatakse ka seinalaudade vahelist hõõret.



Joon. 260.

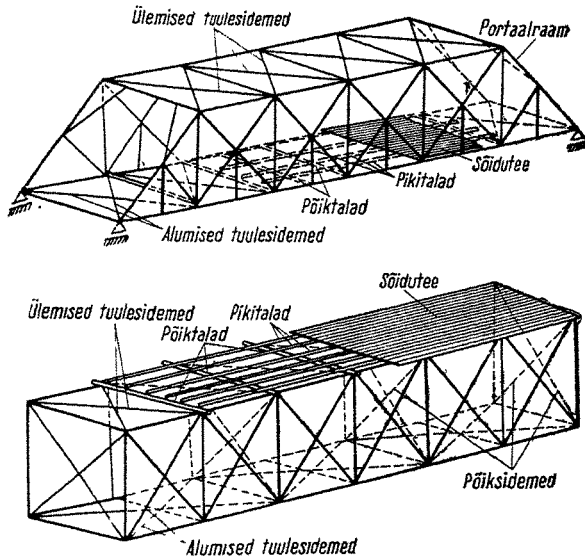


Joon 261

#### 4. ESTAKAADID JA GALERIID

Staatilise töötamise seisukohalt erinevad estakaadid ja galeriid eelvaadeldud konstruktsioonidest sellega, et siin mõjub liikuv kasulik koormus. Sellest tingitult võivad kandekonstruktsiooni elementides esineda kahemärgilised sisejõud, mis nõuab ühenduste head tihedust. Maksimaalsed sisejõud esinevad vaid lühiajaliselt, mis mõnel juhul lubab kasutada suuremaid puidu arvutuslikke tugevusi. Liikuva koormuse dünaamilist mõju ei arvestata, tänu puitkonstruktsiooni mitmekordsetele vetruvatele ristikiudu muljumisele töötavatele ühendustele.

Estakaadide konstruktsioon koosneb peakandjatest, neid ühendavatest sidemetest, sõiduteest ja tugedest. Olenevalt sõidutee asetusest (all või ülal), on joon. 262 toodud kaks põhilist skeemi. Kui gabariitmõõtmed võimaldavad, siis on lahtiste konstruktsioonide puhul eelistatud lahend sõidu-



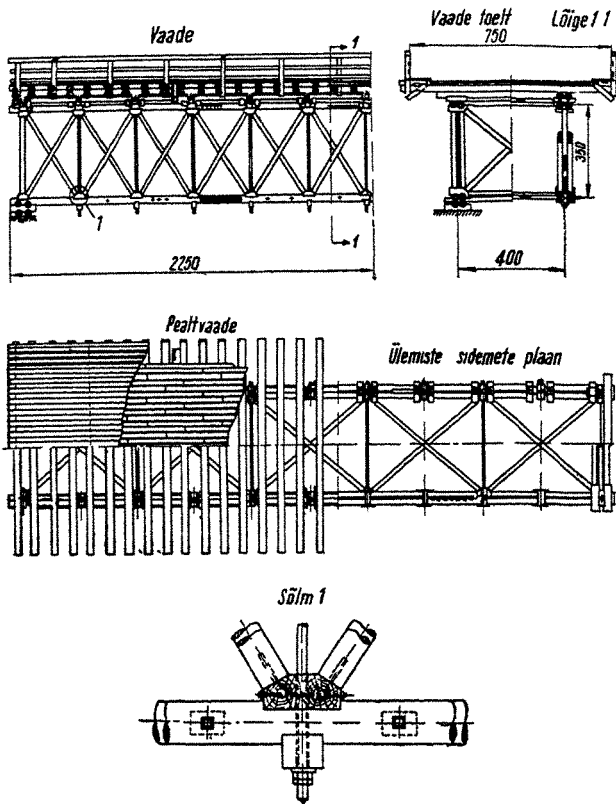
Joon. 262.

teega ülal, mispuhul võib kasutada enam kui kahte peakandjat. Kinniste galeriide puhul aga on sobivam lahend sõiduteega all, mispuhul kaks peakandjat võimaldavad paremini projekteerida piirdekonstruktsioone. Peakandjana kasutatakse monoliitseid ja tüübeldatud talasid, sõrestik-, täisseinalisi konstruktsioone, samuti mitmesuguseid tugistikke.

Kandekonstruktsioonide elementide sisejõud nii liikuvast kui ka alaliselt mõjuvast koormusest määratakse mõjujoonte abil.

Suureavaliste ja tugevasti koormatud estakaadide konstruktsioonides kasutatakse *How-Zuravski* sõrestikke, mille skeem ja konstruktiivseid detaile on toodud joon. 263. Sõrestikkonstruktsioonide võõd ja ristuvad diagonaalid tehakse puidust (palkidest või prussidest); postid — ümarterasest tõmbitsatena. Need kandekonstruktsioonid on eriti levinud sillaehituses, kus neid kasutatakse avadel 20—50 m sõiduteega ülal või all.

*How-Zuravski* sõrestikud seotakse omavahel ülemise ja



Joon 263

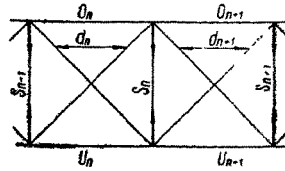
alumise vöö pinnas horisontaalsete tuulesõrestikkudega ja põiki vertikaalsete sidemetega või, kui sõidutee on all, siis raamidega. Diagonaalid kinnitatakse sõlmedesse vahelklotside (tavaliselt tammepuidust) ja metallpulkade abil.

Sõrestiku varraste sisejõudude määramisel eemaldatakse langevad või nn kõrvaldiagonaalid, millega ülesanne kujuneb staatiliselt määratuks. Mõjujoonte konstrueerimisel siinkohal ei peatuta.

Et sõrestiku diagonaalid oleksid tihedalt tappides, tuleb metallpostide abil anda konstruktsioonile eelpinge.

Kui oletada, et paneelis jaguneb põikjõud  $Q_n$  võrdselt kahele diagonaalile (üks on surutud ja teine tõmmatud), siis (joon. 264)

$$D_n = \frac{Q_n}{2 \sin \alpha}. \quad (11.36)$$



Joon. 264.

Selleks et kõrvaldiagonaalid ei tekiks väliskoormusest tõmmet, peab olema rahuldatud tingimus:

$$d_n - \frac{Q_n}{2 \sin \alpha} = 0 \text{ või } d_n = \frac{Q_n}{2 \sin \alpha}, \quad (11.37)$$

kus  $d_n$  — kõrvaldiagonaali sisejõud väliskoormusest. Siit saadakse vajalik posti ettepingutuse suurus:

$$S_n = \frac{Q_n + Q_{n+1}}{2}, \quad (11.38)$$

mispuhul  $\max D_n = d_n + D_n = \frac{Q_n}{\sin \alpha}$ .

Postide eelpingest tingitud täiendav jõud võös on:

$$O_n = U_n = d_n \cos \alpha = \frac{Q_n \operatorname{ctg} \alpha}{2}. \quad (11.39)$$

Siit selgub, et alumine vöö saab täiendava tõmbesisejõu, mis aga ava keskel on minimaalne ( $Q \approx 0$ ). Kirjeldatust selgub, et sõrestiku sisejõudude määramisel ei ole vaja postide eelpingestust arvestada.

Sõidutee konstruktsiooni elementideks on põiktalad, pikitalad ja teekate. Ülalasestseva sõiduteega estakaadidel toetub viimane vahetult palkidest põiktaladele. Allasuva sõiduteega estakaadide puhul on põiktalade ava küllaltki suur, mispärast need tehakse kas mitmest kokkupõlditud palgist (prussist) või tüübeldatud taladest. Pikitalad toetuvad põiktaladele, neile asetatakse risti sõidutee talad.

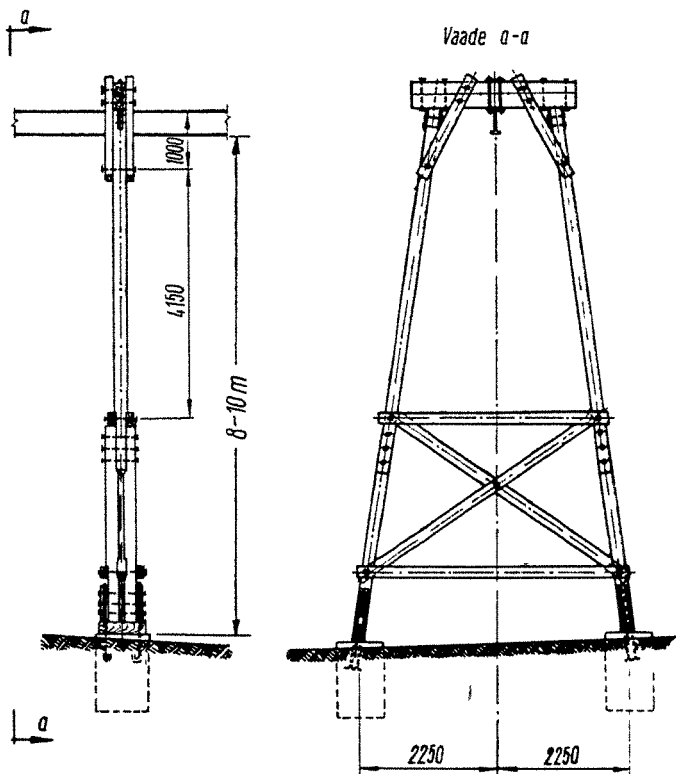
Vastavalt transpordi liigile (roobas-, lint- jne.) valitakse sõidutee konstruktsioon. Tavaliselt kasutatakse kahekihilist laudadest sõiduteed. Alumine töötav lauakiht asetatakse sõidutee- või põiktaladega risti, kuna pealmised konstruktiivsed laudad asetatakse kas alumiste suunas või



nendega risti. Pikilaudadest sõidutee on sobivam siis, kui on oodata kattelaudade suurt kulumist teatud pikijoontel, mis puhul tuleks välja vahetada ainult üksikud laud. Teine lahend sellevastu jaotab koondatud koormust põiksuunas paremini, kuid kulumise korral tuleb pealmine lauakiht kogu ulatuses uuendada.

Roobastranspordi puhul kasutatakse kas pikitaladele või, ülalasetseva sõidutee puhul, vahetult peakandjatele toetatud talasid — nn. sillaprusse.

Estakaadid toetatakse kas vai- või raamtugedele. Eelistatavamad on raamtoed, mille puitosa on massiivvundamen-



Joon. 265.



Tabel 11

Puidu normatiivne mahukaal  $\text{kg/m}^3$   
(НнТУ 122-55 jargi)

| Jrk.<br>nr | Puidu liik                | Puidu mahukaal konstruktsioonis |                           |
|------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------|
|            |                           | niskuse eest<br>kaitstud        | niskuse eest<br>kaitsmata |
|            |                           | a                               | b                         |
|            | <i>Okaspuud</i>           |                                 |                           |
| 1          | Lehtmand                  | 650                             | 800                       |
| 2          | Mand, kuusk               | 500                             | 600                       |
|            | <i>Kõva lehtpuud</i>      |                                 |                           |
| 3          | Tamm, kask, saar, vaher   | 700                             | 800                       |
|            | <i>Pehme lehtpuud</i>     |                                 |                           |
| 4          | Haab, pappel, lepp, parrn | 500                             | 600                       |

Markus Varskelt rautud okaspuudu ja pehme lehtpuudu mahukaaluks võetakse  $850 \text{ kg/m}^3$  ja kõva lehtpuudu mahukaaluks  $1000 \text{ kg/m}^3$

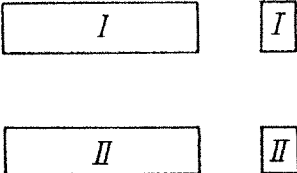
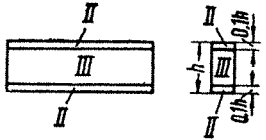
Tabel 1.2

Kandekonstruksioonide elementide kategooriad  
(HnTY 122-55 järgi)

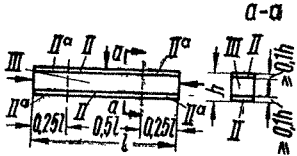
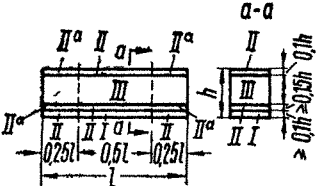
| Jrk. nr. | Elemendi nimetus   | Kategooria |
|----------|--|------------|
| 1        | Konstruksioonide (sealhulgas ka liittalade) tõmmatud elemendid, kui nende arvutuslikust kandevõimest on kasutatud enam kui 70% | I          |
| 2        | Konstruksioonide surutud ja painutatud elemendid   | II         |
| 3        | Konstruksioonide tõmmatud elemendid, kui nende arvutuslikust kandevõimest on kasutatud mitte rohkem kui 70%                    | II         |
| 4        | Laudised, roovitis ja mittevastutusrikkad elemendid, mille purunemine ei riku kandekonstruksiooni terviklikkust                | III        |

Märkus Nõudeid konstruksioonide surutud ja painutatud elementide puidu kvaliteedi kohta võib vastavalt tehnilistele tingimustele vähendada, kui elementide arvutuslikust kandevõimest kasutatakse mitte rohkem kui 70%; samuti võib vähendada nõudeid ka liimitud konstruksioonide puidule.


