

ARMEERITUD TELLISTALAD

PROOVITULEMUSI JA DIMENSIONEERIMISE ALUSEID

O. MADDISON ja H. OENGO



RK „TEADUSLIK KIRJANDUS“
TARTU 1941

Tallinna polütehnik. inst. teinutised.

Eessõna.

ARMEERITUD TELLISTALAD

PROOVITULEMUSI JA DIMENSIONEERIMISE ALUSEID

O. MADDISON ja H. OENGO

28

4X0



ARMEEERITUD TELLISTALAD
PROOVITULEMUSI JA DIMENSIONEERIMISE
ALUSEID

O. MADDISON ja H. OENGO

2

Tartu Riikliku Ülikooli
Raamatukogu

35535

Vastutav toimetaja A. Parts. Tehniline toimetaja E. Kollom. Korrektor M. Kindlam. Ladumisele antud 17. IV 1941. MB5199, Trükkimisele antud 21. VI 1941. Laotihedus trpg. 38688. Trükipoognaid 4⁷/s. Autoripoognaid 3,2. Paberi formaat 67×95.¹/₁₆. Trükiarv 675. Trükitud Hans Heidemanni nimelises trükikojas, 1941. Tartu, Vallikraavi 4. Tellim. nr. 422.

O. Маддисон и Г. Оэнго: „Основные положения для определения размеров армированных кирпичных балок, исходя из результатов произведенных по этому поводу опытов“. На эстонском языке.

Эгосиздат „Научная Литература“, Тарту.

Eessõna.

Veel hiljuti tarvitati meil hoonete püstitamisel akende ja uste kattetaladena tavalisi I-profililiga raudtalasid.

Et Eesti NSV rauda ei tooda, on täiesti loomulik, et meil raua säästmise eesmärgiga on hakatud otsima teid, mil viisil oleks võimalik asendada seni akende ja uste kattetaladena tarvitatud raudtalasid vähem raua nõudvate konstruktsioonidega.

Üheks niisuguseks konstruktiivseks võimaluseks on viimasel ajal ehitiste püstitamisel võrdlemisi laialdaselt levinud raudbetoonitalade tarvitamine. Võimaldades tunduvalt raua säästmist, on raudbetoonist akende ja uste kattetaladel aga teatud puudus, mida ei tohiks alahinnata ja mis seega väärib hoolsamat tähelepanu: see on raudbetoonitalade suur soojusjuhtivus, mistõttu akende ja uste raudbetoonist kattetalad vajavad erilist soojusisolatsiooni.

Järgmiseks sammuks on luua konstruktsioone, mis, võimaldades ühelt poolt tunduvalt raua säästmist, omaksid sealjuures vajalikku soojapidavust. Tähendatud eesmärki taotlevate konstruktsioonide hulgas väärivad tähelepanu armatuuriga varustatud müüritud tellistalad. Seda laadi talade tarvitamisel on akende ja uste katted hoonete seintega samast materjalist, missugust asjaolu, võrreldes raudbetoonkattetaladega, tuleb lugeda väga kohaseks.

Müüritud talade staatilise töötamise põhimõte on analoogiline raudbetoonitalade töötamise printsiibiga: tala tõmbetsooni asetatakse raudarmatuur, kuna tala survetsooni moodustab tugeval mõrtlil müüritud tellisseina osa.

Müüritud talade konstrueerimisel esineb rida omakohaseid nõudeid ja probleeme nii arvutajale-konstruktorile kui ka ehituse teostajale. Tuleb tähendada, et võrreldes raudbetoonitaladega ei kujuta müüritud tellistalad enestest samasugust terviklikku mono-

liiti, nagu seda on raudbetoonist talad, sest nidu üksikute telliste vahelistes vuukides on nõrgem kui betooni osakeste vahel. Tellistalade monoliitsust vähendab veel asjaolu, et raudbetooni puhul nii vajalikkude rangide ja üleskäänatud raudade asetamine müüritud taladesse on üldiselt raskendatud ja osutub müüriseotise korrapärasust rikkumata isegi võimatuks. Ei tohiks ka unustada, et kuna müüritud talades armatuur ei asetse suuremas ühtlases massis, nagu see esineb raudbetooni puhul, vaid tala alumisel serval, seal ettenähtud erilises, olgugi paksus mörtlikihis, siis ei ole nakkenidu raudade ja tala alumise osa vahel niivõrd garanteeritud kui raudbetooni puhul.

Erilist tähelepanu väärib veel järgmine asjaolu.

Kui tellistala seotist ei ole muudetud, võrreldes müüri muude osade seotisega (mis võimalus esineb peamiselt just kärgtelliste tarvitamise puhul), siis on tala surutud tsoonis asetsevad tellised surutud kas piki- või külgsuunas, mitte aga, nagu tavaliselt, nende kõrguse suunas. Et kärgtelliste survetugevus on piki- ja külgsuunas tunduvalt väiksem tähendatud telliste survetugevusest tavalises lamamispindade suunas, siis võiks vahest kerkida küsimus, kas kärgtellistest müüritud tala surutud tsooni vastupidavus on küllaldane.

Olgugi et kärgtellistest müüritud talad ei suuda ülaltähendatud põhjustel igas mõttes võistelda vastavate raudbetoonkonstruktsioonidega, on seesugustel taladel siiski kaaluvaid paremusi hoonete püstitamisel, mistõttu küsimus, milliseil juhtumeil oleks võimalik ja ühes sellega ka soovitav tarvitada armeeritud kärgtellistest müüritud talasid, väärib vägagi süvendatud selgitamist, väljudes talade tugevuse olukorrast.

Kuigi armeeritud tellistalade tarvitamine ei ole meie algupärane mõte ja talade sellekohaste uurimiste tulemused on välisliteratuuris¹ hästi tuntud, on asutud Tallinna Tehnikaülikoolis armeeritud tellistalade uurimisele kahel põhjusel:

1) et koguda kogemusi meie kodumaiste kärgtelliste tarvitamisel ja

2) et lähemalt uurida armeeritud tellistalade staatilist töötamist, s. o. valgustada nende tugevuse ja deformatsiooni olekut,

¹ University of Wisconsin, M. O. Withey, Brick Masonry Beam, ASTM 1933.

eriti aga selgitada n -ta tugevusteooria rakendamise võimalust armeeritud tellistalade dimensioneerimiseks.

Uurimise peaobjektiks olid 12 armeeritud kärgtellistala.

Kokkuleppel Tehnikaülikooli Ehitusõpetuse Laboratooriumi juhataja prof. L. Jürgenson'iga ja tema lahkel vastutulekul oli Tehnikaülikooli Tugevuslaboratooriumil võimalus teostada uurimisi kümne Ehitusõpetuse Laboratooriumi poolt valmistatud ja üheks teiseks otstarbeks kasutatud kärgtellistaladega². (Teelikult oli neid talasid ette nähtud 12, milledest aga 2 defektide tõttu välja langesid.) Täienduseks tähendatud taladele valmistati Tugevuslaboratooriumi enda poolt veel kaks tala.

Kärgtellistalade uurimisega seoses vajalikuks osutunud proovide teostamine toimus peamiselt Tehnikaülikooli Tugevuslaboratooriumi ja Raudbetoonilaboratooriumi, osalt aga ka Ehitusõpetuse Laboratooriumi tööjõududega ning Tugevuslaboratooriumi seadmetega.

Mõõtmiste toimetamisel ning proovianndmete ümbertöötamisel olid tõhusalt kaastegevad Tugevuslaboratooriumi ja Raudbetoonilaboratooriumi teenistuses seisvad ametnikud Nikolai Alumäe ja Heino Joosti, mida siinkohal täie tunnustusega märgime.

² L. Jürgenson, Sardtelisest, „Tehnika Ajakiri“ nr. 3, 1940, lk. 68—75.

I. Proovide-uurimiste üldkorraldus.

1. Prooviobjektid.

Uurimisele tulid:

a) Müüritud tellistalad, milledega toimetati paindeproove ühes deformatsioonide peenmõõtmiste teostamise ning talade kandevõime, s. o. kuni tala raugemiseni (purunemiseni) saavutatava suurima koormise määramisega.

b) Talade müürimiseks kasutatud kärgtellised ja kärgtellistest müüritud sambad, milledega teostati surveproove ühes survetugevuse ja elastsusmooduli E määramisega.

c) Talades kasutatud armatuurraud, mille puhul määrati iga tarvitatud raua jämeduse grupi kohta eraldi raua voolavuse piir, raua tõmbetugevus ning murdevenivus.

Ühenduses tähendatud uurimisele tulnud prooviobjektidega osutus vajalikuks korraldada veel rida täiendavaid proove.

Nii määrati osa talade puhul nende müürimiseks kasutatud mörtli survetugevus; peale selle korraldati proove mörtli ja kivide vahelise löiketugevuse ja armatuurraua ning mörtli vahelise nakketugevuse selgitamiseks.

a) Müüritud tellistalad. Tehnikaülikooli Ehitusõpetuse Laboratooriumi poolt valmistatud talad. Esimese prooviobjektide seeria moodustasid Tehnikaülikooli Ehitusõpetuse Laboratooriumi poolt valmistatud kümme proovitala. Tähendatud kümme tellistala olid oma konstruktsioonilt nelja eri tüüpi (vt. tabel 1 ja joon. 1):

1) Ühekärgkivirealine tala kivivahelistes pikivuukides asetseva armatuuriga. Tala märk I A₂.

2) Ühekärgkivirealised talad kivide all paksemas mörtlikihis asetseva armatuuriga. Talade märgid: II B₁, II B₂ ja II B₃.

3) Kahekärgkivirealised talad kivivahelistes pikivuukides asetseva armatuuriga. Talade märgid III C₁, III C₂ ja III C₃.

4) Kahekärgkivirealised talad kivide all paksemas mörtlikihis asetseva armatuuriga. Talade märgid IV D₁, IV D₂ ja IV D₃.

Tabel 1.

Uuritud kärgtellistalade üldmõõted.

Tala märk		Talade mõõted				Tarvitatud armatuur		
		Üld- kõrgus d cm	Kasus- kõrgus h cm	Laius b cm	Pikkus l cm	Tüüp	Tegelik põiklõige F _e cm ²	
Ehitusõpetuse laboratooriumi poolt valmistatud talad	I A ₂	13,5	12,0	42,0	222	Ümmarraud	2 Ø 12	2,44
	II B ₁	15,7	13,7	42,0	222		3 Ø 10	2,28
	II B ₂	14,6	13,4	42,7	222		3 Ø 10	2,28
	II B ₃	14,3	13,1	41,0	222		3 Ø 10	2,28
	III C ₁	25,5	23,5	41,4	270		2 Ø 16	4,01
	III C ₂	25,0	23,5	42,0	270		2 Ø 16	4,01
	III C ₃	25,0	23,5	42,5	270		2 Ø 16	4,01
	IV D ₁	27,5	26,0	40,6	262		3 Ø 14	4,80
	IV D ₂	26,7	25,5	40,5	262		3 Ø 14	4,80
	IV D ₃	27,0	25,2	41,0	262		3 Ø 14	4,80
Tugevuslaboratooriumi poolt valmistatud talad	I T	27,0	25,2	43,0	202	Keevitatud sõlmedega teras- võrk (Baustrahlgewebe)	6 Ø 6	1,70
	II T	28,0	25,2	42,5	202		11 Ø 6	3,11

Tuleb tähendada, et armatuuriks mainitud talades kasutati sirgeid vardaid, ilma konksudeta otstes.

Talade müürimisel kasutati Riikliku Ehituskivi Keskuse Tallinn-Kopli telliskivitehase poolt valmistatud kärgtelliseid.