Liimitud kandekonstruktsioonide elementide kategooriad  
(CH 11-57 järgi)

| Jrk. nr. | Konstruktsiooni või elemendi nimetus   | Kategooria | Elementide asetuskeem  |
|----------|--|------------|--|
| 1        | <p>Laudade paketest tõmmatud elemendid (tõmbevööd, sõrestikkude vardad ja tõmmatud vööd jne):</p> <p>a) kasutades arvutuslikust kandevõimest enam kui 70%</p> <p>b) kasutades arvutuslikust kandevõimest mitte rohkem kui 70%</p>                  | I<br>II    |  |
| 2        | <p>Laudade paketest sõrestikkude ülemised vööd ja kaared:</p> <p>a) ristlõike äärmised tsoonid kõrgusega <math>0,1 h</math> (kuid mitte vähem kui kaks lauda) elemendi kogu pikkuses</p> <p>b) ristlõike keskmine tsoon elemendi kogu pikkuses</p> | II<br>III  |  |

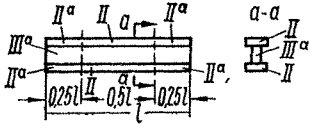
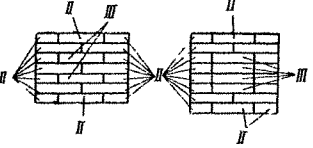
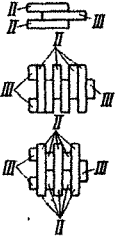
Tabel I.3 (järg)

| Jrk. nr. | Konstruktsiooni või elemendi nimetus  | Kategooria                       | Elementide asetuskeem  |
|----------|---|----------------------------------|--|
| 3        | <p>Mitmekihilised talad kõrgusega <math>h \leq 50</math> cm, surutud postid, sõrestike võrgu elemendid jne.:</p> <p>a) ristlõike äärmised tsoonid kõrgusega <math>0,1 h</math> (kuid mitte vähem kui kaks lauda) elemendi pikkuse (tala sildeava) keskmistes veerandites</p> <p>b) sama, elemendi pikkuse äärmistes veerandites</p> <p>c) ristlõike keskmine tsoon elemendi kogu pikkuses</p> | <p>II</p> <p>II a</p> <p>III</p> |  |
| 4        | <p>Mitmekihilised talad kõrgusega <math>h &gt; 50</math> cm:</p> <p>a) tala ristlõike tõmmatud tsooni äärmine osa kõrgusega <math>0,1 h</math> (kuid mitte vähem kui kaks lauda) tala sildeava keskmistes veerandites</p> <p>b) sama, tala sildeava äärmistes veerandites</p>   | <p>I</p> <p>II</p>               |  |

Tabel I.3 (järg)

| Jrk. nr. | Konstruktsiooni või elemendi nimetus  | Kategooria            | Elementide asetuskeem  |
|----------|---|-----------------------|--|
|          | c) tala ristlõike tõmmatud tsooni teine osa kõrgusega $0,15 h$ (alates esimesest tsoonist) ja surutud tsoon kõrgusega $0,1 h$ (kuid mitte vähem kui kaks lauda) tala sildeava keskmistes veerandites<br>d) sama, tala sildeava äärmistes veerandites<br>e) tala ristlõike keskmine tsoon kogu sildeava ulatuses | II<br>II a<br>III     |  |
| 5        | Vineerseinaga I-ristlõikega talad:<br>a) tala tõmmatud vöö sildeava keskmistes veerandites<br>b) sama, sildeava äärmistes veerandites<br>c) tala surutud vöö sildeava keskmistes veerandites<br>d) sama, sildeava äärmistes veerandites   | I<br>II<br>II<br>II a |  |

Tabel 1.3 (järg)

| Jrk. nr. | Konstruktsiooni või elemendi nimetus   | Kategooria          | Elementide asetuskeem   |
|----------|--|---------------------|---|
| 6        | Laudseinaga I-ristlõikega talad:<br>a) tala tõmmatud ja surutud vööd sildeava keskmistes veerandites<br>b) sama, sildeava äärmistes veerandites<br>c) tala sein kogu sildeava ulatuses | II<br>II a<br>III a |   |
| 7        | Vaiad:<br>a) välimistes kihtides<br>b) sisemistes kihtides   | II<br>III           |   |
| 8        | Punnsein hüdrotehnilistes ehitistes  | II ja III           |  |



Tabel I.4

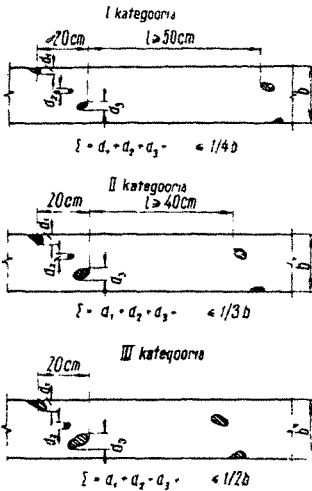
**Saematerjalide lubatavad puiduvead**  
(ННТУ 122-55 järgi)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus                         | Lubatavad puiduvead vastavalt elemendi kategooriale   |   |                            |
|----------|--|---|---|----------------------------|
|          |  | I   | II  | III                        |
| 1        | Mädanikud                                | Ei lubata   |   |                            |
| 2        | Putukvigastused                          | Ei lubata   |   | Lubatakse ainult pinnalisi |
| 3        | Oksad, välja arvatud pehk- ja tubakoksad | Lubatakse, kui:<br>a) oksavööndite vahekaugus on vähemalt:<br>50 cm   40 cm   ei normeerita<br>b) kõigi 20 cm pikkusel paiknevate okste laiuste summa ühel küljel ei ületa:<br>$\frac{1}{4}$   $\frac{1}{3}$   $\frac{1}{2}$ laua laiust<br>elemendi vastavast küljest<br>c) elementide ühendustsoonides ei ületa sisemiste okste läbimõõd<br>$\frac{1}{6}$   $\frac{1}{4}$  <br>elemendi küljest   ei normeerita |   |                            |
| 4        | Tubak- ja pehkoksad                      | Ei lubata   | Lubatakse vastavalt p. 3., kui:<br>a) oksa läbimõõd ei ületa<br>20 mm   50 mm<br>b) okste arv 1 m pikkusel ei ületa:<br>1   2 |                            |

Tabel I.4 (järg)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus                            | Lubatavad puiduvead vastavalt elemendi kategooriale  |    |   |
|----------|---|--|----|---|
|          |   | I  | II | III   |
| 5        | Tulioksad                                   | Ei lubata  |    | Ei normeerita   |
| 6        | Kaldsüülisus                                | Lubatakse 1 m pikkuse kohta kuni<br>7 cm   10 cm   15 cm   |    |   |
| 7        | Praod väljaspool ühendusi                   | Lubatakse sügavusega (sümmeetrilise asetuse puhul elemendi vastaskülgedel — summaarse sügavusega) kuni<br>$\frac{1}{4}$   $\frac{1}{3}$<br>elemendi paksusest; pikkusega (prussides iga pragu eraldi, laudades ühel küljel asuvate pragude üldpikkus)<br>$\frac{1}{4}$   $\frac{1}{3}$<br>elemendi pikkusest |    | Ei normeerita   |
| 8        | Praod ühenduste lõikele töötavates pindades | Ei lubata  |    |   |
| 9        | Säsi  | Laudades paksusega 6 cm ja vähem ei lubata   |    | Kuni 6 cm paksustest serviti laudades talades ei lubata |

Tabeli 1.4 järg



Märkus. Oksa läbimõõt määratakse elemendi pikiteljega risti.

Tabel 1.5

## Ümarmaterjalide lubatavad puiduvead

(HNTY 122-55 järgi)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus                         | Lubatavad puiduvead vastavalt elemendi kategooriale                |    |                            |
|----------|--|--|----|----------------------------|
|          |  | I  | II | III                        |
| 1        | Mädanikud                                | Ei lubata  |    |                            |
| 2        | Putukvigastused                          | Ei lubata  |    | Lubatakse ainult pinnalisi |
| 3        | Oksad, välja arvatud pehk- ja tubakoksad | Lubatakse, kui:<br>a) oksavööndite vahekaugus on vähemalt<br>50 cm |    | 30 cm<br>Ei normeerita     |

Tabel I.5 (järg)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus    | Lubatavad puiduvead vastavalt elemendi kategooriaie   |    |  |
|----------|---------------------|---|----|--|
|          |                     | I   | II | III  |
|          |                     | b) ühe võõndi ulatuses paiknevate okste läbimõõtude summa ei ületa<br>$\frac{3}{4}$   1,0<br>palgi läbimõõtu vastavas ristlõikes;   |    | Ei normeerita  |
|          |                     | c) ühegi oksa läbimõõt väljaspool oksavõõndeid ei ületa<br>$\frac{1}{4}$   $\frac{1}{3}$<br>palgi läbimõõtu vaadeldavas ristlõikes, ühenduste tsoonis aga<br>$\frac{1}{6}$   $\frac{1}{4}$<br>palgi läbimõõtu |    |  |
| 4        | Pehk- ja tubakoksad | Ei lubata   |    | Lubatakse 1 tk. 2 m pikkuse kohta, kui oksa läbimõõt ei ületa $\frac{1}{5}$ palgi läbimõõtu vaadeldavas ristlõikes |
| 5        | Tulioksad           | Ei lubata   |    | Ei normeerita  |
| 6        | Kaldsüülisus        | Lubatakse 1 m pikkuse kohta kuni<br>10 cm   15 cm   |    | Ei normeerita  |

Tabel I 5 (järg)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus                            | Lubatavad puiduvead vastavalt elemendi kategooriale  |    |               |
|----------|---|--|----|---------------|
|          |   | I  | II | III           |
| 7        | Praod väljaspool ühendusi                   | Lubatakse sügavusega (sümmeetrilise asetuse puhul palgi vastaskülgedel — summaarse sügavusega) kuni<br>$\frac{1}{4}$   $\frac{1}{3}$<br>palgi läbimõõtu vaadeldavas ristlõikes, pikkusega igauks kuni<br>$\frac{1}{3}$   $\frac{1}{2}$<br>elemendi pikkusest |    | Ei normeerita |
| 8        | Praod ühenduste lõikele töötavates pindades | Ei lubata  |    |               |

Märkus. Oksa läbimõõt määratakse palgi pikiteljega risti.

**Liimitud konstruktsioonide lubatavad puiduvead**  
(CH 11-57 järgi)

Tabel I.6

| Jrk nr. | Puiduvea nimetus   | Elemendi kategooria vastavalt tabelile I.3               |               |                                 |               |  |
|---------|--|--|---------------|---------------------------------|---------------|--|
|         |  | I  | II            | II a                            | III           | III a  |
| 1       | Mädanikud  | Ei lubata  |               |                                 |               |  |
| 2       | Putukvigastused  | Ei lubata  |               | Lubatakse putukvigastuste jälgi |               |  |
| 3       | Oksad, välja arvatud pehk-, tubak- ja kokkukasvamata oksad | Lubatakse, kui:  |               |                                 |               | Lubatakse tingimusel, et ühegi oksa läbimõõt ei ületa 80 mm ja okste arv 1 jm-l ei ületa 5 tk.<br>Oksi läbimõõduga kuni 20 mm ei arvestata |
|         |  | a) oksavööndite vahekaugus on vähemalt                   |               |                                 |               |  |
|         |  | 50 cm  | 40 cm         | 40 cm                           | Ei normeerita |  |
|         |  | b) 20 cm pikkusel ei ületa kõigi okste läbimõõtude summa |               |                                 |               |  |
|         |  | $\frac{1}{4}$  | $\frac{1}{3}$ | $\frac{1}{2}$                   | $\frac{1}{2}$ |  |
|         |  | külje laiusest, serval aga ei ületa                      |               |                                 |               |  |
|         |  | $\frac{1}{3}$  | $\frac{1}{2}$ | $\frac{2}{3}$                   | $\frac{1}{2}$ |  |
|         |  | serva laiust   |               |                                 | külje laiust  |  |

Tabel 16 (järg)

372

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus                          | Elemendi kategooria vastavalt tabelile I.3  |  |      |           |               |
|----------|---|---|--|------|-----------|---------------|
|          |   | I   | II   | II a | III       | III a         |
| 4        | Pehk-, tubak- ja kokku-<br>kasvanud oksad | Ei lubata   | Lubatakse vastavalt p. 3, kui<br>a) oksa labimõõt ei ületa<br>20 mm   30 mm   50 mm   50 mm<br>b) okste arv 1 jm-l ei ületa<br>1 tk.   3 tk.   2 tk.   2 tk. |      |           |               |
| 5        | Tulioksad                                 | Ei lubata   |  |      | Lubatakse |               |
| 6        | Kaldsüülisus                              | Lubatakse kuni<br>7%   10%   10%   15%  |  |      |           | Ei normeerita |
| 7        | Praod                                     | Lubatakse:<br>a) sügavusega (sümmeetrilise asetuse puhul elemendi vastaskülgedel — summaarse sügavusega) kuni<br>1/4   1/3   1/3   Ei normeerita   1/3 elemendi paksust |  |      |           |               |

LISA I

Tabel I 6 (järg)

| Jrk.<br>nr. | Puiduvea nimetus | Elementide kategooria vastavalt tabelile I.3 |  |               |               |  |
|-------------|------------------|--|--|---------------|---------------|--|
|             |                  | I  | II   | II a          | III           | III a  |
|             |                  | b) üldpikkusega laua ühel küljel             |  |               |               |  |
|             |                  | $\frac{1}{4}$                                | $\frac{1}{3}$  | $\frac{1}{3}$ | Ei normeerita | $\frac{1}{4}$ elemendi pikkust, kuid igauks mitte rohkem kui 30 cm                                       |
| 8           | Säsi             | Ei lubata                                    | Ei lubata I-talade tõmmatud vöödes ja tõmmatud elementides; ülejäänud juhtudel lubatakse |               | Lubatakse     | Ühe laua puhul ei lubata. Kahest lauast seina puhul lubatakse ainult liimitavale pinnale avanavat pragu. |



Tabel I.7

**Ajutiste ehitiste arvutuslike elementide lubatavad puiduvead**  
(V 108-55 järgi)

| Jrk. nr. | Puiduvea nimetus  | Lubatavad puiduvead elementides                             |                               |
|----------|---|---|-------------------------------|
|          |   | Saematerjalis   | Omarpuidus                    |
| 1        | Igasuguseid oksa lubatakse tingimusel, kui:               |   |                               |
|          | a) okste läbimõõtude summa 20 cm pikkusel ei ületa        | $\frac{1}{3}$ elemendi vastavast küljest                    | 1,0 palgi läbimõõtu           |
|          | b) üksiku oksa läbimõõt väljaspool ühendusi ei ületa      | $\frac{1}{3}$ elemendi vastavast küljest                    | $\frac{1}{3}$ palgi läbimõõtu |
|          | c) üksiku oksa läbimõõt ühenduses ei ületa                | $\frac{1}{4}$ elemendi küljest                              | $\frac{1}{4}$ palgi läbimõõtu |
| 2        | Kaldsüüilisus 1 m pikkuse kohta ei tohi ületada           | 10 cm löökkoormusele allutatud laudades ja prussides        | Ei normeerita                 |
| 3        | Praod:  |   |                               |
|          | a) ühenduste lõikepindades                                |   | ei lubata                     |
|          | b) elementide ülejäänud osades sügavuse ja pikkusega kuni | $\frac{1}{3}$ elemendi paksusest (läbimõõdust) ja pikkusest |                               |
| 4        | Säsi  | ei lubata kuni 6 cm paksustes laudades                      |                               |

Märkused. Serviti painutatud laudades ja surutud laudades lubatakse oksa serval (kitsamal küljel) läbimõõduga kuni  $\frac{1}{2}$  serva laiust; lapiti painutatud laudades — kogu serva laius. Oksa läbimõõt määratakse elemendi põiksuunas.

Tabel I.8

**Vigadeta männi- ja kuusepuidu normatiivsed tugevused ja ühtlustegurid**  
 (ННТУ 122-55 järgi)

| Jrk. nr. | Pingeolukord   | Normatiivne tugevus kg/cm <sup>2</sup> |     |     | Ühtlustegur $k$ |
|----------|--|--|-----|-----|-----------------|
|          |  | Tahistus                               | a   | b   |                 |
| 1        | Paine  | $R_H^H$                                | 500 | 330 | 0,40            |
| 2        | Tõmme piki kiudu   | $R_P^H$                                | 550 | 370 | 0,27            |
| 3        | Surve ja muljumine piki kiudu  | $R_C^H; R_{CM}^H$                      | 300 | 200 | 0,65            |
| 4        | Surve ja muljumine kogu pinnal risti kiudu   | $R_{C90}^H$<br>$R_{CM90}^H$            | —   | 20  | 0,90            |
| 5        | Kohalik muljumine risti kiudu osalisel pikkusel, kui elemendi vaba ots ei ole muljumispinna pikkusest ja elemendi paksusest väiksem:<br>a) muljumispinna pikkuse puhul piki kiudu 10 cm ja enam<br>b) muljumispinna pikkuse puhul 3 cm | $R_{CM90}^H$<br>$R_{CM90}^H$           | —   | 40  | 0,75<br>1,0     |
| 6        | Nihe piki kiudu, keskmine  | $R_{OK}^H$                             | 40  | —   | 0,70            |
| 7        | Sama, maksimaalne  | $R_{CK}^H$                             | —   | 35  | —               |
| 8        | Nihe risti kiudu, keskmine   | $R_{CK90}^H$                           | 20  | —   | 0,70            |
| 9        | Sama, maksimaalne  | $R_{CK90}^H$                           | —   | 17  | —               |

7 Märkused. 1. Lahtris «a» toodud normatiivsed tugevused vastavad vigadeta puidust väikeste proovikehade standardsel katsel saadud tugevusele; lahtris «b» toodud tugevuste juures on arvestatud puidu tugevuse vähenemist kestval koormamisel.

2. Tehastes valmistatud konstruktsioonide puidu ühtlustegurit suurendatakse 10% võrra, tingimusel et puidu niiskus ei ületa 15% ja puidu tugevust kontrollitakse.

Tabel 1.9

Männi- ja kuusepuidu arvutuslikud tugevused  
(HaTY 122-55 ja Y 108-55 järgi)

| Jrk. nr. | Pingeolukord   | Tähistus                     | Arvutuslik tugevus<br>kg/cm <sup>2</sup> |                           |                |
|----------|--|------------------------------|--|---------------------------|----------------|
|          |  |                              | alalsed<br>ehiti-<br>sed                 | ajutised<br>ehiti-<br>sed | rake-<br>tised |
| 1        | Paine  | $R_H$                        | 130                                      | 150                       | 180            |
| 2        | Tõmme piki kiudu   | $R_P$                        | 100                                      | 85                        | 100            |
| 3        | Surve ja muljumine piki kiudu  | $R_C; R_{CM}$                | 130                                      | 150                       | 180            |
| 4        | Muljumine piki kiudu lauptappides  | $R_{CM}$                     | 150                                      | 150                       | —              |
| 5        | Surve ja muljumine risti kiudu kogu pinnal, samuti põsktappides  | $R_{C90}$<br>$R_{CM90}$ }    | 18                                       | 20                        | 25             |
| 6        | Muljumine risti kiudu, kui elemendi vaba otsa pikkus ei ole muljutava pinna pikkusest ja elemendi paksusest väiksem:<br><br>a) muljumispinna pikkuse puhul piki kiudu 10 cm ja enam, samuti lauptappides, tüüblites ja konstruktsiooni toetuspinna-<br>dadel<br><br>b) muljumispinna pikkuse puhul 3 cm, samuti seibide all muljumisnurga puhul 90—60° | $R_{CM90}$<br><br>$R_{CM90}$ | 30<br><br>40                             | 35<br><br>45              | 40<br><br>50   |
| 7        | Muljumine kiilude libisemise pinnas  | $R_{CM}$                     | —  | 25                        | 25             |

Tabel I.9 (järg)

| Jrk. nr. | Pingeolukord                   | Tähistus          | Arvutuslik tugevus<br>kg/cm <sup>2</sup> |                           |                |
|----------|--------------------------------|-------------------|--|---------------------------|----------------|
|          |                                |                   | alalised<br>ehiti-<br>sed                | ajutised<br>ehiti-<br>sed | raketi-<br>sed |
| 8        | Nihe piki kiudu (maksimaalne)  | $R_{\text{ck}}$   | 24                                       | 24                        | 24             |
| 9        | Nihe risti kiudu (maksimaalne) | $R_{\text{ck90}}$ | 12                                       | 12                        | 12             |

Märkused. 1. Puidu arvutuslik muljumistugevus jõu mõjumisel kiudude suhtes nurga  $\alpha$  all arvutatakse valemiga

$$R_{\text{cm}\alpha} = \frac{R_{\text{cm}}}{1 + \left( \frac{R_{\text{cm}}}{R_{\text{cm90}}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

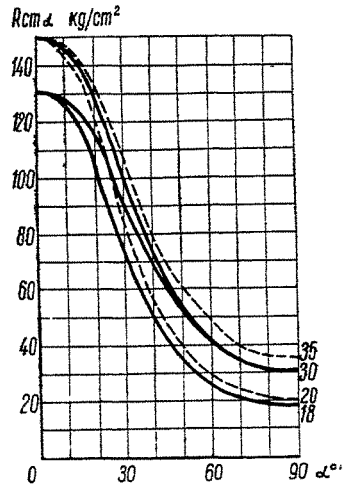
2. Puidu muljumistugevus risti kiudu, kui muljumispinna pikkus on 3–10 cm, määratakse interpoleerimise teel.

3. Puidu arvutuslik nihketugevus jõu mõjumisel kiudude suhtes nurga  $\alpha$  all arvutatakse valemiga

$$R_{\text{ck}\alpha} = \frac{R_{\text{ck}}}{1 + \left( \frac{R_{\text{ck}}}{R_{\text{ck90}}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

4. Tehastes valmistatud konstruktsioonide puidu arvutuslikku tugevust suurendatakse 10% võrra tingimusel, et puidu niiskus ei ületa 15% ja tugevust kontrollitakse.

5. Graafikul kriipsjoonega toodud kõverad kehtivad ajutiste ehitiste kohta.



Tabel I.10

Puidu arvutuslikku tugevust montaaži- ja seismilistel koormustel suurendavad tegurid  
(HuTY 122-55 järgi)

| Jrk.<br>nr. | Koormus            | T e g u r  |                         |
|-------------|--------------------|--|-------------------------|
|             |                    | kõigile tugevustele<br>peale muljumis-<br>tugevuse | muljumistuge-<br>vusele |
| 1           | Montaažikoormus    | 1,1  | 1,3                     |
| 2           | Seismiline koormus | 1,2  | 1,5                     |

Tabel I.11

Niiskes või kuumas keskkonnas töötavate või ainult alalise koormuse järgi arvutatavate konstruktsioonide puidu arvutusliku tugevuse vähendamise tegurid  
(HuTY 122-55 järgi)

| Jrk.<br>nr. | Konstruktsiooni eksploatatsiooni tingimused           | Tegur |
|-------------|---|-------|
| 1           | Puidu lühiajaline niiskumine ja sellejärgne kuivamine | 0,85  |
| 2           | Puidu kestav niiskumine                               | 0,75  |
| 3           | Püsiv temperatuur 35—50° (tootmisruumides)            | 0,80  |
| 4           | Alalise koormuse mõju                                 | 0,80  |

Saematerjali sortiment GOCT 8486-57 järgi ja 100 jm mahud m³

Tabel I 12

| Nimetus   | Paksus mm | Laius mm |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-----------|-----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|           |           | 80       | 90    | 100   | 110   | 130   | 150   | 180   | 200   | 220   | 250   |
| Lauad     | 13        | 0,104    | 0,117 | 0,130 | 0,143 | 0,169 | 0,195 | —     | —     | —     | —     |
|           | 16        | 0,128    | 0,144 | 0,160 | 0,176 | 0,208 | 0,240 | 0,288 | —     | —     | —     |
|           | 19        | 0,152    | 0,171 | 0,190 | 0,209 | 0,247 | 0,285 | 0,342 | 0,380 | —     | —     |
|           | 22        | 0,176    | 0,198 | 0,220 | 0,242 | 0,286 | 0,330 | 0,396 | 0,440 | —     | —     |
|           | 25        | 0,200    | 0,225 | 0,250 | 0,275 | 0,325 | 0,375 | 0,450 | 0,500 | 0,550 | 0 625 |
|           | 32        | —        | —     | 0,320 | 0,352 | 0,416 | 0,480 | 0,576 | 0,640 | 0,704 | 0,800 |
|           | 40        | —        | —     | 0,400 | 0,440 | 0,520 | 0,600 | 0,720 | 0,800 | 0,880 | 1,000 |
| Prussikud | 50        | —        | —     | 0,500 | —     | 0,650 | 0,750 | 0,900 | 1,000 | 1,100 | 1,250 |
|           | 60        | —        | —     | 0,600 | —     | 0,780 | 0,900 | 1,080 | 1,200 | 1,320 | 1,500 |
|           | 75        | 0,600    | —     | 0,750 | —     | 0,975 | 1,125 | 1,350 | 1,500 | 1,650 | 1,775 |
|           | 100       | —        | —     | 1,000 | —     | 1,300 | 1,500 | 1,800 | 2,000 | 2,200 | 2,500 |
| Prussid   | 130       | —        | —     | —     | —     | 1,690 | 1,950 | 2,340 | —     | —     | —     |
|           | 150       | —        | —     | —     | —     | —     | 2,250 | 2,700 | 3,000 | —     | —     |
|           | 180       | —        | —     | —     | —     | —     | —     | 3,240 | —     | 3,960 | —     |
|           | 200       | —        | —     | —     | —     | —     | —     | —     | 4,000 | —     | 5,000 |
|           | 220       | —        | —     | —     | —     | —     | —     | —     | —     | 4,840 | 5,500 |
|           | 250       | —        | —     | —     | —     | —     | —     | —     | —     | —     | 6,250 |

M ä r k u s e d. 1. Saematerjali paksuse ja laiusega enam kui 220 mm valmistatakse ainult kokkuleppel tehasega. Saematerjali, mille mahtu tabelis ei ole näidatud, lubatakse valmistada ainult spetsiaalse tellimise kohaselt või enda tarbeks.

2. Kokkuleppel tellijaga lubatakse valmistada saematerjali laiusega 50 mm ja rohkem gradatsiooniga 10 mm Saematerjali pikkused on 1—6,5 m gradatsiooniga 0,25 m.

Ehitusvineeri HB ja B arvutuslikud tugevused ja elastsusmoodulid  
(CH 11-57 järgi)

| Jrk.<br>nr. | Pingeolukord      | Arvutuslik tugevus $R_{\phi}$ kg/cm <sup>2</sup> vineeri<br>kihtide arvu ja sordi järgi |     |     |     |             |     | Elastsusmoodul $E_{\phi}$ 1000 kg/cm <sup>2</sup> vineeri<br>kihtide arvu ja sordi järgi |     |     |     |             |     |
|-------------|-------------------|---|-----|-----|-----|-------------|-----|--|-----|-----|-----|-------------|-----|
|             |                   | 3   |     | 5   |     | 7 ja rohkem |     | 3  |     | 5   |     | 7 ja rohkem |     |
|             |                   | HB  | B   | HB  | B   | HB          | B   | HB   | B   | HB  | B   | HB          | B.  |
| 1           | Surve piki kiudu  | 100   | 100 | 100 | 90  | 100         | 70  | 100  | 100 | 90  | 85  | 85          | 80  |
| 2           | Surve risti kiudu | 50  | 20  | 70  | 26  | 75          | 30  | 50   | 40  | 60  | 50  | 65          | 50  |
| 3           | Tõmme piki kiudu  | 100   | 100 | 100 | 90  | 100         | 70  | 100  | 100 | 90  | 85  | 85          | 80  |
| 4           | Tõmme risti kiudu | 50  | 20  | 70  | 26  | 75          | 30  | 50   | 40  | 60  | 50  | 65          | 50  |
| 5           | Paine piki kiudu  | 140   | 140 | 140 | 140 | 140         | 110 | 145  | 145 | 120 | 120 | 105         | 105 |
| 6           | Paine risti kiudu | 7   | 0   | 40  | 15  | 50          | 20  | 6  | 5   | 30  | 25  | 45          | 35  |
| 7           | Nihe piki kiudu   | 60  | 50  | 55  | 45  | 60          | 45  | 7  | 7   | 7   | 6   | 7           | 5,5 |
| 8           | Nihe risti kiudu  | 75  | 60  | 70  | 55  | 60          | 45  | —  | —   | —   | —   | —           | —   |

Märkused. 1. Arvutuslik nihketugevus on antud keskmise veekindlusega vineerile. Kõrgendatud veekindlusega vineeri arvutuslik nihketugevus on 20% võrra suurem.

2. Vineerisordi BB arvutuslike tugevuste saamiseks korrutatakse lahtri B väärtused teguriga 0,8; elastsusmooduli saamiseks — teguriga 0,9.

3. Painet iseloomustavad suurused on toodud vineerilehe paindel tema tasapinnast välja.

4. Lepa- ja männipuidust vineeri arvutuslikud suurused saadakse tabeli väärtuste teguriga 0,65 korrutamise teel.

5. Vineeri kiudude suunaks loetakse väliste spoonide kiudude suund,

Tabel I.14

Vineerist kattelehe arvutuslikud tõmbetugevused  
(CH 11-57 järgi)

| $l_H : \delta_\phi$           | 2,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 12,5 | 15,0 ja rohkem |
|-------------------------------|-----|-----|-----|------|------|----------------|
| $R_p^{CT}$ kg/cm <sup>2</sup> | 24  | 58  | 80  | 86   | 90   | 92             |

$l_H \leq 15\delta_\phi$  — jätku vineerist kattelehe pool pikkust;  
 $\delta_\phi$  — vineeri paksus.