Ehitusõpetuse Laboratooriumi andmeil³ on tellistalade müürimisel kasutatud segamörtlit (tsement: lubi: liiv), mahulises vahekorras 1:0,5:3. Tarvitatud mörtlist eriproovikehi survetugevuse määramiseks ei ole valmistatud.

Tehnikaülikooli Tugevuslaboratooriumi poolt valmistatud talad. Teise seeria prooviobjekte moodustasid kaks Tugevuslaboratooriumi poolt valmistatud kahekärgkivirealist tavalise müüriseotisega müüritud tellistala, mille armatuuriks kasutati kivide alla paksemasse mörtlikihisse asetatud, ehituspraktikas hästituntud nn. keevitatud sõlmdega terasvõrku — *Baustahlgewebe*.

Mörtli ja armatuurraua vahelise nakkavuse kindlustamiseks olid armatuuri pikivarraste otsad keeratud erilisse konksu, nagu seda on näha ülesvõttel (joon. 2).

Talade müürimiseks on samuti kasutatud Riikliku Ehituskivi Keskuse Tallinn-Kopli telliskivitehase kärgtelliseid, kuna mörtliks on tarvitatud tsementmörtlit 1:3 (mahulises vahekorras), mis vastas 395 kg tsementi kohaleasetatud mörtli kuubikmeetrile. Mörtli liiv oli eriliselt koostatud sõelkövera järgi. Vesitsementtegur oli 0,68.

b) Kärgtellised ja neist müüritud sambad. Kolmanda seeria prooviobjekte moodustasid Riikliku Ehituskivi Keskuse Tallinn-Kopli telliskivitehase kärgtellised ja neist müüritud sambad.

Telliste survetugevuse määramiseks võeti paindele proovitud talade terveksjäänud osadest üksikuid kive kui ka terve talapõiklõikega müüritud sambaid.

Lisaks proovitud taladest saadud sammastele on Tugevuslaboratooriumi poolt eriliselt müüritud veel kaks sammast, millede seotis vastas täpselt talade seotisele. Mörtliks kasutati tsementmörtlit 1:3 (mahulises vahekorras). Vesitsementtegur oli 0,68.

c) Armatuurraud. Talade tavalise ümmara armatuurraua omaduste selgitamiseks kasutati paindele proovitud taladest tugede lähedal võetud rauaproove eeldusel, et need proovid ei olnud paindeproovidel tugede lähedal esinevate võrdlemisi väikeste paindemomentide tõttu pingutatud üle raua voolavuse piiri.

Terasvõrgu omaduste selgitamisel võeti proovid enne talade müürimist.

³ L. Jürgenson, sealsamas, lk. 68—75.

d) Prooviobjektid täiendavateks proovideks. Säärasteks prooviobjektideks olid:

1) Tugevuslaboratooriumis talade ja sammaste müürimisel tarvitatud tsementmörtlist valmistatud mörtli survetugevuse selgitamiseks 8 proovikeha mõõdetes $10 \times 10 \times 10$ cm.

2) Ehitusõpetuse Laboratooriumis valmistatud proovikehad kõrgtelligise ja mörtli vahelise löiketugevuse ning proovikehad telliste vahele müüritud armatuurraudade nakketugevuse määramiseks.

2. Proovide teostamine ja proovitulemused.

a) **Paindeproovid taladega.** Paindeproovid teostati Tugevuslaboratooriumi hüdraulilisel surve-painde-seadmel. Tala asetati tähendatud seadmel kahele toele ning koormati kahe mõlemal pool tala keskkoha sümmeetriliselt rakendatud jõuga (vt. joon. 1 ja ülesvõte joon. 3).

Paindeseadme tugede ehitusviis võimaldas pöörlemist kahes suunas, s. o. tala pikisuunas kui ka ristisuunas tala teljele, seega kindlustades ühtlast jõu ülekandmist toetuspunktides.

Jõudude ülekandmine talale teostus toetuspunktides masina rullšarniiridele asetatud 10 cm laiuste ja 25 mm paksuste raudlehtede kaudu, kuna jõudude ülekandmine tala ava piirides toimus raudteeroopa tükkide abil.

Jõudude ülekandmise ühtlustamiseks olid jõudude rakenduspunktides ettenähtud raudlehed ja roopatükid asetatud tala pinnale kipsimörtliga.

Masina rullšarniirid võimaldasid muuseas väikesel määral ka tala tugede pikisuunalisi paigutusi, seega ära hoides tala suu-remate läbipaindumiste puhul lisa-horisontaaljõudude esinemist toetuspunktides.

Tala otste üleulatavus toetuspunktides võeti Ehitusõpetuse Laboratooriumi poolt valmistatud talade puhul nende armatuurraudadel konksude puudumise tõttu võrdlemisi suur, nimelt: madalatüübiliste (ühekärgkivirealiste) talade puhul ca 20 cm ja kõrgematüübiliste (kahekärgkivirealiste) talade puhul ca 30 ja 35 cm.

Seesuguse ettevaatlikkuse põhjuseks oli kartus, et konksude puudumisel armatuurraud tavalise talaotste üleulatavuse puhul nakketugevuse ületamise tõttu välja tõmmatakse, mida võetud talade võrdlemisi suurest üleulatusest hoolimata siiski veel esines.

Tugevuslaboratooriumi poolt valmistatud talade puhul, mil-
lede armatuurraud olid varustatud konksudega ja kus raudade
ja mörtli vahelist nakkenidu suurendasid omakorda veel pikirau-
dadele külgekeevitatud põikraud (keevitatud sõlmedega teras-
võrk), oli talade üleulatavus täiesti küllaldane.

Tala läbipaindumisi tala keskkohal mõõdeti 0,01 mm jaotuse
väärtusega mõõdukellaga. Surutud tsooni kokkusurutavust, arma-
tuurraudade pikenemisi tõmmatud tsoonis ning nullkihi kaugust
tala keskkohal määrati Huggenberger'i tensomeetrite tüüp B abil
(ülekandega ca 1:1050), kusjuures mõõtepikkus oli valitud tel-
lise pinnal 200 mm ja armatuurraual 100 mm.

Mõõduriistade asetuse skeem talal selle paindeproovil on näi-
datud joonisel 4.

Koormist tõsteti proovide teostamisel astmete viisi, nimelt:
250 kg võrra väiksemate ja 500 kg võrra suuremate koormiste
puhul, registreerides igal koormise astmel kõik eelmainitud mõõdu-
riistade näitamised.

Siinjuures tuleb tähendada, et koormist ei tõstetud järjest
kuni tala purunemiseni, vaid proovid teostati kahe vahepealse
koormise vabastamisega selle eesmärgiga, et jälgida nn. vetru-
vaid deformatsioone. Koormisest vabastamist teostati
ligikaudu $\frac{1}{4}$ ja $\frac{1}{2}$ arvatava purustava koormise kõrguselt.

Mõõduriistu registreeriti peaaegu kuni maksimaalse koor-
mise saavutamiseni.

Siinkohal olgu muuseas tähendatud, et kirjeldatud painde-
proovide teostamise hetkel oli talade müürimisest möödunud veidi
enam kui 28 päeva.

Talade proovitulemuste peaadmed on koondatud tabelisse 2,
kus on toodud maksimaalse (purustava) paindemomendi ja sellele
vastava põikjõu tähendused ühes nähtavate purunemispõhjustega.
Tüüpilisemad näited deformatsioonide mõõtmiste tulemustest on
kujutatud graafiliselt joonistel 5—10.

b) Surveproovid üksiktelliste ja müüritud sammastega.
Telliste survetugevuse määramisel peeti silmas, kahte eesmärki:

Esiteks määrata kasutatud kärgtelliste kvaliteeti tavalise
surveproovi abil, teostades proovimist poole kiviga, seega saavu-
tades ligikaudu kuubitaolise proovikeha, millist suruti risti kivi
lamamispiindadele, s. o. kivi paksuse (või kivis leiduvate aukude)
suunas.

Tabel 2.

Müüritud kärgtellistalade paindeproovide peatulemused.

Tala märk	Paindemoment tala raugemisel $M_p^{(t)}$ kgm	Põikjõud tala raugemisel Q_p kg	Talade purunemise põhjus
I A ₂ II B ₁	783 899	1305 1500	Armatuurraudade nakketugevuse ületamine
II B ₂	1055	1508	Armatuurraua volavuse piiri saavutamine
II B ₃ III C ₁ III C ₂ III C ₃ IV D ₁ IV D ₂ IV D ₃	961 2320 1900 2395 3890 3463 3438	1602 3315 2720 3420 5560 4950 4910	Armatuurraudade nakketugevuse ületamine, kusjuures tõenäoliselt armatuurraua volavuse piir oli osalt juba enne saavutatud.
I T	3240	5400	Armatuurraua volavuse piiri ületamine, hiljem ka nihketugevuse ületamine.
II T	3880	5540	Kivi ja mörtli vahelise nihketugevuse ületamine

Märkus: Talade raugemisel, s. o. purustava paindemomendi saavutamisel, mingisuguseid defekte talade surutud tsoonis ühelgi juhul märgata ei olnud.

Riikliku Ehituskivi Keskuse Tallinn-Kopli telliskivitehase kärgtelliste survetugevus õhukuivas olekus oli tähendatud proovimisviisi puhul $T_2 = 258,1 \text{ kg/cm}^2$.

Toodud arv kujutab endast viie proovi keskmist tulemust, kusjuures äärmised survetugevused olid 209,9 ja 320,9 kg/cm^2 . (Tähendatud proovitulemused on võetud end. Loodusvarade Instituudi Ehitusmaterjalide Sektsiooni poolt Tehnikaülikooli Tugevuslaboratoriumis teostatud Eesti kunstkivide uurimisest.)

Teiseks eesmärgiks oli määrata kärgtellistalade survetsooni vastupidavust.

Raudbetoonist talade puhul on teada, et nende survetsooni tugevus ei vasta betooni kuubik-, vaid selle prismatuge-

vusele⁴, millist asjaolu tuleks arvesse võtta ka tellistalade puhul.

Peale selle tuleb silmas pidada, et survesuund kärgtellistele surutud tsoonis on tellise enda suhtes erinev nii kärgtellise tavalise surve proovi puhul kui ka harilikus müüris esinevast surve suunast.

Tellistalal esinev surve on sihitud kärgtellise suhtes seotisest olenevalt kas tellise pikkuse või selle laiuse suunas, seega risti kärgtellises esinevate aukude suunale.

Lõpuks on ju teada, et müürituse survetugevus erineb üksiku kivi survetugevusest⁵.

Kõike eelmainitud arvesse võttes teostati tellistalade surve-tsooni vastupidavuse hindamiseks proove nii üksikute kivide kui ka müüritud sammastega.

Üksikkivid suruti prismaliste proovikehadena nende pikisuunas (vt. joon. 11), s. o. arendades survet risti tellises olevatele aukudele.

Müüritud sambad, millisteks kasutati, nagu eespool märgitud, talade paindeproovidel terveksjäänud osi või mida eriti müüriti täpselt sama seotisega, nagu see esines vastavates talades, olid samuti prismakujulised ja neid suruti risti tellistes esinevatele aukudele, s. o. talade surutud tsooni töötamise suunas (vt. joon. 11. ja 12.).

Tala survetsooni deformatsiooni hindamiseks mõõdeti surveproovide teostamisel nii üksikkivide kui ka müüritud sammaste deformatsioone.

Mõõtmiseks kasutati Huggenberger'i tensomeetreid, tüüp B, ülekandega ca 1:1050, kusjuures mõõtepikkus oli valitud 100 ja 200 mm.

Vetruvate deformatsioonide puhul määratud elastsusmoodul E vastab keskmiselt pingele 10 kuni 40 kg/cm² piirides.