Tabel I.15

Vineeri spoonidevahelise liimvuugi arvutuslikud nihketugevused  
(CH 11-57 järgi)

| Nurk välise vineerikihi kiudude suuna ja tema külge liimitud puitelemendi poolt arendatava jõu suuna vahel kraadides | Arvutuslik nihketugevus kg/cm <sup>2</sup>       |                                 |
|--|--|---------------------------------|
|  | veekindlad ja kõrgendatud veekindlusega vineerid | keskmise veekindlusega vineerid |
| 90   | 10   | 5                               |
| 0  | 7  | 3                               |

Märkus. Spoonidevahelise liimvuugi arvutuslikuks laiuseks võetakse vineeri külge liimitud puitelemendi laius.



## L I S A II. KOORMUSED JA DEFORMATSIOONID

Normatiivsed ja arvutuslikud koormused ning ülekoormustegurid alajiste ehitiste arvutamiseks, samuti lumekoormused ja tuulekoormused vt. raamatute «Metallkonstruktsioonid I» ja «Raudbetoon I» lisades.

Tabel II.1

### Vertikaalkoormused raketiste, töölavade ja tellingute arvutamiseks

| Jrk. nr. | Koormuse nimetus  | Normatiivne koormus kg/m <sup>2</sup> | Märkused  |
|----------|---|---------------------------------------|---|
| 1        | Raketiste ja tellingute omakaal:<br>a) plaadi raketis (laudis koos ribidega)<br>b) ribivahelae raketis (koos abi- ja peataladega)<br>c) vahelae raketis koos tellingutega (korru- se kõrguse puhul ku- ni 4 m)                      | 30<br><br>50<br><br>75                | Muudel juhtudel määra- takse raketiste ja tellin- gute omakaal vastavalt projekt mõõtmeile, võttes okaspuidu mahukaaluks 600 kg/m <sup>3</sup> ja lehtpuidu mahukaaluks 800 kg/m <sup>3</sup>                               |
| 2        | Värskelt paigaldatud be- toonisegu 10 cm paksuse kihi kaal (raske betoon)   | 250                                   |   |
| 3        | Armatuuri kaal  | —                                     | Arvestatakse konstrukt- siooni mahu järgi, 100 kg/m <sup>3</sup>  |
| 4        | Koormus inimestelt ja transpordivahenditelt:<br>a) laudisele ja laudist vahetult toetavatele ribidele<br>b) laudise ribisid toeta- vatele taladele<br>c) tellingute postidele ja teistele talasid toetavatele konst- ruktsioonidele | 250<br><br>150<br><br>100             | Täiendav kontroll kes- kendatud koormusele töö- lise kaalust koos kanda- miga 130 kg või koorma- sele kaßeratta-käru ratia survest 250 kg (kui laua laius on alla 150 mm, jao- tatakse keskendatud koor- mus kahele lauale) |
| 5        | Koormus betoonisegu vibreerimisest  | 100                                   |   |

Horisontaalkoormused värskest paigaldatud betoonisegu külgsurve

Tabel II 2

| Jrk. nr. | Betoonsegu tihendamise viis   | Koormuse ehitär | Maksimaalne normatiivne külgsurve kg/m <sup>2</sup>   | Märkused  |
|----------|---|-----------------|---|---|
| 1        | <p>Vibraatoriga<br/><math>H \leq H_0</math></p> <p><math>H &gt; H_0</math></p>  |                 | <p><math>p = \gamma H</math></p> <p><math>p = \gamma H_0</math></p>                           | <p>Sisevibraatorite puhul<br/><math>H_0 = R,</math><br/>kus <math>R=0,75</math> m — vibraatori tegevusraadius.<br/>Valisvibraatorite puhul<br/><math>H_0 = 2 R,</math><br/>kus <math>R_1=1,0</math> m — vibraatori tegevusraadius;<br/><math>\gamma = 2500</math> kg/m<sup>3</sup> — raske betooni mahukaal</p>   |
| 2        | <p>Ilma vibraatorita</p> <p><math>H &lt; 9,1 r</math><br/><math>H &lt; 4 v</math></p> <p><math>H &lt; 9,1 r</math><br/><math>H &gt; 4 v</math></p> <p><math>H &gt; 9,1 r</math></p> |                 | <p><math>p = 1100 H</math></p> <p><math>p = 4400 v</math></p> <p><math>p = 10000 r</math></p> | <p><math>r</math> — raketise ristlõike hüdrauliline raadius; seinte ja talade puhul<br/><math>r = \frac{1}{2} b,</math><br/>kus <math>b</math> — seina paksus m;<br/>postide puhul<br/><math>r = F:L,</math><br/>kus <math>F</math> — posti ristlõikepind m<sup>2</sup>,<br/><math>L</math> — posti ristlõike perimeeter m,<br/><math>v</math> — vormi betoonisega täitmise kiirus m/tunnis</p> |

Tabel II.3

**Dünaamilised horisontaalkoormused betoonisegu paigaldamisel raketisse**

| Jrk. nr. | Betoonisegu paigaldamise viis   | Normatiivne surve raketise külgsuinale kg/m <sup>2</sup> |
|----------|---|--|
| 1        | Paigaldamine rennide ja lontide abil                                  | 200  |
| 2        | Väljalaadimine transpordivahendist mahuga:<br>kuni 0,2 m <sup>3</sup> | 200  |
| 3        | 0,2 kuni 0,8 m <sup>3</sup>   | 400  |
| 4        | üle 0,8 m <sup>3</sup>  | 600  |

Märkused. 1. Dünaamilisi horisontaalkoormusi arvestatakse täielikult raketise laudiste ja neid vahetult toetavate ribide arvutamisel. Ribid toetavate talade arvutamisel arvestatakse dünaamilist mõju keskendatud koormustena vastavalt konstruktsiooni faktilisele skeemile: kahelt ribilt, kui ribide vahekaugus on alla 1 m, ja ühelt ribilt, kui ribide vahekaugus on 1 m või enam. Seejuures tuleb arvestada nende koormuste kõige ebasoodsamat asendit.

2. Talasid toetavate konstruktsioonelementide (tugikäppade, tõmbide jt.) arvutamisel arvestatakse koormust kahelt naaberribilt, mis asetsevad kahel pool vaadeldavat elementi (kui ribide vahekaugus on alla 1 m), või ühelt, vaadeldavale elemendile lähimalt ribilt (kui ribide vahekaugus on 1 m või enam).

Tabel II.4

**Paindeelementide piirdeformatsioonid**

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus                            | Piirdeformatsioonide suhe vastav läbipaine kandevale suhtes $f:l$ |
|----------|---|---|
| 1        | Korruste vahelaed                           | 1 : 250   |
| 2        | Pööningu vahelaed                           | 1 : 200   |
| 3        | Katused:                                    |   |
|          | a) roovtalad, sarikad, puitplaat            | 1 : 200   |
|          | b) roovlatid ja laudised                    | 1 : 150   |
|          | c) veevoolurennide alused laudised ja talad | 1 : 400   |
| 4        | Ajutiste ehitiste elemendid:                |   |
|          | a) laudised                                 | 1 : 100   |
|          | b) talad                                    | 1 : 200   |
|          | c) kaetud pindade raketised                 | 1 : 250   |
|          | d) katmata pindade raketised                | 1 : 400   |

Märkus. Krohvitud lagede puhul ei tohi läbipaine ainult kasukoormusest olla suurem kui  $1/350$  kandevast.

Tabel II.5

**Ühenduste deformatsioonid nende kandevõime täielikul ärakasutamisel**

| Jrk. nr. | Ühenduse nimetus                                     | Ühenduse arvestatav deformatsioon mm |                     |
|----------|--|--------------------------------------|---------------------|
|          |  | alalistes ehitistes                  | ajutistes ehitistes |
| 1        | Tapid ja jätkud ots otsaga                           | 1,5                                  | 2                   |
| 2        | Iga tüüpi naagelühendused                            | 2                                    | 3                   |
| 3        | Iga tüüpi tüüblid, välja arvatud pikitüüblid         | 3                                    | 5                   |
| 4        | Pikitüüblid  | 4                                    | 5                   |
| 5        | Ühendused, milles esineb puidu muljumine põiki kiudu | 3                                    | 5                   |

Märkus. Ühenduse kandevõime mittetäielikul ärakasutamisel arvestatakse deformatsioone mõjuvate jõududega proportsionaalselt.

Tabel II.6

**Puitkonstruktsioonide elementide töötamistingimuste tegurid**

| Jrk. nr. | Elemendi pingelukord                                | Kehtivuspiirid   | Töötamistingimuste teguri väärtus |
|----------|---|--|-----------------------------------|
| 1        | Tsentriline või eks-tsentriline tõmme               | Nõrgestamata ristlõiked  | $m_p = 1,0$                       |
|          |   | Nõrgestatud ristlõiked   | $m_p = 0,8$                       |
| 2        | Tsentriline ja eks-tsentriline surve                | Kõik juhtumid  | $m_c = 1,0$                       |
| 3        | Paine, ekstsentriline tõmme ja ekstsentriline surve | Lauad ja latid ristlõike mõõtmega alla 15 cm   | $m_n = 1,0$                       |
|          |   | Prussid ja liimitud täisseinalised ristkülikulise ristlõikega elemendid külje mõõtmega $\geq 15$ cm, kui ristlõike kõrguse ja laiuse suhe $h/b \leq 3,5$ | $m_n = 1,15$                      |
|          |   | Liimitud elemendid ristlõike kõrgusega üle 50 cm ja laiusega $\leq 10$ cm  | $m_n = 0,85$                      |

Tabel 11.6 järg

| Jrk. nr. | Elemendi pingeoalukord                              | Kehtivuspiirid   | Töötamistingimuste teguri väärtus   |
|----------|---|--|---|
|          | Paine, ekstsentriline tõmme ja ekstsentriline surve | Liimitud I-ristlõikega elemendid:<br>kui $b_1 : b = 0,5$<br>$b_1 : b = 0,33$<br>$b_1 : b = 0,25$<br>( $b_1$ — seina paksus, $b$ — vöö laius)<br>Muud liimitud elemendid<br>Umarpalgid, mille arvutuslikus ristlõikes pole nõrgestusi<br>Liittalad avaga $\geq 4$ m plaat-naaglitel 2 elemendist<br>Sama, 3 elemendist<br>Liittalad (2 ja 3 elemendist) puittüüblitel | $m_H = 0,9$<br>$m_H = 0,8$<br>$m_H = 0,75$<br>$m_H = 1,0$<br>$m_H = 1,2$<br>$m_H = 0,9$<br>$m_H = 0,8$<br>$m_H = 0,8$ |
| 4        | Nihe pikikiudu paindel                              | Nihkumine puidus<br>Nihkumine liimitud pinnas, kui õmbluse laius on:<br>$\geq 8$ cm<br>$< 8$ cm  | $m_{CK} = 1,0$<br>$m_{CK} = 0,75$<br>$m_{CK} = 0,5$   |

Tabel II.7

Sidemete järeleandvuse tegurid  $k_c$  surveelementide saleduse redutseerimise teguri määramiseks

| Jrk. nr. | Sideme tüüp                | $k_c$             |                      |
|----------|----------------------------|-------------------|----------------------|
|          |                            | tsentriline surve | ekstsentriline surve |
| 1        | Naelad                     | $\frac{1}{10d^2}$ | $\frac{1}{5d^2}$     |
| 2        | Silindrilised terasnaaglid | $\frac{1}{3d^2}$  | $\frac{1}{1,5d^2}$   |
| 3        | Silindrilised tammenaaglid | $\frac{1}{1,5d}$  | $\frac{1}{d}$        |
| 4        | Liim                       | 0                 | 0                    |

Märkused. 1. Naela ja naagli läbimõõt võetakse sentimeetrites.

2. Naagli läbimõõt teguri  $k_c$  määramisel tuleb võtta mitte suurem kui  $1/4$  kõige õhema ühendatava elemendi paksusest.

3. Naelu, mille otsa kinnituspikkus on alla  $4d$ ,  $k_c$  määramisel ei arvestata.

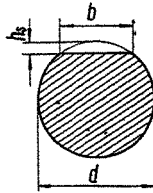
Tabel II 8

## Kõverjooneliste elementide töötamistingimuste tegurid surve ja paindel

| Elemendi kõverusraadiuse ja painutatud laua või<br>lati paksuse (raadiuse suunas) suhe $r/a$ | 125 | 150 | 200 | 250 |
|--|-----|-----|-----|-----|
| Töötamistingimuste tegur $m_{FH}$  | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |

Tabel III 1

Andmed ümarpuidu nõrgestatud ristlõigete kohta



| $\frac{h_s}{d}$ | $k_b = \frac{b}{d}$ | $\frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$<br>$k_F = \frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$ | $\frac{h_s}{d}$ | $k_b = \frac{b}{d}$ | $\frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$<br>$k_F = \frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$ | $\frac{h_s}{d}$ | $k_b = \frac{b}{d}$ | $\frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$<br>$k_F = \frac{F_{neto}}{F_{bruto}}$ |
|-----------------|---------------------|--|-----------------|---------------------|--|-----------------|---------------------|--|
| 0,01            | 0,199               | 0,9983   | 0,10            | 0,600               | 0,948  | 0,26            | 0,877               | 0,794  |
| 0,015           | 0,243               | 0,9969   | 0,11            | 0,626               | 0,940  | 0,28            | 0,898               | 0,771  |
| 0,02            | 0,280               | 0,9952   | 0,12            | 0,650               | 0,932  | 0,30            | 0,916               | 0,748  |
| 0,025           | 0,312               | 0,9935   | 0,13            | 0,673               | 0,924  | 0,32            | 0,932               | 0,724  |
| 0,03            | 0,341               | 0,9916   | 0,14            | 0,694               | 0,915  | 0,34            | 0,946               | 0,700  |
| 0,035           | 0,368               | 0,9892   | 0,15            | 0,714               | 0,906  | 0,36            | 0,960               | 0,676  |
| 0,04            | 0,392               | 0,9866   | 0,16            | 0,734               | 0,896  | 0,38            | 0,970               | 0,651  |
| 0,045           | 0,414               | 0,9840   | 0,17            | 0,753               | 0,887  | 0,40            | 0,980               | 0,626  |
| 0,05            | 0,436               | 0,9813   | 0,18            | 0,769               | 0,878  | 0,42            | 0,987               | 0,601  |
| 0,06            | 0,475               | 0,9755   | 0,19            | 0,785               | 0,868  | 0,44            | 0,993               | 0,575  |
| 0,07            | 0,510               | 0,9691   | 0,20            | 0,800               | 0,858  | 0,46            | 0,996               | 0,550  |
| 0,08            | 0,543               | 0,9625   | 0,22            | 0,828               | 0,837  | 0,48            | 0,998               | 0,525  |
| 0,09            | 0,573               | 0,9554   | 0,24            | 0,854               | 0,816  | 0,50            | 1,000               | 0,500  |