⁴ Vt. näiteks: M. Roš, Vereinheitlichung der materialtechnischen Erkenntnisse und des Sicherheitsgrades im Stahlbeton, Wien, 1937, või A. Brandtzaeg, Der Bruchspannungszustand und der Sicherheitsgrad von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten unter Biegung oder aussermittigem Druck. Norges Tekniske Høiskole Avhandling til 25 Års Jubileet 1935, lk. 677—764.

⁵ H. Oenigo, Tellismüüri tugevusest, „Tehnika Ajakiri“ nr. 9, 1938, lk. 191—199.

Üksikute pikuti surutud kärgtelliste kui ka kärgtellistest müüritud sammaste surveproovide tulemused on koondatud tabelisse 3.

Tabel 3.

Pikisuunas surutud kärgtelliste ja kärgtellistest müüritud sammaste surveproovide tulemused.

Kärgtellise kuubiktugevus oli 258,1 kg/cm².

Proovikehad (vt. joon. 11 ja 12)	Proovikehade mõõted			Survetugevus T_{2k} kg/cm ²	Elastsusmoodul E_k kg/cm ²
	Pikkus a cm	Laius b cm	Kõrgus h cm		
Üksikud pikisuunas surutud kärgtellised	11,2	12,8	26,8	107,9	80 000
	11,3	12,9	27,0	91,5	—
	11,5	13,5	27,6	95,0	56 000
	11,5	13,5	27,2	95,6	60 000
Tellistaladest pärast paineproovi terveks- jäänud osad (surutud nagu sambad)	24,5	41,4	91,3	98,3	93 000
	24,3	42,0	81,2	104,0	92 000
	24,7	40,3	96,4	70,6	73 000
Talade seotise kohaselt eriti müüritud sambad	24,2	42,2	85,0	92,7	78 000
	26,0	41,5	94,0	—	74 500
Üldkeskmine				94,5	76 400
Üsikkivide keskmine				97,5	65 000
Sammaste keskmine				91,4	83 000

Nagu nähtub tabelist 3, on eriti silmatorkav suur erinevus kärgtellise nn. kuubiktugevuse (258,1 kg/cm²) ja selle pikisuunas surumisel leitud prismatugevuse (97,5 kg/cm²) vahel. Viimane tugevus moodustab ainult 0,38 kuubiktugevusest. Samal ajal üksikkivi pikisuunas esinev prismatugevus ei erine märgatavalt müüritud sammaste survetugevusest, mis on käesoleval juhul 91,4 kg/cm².

c) Armatuurraua tõmbeproovi tulemused. Armatuurraua proovikehad on võetud mitmetest varrastest selleks, et saavutada tõenäolisi keskmisi andmeid iga tarvitatud läbimõõduga raua kohta.

Armatuurraua tõmbeproovi tulemused on koondatud tabelisse 4.

Tabel 4.

Armatuurraudade tõmbeproovi tulemused.

Proovi- keha nr.	Raua läbimõõt Ø mm		Voolavuse piir σ_v kg/cm ²	Tõmbe- tugevus T_1 kg/cm ²	Murde- venivus i %	Märkused
	nimeline	tegelik				
1	16	15,9	3180	4200	30,6	1. Üldiselt on loetud armatuurraua voolavuse piiriks σ_v kõrgeim pinge, millest alates proovikeha pikene mine jätkus ilma koormise suurenemiseta või millest alates algas koormise alanemine. 2. Raudadel, millel puudus selgelt märgatav voolavuse piir, nagu keevitatud terasvõrgul (Bau-stahlgewebe), loeti voolavuse piiriks 0,2%-line jääva venivuse piir.
2		16,0	3070	3820	33,8	
3		16,0	2750	4030	30,2	
4		16,0	2970	3910	33,1	
5		15,1	2770	3930	28,4	
6		16,0	2860	3910	31,5	
Keskmine		15,97	2940	3970	31,3	
7	14	14,3	2800	4160	31,4	
8		14,3	2900	4140	33,4	
9		14,3	3040	4270	—	
10		14,3	2930	4170	27,6	
11		14,3	2960	4130	32,6	
12		14,2	2940	4180	31,5	
13		14,2	3000	4250	30,2	
Keskmine		14,27	2940	4180	31,1	
14	12	13,0	3130	4300	28,4	
15		12,2	3210	4280	28,9	
16		13,0	3110	4270	30,1	
17		12,2	3060	4120	29,6	
18		12,3	3080	4220	30,7	
19		12,2	3210	4180	31,5	
Keskmine		12,48	3130	4230	29,3	
20	10	9,85	3220	4150	23,6	
21		9,85	3310	4360	22,3	
22		9,8	3380	4330	27,3	
23		9,8	3420	4200	27,3	
24		9,8	3460	4320	30,7	
25		10,0	2940	4110	27,5	
Keskmine		9,85	3290	4250	25,5	
26	6	6,03	6180	6930	—	
27		6,01	”	6960	—	
28		6,00	”	6820	—	
29		5,97	”	7000	—	
Keskmine		6,00	6180	6930	—	

d) Mõrtli surveproovi tulemused. Tellistalade IT ja IIT müürimisel kasutatud mõrtli survetugevuse andmed on koondatud tabelisse 5, kusjuures proovikuubikute mõõded olid 10×10×10 cm ja proovikehade vanus 28 päeva.

Tabel 5.
Mörtli surveproovi tulemused.

Proovikehade nr.	Proovikehade mahukaal kg/m ³	Proovikehade survetugevus T_{2m} kg/cm ²
1	1963	174
2	1957	169
3	2007	191
4	1957	170
5	1961	156
6	1985	172
7	1970	169
8	1978	170
Keskmine	1972	171,4

e) Proovid kärgtellise ja mörtli vahelise nihketugevuse selgitamiseks. Kärgtellise ja mörtli vahelise nihketugevuse määramine teostati tellistalade müürimisel kasutatud mörtliga kokkupandud tellisproovikehadega joonisel 13 skeemi *a* kohaselt näidatud viisil. Proovide teostamise hetkel oli proovikehade vanus müürimisest arvates veidi üle 28 päeva. Prooviandmed on koondatud tabelisse 6.

Tabel 6.

Kärgtellise ja mörtli vahelise nihkeproovi tulemused.

Proovikehade nr.	Nihketugevus T_{3m} kg/cm ²
1	6,36
2	5,88
3	6,73
4	6,34
Keskmine	6,33

f) Täis- ja kärgtelliste vahele müüritud raudade nakketugevuse määramine. Proovikehade üldine kuju ühes proovimisviisiga nähtub joonisel 13 toodud skeemist *b* ning ülesvõttest joon. 14.

Esiteks on vaadeldud tellistala purunemise tegelikku olukorda, loobudes selle olukorra arvutamisel elastse oleku hüpoteesist ning väljudes sealjuures äärmisest purunemise tasakaalust, nagu see muuseas on tavaline n -ta raudbetooni teooria puhul.

Teiseks on püütud vaadelda tellistala purunemise olukorda kui ka tala tegelikku olekut lubatavate koormiste piirides elastse olekuna analoogiliselt senise n -ga raudbetooni teooria viisiga.

1. Tellistala purunemise olukord vaadelduna analoogiliselt n -ta raudbetooni arvutusviisiga.

Väljudes raudbetoonialade jaoks tuletatud vastavast valemist on kõikide proovitud tellistalade puhul arvutatud nende purustav paindemoment M_p .

Purustava paindemomendi arvutamiseks kasutatud NSVL Raudbetooni normides antud valem ⁶, mis sisult ühtub prof. M. Roš'i poolt Rahvusvahelise Materjalide Proovimise Ühingu Zürichi kongressil 1931. a. esitatud valemiga, on rakendatud alljärgneval kujul ⁷:

$$\left. \begin{aligned} M_p^{(a)} &= F_e \sigma_v z_p \\ z_p &= h \left(1 - 0,53 \frac{F_e \sigma_v}{b h T_{2k}} \right) \\ M_p^{(a)} &= F_e \sigma_v h \left(1 - 0,53 \frac{F_e \sigma_v}{b h T_{2k}} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

kus $M_p^{(a)}$ on tellistala purustav ja seega tala kandevõimet iseloomustav paindemoment,

F_e on armatuuri põiklõike pind,

σ_v „ armatuurräua voolavuse piir,

z_p „ tellistala põiklõike tõmbe- ja survekeskmete vahekaugus tala purunemise staadiumis,

h „ tala kasuskõrgus,

b „ tala surutud tsooni laius ja

T_{2k} „ tala surutud tsooni survetugevus (käesoleval juhul kãrgtellise prisma-survetugevus ristisuunas tellises olevatele aukudele).

⁶ OCT — 90003 — 33, § 26.

⁷ H. Oengo, Raudbetooni uuemaid teooriaid, Tallinn, 1939 (või sama: „Tehnika Ajakiri“ nr. 7/8 ja 9, 1939).

Et osa talades tekkis purunemine vuukides kividevahelise nihketugevuse ületamise tõttu, siis on kõikide proovitud tellistalade jaoks arvutatud tähendatud talaolekule vastava maksimaalse koormuse ehk tala raugemise puhul talades esinevate suurimate nihkepingete tähendused, kasutades selleks alljärgnevat üldtuntud valemit:

$$\max \tau_{xy} = \frac{Q_p}{b z_p}, \quad (2)$$

kus $\max \tau_{xy}$ on nulljoone kohal vertikaal- või horisontaalvuugis esinev nihkepinge,

Q_p „ põikjõud tala raugemisel,

b „ tala surutud tsooni laius ja

z_p „ tala põiklõike tõmbe- ja survekeskmete vahelkauguse väärtus tala purunemise olukorra puhul.

Samuti on kõikide proovitud talade jaoks arvutatud tegeliku maksimaalse koormuse ehk tala raugemise puhul talades esinevad suurimad nakkepinged raudade ja neid ümbritseva mörtli vahel, kasutades selleks alljärgnevat üldtuntud valemit:

$$\max \tau_n = \frac{Q_p}{\ddot{u} z_p}, \quad (3)$$

kus $\max \tau_n$ on raua ja teda ümbritseva mörtli vahel esinev suurim nakkepinge,

Q_p „ põikjõud tala raugemisel,

\ddot{u} „ raudade ümbermõõt ja

z_p „ tala põiklõike tõmbe- ja survekeskmete vahelkauguse tähendus vastavalt tala purunemise olukorrale.

Suuruste $M_p^{(a)}$, $\max \tau_{xy}$ ja $\max \tau_n$ arvutatud väärtused ühes talasid iseloomustavate andmetega ja proovidel leitud tegelikkude purunemismomentide $M_p^{(t)}$ väärtustega on koondatud tabelisse 8, kus peale selle on veel toodud suhted tegelikkude ja arvutatud paindemomentide vahel.

Purustav paindemoment. Nagu nähtub tabelist 8, on suhe tegeliku ja arvutatud purustava paindemomendi vahel keskmiselt 1,01, kusjuures tähendatud suhte kõikumised asetsevad piirides 0,90 kuni 1,15 (kui erandjuhtumid välja arvata).

Sellest tuleb järeldada, et arvutus- ja proovitulemused langevad purustava paindemomendi puhul praktiliselt ühte, mõned

Tabel 8.

Talade purunemise olukorra kohaselt, s. o. n -ta teooria alusel arvutatud väärtused ühes prooviandmetega.