Tabel III.2



Andmed ehitusnaelte kohta  
ГОСТ 4028-48 järgi

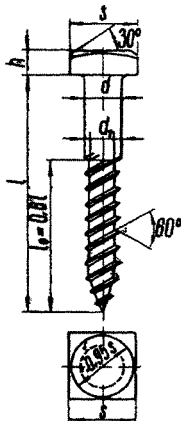
| Naela läbimõõt<br><i>d</i> mm | Naela pikkus<br><i>l</i> mm | Naelapea läbimõõt<br><i>D</i> mm | 1000 naela<br>kaal kg |
|-------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 3                             | 70                          | 6                                | 3,95                  |
|                               | 80                          | 6                                | 4,5                   |
| 3,5                           | 80                          | 7                                | 6,15                  |
|                               | 90                          | 7                                | 6,9                   |
| 4                             | 100                         | 7,5                              | 9,9                   |
|                               | 110                         | 7,5                              | 10,9                  |
| 4,5                           | 125                         | 8                                | 15,7                  |
| 5                             | 150                         | 9                                | 23,2                  |
| 5,5                           | 175                         | 10                               | 32,8                  |
| 6                             | 200                         | 11                               | 43,9                  |
| 7                             | 225                         | 12                               | 68                    |
| 8                             | 250                         | 14                               | 98,6                  |

Tabel III.3

Andmed ruutpeaga võtmekruvide kohta  
ГОСТ 1433-42 järgi

| Silindrilise osa läbimõõt | <i>d</i> mm             | 12  | 16   | 20 |
|---------------------------|-------------------------|-----|------|----|
| Keerme siseläbimõõt       | <i>d<sub>1</sub></i> mm | 9,6 | 12,8 | 16 |
| Võtme mõõt                | <i>s</i> mm             | 22  | 27   | 32 |
| Pea kõrgus                | <i>h</i> mm             | 8   | 10,5 | 13 |

1000 kruvi kaal

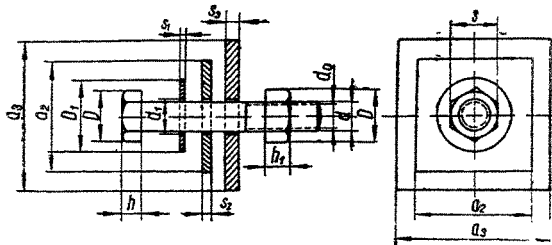


Pikkus *l* mm

|     |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|
| 65  | 76,4  | —     | —     |
| 80  | 87,4  | 157,0 | —     |
| 100 | 102,0 | 183,0 | —     |
| 120 | 116,6 | 209,5 | 334,0 |
| 140 | 131,9 | 236,5 | 377,0 |
| 160 | —     | 264,0 | 419,0 |
| 180 | —     | 291,0 | 461,5 |
| 200 | —     | —     | 503,0 |
| 225 | —     | —     | 555,0 |
| 250 | —     | —     | 606,0 |



Andmed mustade  
(Poldid ГОСТ 7709-57, mutrid ГОСТ 5909-51,



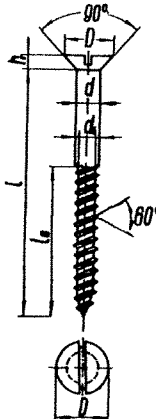
| Poldi nimiläbimõõt              | $d$                  | mm              | 6     | 8     | 10    | 12    | 14    |
|---------------------------------|----------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Keerme siseläbimõõt             | $d_0$                | mm              | 4,70  | 6,38  | 8,05  | 9,73  | 11,40 |
| Võtme mõõt                      | $s$                  | mm              | 10/11 | 14    | 17    | 19    | 22    |
| Poldipea kõrgus                 | $h$                  | mm              | 4,5   | 5,5   | 7     | 8     | 9     |
| Mutri kõrgus                    | $h_1$                | mm              | 5     | 6     | 8     | 10    | 10    |
| Poldi ristlõikepind             | $F_{bruto}$          | cm <sup>2</sup> | 0,283 | 0,503 | 0,785 | 1,131 | 1,54  |
|                                 | $F_{neto}$           | cm <sup>2</sup> | 0,173 | 0,319 | 0,509 | 0,734 | 1,02  |
| Seibi augu läbimõõt             | $d_1$                | mm              | 6,5   | 8,5   | 10,5  | 12,5  | 14,5  |
| Ümarseibi välisläbimõõt         | $D_1$                | mm              | 14    | 18    | 22    | 26    | 28    |
| Ümarseibi paksus                | $s_1$                | mm              | 1,5   | 1,5   | 2,0   | 2,0   | 3,0   |
| Ruutseibi külje mõõt            | $a_2$                | mm              | —     | —     | —     | 45    | 50    |
| Ruutseibi paksus                | $s_2$                | mm              | —     | —     | —     | 4     | 4     |
| Tugevdatud ruutseibi külje mõõt | $a_3$                | mm              | 30    | 40    | 50    | 60    | 70    |
| Tugevdatud ruutseibi paksus     | $s_3$                | mm              | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     |
| 1000 poldi kaal kg              | Poldipea             |                 | 2,5   | 5,9   | 11,3  | 15,0  | 23,8  |
|                                 | Poldivarras          |                 |       |       |       |       |       |
|                                 | 100 mm pikkuse kohta |                 | 22,2  | 39,5  | 61,7  | 88,8  | 120,8 |
|                                 | Mutter               |                 | 3,00  | 5,75  | 11,09 | 24,42 | 28,63 |
|                                 | Ümarseib             |                 | 1,34  | 2,23  | 4,41  | 6,17  | 10,22 |
|                                 | Ruutseib             |                 | —     | —     | —     | 60    | 74    |
|                                 | Tugevdatud ruutseib  |                 | 10    | 48    | 95    | 164   | 260   |

poltide kohta  
seibid ГОСТ 6957-54 järgi)

Tabel III.4

| 16    | 18    | 20    | 22    | 24    | 27    | 30    | 36    | 42    | 48    |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 13,40 | 14,75 | 16,75 | 18,75 | 20,10 | 23,10 | 25,45 | 30,80 | 36,15 | 41,50 |
| 24    | 27    | 30    | 32    | 36    | 41    | 46    | 55    | 65    | 75    |
| 10    | 12    | 13    | 14    | 15    | 17    | 19    | 23    | 26    | 30    |
| 12    | 14    | 16    | 18    | 20    | 22    | 24    | 28    | 32    | 38    |
| 2,01  | 2,54  | 3,14  | 3,80  | 4,52  | 5,73  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 |
| 1,41  | 1,71  | 2,20  | 2,76  | 3,17  | 4,19  | 5,09  | 7,45  | 10,27 | 13,53 |
| 16,5  | 19,0  | 21,0  | 23,0  | 25,0  | 28,0  | 31,0  | 38,0  | 44,0  | 50,0  |
| 32    | 36    | 38    | 42    | 45    | 52    | 55    | 68    | 80    | 90    |
| 3,0   | 3,0   | 4,0   | 4,0   | 4,0   | 5,0   | 5,0   | 6,0   | 6,0   | 8,0   |
| 55    | 60    | 70    | 80    | 90    | —     | —     | —     | —     | —     |
| 4     | 5     | 5     | 6     | 7     | —     | —     | —     | —     | —     |
| 80    | 90    | 100   | 110   | 120   | 140   | 160   | 190   | 220   | 260   |
| 8     | 9     | 10    | 11    | 12    | 14    | 15    | 18    | 20    | 24    |
| 31,8  | 48,4  | 66,6  | 80,8  | 109,2 | 165,3 | 230,4 | 406   | 639   | 998   |
| 157,8 | 199,8 | 246,6 | 298,4 | 355,1 | 449,5 | 554,9 | 799   | 1088  | 1421  |
| 42,04 | 70,12 | 73,48 | 106,5 | 109,8 | 157,8 | 220,6 | 364,8 | 591,1 | 945,7 |
| 13,40 | 16,69 | 23,87 | 29,5  | 33,5  | 57,5  | 61,8  | 114,8 | 161,9 | 270,7 |
| 88    | 131   | 180   | 283   | 420   | 591   | —     | —     | —     | —     |
| 386   | 550   | 760   | 1012  | 1314  | 2091  | 2930  | 4957  | 7381  | 12391 |

Andmed salapeaga puidukruvide kohta  
ГОСТ 1145-41 järgi

| Silindrilise osa läbimõõt  | $d$ mm        | 3,0 | 3,5   | 4,0   | 4,5   | 5,0   | 6,0   | 7,0   | 8,0   | 10,0  |       |
|--|---------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Keerme siseläbimõõt  | $d_1$ mm      | 2,1 | 2,5   | 2,8   | 3,4   | 3,6   | 4,6   | 5,2   | 5,9   | 7,6   |       |
| Pea läbimõõt   | $D$ mm        | 6,0 | 7,0   | 8,0   | 9,0   | 10,0  | 12,0  | 14,0  | 16,0  | 20,0  |       |
| Pea kõrgus   | $h$ mm        | 1,5 | 1,7   | 2,0   | 2,2   | 2,5   | 3,0   | 3,5   | 4,0   | 5,0   |       |
| 1000 kruvi<br>kaal kg<br> | Pikkus $l$ mm | 15  | 0,656 | 0,922 | 1,163 | —     | —     | —     | —     | —     |       |
|  |               | 18  | 0,783 | 1,096 | 1,387 | 1,876 | —     | —     | —     | —     |       |
|  |               | 22  | 0,948 | 1,324 | 1,688 | 2,264 | 2,637 | —     | —     | —     |       |
|  |               | 26  | 1,124 | 1,563 | 1,999 | 2,672 | 3,101 | —     | —     | —     |       |
|  |               | 30  | 1,294 | 1,806 | 2,301 | 3,069 | 3,559 | 5,400 | —     | —     |       |
|  |               | 35  | —     | 2,116 | 2,671 | 3,560 | 4,126 | 6,255 | —     | —     |       |
|  |               | 40  | —     | 2,379 | 3,038 | 4,051 | 4,693 | 7,111 | —     | —     |       |
|  |               | 45  | —     | —     | 3,412 | 4,541 | 5,260 | 7,967 | 10,93 | —     |       |
|  |               | 50  | —     | —     | 3,782 | 5,032 | 5,827 | 8,822 | 12,11 | 15,84 |       |
|  |               | 60  | —     | —     | 4,523 | 6,013 | 6,961 | 10,52 | 14,45 | 18,89 | —     |
|  |               | 70  | —     | —     | —     | 7,260 | 8,095 | 12,24 | 16,80 | 21,93 | —     |
|  |               | 85  | —     | —     | —     | —     | —     | 14,41 | 19,81 | 25,86 | 41,09 |
|  |               | 100 | —     | —     | —     | —     | —     | —     | 23,83 | 31,07 | 49,34 |
| 120  | —             | —   | —     | —     | —     | —     | —     | —     | 59,06 |       |       |

Tabel III.6

Terasnaaglite arvutuslik kandevoime jõudude mõjumisel piki kiudu, niiskuse ja kuumuse eest kaitstud kuuse- või männipuudist konstruktsioonides

| Jrk. nr. | Ühendatava elemendi nimetus                    | Elemendi paksus |     | Naagli ühe löike arvutuslik kandevoime kg   |      |      |      |      |      |      |
|----------|--|-----------------|-----|---|------|------|------|------|------|------|
|          |  | Tähis           | cm  | Naagli läbimõõt cm  |      |      |      |      |      |      |
|          |  |                 |     | 1,2   | 1,4  | 1,6  | 1,8  | 2,0  | 2,2  | 2,4  |
| 1        | Sümmeetriliste ühenduste keskmised elemendid   | c               | 2,5 | 150   | 175  | 200  | 225  | 250  | 275  | 300  |
|          |  |                 | 4   | 240   | 280  | 320  | 360  | 400  | 440  | 480  |
|          |  |                 | 5   | 300   | 350  | 400  | 450  | 500  | 550  | 600  |
|          |  |                 | 6   | 360   | 420  | 480  | 540  | 600  | 660  | 720  |
|          |  |                 | 7   | 360   | 490  | 560  | 630  | 700  | 770  | 840  |
|          |  |                 | 8   | 360   | 490  | 640  | 720  | 800  | 880  | 960  |
|          |  |                 | 10  | 360   | 490  | 640  | 810  | 1000 | 1100 | 1200 |
|          |  |                 | ≥12 | 360   | 490  | 640  | 810  | 1000 | 1210 | 1440 |
|          |  |                 | 2   | Sümmeetriliste ühenduste äärmised ja ebasümmeetriliste ühenduste õhemad elemendid | a    | 2,5  | 240  | 280  | 320  | 360  |
| 4        | 291  | 385             |     |   |      | 493  | 576  | 640  | 704  | 768  |
| 5        | 309  | 403             |     |   |      | 511  | 633  | 770  | 880  | 960  |
| 6        | 331  | 425             |     |   |      | 533  | 655  | 792  | 943  | 1107 |
| 7        | 357  | 451             |     |   |      | 559  | 681  | 818  | 969  | 1134 |
| 8        | 360  | 481             |     |   |      | 589  | 711  | 848  | 999  | 1165 |
| 10       | 360  | 490             |     |   |      | 640  | 783  | 920  | 1071 | 1235 |
| 12       | 360  | 490             |     |   |      | 640  | 810  | 1000 | 1159 | 1323 |
| ≥15      | 360  | 490             |     |   |      | 640  | 810  | 1000 | 1210 | 1440 |
| 3        | Ebasümmeetriliste ühenduste paksemad elemendid | c               | 2,5 | 105   | 122  | 140  | 157  | 175  | 192  | 210  |
|          |  |                 | 4   | 168   | 196  | 224  | 252  | 280  | 308  | 336  |
|          |  |                 | 5   | 210   | 245  | 280  | 315  | 350  | 385  | 420  |
|          |  |                 | 6   | 252   | 294  | 336  | 378  | 420  | 462  | 504  |
|          |  |                 | 7   | 294   | 343  | 392  | 441  | 490  | 539  | 588  |
|          |  |                 | 8   | 336   | 392  | 448  | 504  | 560  | 616  | 672  |
|          |  |                 | 10  | 360   | 490  | 560  | 630  | 700  | 770  | 840  |
|          |  |                 | 12  | 360   | 490  | 640  | 756  | 840  | 924  | 1008 |
|          |  |                 | 15  | 360   | 490  | 640  | 810  | 1000 | 1155 | 1260 |
| ≥18      | 360  | 490             | 640 | 810   | 1000 | 1210 | 1440 |      |      |      |

Märkused. 1. Naagli ühe löike kandevoimeks loetakse väiksem tabelis toodud kandevoime väärtustest: sümmeetrilistes ühendustes gruppide 1 ja 2 järgi ning ebasümmeetrilistes ühendustes gruppide 2 ja 3 järgi.