Tala märk	Tala põiklõike mõõted		Tala armatuurisse puutuvad andmed					Purustav moment		Tegeliku ja arvutatud purustava momendi suhe	Arvutatud tala raugemiskooramisele vastav		Märkused
	Kasuskõrgus h cm	Surututsooni laius b cm	Põiklõike pind F_e cm ²	Armatuuri tegur	Voolavuse piir σ_v kg/cm ²	Armatuuri absoluutne väärtus $F_e \cdot \sigma_v$ t	Armatuuri relatiivne väärtus $F_e \cdot \frac{\sigma_v}{b \cdot h}$	Tegelik $M_p^{(t)}$ kgm	Arvutatud $M_p^{(a)}$ kgm		$\frac{M_p^{(t)}}{M_p^{(a)}}$	nihkepinge $\max \tau_{xy}$ kg/cm ²	
				$\frac{F_e}{b \cdot h} \cdot 100$ %									
I A ₂	12,0	42,0	2,44	0,485	3130	7,64	0,161	783	839	0,93	2,8	15,1	
II B ₁	13,7	42,0	2,28	0,396	3290	7,50	0,138	899	953	0,94	2,8	12,7	
II B ₂	13,4	42,7	2,28	0,399	3290	7,50	0,139	1055	931	1,13	2,8	13,0	
II B ₃	13,1	41,0	2,28	0,425	3290	7,50	0,148	961	906	1,06	3,2	14,2	
III C ₁	23,5	41,4	4,01	0,412	2940	11,80	0,128	2320	2580	0,90	3,9	16,1	
III C ₂	23,5	42,0	4,01	0,406	2940	11,80	0,126	1900	2580	0,74*)	2,9	12,4	
III C ₃	23,5	42,5	4,01	0,401	2940	11,80	0,125	2395	2585	0,93	3,7	15,5	
IV D ₁	26,0	40,6	4,80	0,455	2940	14,10	0,142	3890	3390	1,15	5,8	17,6	
IV D ₂	25,5	40,5	4,80	0,465	2940	14,10	0,146	3463	3320	1,04	5,3	16,0	
IV D ₃	25,2	41,0	4,80	0,465	2940	14,10	0,146	3438	3280	1,05	5,1	15,5	
I T	25,2	43,0	1,70	0,157	6180	10,50	0,103	3240	2490	1,30**)	5,3	20,2**)	
II T	26,2	42,5	3,11	0,279	6180	19,21	0,182	3880	4550	0,85**)	5,5	11,3**)	
Keskmiselt										1,01		14,8	

*) Märgitud arvud on välja jäetud keskmise suhte $\frac{M_p^{(t)}}{M_p^{(a)}}$ määramisel, arvesse võttes, et

- tala III C₂ proovitulemus on juhuslik ja on tõenäoliselt tingitud nakkepingete ületamisest konksude puudumise tõttu;
- külmalt tõmmatud traatarmatuuri (Baustahl gewebe) puhul ei ole voolavuse piir õiglane raua pingele tala purunemise olukorras, sest siin esineb raua voolavuse piiri ületamise nähtus, ja et
- tala II T purunes põikjõu toimele.

***) Märgitud arvud on välja jäetud nakkepinge keskmise väärtuse määramisel, sest need arvud kuuluvad taladele, millede armatuurraud olid varustatud konksudega.

Tellise survetugevuseks tala surutud tsoonis on võetud $T_{2k} = 94,5 \text{ kg/cm}^2$ milline tugevus kujutab endast üksikliste arvu proovidest üksikliste ja sammastega (vt. tabel 3)

erandid välja arvatud. Viimasest asjaolust järgneb ühtlasi ka, et hoolimata konksude puudumisest armatuurraudade lõpus osutus teostatud paindeproovidel siiski võimalikuks raudu ära kasutada nende voolavuse piirini.

Ainult ühel juhtumil, nimelt tala III C₂ puhul, näib konksude puudumine olevat oma mõju avaldanud, kuna tegelik purustav moment oli tähendatud tala puhul ainult 0,74 arvutatavast momendist.

See asjaolu, et teostatud proovide seeria puhul enamikul taladel oli, hoolimata konksude puudumisest armatuurraudade lõpus, raua voolavuse piirile vastav kandevõime ja et armatuurraud talades olid seega täielikult ära kasutatud, ei õigusta veel armatuurraudade lõppkonksude ärajätmist tellistalade puhul.

Nagu algul juba mainiti, valiti talade proovimisel armatuurraudade konksude puudumist silmas pidades erakordselt suur talatoste üleulatavus üle toetuspunktide, mis kahtlemata tunduvalt pehmendas konksude puudumise mõju.

Praktikas aga ei ole säärast suurt üleulatavust kohane tarvitada, mille tõttu armatuurraudade lõppkonksud osutuvad paratamatuks.

Nihkepinged. Et ainult kahel talal, nimelt taladel I T ja II T (vt. tabel 2) esines purunemine vuugis kividevahelise nihketugevuse ületamise tõttu (vt. ka ülesvõte joon. 15) ja nendestki talal I T ainult sekundaarnähtusena pärast armatuurraua voolavuse piiri saavutamist, siis ei ole alust määrata keskmist vuuginihke tugevust painutatud talas tabelis 8 toodud nihkepingete väärtuste najal. Küll aga võiks viie tala (IV D₁, IV D₂, IV D₃, I T ja II T) kohta kehtivate nihkepingete keskarvule $\max \tau_{xy} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$ vaadata kui tõenäolisele väiksemale võimalikule nihketugevusele. Tähendatud arv on seega täiesti õigustatult pisut väiksem tabelis 6 toodud löikeproovide keskmisest tulemusest $\tau_{xy} = 6,33 \text{ kg/cm}^2$.

Nakkepinged. Mis puutub nakkepingete väärtustesse, siis nähtub tabelist 8, et talade puhul, kus esines nähtav armatuurraudade väljatõmbamine, nagu näiteks talas III C₂, ei erine nakkepinge väärtused üldjoontes tunduvalt nakkepingetest talade puhul, kus raudade väljatõmbamise nähtus ei olnud silmaga märgatav. Nakkepinged asetsevad üldiselt piirides 12,4 kuni 17,6 kg/cm², olles keskmiselt 14,8 kg/cm². Need arvud on pisut madalamad

telliste vahele müüritud raudade väljatõmbamisel saadud tulemustest (vt. tabel 7). Üldiselt iseloomustavad eeltähendatud arvud nakketugevust sirgete, s. o. otsakonksudeta varraste puhul.

Paindeproovil tala IT puhul leitud suurim nakkepinge $\max \tau_n = 20,2 \text{ kg/cm}^2$ ei kujuta endast veel nakketugevust, sest armatuurraud ei jooksnud sel korral veel välja. Sealjuures tuleb silmas pidada, et säärane kõrge nakkepinge tähendus on saavutatud tala puhul, kus armatuurraud olid varustatud lõppkonksudega ning peale selle veel vahepealsete külgekeevitatud põikraudadega (keevitatud sõlmedega armatuurvõrk).

Keevitatud sõlmedega armatuurraua paremused. Üldiselt tuleb tähendada, et teostatud proovide ja arvutuste tulemustest järgneb, et eriti soodsaid tulemusi võimaldab keevitatud sõlmpunktidega armatuurvõrgu tarvitamine. Nii näiteks tala IT puhul, mis oli armeeritud seesuguse võrguga, oli tegelik purustav paindemoment arvatud purustava paindemomendi väärtusest 1,3 korda suurem.

Seega on armatuuri iseloomustav korrutis ehk nn. armatuuri absoluutne väärtus $F_e \cdot \sigma_v$ keevitatud sõlmpunktidega armatuurvõrgu puhul paremini kasutatud kui tavalise

Tabel 9.

Armatuuri kasulikkuse teguri k-väärtused.

Tala märk	Tarvitatud armatuuri tüüp	Armatuuri kasulikkuse tegur $k = \frac{M_p^{(t)}}{F_e h}$	Armatuuri kasulikkuse teguri k keskmine väärtus
I A ₂	Tavaline ümmar armatuur	2,67	2,90
II B ₁		3,19	
II B ₂			
II B ₃			
III C ₁		2,52	
III C ₂			
III C ₃			
IV D ₁	2,93		
IV D ₂			
IV D ₃			
I T	Keevitatud sõlmpunktidega armatuurvõrk	7,56	7,56

ümmara armatuurraua puhul, kus suhe tegeliku ja arvutatud purustava paindemomendi vahel oli keskmiselt 1,01.

Veel reljeefsemalt avaldub keevitatud sõlmpunktidega armatuurvõrgu tarvitamise paremus, kui armatuuri tüübi kasulikkuse võrdluse aluseks võtta mitte armatuuri absoluutne väärtus $F_e \cdot \sigma_v$, vaid armatuuri määr F_e ning määrata armatuuri kasuliku tarvitamise hindajaks järgmine suurus:

$$k = \frac{M_p^{(t)}}{F_e h} \quad (4)$$

Tabelis 9 on toodud talade mõõtmiste ja prooviandmete alusel arvutatud keskmised k -väärtused.

Nagu nähtub tabelist 9, on tala IT puhul armatuurvõrgus raua pikilõige $7,56:2,90 = 2,6$ korda kasulikumalt tarvitatud kui tavalise ümmara armatuuri põiklõige teistes talades.

2. Armeeritud tellistalade proovitulemuste ja talade elastset olekut eeldavate arvutuste tulemuste võrdlus.

(Analoogia raudbetooni n -ga arvutusviisiga.)

Alljärgnevat arutlustes on püütud võrrelda tellistalade tegelikku deformatsiooni- ja pingeolekut Hooke'i seadusest ja Leonhard Bernoulli põiklõike tasapinnasuse hüpoteesist, s. o. tala oletatavast elastsest olekust lähtunud arvutuste tulemustega, ning leida sel puhul armatuurraua ja tellise elastsusmoodulite suhtearvu n seesugune väärtus, mille juures arvutuse tulemused ja vastavad proovitulemused enam-vähem ühtiksid.

a) Deformatsiooni- ja pingeolekud. Armeeritud paindekonstruktsioonide (näiteks raudbetoon- ja tellistalade) paindeproovidel on võimalik deformatsiooni- või pingeoleku ning paindemomendi vahekorras üldjoontes eristada neli faasi. Tähen- datud faaside jälgimine on võimalik proovitulemuste diagrammide abil, näiteks paindemomendi ja läbipaindumise või paindemomendi ja armatuurraua pikenemise vahekorda kujutavate kõverate abil (vt. joonistel 5—10 toodud diagramme).

Tala oleku esimese faasi moodustab võrdlemisi väikeste paindemomentide piirkond, kus deformatsioonid olenevalt paindemomendi kasvamisest on võrdlemisi väikesed ja nende

juurdekasv peaaegu võrdsuhteline paindemomendi suurenemisega. Diagrammis tähendatud vahekord avaldub sirgjoonena või õige lameda kõverana. Selles faasis ei ole talal tõmbetsoonis nähtavaid pragusid.

Tala oleku teise faasi moodustab tõmbetsoonis pragude tekkimise perioodi algus; tekivad üksikud märgatavad praod, mis koormise suurenemisel järk-järgult mullkihile lähemale edasi tungivad. Deformatsioonide ja paindemomentide vahekorda kujutavad kõverad käänduvad märgatavalt kõrvale esialgsest tala esimest faasi iseloomustavast sirgest või lamedast kõverast.

Tala oleku kolmanda faasi moodustab periood, kus praod on enamikus juba tekkinud ja teatava sügavuseni välja arenenud. Pragude avanemine jätkub edasi juba teatava pidevuse ja korrapärasusega, kusjuures nende sügavus enam kuigi palju ei muutu. Deformatsioonide ja paindemomentide vahekorda kujutavad kõverad muutuvad uuesti lamedaks, peaaegu sirgjoonteks, millede kallakus on aga tunduvalt väiksem, võrreldes tala oleku esimese faasi sirgega.

Tala oleku neljanda ja viimse faasi moodustab purunemiseelne periood, mis algab pisut enne maksimaalse koormise saavutamist. See fraas on iseloomustatud sellega, et deformatsioonid näitavad võrdlemisi suurt kasvu, ja seda nimelt algul, s. o. maksimaalse koormise saavutamisel, ilma paindemomendi märgatava suurenemiseta või hiljem purunemise eel isegi selle kahanemisega. Normaalselt ja nõrgalt armeeritud talade puhul esineb selles perioodis tala tõmbetsoonis üks või isegi mitu suurt avanevat pragu, mis on tingitud armatuurraua voolamisest.

Vastavalt mainitud tala olekut iseloomustavatele faasidele on tehtud elastsusmoodulite suhtearvu n väärtuste arvutamisel tellise kaasatöötamise kohta tõmbetsoonis kolm järgmist erisugust oletust, ja nimelt:

a) Tellis töötab tala tõmbetsoonis täiel määral kaasa, s. t. oletatakse, et tala põiklõige on täiesti pragunenemata (vt. skeemi a joon. 16). See eeldus vastab tegelikult ligikaudu tala oleku esimesele faasile.

b) Tellis töötab tala tõmbetsoonis ainult osaliselt kaasa, s. o. eeldatakse, et tala põiklõige on tõmbetsoonis osaliselt pragunenud (vt. skeemi b joonisel 16). See oletus vastab tegelikult tala oleku teisele kui ka kolmandale faasile.

c) Tellis ei tööta üldse tõmbele kaasa, teiste sõnadega, oletatakse, et tala põiklõige on tõmbetsoonis täiesti pragunenud (vt. skeemi c joonisel 16). See olukord võiks praktiliselt vastata vahest ainult tala purunemise olukorrale eelmainitud tala oleku neljanda faasi puhul.

Ühenduses tala deformatsiooniolekut iseloomustavate mitmesuguste faasidega ning nende alusel tehtud oletustega telliste kaasatöötamise kohta tala tõmbetsoonis on püütud leida vastavaid elastsusmoodulite suhtearvu n tähendusi niiviisi, et nende kaudu arvutatud tulemused ühtiksid proovitulemustega.

Tähendatud viisil leitud n -väärtused on toodud tabelis 10.

Tabel 10.

Raua ja tellise elastsusmoodulite suhtearvu n arvutatud väärtused.

Elastsusmoodulite suhtearvu n väärtused, leitud joonisel 16 toodud arvutusskeeme kasutades:								
a		c		c		b	c	
Tala märk	Aluseks võttes							
	talade läbipaandumise joont faasis 1	armatuurraua pikenemise joont faasis 1	talade läbipaandumise joont faasis 3	armatuurraua pikenemise joont faasis 3	talade läbipaandumist maks. koormise puhul	armatuurraua pikenemist maks. koormise puhul	proovidel mõdetud nullkihi kaugust surutud tsoonist	
	1	2	3	4	5	6	7	8
I A ₂	23,0	35,0	11	214	10,0	30,0	14,8	19,5
II B ₁	—	—	—	—	—	—	—	—
II B ₂	18,1	23,9	16	298	17,5	30,0	17,3	25,1
II B ₃	14,3	24,0	8	26	7,5	30,0	15,6	25,6
III C ₁	19,2	21,2	18	—	12,0	7,5	15,5	28,0
III C ₂	22,9	23,8	5	73	10,0	—	—	—
III C ₃	18,8	22,0	12	112	27,5	—	14,0	27,9
IV D ₁	33,0	34,2	40	33	30,0	25,0	25,2	39,5
IV D ₂	31,2	37,8	65	66	50,0	25,0	24,8	39,9
IV D ₃	25,5	30,0	37	60	17,5	25,0	16,8	28,8
I T	27,5	22,0	75	15	—	25,0	14,7	58,1
II T	25,0	21,7	64	86	50,0	35,0	17,0	44,4
keskm.	23,5	26,9	32	—	23,2	25,8	17,6	33,7
miinim.	14,3	21,2	5	—	7,5	7,5	14,0	19,5
maksim.	33,0	37,8	75	—	50,0	35,0	25,2	58,1

Lahtrite 1, 2, 5 ja 6 keskmine $n = 24,8$

„ 1, 2, 5, 6, 7 ja 8 keskmine $n = 26,1$

Lahtris 1 toodud n -väärtused on leitud nii, et nende alusel pragunenud tala põiklõike (joon. 16 a) järgi arvutatud paindemomentide ja läbipaindumiste vahetõrke kujutavad sirged vastaksid tala oleku puhul esimeses faasis proovidel saadud paindemomentide ja läbipaindumiste vahetõrke kujutavate kõverate algpunktide riivajatele.

Lahtris 2 leiduvad n -väärtused on arvutatud samal põhimõttel kui lahtris 1 toodud n -väärtused, väljudes aga sealjuures proovidel saadud paindemomentide ja armatuurraua pikenemiste vahetõrke kujutavate kõverate algpunkti riivajatest.

Lahtris 3 toodud n -väärtused on leitud nii, et nende alusel pragunenud põiklõike (joon. 16 c) järgi arvutatud paindemomentide ja läbipaindumiste vahetõrke kujutavad sirged vastaksid tala oleku puhul 3-ndas faasis proovidel saadud läbipaindumiste kõverate keskmistele riivajatele.

Lahtris 4 esinevad n -väärtused on leitud samal põhimõttel kui lahtris 3 toodud arvud, väljudes aga sealjuures paindemomentide ja armatuurraua pikenemiste vahetõrke kujutavaist kõveraist.

Sel puhul tuleb tähendada, et lahtrites 3 ja 4 toodud n -väärtuste ja pragunenud põiklõike (joon. 16 c) järgi arvutatud sirged ei lange ühte tala oleku puhul 3-ndas faasis proovidel saadud kõverate riivajatega, vaid on nendega paralleelsed ja asetsevad 3-ndas faasis tegelikult kaasamõjuva tellise tõmbetsoonini osa tõttu tähendatud riivajatest veidi madalamal.

Tuleb veel märkida, et armatuurraua pikenemiste kõverad 3-ndas faasis, mille alusel on arvutatud 4-ndas lahtris toodud elastsusmoodulite suhtearvu väärtused, ei ole kohased n -väärtuste omavaheliseks võrdlemiseks, sest riivaja kallaku õige väikesele muudatusele vastab juba tunduv n -väärtuse muutmine.

Lahtris 4 leitud n -väärtused on toodud ainult näiteks selleks, et tähelepanu juhtida sellele, kuivõrd umbkaudseid, ebaühtlasi ja ebatõenäolisi tulemusi võib anda teoreetiline arvutus, toetudes käesolevale juhtumile vastavatele eeldustele.

Lahtrites 5 ja 6 toodud n -väärtused on leitud nii, et nende alusel täiesti pragunenud põiklõike (joon. 16 c) järgi arvutatud maksimaalsetele paindemomentidele vastavad läbipaindumised resp. armatuurraua pikenemised vastaksid proovidel mõõdetud suurustele tala oleku puhul 4-ndas faasis.

Ka nendelt n -väärtustelt ei tule oodata liiga suurt täpsust, sest deformatsioonide registreerimist tala purunemise staadiumis ei ole praktiliselt võimalik teostada kuigi suure täpsusega.

Lahtris 7 toodud n -väärtused on arvutatud, väljudes osaliselt pragunenud põiklõikest (vt. joonis 16 b) ja tala olekul 3-ndas faasis proovidel teatava paindemomendi väärtuse puhul mõõdetud nullkihi kaugusest tala surutud servast, mõõdetud armatuurraua relatiivse pikenemise ε_r ning raua elastsusmoduli E järgi arvutatud armatuurraua tegelikust pingest.

Arvutatud juhtumid on valitud nii, et armatuurraua tegelik pinge asetseks 1200 kg/cm² ümber.

Lahtrisse 8 koondatud n -väärtused on arvutatud, väljudes, nagu tavaliselt n -ga raudbetooni teooria puhul, täiesti pragunenud põiklõikest (joon. 16 c) ning proovidel teatava paindemomendi väärtuse puhul mõõdetud tegelikust nullkihi kaugusest tala surutud servast, mille juures armatuurraua pinge oli ligikaudu 1250 kg/cm².

Tabelisse 10 koondatud tulemuste hindamisel tuleb üldiselt tähendada, et väikese koormise puhul (fraas 1) pragunenud põiklõike (joon. 16 skeem a) ja tala paindeproovi tulemuste alusel arvutatud n -väärtused (lahtrid 1 ja 2) näitavad praktiliselt head ühtesattuvust kärgtelliste ja nendest müüritud sammaste surveproovidel mõõdetud ning tabelis 3 toodud elastsusmodulite järgi arvutatud n -väärtustega. Tähendatud n -väärtuste võrdluskokkuvõte on toodud tabelis 11.

Tabel 11.

n -väärtuste kokkuvõtte tala oleku puhul 1-ses faasis.

Keskmiised n -väärtused	Paindeproovi tulemuste alusel tala oleku puhul faasis 1 leitud n -väärtused, väljudes		Kärgtelliste ja nendest müüritud sammaste surveproovil saavutatud andmetel arvutatud n -väärtused
	tala läbipaindumisest	armatuurraua relatiivsest pikenemisest	
Keskmine	23,5	26,9	27,5
Minimaalne	14,3	21,2	22,6
Maksimaalne	33,0	37,8	37,5

Tuleb tähendada, et paindeproovi andmete alusel tala oleku puhul faasis 1 ning pragunenud põiklõike oletuse järgi arvutatud n -väärtuste praktiline hea ühtesattuvus kärgtellistega ja

nendest müritud sammastega surveproovil saadud andmete alusel leitud n -väärtustega nii keskmiste arvude kui ka äärmiste kõikumiste piiride puhul näitab ühest küljest, et teostatud mõõtmised on proovitehniliselt täiel määral õnnestunud, ja teisest küljest, et väikeste pingete piirides on praktiliselt täiesti võimalik võtta paindekonstruktsiooni arvutuse aluseks pragunemata põiklõiget ja materjalide elastset olekut.

Seesugust ühtlust ei näita aga teised n -väärtuse arvutuse viisid ega ka tala oleku teiste faaside võrdlemine.

Kuigi n keskmised väärtused asetsevad suurtes joontes samades piirides ning üldine keskarv seitsmest arvutusviisist $n = 26,1$ (vt. tabel 10) osutub juhtumisi peaaegu võrdseks tala faasis 1 oleku põhjal arvutatud keskmise tulemusega $n = \frac{1}{2}(23,5 + 26,9) = 25,2$, on n -väärtuste kõikumised üksikute talade puhul hoopis laiemates piirides (näiteks tabelis 10 lahtris 3 on n -väärtused piirides $n = 5$ kuni $n = 75$), kui materjali omaduste kõikumise piirid või proovide teostamise täpsus seda tavaliselt õigustada võiksid.

Viimasest tuleb järeldada, et pragunenud põiklõike puhul (s. o. nii lubatavate pingete piirides kui ka purunemisulukorras) annab elastse oleku hüpotees tellistalade deformatsioonide ja pingeoleku hindamisel liiga umbkaudseid tulemusi.

b) Dimensioneerimine. Selleks, et selgitada, millisel määral oleks siiski võimalik rakendada senist n -ga raudbetooni arvutusviisi tellistalade dimensioneerimisel, on katsutud arvutada lubatud paindemomendi väärtused, väljudes lubatavast raua pingest $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ kahesuguse n -väärtuse puhul, nimelt $n = 15$ ja $n = 25$.

Niiviisi arvutatud paindemomendi väärtusi $M_{15}^{(a)}$ ja $M_{25}^{(a)}$ on siis võrreldud proovide andmete alusel määratud paindemomendidega $M_{1200}^{(t)}$, millede puhul tegelikult mõõdetud armatuurraua pinge oli 1200 kg/cm^2 .

Peale selle on määratud mainitud kolme lubatava paindemomendi $M_{15}^{(a)}$, $M_{25}^{(a)}$ ja $M_{1200}^{(t)}$ suhtes painutatud tala purunemise tagavarategur, väljudes sel puhul proovidel tegelikult mõõdetud maksimaalsest ehk purustavast paindemomendist $M_p^{(t)}$.