2. Ajutiste ehitiste naagelühendustes tuleb tabelis toodud arvutusliku kandevoime väärtused korrutada teguriga 1,25.

Tabel III 7

Naagli arvutusliku kandevõime parandustegurid  $k_\alpha$

| Jrk. nr. | Nurk $\alpha^\circ$ | Teguri $k_\alpha$ väärtus   |      |       |      |                                  |              |
|----------|---------------------|-----------------------------|------|-------|------|----------------------------------|--------------|
|          |                     | Terasnaaglid labimõõduga cm |      |       |      | Naelad labimõõduga $d < 0,65$ cm | Tammenaaglid |
|          |                     | 1,2                         | 1,6  | 2,0   | 2,4  |                                  |              |
| 1        | 0                   | 1,00                        | 1,00 | 1,00  | 1,00 | 1,00                             | 1,00         |
| 2        | 15                  | 0,975                       | 0,95 | 0,95  | 0,95 | 1,00                             | 1,00         |
| 3        | 30                  | 0,95                        | 0,90 | 0,90  | 0,90 | 1,00                             | 1,00         |
| 4        | 45                  | 0,85                        | 0,80 | 0,775 | 0,75 | 1,00                             | 0,90         |
| 5        | 60                  | 0,75                        | 0,70 | 0,65  | 0,60 | 1,00                             | 0,80         |
| 6        | 75                  | 0,725                       | 0,65 | 0,60  | 0,55 | 1,00                             | 0,75         |
| 7        | 90                  | 0,70                        | 0,60 | 0,55  | 0,50 | 1,00                             | 0,70         |

Tabel III 8

Naelte arvutuslik kandevõime niiskuse ja kuumuse eest kaitstud kuusevõi männipuidust konstruktsioonides

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus  | Elemendi paksus |          | Naela ühe lõike arvutuslik kandevõime kg |      |     |      |     |      |     |
|----------|---|-----------------|----------|--|------|-----|------|-----|------|-----|
|          |   | Tahis           | cm       | Naela labimõõt cm                        |      |     |      |     |      |     |
|          |   |                 |          | 0,3                                      | 0,35 | 0,4 | 0,45 | 0,5 | 0,55 | 0,6 |
| 1        | Summeetriliste ühenduste keskmised elemendid                                      | <i>c</i>        | 2        | 30                                       | 35   | 40  | 45   | 50  | —    | —   |
|          |   |                 | 2,5      | 36                                       | 44   | 50  | 56   | 62  | 69   | 75  |
|          |   |                 | 3        | 36                                       | 49   | 60  | 67   | 75  | 82   | 90  |
|          |   |                 | 3,5      | 36                                       | 49   | 64  | 79   | 87  | 96   | 105 |
|          |   |                 | 4        | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 100 | 110  | 120 |
|          |   |                 | $\geq 5$ | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 100 | 121  | 144 |
| 2        | Summeetriliste ühenduste äärmised ja ebasummeetriliste ühenduste õhemad elemendid | <i>a</i>        | 2        | 26                                       | 35   | 44  | 55   | 66  | —    | —   |
|          |   |                 | 2,5      | 29                                       | 37   | 46  | 57   | 69  | 82   | 96  |
|          |   |                 | 3        | 31                                       | 40   | 49  | 60   | 71  | 84   | 99  |
|          |   |                 | 3,5      | 35                                       | 43   | 52  | 63   | 75  | 88   | 102 |
|          |   |                 | 4        | 36                                       | 47   | 56  | 67   | 78  | 91   | 106 |
|          |   |                 | 5        | 36                                       | 49   | 64  | 76   | 87  | 100  | 115 |
|          |   |                 | 6        | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 98  | 111  | 126 |
|          |   |                 | $\geq 8$ | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 100 | 121  | 144 |

Tabel III. 8 (järg)

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus                               | Elemendi paksus |     | Naela ühe lõike arvutuslik kandevõime kg |      |     |      |     |      |     |
|----------|--|-----------------|-----|--|------|-----|------|-----|------|-----|
|          |  | Tähis           | cm  | Naela läbimõõt cm                        |      |     |      |     |      |     |
|          |  |                 |     | 0,3                                      | 0,35 | 0,4 | 0,45 | 0,5 | 0,55 | 0,6 |
| 3        | Ebasümmeetriliste ühenduste paksemad elemendid | c               | 2   | 21                                       | 24   | 28  | 31   | 35  | —    | —   |
|          |  |                 | 2,5 | 26                                       | 31   | 35  | 39   | 44  | 48   | 52  |
|          |  |                 | 3   | 31                                       | 37   | 42  | 47   | 52  | 58   | 63  |
|          |  |                 | 3,5 | 36                                       | 43   | 49  | 55   | 61  | 67   | 73  |
|          |  |                 | 4   | 36                                       | 49   | 56  | 63   | 70  | 77   | 84  |
|          |  |                 | 5   | 36                                       | 49   | 64  | 79   | 87  | 96   | 105 |
|          |  |                 | 6   | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 100 | 115  | 126 |
|          |  |                 | ≥8  | 36                                       | 49   | 64  | 81   | 100 | 121  | 144 |

Märkused. 1. Naela ühe lõike kandevõimeks loetakse väiksem tabelis toodud kandevõime väärtustest: sümmeetrilistes ühendustes gruppide 1 ja 2 järgi ning ebasümmeetrilistes ühendustes gruppide 2 ja 3 järgi.

2. Betooni külgsurvet vastuvõtivate raketiste naagelühenduse kandevõime leidmisel tuleb tabelis toodud arvutusliku kandevõime väärtused korrutada teguriga 1,75, muude ajutiste ehitiste naelühendustes — teguriga 1,25.

Table III.9

Tammenaaglite arvutuslik kandevõime niiskuse ja kuumuse eest kaitstud kuuse- või männipuidust konstruktsioonides

| Jrk. nr. | Elemendi nimetus  | Elemendi paksus |     | Naagli ühe lõike arvutuslik kandevõime kg |     |     |     |     |
|----------|---|-----------------|-----|---|-----|-----|-----|-----|
|          |   | Tähis           | cm  | Naagli läbimõõt cm                        |     |     |     |     |
|          |   |                 |     | 1,2                                       | 1,6 | 2,0 | 2,4 | 3,0 |
| 1        | Sümmeetriliste ühenduste keskmised elemendid                                      | c               | 2,5 | 90  | 120 | 150 | 180 | 225 |
|          |   |                 | 4   | 94  | 166 | 240 | 288 | 360 |
|          |   |                 | 5   | 94  | 166 | 260 | 360 | 450 |
|          |   |                 | 6   | 94  | 166 | 260 | 374 | 540 |
|          |   |                 | ≥7  | 94  | 166 | 260 | 374 | 585 |
| 2        | Sümmeetriliste ühenduste äärmised ja ebasümmeetriliste ühenduste õhemad elemendid | a               | 2,5 | 77  | 127 | 192 | 271 | 375 |
|          |   |                 | 4   | 94  | 147 | 212 | 291 | 437 |
|          |   |                 | 5   | 94  | 165 | 230 | 309 | 455 |
|          |   |                 | 6   | 94  | 166 | 252 | 331 | 477 |
|          |   |                 | 7   | 94  | 166 | 260 | 357 | 503 |
|          |   |                 | 8   | 94  | 166 | 260 | 374 | 533 |
|          |   |                 | ≥10 | 94  | 166 | 260 | 374 | 585 |

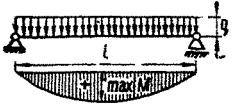
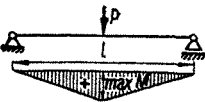
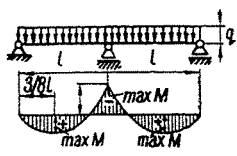
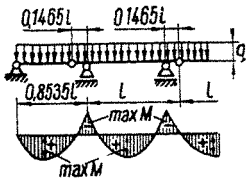
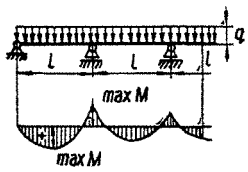
Tabel III. 9 (järg)

| Jrk.<br>nr. | Elemendi nimetus                               | Elemendi paksus |     | Naagli ühe lõike arvutuslik kandeõime kg |     |     |     |     |
|-------------|--|-----------------|-----|--|-----|-----|-----|-----|
|             |  | Tahis           | cm  | Naagli läbimõõt cm                       |     |     |     |     |
|             |  |                 |     | 1,2                                      | 1,6 | 2,0 | 2,4 | 3,0 |
| 3           | Ebasümmeetriliste ühenduste paksemad elemendid | c               | 2,5 | 60                                       | 80  | 100 | 120 | 150 |
|             |  |                 | 4   | 94                                       | 128 | 160 | 192 | 240 |
|             |  |                 | 5   | 94                                       | 160 | 200 | 240 | 300 |
|             |  |                 | 6   | 94                                       | 166 | 240 | 288 | 360 |
|             |  |                 | 7   | 94                                       | 166 | 260 | 336 | 420 |
|             |  |                 | 8   | 94                                       | 166 | 260 | 374 | 480 |
|             |  |                 | ≥10 | 94                                       | 166 | 260 | 374 | 585 |

Märkus. Naagli ühe lõike kandeõimeks loetakse väiksem tabelis toodud kandeõime väärtustest: sümmeetrilistes ühendustes gruppide 1 ja 2 järgi ning ebasümmeetrilistes ühendustes gruppide 2 ja 3 järgi.

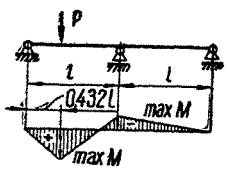
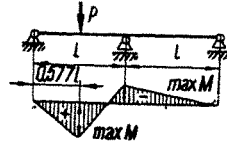
Tabel IV 1

Tähtsamate talaskeemide paindemomendid ja läbipainded

| Jrk nr | Skeem   | max M  | $\frac{\max f}{l}$                 |
|--------|---|--|------------------------------------|
| 1      |    | $\frac{ql^2}{8}$                             | $\frac{5}{384} \frac{ql^3}{EI}$    |
| 2      |    | $\frac{Pl}{4}$                               | $\frac{1}{48} \frac{Pl^2}{EI}$     |
| 3      |    | $+0,0703 ql^2$<br>$-0,125 ql^2$              | $\frac{2,13}{384} \frac{ql^3}{EI}$ |
| 4      |   | $+\frac{1}{16} ql^2$<br>$-\frac{1}{16} ql^2$ | $\frac{2}{384} \frac{ql^3}{EI}$    |
| 5      |  | $+0,0781 ql^2$<br>$-0,105 ql^2$              | $\frac{2,5}{384} \frac{ql^3}{EI}$  |

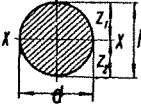
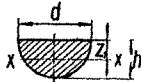
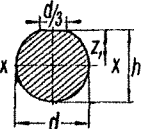
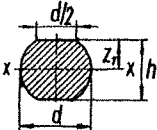


Tabel IV 1 (järg)

| Jrk.<br>nr. | Skeem   | max $M$                                  | $\frac{\max f}{l}$       |
|-------------|---|--|--------------------------|
| 6           |  | $+ 0,207 \cdot Pl$<br>$- 0,089 \cdot Pl$ | $0,015 \frac{Pl^2}{EI}$  |
| 7           |  | $+ 0,189 \cdot Pl$<br>$- 0,096 \cdot Pl$ | $0,0117 \frac{Pl^2}{EI}$ |

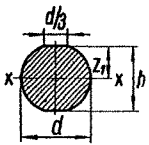
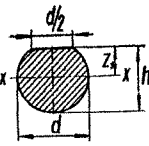
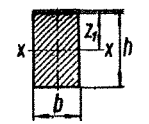
Tähtsamate ristlõigete geomeetrised karakteristikad

Tabel IV.2

| Ristlõige   | $h$       | $F$         | $z_1$     | $I$          | $W$          | min $r$    |
|---|-----------|-------------|-----------|--------------|--------------|------------|
|  | $d$       | $0,785 d^2$ | $0,5 d$   | $0,0491 d^4$ | $0,0982 d^3$ | $0,25 d$   |
|  | $0,5 d$   | $0,393 d^2$ | $0,21 d$  | $0,0069 d^4$ | $0,0238 d^3$ | $0,1322 d$ |
|  | $0,971 d$ | $0,779 d^2$ | $0,475 d$ | $0,0476 d^4$ | $0,0960 d^3$ | $0,2471 d$ |
|  | $0,933 d$ | $0,736 d^2$ | $0,447 d$ | $0,0441 d^4$ | $0,0908 d^3$ | $0,2406 d$ |

STATILISED ANDMED

Tabel IV.2 (järg)

| Ristilõige  | $h$       | $F$         | $z_1$     | $I$           | $W$          | min $r$    |
|---|-----------|-------------|-----------|---------------|--------------|------------|
|  | $0,943 d$ | $0,773 d^2$ | $0,471 d$ | $0,0461 d^4$  | $0,0978 d^3$ | $0,2443 d$ |
|  | $0,866 d$ | $0,740 d^2$ | $0,433 d$ | $0,0395 d^4$  | $0,0912 d^3$ | $0,2310 d$ |
|  | $h$       | $bh$        | $0,5 h$   | $0,0833 bh^3$ | $0,167 bh^2$ | $0,289 b$  |

## LISA V. MUUDATUSTEST PUITKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMISE ALUSTES

Käesoleva raamatu trükkimise ajal kinnitas NSVL MN Riiklik Ehituskomitee «Ehitusnormide ja -eeskirjade» (СНП) II köite peatükid II-A.10—62 ja II-B.4—62 uues redaktsioonis. Tähtsamad muudatused puitkonstruktsioonide arvutuse alustes, võrreldes seni kehtinud normidega (НПТ 122-55), on esialgsel andmetel järgmised:

1. Arvutusvalemid on antud pingete kontrolli vormis (vt. tabel V.1).
2. Arvutusvalemitest on välja jäetud töötamistingimuste tegurid. Viimaseid on arvestatud materjali arvutuslike tugevuste tabelis (vt. tabel V.2).
3. On muudetud puidu arvutusliku tugevuse parandustegureid konstruktsiooni lühiajalisel koormamisel (vt. tabel V.3).
4. On täpsustatud survelementide sidemete järeleandvuse tegurite väärtusi saleduse määramisel (vt. tabel V.4).
5. Liittalade arvutuslikud inerts- ja vastupidavusmomentid määratakse vastava monoliitse ristlõike näitajate korrutamisel parandusteguritega (vt. tabel V.5).