Tabel 12.

Tellistalade purunemise tagavarategurid
n-ga arvutusviisi puhul.

Tala märk	Rauapingele $\sigma_r =$ $= 1200 \text{ kg/cm}^2$ vastav lubatav paindemoment		Möödetud ja arvutatud momentide suhe	Purustav painde- moment $M_p^{(t)}$	Tegelik tagavara- tegur purunemise vastu, väljudes lu- batavatest painde- momentidest				
	arvutatud, väljudes				$M_{1200}^{(t)}$	$M_p^{(t)}$	$\frac{M_p^{(t)}}{M_{15}^{(a)}}$	$\frac{M_p^{(t)}}{M_{25}^{(a)}}$	$\frac{M_p^{(t)}}{M_{1200}^{(t)}}$
	$n=15$	$n=25$	$M_{1200}^{(t)}$						
	$M_{15}^{(a)}$	$M_{25}^{(a)}$	$M_{15}^{(a)}$		$M_{25}^{(a)}$				
I A ₂	315	306	360	1,14	1,18	783	2,49	2,56	2,18
II B ₂	331	323	390	1,18	1,21	1055	3,19	3,26	2,70
II B ₃	323	314	420	1,30	1,34	961	2,97	3,06	2,29
III C ₁	1020	994	1720	1,68	1,73	2320	2,27	2,34	1,35
III C ₂	1021	990	1690	1,65	1,70	1900*)	1,86*)	1,92*)	1,12*)
III C ₃	1021	997	1540	1,51	1,54	2395	2,34	2,40	1,56
IV D ₁	1342	1310	1730	1,29	1,32	3890	2,90	2,97	2,25
IV D ₂	1320	1285	1710	1,29	1,33	3463	2,62	2,70	2,02
IV D ₃	1301	1267	1740	1,34	1,37	3438	2,64	2,71	1,97
	Keskmine			1,38	1,41	—	2,68	2,76	2,04
	Minimaalne			1,14	1,18	—	2,27	2,34	1,35
	Maksimaalne			1,68	1,73	—	3,19	3,26	2,70

Kõik siia kuuluvad arvutuste tulemused on koondatud tabelisse 12.

Täienduseks tabelis 12 toodud tagavarategurite väärtustele tuleb tähendada veel järgmist.

Et kasutatud armatuurräua volavuse piiri keskmine väärtus oli tabeli 4 andmete põhjal:

$$\frac{1}{4} \cdot (2940 + 2940 + 3130 + 3290) = 3075 \text{ kg/cm}^2,$$

siis, arvestades raua volavuse piiri tähendatud tegeliku keskmist väärtust ning armatuurräua lubatavat pinget 1200 kg/cm^2 , tagavara raua suhtes peaks olema $3075:1200 = 2,56$ -kordne.

Tabelis 12 toodud andmetest nähtub muuseas, et armatuurräua lubatava pinget tähenduse 1200 kg/cm^2 alusel arvutatud lubatavad paindemomendid $M_{15}^{(a)}$ ja $M_{25}^{(a)}$ on raua tegelikult mööde-

*) Märkitud arvud on keskarvude määramisel välja jäetud, olles tingitud tala III C₂ tõenäolisest defektist (vt. ka märkust tabelis 8).

tud pinge 1200 kg/cm^2 juures talas esinevast paindemomendist $M_{1200}^{(t)}$ tunduvalt väiksemad, nimelt keskmiselt 27,5% ja 29,1% võrra.

Samal ajal näitavad aga talade purunemise tagavarategurite väärtused, et kui silmas pidada raua tegeliku voolavuse piiri keskmiste andmete alusel arvutatud tagavarategurit 2,56, siis $n=15$ ja $n=25$ juures arvutatud lubatavad paindemomendid $M_{15}^{(a)}$ ja $M_{25}^{(a)}$ osutuvad teostatud proovide põhjal tagavara mõttes (2,68 ja 2,76) õiglasemaks, võrreldes tegelikult esineva pinge 1200 kg/cm^2 alusel määratud paindemomendiga $M_{1200}^{(t)}$, millise paindemomendi puhul purunemise tagavarategur oli keskmiselt 2,04.

Sel puhul olgu veel tähendatud, et $n=15$ järgi arvutatud purunemistagavara 2,68 asub tegelikkusele, s. o. voolavuse piiri alusel määratud tagavarale 2,5, keskmiselt nagu lähemal kui $n=25$ järgi arvutatud tagavara väärtus 2,76, hoolimata sellest, et $n=25$ vastab ümmarguselt deformatsioonide mõõtmisel saadud keskmistele tulemustele $n=24,8$ või 26,1 (vt. tabel 10, kokkuvõtte all). Antud juhtumil on $n=15$ järgi arvutatud tagavara 2,68 siiski veel ca 5% võrra kõrgem raua tegeliku voolavuse piiri alusel määratud tagavarast 2,56.

Tagavarategur 2,68 või ka 2,56 on veel küllalt kõrge ja on tingitud armatuurraua voolavuse piiri kõrgest tähendusest 3075 kg/cm^2 (NSVL raudbetooni normid nõuavad tavalise armatuuri terase puhul 2500 kg/cm^2 ja Saksa raudbetooni normid 2400 kg/cm^2).

c) Ü l d k o k k u v õ t e. Üldiselt võib tellistalade dimensioneerimist ettemääratavate pingete ja elastsusmoodulite suhtearvu $n=15$ väärtuse järgi talade purunemistagavara seisukohalt lubatavaks pidada, olles aga sealjuures teadlik, et säärane tellistalade arvutusviis ei haara sisuliselt talade tegelikku olukorda, kuid võimaldab siiski küllaldase kindlusega määrata talade mõõteid, kuigi ökonoomsus sealjuures just igakord ei ole tagatud.

Tuleb tähendada, et ökonoomseim dimensioneerimisviis oleks lubatava paindemomendi sidumine otseselt armatuurraua voolavuse piiriga ja nõutava tagavarateguriga (vt. lähemalt lehekülgedel 32 ja 35), mille tõttu on loobutud üksikasjaliste näidete esitamisest n -ga arvutusviisi alusel.

III. Tellistalade dimensioneerimine n -ta arvutusteooria kohaselt.

1. Proovialused tellistalade dimensioneerimiseks.

Tellistalade prooviandmete ümbertöötamisel selgus, et elastse oleku hüpotees (n -ga arvutusteooria) ei ole kuigi suure täpsusega kohandatav tellistalade tegeliku pingeoleku arvutamiseks, ei lubatavate pingete piirides ega ka talade purunemise olukorras. Seevastu aga andis talade purunemise olukorra arvutamine analoogiliselt n -vaba raudbetooni arvutusteooriaga üldiselt väga ühtlasi tulemusi.

Nendest tulemustest on võimalik teha talade dimensioneerimise seisukohast kolm järgmist väga olulist järeldust:

1) Purustava paindemomendi suhtes. Kõikide tavalise ehitusrauaga armeeritud tellistalade puhul, mis purunesid peamiselt paindemomendi toimel, olid proovimisel saavutatud purustavad paindemomendid küllaldase täpsusega võrdsed raudbetoonialade jaoks NSVL raudbetooni normides antud valemi^s põhjal arvutatud purustavate paindemomentidega, kusjuures proovimisel tegelikult saavutatud ja teoreetiliselt arvutatud tulemuste suhe 10 proovitala puhul oli keskmiselt võrdne 1,01-ga, kuna tähen-
datud suhte kõikumised asetsesid piirides 0,90 kuni 1,15.

Eriti tuleb toimetatud proovide puhul alla kriipsutada, et ühelgi juhtumil ei olnud talade purunemise põhjuseks survetugevuse ületamine talade surutud tsoonis.

Nagu juba eespool märgitud, osutus talade purunemise peapõhjuseks, arvutuste tulemuste järgi otsustades, armatuurraudades esinev pinge, mis ligikaudu saavutas raua voolavuse piiri.

Seega näitavad teostatud proovimised, et purustavate paindemomentide arvutamine armeeritud tellistalade puhul võib toimuda küllaldase kindlusega raudbetoonialade jaoks antud vastava valemi (1) järgi.

2) Nakkepingete suhtes. Edasi selgub toimetatud proovimistest, et nende proovitalade puhul, kus armatuurraua pinge tõusis kuni raua voolavuse piirini ja kus samaaegselt esines ka raudade väljatõmbamise oht raudade ja mörtli vahelise nakketuge-

^s OCT — 90003 — 38, § 26.

vuse ületamise tõttu, oli arvutatav suurim nakkepinge enam-vähem ühtlane — keskmiselt $14,8 \text{ kg/cm}^2$, kõikudes piirides $12,4$ kuni $17,6 \text{ kg/cm}^2$ (vt. tabel 8).

Need arvud sobivad üldjoontes oma suuruse järgult kahe tellise vahele müüritud raudade väljatõmbamisel leitud nakketugevustega (vt. tabel 7), kuid näitavad viimastest keskmiselt madalamaid väärtusi.

Tellistalades olid raua tõmbepinged kasutatud kuni voolavuse piirini, mistõttu vastavate nakketugevuste väärtustele tuleb vaadata kui võimalikele vähimatele väärtustele, mis osutuvad sel puhul kõlblikuks lähtekohaks talade dimensioneerimisel.

3) Nihkepingete suhtes. Talade purunemisi põikjõu toimel kas horisontaal- resp. vertikaalvuukides mõjuvate suurimate nihkepingete või nullkihile 45° all suunatud suurimate peatõmbepingete tõttu esines teostatud prooviseeria puhul ainult kahel juhul (vt. tabel 2, talad I T ja II T). Purunemise efekti (pragude) järgi otsustades (vt. ülesvõte 4) oli nendel juhtudel tala purunemise mõõtuandvaks teguriks vuukide suunas esinevate nihkepingete mõju, millised pinged nähtavalt ületasid kivi ja mörtli vahelise lõiketugevuse.

Tähendatud talades esines purustava koormise puhul keskmiselt $5,4 \text{ kg/cm}^2$ suurune arvutatav nihkepinge (vt. tabel 8). Tabelist 8 nähtub, et ka talade IV D₁, IV D₂ ja IV D₃ puhul esines keskmiselt niisama suur nihkepinge

$$\frac{1}{3} (5,8 + 5,3 + 5,1) = 5,4 \text{ kg/cm}^2,$$

kuigi need talad ei purunenud vuugi lõiketugevuse ületamisest.

Viie tala (IV D₁, IV D₂, IV D₃, I T ja II T) proovitulemuste põhjal arvutatud suurim nihkepinge on seega keskmiselt võrdne $\max \tau_{xy} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$, milline arv on pisut väiksem otsestest lõikeproovidel saavutatud tulemusest $6,33 \text{ kg/cm}^2$ (vt. tabel 6).

Eelmisest järgneb seega, et talade dimensioneerimisel võib võtta küllaldase kindlusega vuugi nihketugevusena $5,4 \text{ kg/cm}^2$.

Siin tuleks veel tähendada, et üksikud Tehnikaülikooli Ehitusõpetuse Laboratooriumi poolt valmistatud ning Tugevuslaboratooriumi poolt proovitud, kuid käesolevas uurimistöös lähemat käsitlemist mitteleidnud talad⁹ näitasid purunemisel põikjõu toimel

⁹ L. Jürgenson, Sardtellisest, „Tehnika Ajakiri“, 1940, nr. 3, lk. 71, joonisel 5 toodud talad nr. 11, 12 ja 13.

tunduvalt kõrgemaid arvutatavaid nihkepingete väärtusi, nimelt 12,0 kuni 15,7 kg/cm².