Tabel V.1

**Põhiliste arvutusvalemite koondtabel**

| Jrk. nr. | Pinge-olukord      | Arvutusliku piirolukorra nimetus | Arvutusvalem  | Märkused  |
|----------|--------------------|----------------------------------|---|---|
| 1        | Tsentri-line tõmme | Tugevus                          | $\sigma = \frac{N}{F_{\text{neto}}} \leq R_p$   | $R_p$ määratakse tabelist V.2                                   |
| 2        | Tsentri-line surve | Tugevus                          | $\sigma = \frac{N}{F_{\text{neto}}} \leq R_c$   | $R_c$ määratakse tabelist V.2                                   |
|          |                    | Üldstaabiilsus                   | $\sigma = \frac{N}{F_{\text{arv}}} \leq \varphi R_c$  | $\varphi$ ja $F_{\text{arv}}$ määratakse vastavalt II pkt. p. 5 |
| 3        | Paine              | Tugevus                          | $\sigma = \frac{M}{W_{\text{neto}}} \leq R_H$<br>$\tau = \frac{QS_{\text{bruto}}}{I_{\text{bruto}} b} \leq R_{\text{ck}}$ | $R_H$ ja $R_{\text{ck}}$ määratakse tabelist V.2                |
|          |                    | Deformatsioonid                  | $f^H \leq [f]$  | $[f]$ määratakse tabelist II.4                                  |

Tabel V.1 (järg)

| Jrk. nr. | Pingeolukord         | Arvutusliku pifrolukorra nimetus | Arvutusvalem  | Märkused                                     |
|----------|----------------------|----------------------------------|---|--|
| 4        | Vildakpaine          | Tugevus                          | $\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_H$   |  |
|          |                      | Deformatsioonid                  | $\sqrt{(f_x^H)^2 + (f_y^H)^2} \leq [f]$   |  |
| 5        | Ekstsentriline tõmme | Tugevus                          | $\sigma = \frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{W_{\text{neto}}} \frac{R_p}{R_H} \leq R_p$     |  |
| 6        | Ekstsentriline surve | Tugevus                          | $\sigma = \frac{N}{F_{\text{neto}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{neto}}} \frac{R_c}{R_H} \leq R_c$ | Tegur $\xi$ määratakse vastavalt II ptk. p.6 |

Tabel V.2

## Männi- ja kuusepuidu arvutuslikud tugevused

| Jrk. nr. | Pingeolukord ja elemendi liik   | Tähistus | Arvutuslik tugevus kg/cm <sup>2</sup> |                   |
|----------|---|----------|---------------------------------------|-------------------|
|          |   |          | alised ehitised                       | ajutised ehitised |
| 1        | Paine   | $R_H$    |                                       |                   |
|          | a) elemendid ristlõike kõrgusega kuni 50 cm, välja arvatud punktides b ja c märgitud                            |          | 130                                   | 150               |
|          | b) ristkülikulise ristlõikega massiivsed elemendid ristlõike külje mõõduga $\geq 14$ cm ja kõrgusega kuni 50 cm |          | 150                                   | 170               |
|          | c) ümarpalgid, mille arvutuslikus ristlõikes pole nõrgestusi  |          | 160                                   | 180               |

Tabel V.2 (järg)

| Jrk. nr. | Pingeolukord ja elemendi liik   | Tähistus                    | Arvutuslik tugevus kg/cm <sup>2</sup> |                   |
|----------|---|-----------------------------|---------------------------------------|-------------------|
|          |   |                             | alalised ehitised                     | ajutised ehitised |
| 2        | Tõmme piki kiudu  | $R_p$                       |                                       |                   |
|          | a) elemendid, mille arvutuslikus ristlõikes pole nõrgestusi   |                             | 100                                   | 85                |
|          | b) elemendid nõrgestusega arvutuslikus ristlõikes   |                             | 80                                    | 70                |
| 3        | Surve ja muljumine piki kiudu   | $R_c, R_{cm}$               | 130                                   | 150               |
| 4        | Surve ja muljumine risti kiudu kogu pinnal  | $R_{c 90}$<br>$R_{cm 90}$ } | 18                                    | 20                |
| 5        | Kohalik muljumine risti kiudu   | $R_{cm 90}$                 |                                       |                   |
|          | a) konstruktsiooni toetus-pinnal  |                             | 24                                    | 28                |
|          | b) lauptappides ja tüüblites  |                             | 30                                    | 35                |
|          | c) seibide all, kui muljumisnurk on 90—60°  |                             | 40                                    | 45                |
|          | d) pikkuse osal, kui kiudude vabade otste pikkus pole väiksem muljumispinna pikkusest ja elemendi paksusest |                             | Vt. märkus 1                          | Vt. märkus 1      |
| 6        | Nihe piki kiudu paindel ja ühendustes (maksimaalne pinge)   | $R_{ck}$                    | 24                                    | 24                |
| 7        | Nihe risti kiudu (maksimaalne pinge)  | $R_{ck 90}$                 | 12                                    | 12                |

Tabeli V.2 järg

Märkused. 1. Puidu arvutuslik muljumistugevus risti kiudu pikkuse osal (p. 5, d) määratakse valemist

$$R_{CM90} = R_{c90} \left( 1 + \frac{8}{l_{CM} + 1,2} \right) \text{kg cm}^2,$$

kus  $R_{c90}$  — puidu survetugevus risti kiudu tervel pinnal (vt. p. 4),

$l_{CM}$  — muljumispinna pikkus kiudude suunas cm

2. Puidu arvutuslik muljumis- ja nihketugevus kiudude suunaga nurga all määratakse valemist

$$R_{\alpha} = \frac{R}{1 + \left( \frac{R}{R_{90}} - 1 \right) \sin^2 \alpha},$$

kus  $R$  ja  $R_{90}$  — puidu arvutuslik muljumis- või nihketugevus vastavalt piki ja risti kiudu.

Tabel V.3

**Puidu arvutuslikku tugevust lühiajalisel koormamisel suurendavad tegurid**

| Jrk. nr. | Koormus                    | Tegur                                      |                    |
|----------|----------------------------|--|--------------------|
|          |                            | kõigile tugevustele peale muljumistugevuse | muljumistugevusele |
| 1        | Tuule- või montaažikoormus | 1,2  | 1,4                |
| 2        | Seismiline koormus         | 1,4  | 1,6                |

Tabel V.4

**Sidemete järeleandvuse tegurid  $k_c$  surveelementide saleduse redutseerimise teguri määramiseks**

| Jrk. nr. | Sideme tüüp   | $k_c$             |                      |
|----------|---|-------------------|----------------------|
|          |   | tsentriline surve | ekstsentriline surve |
| 1        | Naelad  | $\frac{1}{10d^2}$ | $\frac{1}{5d^2}$     |
| 2        | Silindrilised terasnaaglid  |                   |                      |
|          | a) läbimõõduga $d \leq 1/7 a$ ( $a$ — ühendatava elemendi paksus) | $\frac{1}{5d^2}$  | $\frac{1}{2,5d^2}$   |
|          | b) läbimõõduga $d > 1/7 a$  | $\frac{1,5}{ad}$  | $\frac{3}{ad}$       |

Tabel V.4 (järg)

| Jrk. nr. | Sideme tüüp                                     | $k_c$              |                      |
|----------|---|--------------------|----------------------|
|          |   | tsentriline surve  | ekstsentriline surve |
| 3        | Silindrilised tammenaaglid                      | $\frac{1}{d^2}$    | $\frac{1,5}{d^2}$    |
| 4        | Puidust pikitüüblid sisselõike sügavusega $h_s$ | $\frac{0,6}{bh_s}$ | $\frac{1,2}{bh_s}$   |
| 5        | Liim  | 0                  | 0                    |

Tabel V.5

## Liittalade arvutustegurid

| Tegur        | Elemen-<br>tide arv | Sildeava m |      |      |           |
|--------------|---------------------|------------|------|------|-----------|
|              |                     | 2          | 4    | 6    | 9 ja enam |
| plaatnaaglid |                     |            |      |      |           |
| $k_W$        | 2                   | 0,70       | 0,85 | 0,90 | 0,90      |
| $k_{\kappa}$ | 2                   | 0,45       | 0,65 | 0,75 | 0,80      |
| $k_W$        | 3                   | 0,60       | 0,80 | 0,85 | 0,90      |
| $k_{\kappa}$ | 3                   | 0,25       | 0,50 | 0,60 | 0,70      |
| tüüblid      |                     |            |      |      |           |
| $k_W$        | 2                   | 0,55       | 0,75 | 0,85 | 0,90      |
| $k_{\kappa}$ | 2                   | 0,30       | 0,50 | 0,65 | 0,75      |
| $k_W$        | 3                   | 0,40       | 0,75 | 0,80 | 0,85      |
| $k_{\kappa}$ | 3                   | 0,15       | 0,35 | 0,50 | 0,65      |

Märkused. 1 Arvutuslik vastupidavus- ja inertsmoment määratakse valemitega

$$W = k_W W_{(II) \text{ neto}},$$

$$I = k_{\kappa} I_{II}.$$



## Tabeli V.5 järg

2. Liittala poole ava ulatuses ühtlaselt jaotatud sidemete hulk arvutatakse valemiga

$$n_c \geq 1,5 \frac{MS}{I_u T_c}$$

kus  $T_c$  — sideme arvutuslik tugevus.

3. Liimitud talade juures varemkasutatud tähistus  $m_H^{\text{pasm}}$  on asendatud tähistusega  $k_W$  (joon. 169) ja tähistus  $m_H^{\phi}$  tähistusega  $k'_W$  (joon. 170).

**Geomeetrilised suurused**

- $x, y, z$  — punkti koordinaadid  
 $l, L$  — pikkus, sildeava  
 $l_0$  — arvutuslik pikkus  
 $a, b, c$  — ristlõike (vöö) laius, elemendi paksus, paneeli pikkus  
 $h$  — ristlõike kõrgus  
 $d, D$  — läbimõõt  
 $s$  — naagli, naela või poldi samm, kaare üldpikkus  
 $f$  — varda maksimaalne läbipaine, kaare tõus  
 $r, R$  — raadius  
 $e$  — normaaljõu ekstsentrilisus  
 $\alpha, \beta, \gamma$  — kaldenurk, pöördenurk  
 $F, F_{\text{neto}}, F_{\text{bruto}}$  — ristlõikepind  
 $W, W_x, W_y$  — ristlõike vastupidavusmoment  
 $S, S_{\text{bruto}}$  — ristlõike või ristlõike osa staatiline moment  
 $I, I_x, I_y, I_{\text{bruto}}$  — ristlõike inertsmoment  
 $r, r_x, r_y$  — ristlõike inertsraadius  
 $\lambda, \lambda_x, \lambda_y$  — varda saledus

**Jõud ja koormused**

- $N, S$  — arvutuslik normaaljõud (tõmme või surve)  
 $M, M_x, M_y$  — arvutuslik paindemoment  
 $Q$  — arvutuslik põikjõud  
 $N^H, M^H, Q^H$  — normatiivne normaaljõud, paindemoment ja põikjõud  
 $T$  — nihkejõud; naagli, poldi või naela kandevõime  
 $g^H, p^H, q^H$  — jaotatud omakaalu, kasulik ja üldine normatiivne koormus  
 $g, p, q$  — jaotatud omakaalu, kasulik ja üldine arvutuslik koormus  
 $G^H, P^H, G, P$  — keskendatud koormused

**Materjali karakteristikad**

- $E$  — elastsusmoodul, deformatsioonimoodul  
 $G$  — nihkemoodul  
 $\nu$  — *Poisson'i* tegur

- $\alpha$  — temperatuuri-lineaarpaisumise tegur  
 $\gamma$  — mahukaal  
 $W$  — niiskus  
 $\varepsilon$  — suhteline pikenemine  
 $R_p^H, R_p$  — materjali normatiivne ja arvutuslik tõmbetugevus  
 $R_c^H, R_c$  — materjali normatiivne ja arvutuslik survetugevus  
 $R_{cm}^H, R_{cm}$  — materjali normatiivne ja arvutuslik muljumistugevus piki kiudu  
 $R_{cm\alpha}^H, R_{cm\alpha}$  — materjali normatiivne ja arvutuslik muljumistugevus, kui koormus mõjub kiudude suhtes nurga  $\alpha$  all  
 $R_{ck}^H, R_{ck}$  — materjali normatiivne ja arvutuslik nihke- (lõike-) tugevus, kui koormus mõjub kiudude suunas  
 $R_{ck\alpha}^H, R_{ck\alpha}$  — sama, kui koormus mõjub kiudude suhtes nurga  $\alpha$  all  
 $R_n^H, R_n$  — materjali normatiivne ja arvutuslik paindetugevus  
 $k$  — materjali ühtlustegur (homogeensustegur, kvaliteeditegur)

### Pinged

- $\sigma, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  — normaalpinged  
 $\max \sigma, \min \sigma$  — pinge maksimaal- ja minimaalväärtus  
 $\tau, \tau_{xy}$  — nihkepinged  
 $\sigma_{kp}$  — survepingete kriitiline väärtus

### Mitmesugused tegurid

- $k$  — tegur, materjali ühtlustegur  
 $k_{\text{жк}}$  — jäikustegur  
 $k_M$  — metalli kulu näitav tegur  
 $k_{cb}$  — omakaalutegur  
 $n$  — ülekoormustegur; naelte, poltide, naaglite arv  
 $m$  — konstruktsiooni või elemendi töötamistingimuste tegur  
 $\varphi, \varphi_x, \varphi_y$  — nõtketegur tsentrilisel survel  
 $\mu$  — saleduse redutseerimise tegur  
 $\xi$  — tegur, mis arvestab ekstsentrilisuse suurenemise mõju ekstsentriliselt surutud varda paindemomendile

1. Аарна А. Я., Кийслер К. Р. Производство и использование смолы ДФК. Бюллетень научно-технической информации. Горючие сланцы № 1. 1961.
2. Allikas, L. Nomogramm täismurksete põiklõigetega elementide arvutamiseks paindele. Tehnika kogumik nr. 3. 1947
3. Архангельский Б. А., Павлов А. И. Клеи и деревянные клееные конструкции в речном судостроении. 1953.
4. Veier, U. Fehler und deren Ursachen an Kunstharzverleimten tragenden Bauteilen. Dissertation. Stuttgart 1953.
5. Белянкин Ф. П. Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций. Киев 1951.
6. Белянкин Ф. П., Яценко В. Ф. Прочность и деформативность деревянных стержней при центральном, внецентренном сжатии и чистом изгибе. Киев 1960.
7. Бойко М. Д. Влияние температурно-влажностного состояния древесины на ее прочность. 1952.
8. Бондин В. Ф. Влияние местного ослабления на сопротивление деревянного элемента растяжению. Белорусский политехнический институт. Сборник научных работ. Выпуск 48
9. Быковский В. Н., Соколовский Б. С. Деревянные клееные конструкции. 1949.
10. Деревягин В. С. Безметалльные составные балки и металлодеревянные сборные фермы. 1947.
11. Донченко В. Т. Нагельные соединения в автодорожных мостах. 1952.
12. Фанера и фанерные изделия. Стандартгиз 1960.
13. Fornobert, F. Grundzüge des Holzbaues im Hochbau
14. Фурсов В. И. Геодезические сигналы и их постройка. 1953.
15. Gase, Y., Delposte, R. Les charpentes en bois. Paris 1954.
16. Granholm, H. Armerat Tra. Göteborg 1954.
17. Грозовский С. В. Изготовление, сборка и установка деревянных конструкций. Минск 1940.
18. Губенко А. Б. Клееные деревянные конструкции в строительстве. 1957.
19. Halasz, R. Holzbau Taschenbuch. Berlin 1957.
20. Hempel, G. Freigespannte Holzbinder. Karlsruhe 1956.
21. Хухрянский П. X. Прочность древесины. 1955.
22. Иванин И. Я. Примеры проектирования и расчета деревянных конструкций. 1957.
23. Иванов В. А. и др. Деревянные конструкции. Киев 1960.
24. Иванов В. Ф. Деревянные конструкции. 1956.
25. Иванов Ю. М. О предельных состояниях деревянных элементов соединений и конструкций. 1947.

26. Инструкция по защите от гниения, поражения дерева разрушающими насекомыми и возгорания деревянных элементов зданий и сооружений (И 119-56). 1957.
27. Инструкция по проектированию и изготовлению клееных деревянных конструкций и строительных деталей (СН 11-57). 1958.
28. *Jürgenson, L.* Elamuehitus. Tartu 1949.
29. *Карлсен Г. Г.* и др. Деревянные конструкции. 1952.
30. *Карлсен Г. Г.* и др. Методы и примеры проектирования деревянных конструкций. 1954.
31. Клееные и клеефанерные конструкции с применением пластических масс. Сборник научных трудов Ленинградского инженерно-строительного института. Вып. 34. 1961.
32. *Коченов В. М.* Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. 1953.
33. *Коченов В. М.* Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям. 1955.
34. *Кочетков Д. А.* Деревянные конструкции. 1950.
35. *Курьшев М. А.* Деревянные конструкции аэродромных сооружений. 1948.
36. *Кушелев И. Ю.* и др. Инженерные сооружения и конструкции на лесозаготовках. 1937.
37. *Леннов В. Г.* Деревянный гнутый сетчатый свод. Труды Горьковского инженерно-строительного института. 1951.
38. *Леонтьев Х. Л.* Длительное сопротивление древесины. 1957.
39. Лесоматериалы круглые. Стандартгиз. 1961.
40. Металлодеревянные клееные сегментные фермы заводского изготовления. ТУ 6-52. 1954.
41. *Митропольский Х. М.* и др. Строительные конструкции. 1958.
42. *Mönck, W.* Holzbau. Band I. Leipzig 1959.
43. Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций. НИТУ 122-55. 1955.
44. *Освенский Б. А.* Новое решение растянутого стыка и его применения в деревянных конструкциях. Сборник трудов МИСИ № 13. 1958.
45. *Отрешко А. И.* Справочник проектировщика. Деревянные конструкции. 1957.
46. *Павлов А. П.* Деревянные конструкции и сооружения. 1959.
47. *Перельгин Л. М.* Древесиноведение и лесное товароведение. 1954.
48. Пиломатериалы и заготовки. Стандартгиз. 1961.
49. *Плешков П. Ф.* Теория расчета деревянных составных стержней. 1952.
50. Промстройпроект. Деревянные конструкции. 1937.
51. Рекомендации по проектированию строительных конструкций с применением пластмасс. «Промышленное строительство». № 11, 12. 1960.
52. *Романов Н. Т.* Клей и замазки в деревообработке. 1957.
53. *Ржаницын А. Р.* Теория составных стержней строительных конструкций. 1948.
54. *Савицкий Г. А.* Основы расчета радиомачт. 1953.
55. *Свенцицкий Г. В.* Деревянные конструкции. 1952.

56. *Stoy, W.* Der Holzbau. Berlin 1950.
57. Строительные нормы и правила (СНиП). I 1955, II 1954.
58. *Шишкин В. Е.* Деревянные конструкции. 1958.
59. *Завриев К. С.* Расчетные формулы прочности в особых случаях. 1935.
60. *Знаменский Е. М.* Влияние размеров поперечного сечения на крепость деревянных элементов при изгибе. «Строитель» № 13, 1935.
61. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве. ТП 101-61. 1961.
62. Технические условия на производство и приемку строительных и монтажных работ. Раздел V. Изготовление и монтаж деревянных конструкций. ТУ 118-55.
63. Технические условия расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку. СН 40-58. 1959.
64. *Чихачев Н. А.* Деревянные конструкции. 1947.
65. Указания по высокочастотному склеиванию деревянных конструкций и деталей. 1960.
66. Указания по определению снеговых нагрузок на покрытия зданий. СН 69-59. 1960.
67. Указания по проектированию деревянных конструкций временных зданий и сооружений. (У 108-55.)
68. Указания по проектированию строительных конструкций с применением пластмасс. Проект. 1961.
69. *Ванин С. И.* Древодиноведение. 1959.

|  |     |
|--|-----|
| <b>Eessõna</b>   | 3   |
| <b>I peatükk Materjalid</b>                                      | 7   |
| 1 Puit   | 7   |
| 1.1 Keemiline koostis ja struktuur                               | 7   |
| 1.2 Füüsikalised omadused  | 9   |
| 1.3 Mehaanilised omadused  | 13  |
| 1.4 Tugevust mõjutavad tegurid                                   | 21  |
| 1.5 Norm- ja arvutustugevused *Elastsusmoodul                    | 25  |
| 1.6 Puidu sortiment  | 26  |
| 2 Luumid   | 26  |
| 2.1 Luumisteooria ja nõuded luumidele                            | 26  |
| 2.2 Kaseinluumid   | 30  |
| 2.3 Süntheetilised vaigluumid                                    | 31  |
| 2.4 Luumide tugevus  | 35  |
| 3 Vineerid   | 41  |
| 4 Puitplastikud  | 43  |
| 5 Puitkonstruktsioonides kasutatavad terased                     | 45  |
| <b>II peatükk Puitkonstruktsioonide dimensioneerimise alused</b> | 46  |
| 1 Koormused  | 46  |
| 2 Pürolukordade meetod   | 49  |
| 3 Paindele tootavate elementide arvutamine                       | 51  |
| 4 Tõmmatud elementide arvutamine                                 | 55  |
| 5 Tsentriliselt surutud elementide arvutamine                    | 57  |
| 6 Ekstsentriliselt surutud elementide arvutamine                 | 69  |
| 7 Muljumisele ja nihkele tootavate elementide arvutamine         | 74  |
| 8 Üldisi juhiseid puitkonstruktsioonide projekteerimiseks        | 77  |
| <b>III peatükk Puitkonstruktsioonide ühendused</b>               | 81  |
| 1 Ühenduste liigitus ja deformatsiooniomadused                   | 81  |
| 2 Tappühendused  | 82  |
| 2.1 Ühe hambaga lauptapid  | 83  |
| 2.2 Kahe hambaga lauptapid                                       | 89  |
| 2.3 Lauptappide avarusidemed                                     | 94  |
| 2.4 Tugipadjaga lauptapid  | 95  |
| 2.5 Kolmiklauptapid  | 96  |
| 2.6 Põsktapid  | 97  |
| 3 Tuubelühendused  | 99  |
| 3.1 Prismalised puittuublid                                      | 100 |
| 3.2 Prismalised terastuublid                                     | 103 |
| 3.3 Rõngas- ja ketastuublid                                      | 104 |
| 3.4 Hammastuublid  | 107 |
| 4 Naagelühendused  | 109 |
| 4.1 Pulk- ja poltühendused                                       | 111 |
| 4.2 Naelühendused  | 116 |
| 4.3 Tammenaaglid   | 122 |
| 4.4 Puidukruvid ja lühikused pulknaaglid                         | 123 |
| 4.5 Plaatnaaglid   | 124 |

|             |  |            |
|-------------|--|------------|
| 5           | Surve- ja tõmbejatkud                                      | 125        |
| 6           | Luumuhendused  | 126        |
| 7           | Metallseibid   | 129        |
| 8           | Terasest tõmbesidemed                                      | 131        |
| 8 1         | Poldid   | 131        |
| 8 2         | Tõmbid   | 133        |
| 8 3         | Rangid   | 134        |
| 8 4         | Riisad ja klambrid   | 136        |
| 8 5         | Tõmbele (valjarebimisele) tootavad naelad ja kruvid        | 136        |
| <b>IV</b>   | <b>peatukk Lihtsamad talasüsteemid</b>                     | <b>138</b> |
| 1           | Laudised   | 138        |
| 2           | Talad  | 142        |
| 3           | Tugistikud   | 147        |
| 3 1         | Trapetstugistikud  | 147        |
| 3 2         | Riivtugistikud   | 149        |
| 3 3         | Kolmnurktugistikud   | 151        |
| 4           | Katused  | 153        |
| 5           | Ühekorruseliste hoonete tugistikraamid                     | 157        |
| <b>V</b>    | <b>peatukk Tasapinnalised katusesõrestikud</b>             | <b>168</b> |
| 1           | Sõrestike tuubid ja kasutusala                             | 168        |
| 2           | Sõrestikkandjatega katusekonstruktsioonide kujundamine     | 172        |
| 3           | Sõrestiku põhimõõtmete ja arvutusskeemi valik              | 175        |
| 4           | Sõrestiku koormuste sisejõudude ja labivajumiste maaramine | 178        |
| 5           | Sõrestiku varraste dimensioneerimine                       | 181        |
| 6           | Prussidest ja umarpuidust sõrestikud lauptappidel          | 185        |
| 7           | Polugonaalsõrestikud                                       | 189        |
| 8           | Paindejaiga ülemise vooga puitmetallsõrestikud             | 190        |
| 9           | Naelutatud segmentsõrestikud                               | 191        |
| 10          | Nael ja tuubeluhendustega laudsõrestikud                   | 200        |
| 11          | Lumitud pakettidest sõrestikud                             | 203        |
| 12          | Vineertorudest sõrestikud                                  | 205        |
| 13          | Katuse kandekonstruktsiooni ruumiline jaikus               | 208        |
| 14          | Katusesõrestiku dimensioneerimise näide                    | 213        |
| <b>VI</b>   | <b>peatukk Lüttalad</b>                                    | <b>220</b> |
| 1           | Palkidest ja prussidest lüttalad                           | 220        |
| 2           | Laudseinaga naelutatud talad                               | 227        |
| 3           | Laudadest lumitud talad                                    | 239        |
| 4           | Vineerseinaga lumitud talad                                | 246        |
| <b>VII</b>  | <b>peatukk Postid</b>                                      | <b>254</b> |
| 1           | Monoliitsed ja lütpostid                                   | 254        |
| 2           | Taisseinahsed ja sõrestikpostid                            | 256        |
| <b>VIII</b> | <b>peatukk Kaar- ja raamkonstruktsioonid</b>               | <b>265</b> |
| 1           | Üldised märkused   | 265        |
| 2           | Kolme šarniiriga kaared D-rõngajõu taladest                | 266        |
| 3           | Lamellkaarad   | 267        |
| 4           | Painutatud laudadest kaared                                | 271        |
| 5           | Taisseinahsed kaared                                       | 275        |



|   |            |
|---|------------|
| 6. Sõrestikkaared . . . . .   | 281        |
| 7. Täisseinalised raamid . . . . .  | 284        |
| 8. Sõrestikraamid . . . . .   | 292        |
| <b>IX peatükk. Puitkonstruktsioonide ruumiline püsivus . . . . .</b>                | <b>295</b> |
| 1. Ruumilised sidemed . . . . .   | 295        |
| 2. Ruumiliste sidemete konstruktsioon ja arvutus . . . . .                          | 298        |
| <b>X peatükk. Ruumilised katuse kandekonstruktsioonid . . . . .</b>                 | <b>301</b> |
| 1. Üldised märkused . . . . .   | 301        |
| 2. Võrkvõlvid . . . . .   | 302        |
| 3. Kahekordsed painutatud laudadest võlvid . . . . .                                | 311        |
| 4. Vineerist võlvkonstruktsioonid . . . . .   | 314        |
| 5. Kuplid . . . . .   | 315        |
| 6. Mitmesugused koorikkandekonstruktsioonid . . . . .                               | 327        |
| <b>XI peatükk. Erikonstruktsioonid . . . . .</b>                                    | <b>332</b> |
| 1. Mastid . . . . .   | 332        |
| 2. Tornid . . . . .   | 342        |
| 3. Punkrid ja silod . . . . .   | 349        |
| 4. Estakaadid ja galeriid . . . . .   | 354        |
| <b>Lisa I. Materjalid . . . . .</b>   | <b>360</b> |
| <b>Lisa II. Koormused ja deformatsioonid . . . . .</b>                              | <b>382</b> |
| <b>Lisa III. Ühendused . . . . .</b>  | <b>388</b> |
| <b>Lisa IV. Staatilised andmed . . . . .</b>  | <b>397</b> |
| <b>Lisa V. Muudatustest puitkonstruktsioonide projekteerimise alustes . . . . .</b> | <b>401</b> |
| <b>Kasutatud tähistusi . . . . .</b>  | <b>407</b> |
| <b>Kasutatud kirjandus . . . . .</b>  | <b>409</b> |

---