Tähendatud nihkepingete väärtusi ei saa aga võtta aluseks tavaliselt armeeritud talade dimensioneerimisel, sest need väärtused on tõenäoliselt mõjutatud kahest erakordsest asjaolust, ja nimelt:

Esiteks olid tähendatud talad väga lühikesed, mille tõttu suurima põikjõu mõjumise väike ulatus ei võimaldanud tellisestise geomeetriliste mõõdete tõttu talade puhtakujulist purunemist nihke- või peatõmbe pingete toimel.

Teiseks oli mainitud taladel normaalsest kaugelt tugevam pikiarmatuur, mis, nagu teada, omakorda avaldab mõju arvutatavate nihkepingete kõrgusele juhul, kui pikiraudade mõju nihkepingetele ei ole arvutuses eriliselt arvesse võetud, andes sel puhul näilikult kõrgemaid nihketugevusi.

Tuleb tähendada, et pikiarmatuuri mõju põikjõu vastuvõtmisel ei ole seni veel igakülgsest uuritud, kuid ei või siiski tähele panemata jätta asjaolu, et pikiarmatuuri mõju arvessevõtmist talade dimensioneerimisel võimaldavad juba praegusel hetkel NSVL 1938. a. uued raudbetooni normid¹⁰.

Ülaltoodust tuleb järeldada, et teostatud proovid on küllaldase kindlusega selgitanud talade kolmele purunemisvõimalusele vastavate tugevuse piirid, millised piirid, olgu tähendatud, on ühtlasi arvutatud ka praktilise täpsuse tolerantsiga.

2. Juhendeid tellistalade dimensioneerimiseks.

a) Tellistalade dimensioneerimise teoreetilised alused. Väljudes n -vaba raudbetooni teooriaga analoogilistest põhimõtetest, nimelt, et tala lubatav kandejõud tuleb võtta teatava murdosana tala purustavast koormisest ehk tala kandejõust¹¹, ning toetudes ülaltoodud purustava koormise arvutamise viisile, on võimalik kasutada järgmist mõttekäiku tellistalade dimensioneerimiseks.

Tagavarateguri väärtused on võetud analoogiliselt NSVL raudbetooni normides toodud vastavate arvudega¹²:

¹⁰ OCT — 90003 — 38, § 38.

¹¹ Vt. NSVL raudbetooni normid OCT — 90003 — 38, § 6.

¹² OCT — 90003 — 38, § 6, tabel 2.

b) mörtli ja tellise vaheline lubatav nihkepinge

$$\tau_{xy} = \frac{T_{3m}}{2,5} = \frac{5,4}{2,5} \cong 2,2 \text{ kg/cm}^2,$$

c) lubatav nakkepinge mörtli ja armatuorraua vahel

$$\tau_n = \frac{T_n}{2,5} = \frac{14,8}{2,5} \cong 6,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Tuleb tähendada, et NSVL 1938. a. raudbetooni normid määravad valemi (5) kasutamise piirina raudbetooni puhul tingimuse¹³:

$$\frac{F_e \sigma_v}{bh T_{2k}} \leq 0,5, \quad (8)$$

millist tingimust võiks esitatud kujul rakendada lähemate andmete puudumisel ka kärgtellistalade dimensioneerimisel.

b) Tellistalade kasutatavad tüübid. Ehituspraktikas hoonete püstitamisel on tellistala kõrgus ja laius juba ette määratud hoone üldiste mõõdetega. Nii on tala laius b määratud hoone seina paksusega. Meie kärgkivide mõõdete ja tavaliste $1\frac{1}{2}$ ja 2 kivi paksuste kärgtellisseinade puhul oleks tala laius vastavalt $b = 41$ cm ja $b = 55$ cm.

Mis puutub talade kõrgusse, siis enesestmõistetavalt oleks soovitatav tarvitada võimalikult kõrgeid talasid. Seda aga piirab akna ja lae vahel kasutada olev vaba ruum. Tavaliselt võiksid tarvitusele tulla 2 ja 3 kärgtellise kõrgusele vastava kõrgusega tellistalad. Meie kärgtellise mõõdete juures võiks nende talade kasukõrguseks võtta vastavalt $h = 25,5$ cm ja $h = 37,5$ cm. Ainult erandjuhtumeil oleks meil võimalik kasutada kõrgemaid tellistalasid.

Et tähendatud tingimustes tala laius ja kõrgus oleksid juba konstruktiivselt ette määratud, siis kujuneksid seega välja neli järgmist tavalisemat konstruktsiooni:

talatüüp	I	$b = 41$ cm	$h = 25,5$ cm
,,	II	$b = 41$ „	$h = 37,5$ „
,,	III	$b = 55$ „	$h = 25,5$ „
,,	IV	$b = 55$ „	$h = 37,5$ „

Väljudes nõutavast (lubatavast) paindemomendist, tuleb talade dimensioneerimisel määrata ainult vajalik armatuorraua

¹³ OCT — 90003 — 38, § 26.

hulk, selleks kasutades valemist (5) leitavat armatuuri absoluutset väärtust korrutise $F_e \cdot \sigma_v$ näol¹⁴:

$$F_e \sigma_v = 0,943 bhT_{2k} - \sqrt{(0,943 bhT_{2k})^2 - 3,77 bT_{2k}M} \quad (9)$$

Talade dimensioneerimise hõlbustamiseks on koostatud rida diagramme.

Joonisel 18 on antud graafiliselt valemi (9) kohaselt seos armatuuri absoluutse väärtuse $F_e \cdot \sigma_v$ ja lubatava pindemomendi M vahel nelja kärgtellistala tüübi jaoks.

Armatuuri absoluutse väärtuse $F_e \cdot \sigma_v$ andmist tavaliselt raudbetooni puhul seni antava raua põikloike F_e asemel on põhjustanud asjaolu, et tarvitata armatuurraud võib omada mitmesugust voolavuse piiri kõrgust, nagu seda on näha joonisel 17 toodud Riiklikus Katsekojas 1938.—1939. a. jooksul proovitud armatuurraudade andmete kokkuvõttest.

Sellest kokkuvõttest nähtub muuseas, et raudad väiksema läbimõõduga ($\sigma = 10, 12, 14, \text{ mm}$) omavad suures enamikus tunduvalt kõrgemat voolavuse piiri, kui seda kehtivates raudbetooni normides tavaliselt nõutakse. Näiteks NSVL 1938. a. raudbetooni normid näevad ette hariliku armatuurraua puhul voolavuse piiri keskmiseks määraks $\sigma_v = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ja Saksa raudbetooni normid sama armatuurraua puhul alamaks määraks $\sigma_v = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Määrates koha peal ehitusplatsil igal eri juhul Dr. Ing. G. Kazinczy (Budapest) haruldaselt lihtsa meetodi abil¹⁵ armatuuri tegeliku voolavuse piiri kõrguse, on võimalik teha armatuuri hulgas märgatavat kokkuhoidu, võrreldes normide järgi määratud voolavuse piiri kasutamise tulemustega.

Lubatava põikjõu või nihkepinge kontrollimiseks, olenevalt armatuuri absoluutsest väärtusest $F_e \cdot \sigma_v$, on koostatud valemi (6) põhjal nelja talatüübi jaoks joonistel 19 ja 20 toodud diagrammid.

¹⁴ Ruutvõrrandi lahendamisel ruutjuure ees olev märk + ei tule arvesse, sest see vastab sedavõrd suurele armatuuri määrale, mille juures tala purunemine ei teostu enam raua voolamise piiri ületamise, vaid ainult surutud tsooni purunemise tõttu; seega valemi tuletamisel kasutatud eeldus, et armatuuri pinge tala purunemisel võrdub raua voolavuse piiriga, ei oleks enam täidetud.

¹⁵ G. Kazinczy, Die Bestimmung der Fließgrenze von Rund- und Quadratstählen auf der Baustelle, Sitzungsbericht der Münchener Jahrestagung des Deutschen Landesverbundes für die Materialprüfung der Technik am 13 und 14 Juni 1940.

Tegeliku põikjõu ja vajaliku minimaalse raudade ümbermõõdu \bar{u} määramiseks on koostatud valemi (7) alusel, väljudes lubatavast nakkepingest $\tau_n = 6 \text{ kg/cm}^2$, joonistel 21 ja 22 näidatud diagrammid.

Joonisel 23 toodud diagramm kujutab seost raudade läbi-
mõõdu, raudade arvu, raudade kogupõiklõike pinna ja nende kogu-
ümbermõõdu vahel.

c) Tellistalade dimensioneerimise käik. Joo-
nistel 18, 19, 20, 21, 22 ja 23 toodud diagrammide abil kujuneks
talade dimensioneerimise käik järgmiseks:

1. Määrata vastavalt talatüübile ja nõutavale paindemomen-
dile M joonisel 18 toodud diagrammist vajalik $F_e \cdot \sigma_v$ väärtus.

2. Kontrollida joonisel 19 või 20 toodud diagrammi abil, kas
tegeliku põikjõu, valitud talatüübi ja leitud $F_e \cdot \sigma_v$ väärtuse puhul
talas esinev nihkepinge ei ületa lubatavat piiri $\tau_{xy} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$.

3. Määrata joonisel 21 ja 22 toodud diagrammi abil vajalik
minimaalne raudade kogu ümbermõõt \bar{u} , väljudes tegelikust põik-
jõust, valitud talatüübist ja leitud $F_e \cdot \sigma_v$ väärtusest.

4. Väljudes raudade voolavuse piirist σ_v , määrata leitud
armatuuri väärtuse $F_e \cdot \sigma_v$ põhjal vajalik armatuuri põiklõige F_e .

5. Väljudes leitud vajalikest minimaalsest raudade kogu-
ümbermõõdust \bar{u} ja armatuuri kogupinnast F_e , valida joonisel 23
toodud diagrammi abil raudade lubatav maksimaalne läbimõõt ϕ
ja raudade minimaalne arv.

3. Näiteid tellistalade rakendamise võimalustest tegelikus ehituspraktikas.

Toetudes ülaltoodud talade dimensioneerimise valemile (6),
(7) ja (9) või nende põhjal koostatud diagrammidele (vt. joo-
nised 18, 19, 20, 21, ja 22), on allpool selgitatud, millisel määral
ülaltähendatud tellistalade tüübid I, II, III ja IV on kasutatavad
aknataladena.

Väljudes lubatava paindemomendi seisukohalt, oleksid nende
talade kasutamise piirid õige laialdased, kuna pikiarmatuuri ülem-
määr võib tõusta võrdlemisi kõrgele, enne kui tala surutud tsoonis
telliste survetugevuse ületamine põhjustaks talade purunemise.

Suurima raskuse talade dimensioneerimisel moodustab luba-
tavate nihkepingete suhtes nõude $\tau_{xy} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$ rahuldamine.

Küsimuse lähemaks selgitamiseks olgu võetud näiteks üht-

laselt jaotatud koormisega koormatud lihttala kahel toel, mille kohta:

$$\max M = \frac{pl^2}{8} \quad \text{ja} \quad \max Q = \frac{pl}{2}$$

Valemite (5) ja (6) ning toodud $\max M$ ja $\max Q$ väärtuste põhjal leiame vaadeldava juhtumi jaoks kandeava ülemmäära l_{\max} kohta järgmise avaldise:

$$l_{\max} = \frac{bh}{0,5 \frac{p}{\tau_{xy}} + 0,265 \frac{b\tau_{xy}}{T_{2k}}} \quad (10)$$

Küsimuse illustreerimiseks olgu toodud alljärgnevad arvulised näited.

Müüri kõrgus akende ridade vahel olgu 1,50 m, müüri mahukaal 1,4 m³ (kärgetellismüür), ruumi sügavus 5 m ning aknakattele toetava lae omakaal 0,400 t/m³.

Kasuskoormiseks olgu võetud kaks tavalist juhtumit ¹⁶:

Tabel 13.

Tellistalade kandeavade ülemmäärad toodud näite puhul.

Tala tüüp	Tala mõõted		Lae kasuskoormis kg/cm ²	Talale ühtlaselt jaotatud üldkoormise intensiivsus p kg/m	Tala kandeava ülemmäär l_{\max} m
	Laius b cm	Kasuskõrgus h cm			
I	41	25,5	200 350	2720 3170	1,62 1,40
II	41	37,5	200 350	2720 3170	2,38 2,05
III	55	25,5	200 350	3030 3480	1,94 1,70
IV	55	37,5	200 350	3030 3480	2,85 2,50

¹⁶ Projektide koostamise määruse (Riigi Teataja 1933. a., nr. 41) § 39 p. 2 järgi on kasuskoormis 200 kg/m² ette nähtud elukorterite, võõrastemajade ja muude seesuguste ruumide jaoks; samuti büroo-, ametiasutiste, kaupluste ruumidele, mille põrandapind on üksikult alla 50 m², ja kõigi ruumide jaoks, kus igale inimesele on ette nähtud 4 m² põrandapinda. Sama paragraafi p. 3 järgi on kasuskoormis 350 kg/m² ette nähtud loengutsaalide, kooliklasside, restoranide (ilma tantsupõrandata) jms.

200 kg/m² ja 350 kg/m² ja lubatavaks nihkepingeks max $\tau_{xy} = 2,2$ kg/cm², tellise survetugevuseks tala surutud tsoonis $T_{2k} = 95$ kg/cm².

Tähendatud kasuskoormise juhtumitele vastavad lubatavad suurimad tellistalade kandeavade määrad on arvutatud valemi (10) põhjal, kusjuures arvutamise tulemused on koondatud tabelisse 13 ja peale selle kujutatud diagrammina joonisel 24, olenevalt ühtlaselt jaotatud koormuse intensiivsuse suurusest.

Nagu nähtub tabelis 13 toodud kokkuvõtlikust ülevaatest, on võimalik ehituspraktikas hoonete püstitamisel esinevatel aknaavade juhtumitel dimensioneerida aknakatted kahe ja kolme kargkivikihi kõrguste tellistaladena, ilma et sealjuures oleks vajalik ette näha katete erilist põikjõu vastu kindlustamist. Rasematel juhtumitel on aga enamasti võimalik ka tala kõrgust suuremana ette näha, mille tõttu tungivat vajadust põikjõu vastu armeerimiseks üldjuhtumitel praktiliselt ei esine.

Tala kande- ava (m)	Tala kõrgus (m)	Tala kande- avade arv	Tala kande- avade arv	Tala kande- avade arv
1,82	3,70	300	300	I
1,40	3,70	300	300	II
1,00	3,70	300	300	III
0,70	3,70	300	300	IV

jaoks; büroo-, ametiasutiste, kaupluste ruumidele üle 50 m² põrandapinnaga ja ruumidele, kus igale inimesele on ette nähtud vähemalt 2 m² põrandapinda.

Joonised loetelu.

1. Tallinnalaie Maaruse ja Kesklinna kujud ja koostised joonised.

2. Võrkraamatu talude IV ja IVI lihtsuarvutused.

3. Paineprõovide lihtsuarvutused.

4. Mõõdetatud maade arvutused.

5. Tala IIIa: lihtsuarvutused maade arvutused.

6. Tala IIIa: lihtsuarvutused maade arvutused.

7. Tala IVd: lihtsuarvutused maade arvutused.

8. Tala IVd: lihtsuarvutused maade arvutused.

9. Tala IV: lihtsuarvutused maade arvutused.

10. Tala IV: lihtsuarvutused maade arvutused.

11. Suurprõovi kujud: Kesklinna ja Kesklinna.

12. Suurprõovide lihtsuarvutused maade arvutused.

13a. Prõvi lihtsuarvutused maade arvutused.

13b. Prõvi lihtsuarvutused maade arvutused.

14. Tala IV ja IVI lihtsuarvutused maade arvutused.

Список рисунков.

1. План местности с улицами и зданиями.

2. Расчеты для сетей IV и IVI.

3. Расчеты для проб.

4. Расчеты для измерений.

5. Расчеты для талы IIIa.

6. Расчеты для талы IIIa.

7. Расчеты для талы IVd.

8. Расчеты для талы IVd.

9. Расчеты для талы IV.

10. Расчеты для талы IV.

11. Планы проб: Косклинна и Косклинна.

12. Расчеты для проб.

13a. Расчеты для проб.

13b. Расчеты для проб.

14. Расчеты для талы IV и IVI.

Joonised. Чертежи.

Jooniste loetelu.

1. Tellistalade tähistused, põiklõike kujud ja koormise skeemid.
2. Võrkarmatuur talade IT ja IIT tõmbearmatuurina.
3. Paindeprooviks ülesseatud tellistala.
4. Mõöduriistade asetuse skeem talal.
5. Tala IIB₃: tala läbipaindumise sõltuvus vastavast paindemomendist.
6. Tala IIB₃: raua relatiivse pikennemise sõltuvus paindemomendist.
7. Tala IVD₁: tala läbipaindumise sõltuvus vastavast paindemomendist.
8. Tala IVD₁: raua relatiivse pikennemise sõltuvus paindemomendist.
9. Tala IT: tala läbipaindumise sõltuvus vastavast paindemomendist.
10. Tala IT: raua relatiivse pikennemise sõltuvus paindemomendist.
11. Surveproovi kehad: üksik kärgkivi ja müüritud sammas.
12. Surveprooviks ülesseatud müüritud sammas mõöduriistadega.
- 13-a. Proov kärgtelliste ja mörtli vahelise nihketugevuse selgitamiseks.
- 13-b ja 14. Proov kärgtelliste vahele müüritud raudade nakketugevuse määramiseks.
15. Talade IT ja IIT purunemise kuju vuugis kividevahelise nihke-

Перечень чертежей.

1. Размеры, поперечные сечения и схемы нагрузок армированных кирпичных балок.
2. Специальная сетка из тянутого круглого железа, примененная в качестве продольной арматуры в балках IT и IIT.
3. Установка кирпичной балки для испытания на изгиб.
4. Установка измерительных приборов.
5. Балка IIB₃: зависимость между прогибом и соответствующим изгибающим моментом.
6. Балка IIB₃: зависимость между удлинением продольной арматуры и соответствующим изгибающим моментом.
7. Балка IVD₁: зависимость между прогибом и соответствующим изгибающим моментом.
8. Балка IVD₁: зависимость между удлинением продольной арматуры и соответствующим изгибающим моментом.
9. Балка IT: зависимость между прогибом и соответствующим изгибающим моментом.
10. Балка IT: зависимость между удлинением продольной арматуры и соответствующим изгибающим моментом.
11. Образцы для испытаний на сжатие: отдельный дырчатый кирпич и сложенный из кирпичей столб.
12. Установка для испытания на сжатие сложенного из дырчатых кирпичей столба вместе с измерительными приборами.
- 13-a. Установка для определения сопротивления скалыванию между кирпичем и раствором.
- 13-b и 14. Установка для определения сопротивления сцеплению между арматурой и раствором.
15. Вид разрушения балок IT и IIT вследствие превышения времен-

tugevuse ületamise tõttu.

16. Normaalingete jaotus tellistala põiklõikes, olenevalt tala pingulduusest:

a — tellis töötab tõmbetsoonis kaasa täiel määral;

b — tellis töötab tõmbetsoonis kaasa ainult osaliselt;

c — tellis ei tööta tõmbele üldse kaasa.

17. Mõned andmed Riiklikus Katsekojas 1938./39. a. proovitud armatuurraudade voolavuse piiri kohta.

18. Diagramm tellistalade dimensioneerimiseks: armatuuri väärtuse $F_e \sigma_v$ olenevus paindemomendist M ja tala põiklõike mõõdetest.

19. ja 20. Diagrammid tellistalade dimensioneerimiseks: nihkepingete τ_{xy} olenevus põikjõust Q , tala põiklõike mõõdetest ja armatuuri väärtusest $F_e \sigma_v$.

21. ja 22. Diagrammid tellistalade dimensioneerimiseks: pikiarmatuuri tarviliku übermõõdu \ddot{u} olenevus põikjõust Q , tala põiklõike mõõdetest ja armatuuri väärtusest $F_e \sigma_v$.

23. Raudade übermõõdu summa \ddot{u} , läbimõõdu ϕ , põiklõike pinna F_e ja raudade arvu vaherkord.

24. Tellistalade koormise (p kg/m) ja suurima lubatava kandeava vaherkord.

ного сопротивления скалыванию во швах между кирпичами.

16. Распределение нормальных напряжений в поперечном сечении балки в зависимости от соответственного напряженного состояния:

а. кирпич в полной мере участвует в передаче растягивающих напряжений;

в. кирпич только в некоторой степени участвует в этой передаче;

с. кирпич никакого участия в передаче растягивающих напряжений не принимает.

17. Некоторые данные относительно предела текучести арматурного железа, испытанного в Государственной Испытательной Камере в течение 1938/39 гг.

18. Диаграмма для определения размеров кирпичных армированных балок: зависимость арматурного коэффициента $F_e \sigma_v$ от изгибающего момента и размеров поперечного сечения балки.

19. и 20. Диаграммы для определения размеров кирпичных армированных балок: зависимость скалывающих напряжений от поперечной силы Q , размеров поперечных сечений балок и арматурного коэффициента $F_e \sigma_v$.

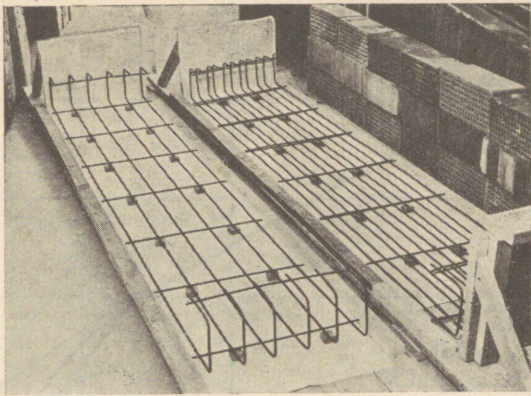
21. и 22. Диаграммы для определения размеров армированных кирпичных балок: зависимость потребной суммы периметров \ddot{u} продольной арматуры от поперечной силы Q , размеров поперечных сечений балок и арматурного коэффициента $F_e \sigma_v$.

23. Взаимная зависимость между потребной суммой периметров \ddot{u} продольной арматуры, диаметром ϕ , площадью поперечного сечения F_e и числом стержней.

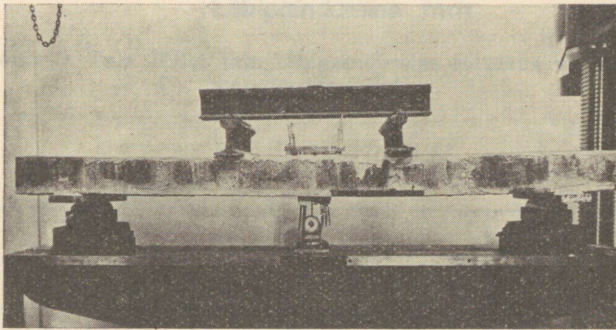
24. Взаимная зависимость нагрузки балки (p кг/пог. м) и наибольшего допускаемого пролета.

TALA MÄRK	PÕIKLÕIGE	KOORMISE SCHEEM Mõõdud cm	
IA ₂			
IA ₃			
IIB ₁			
IIB ₂			
IIB ₃			
IIIC ₁			
IIIC ₂			
IIIC ₃			
IVD ₁			
IVD ₂			
IVD ₃			
IIT			
IIT			
IIT			

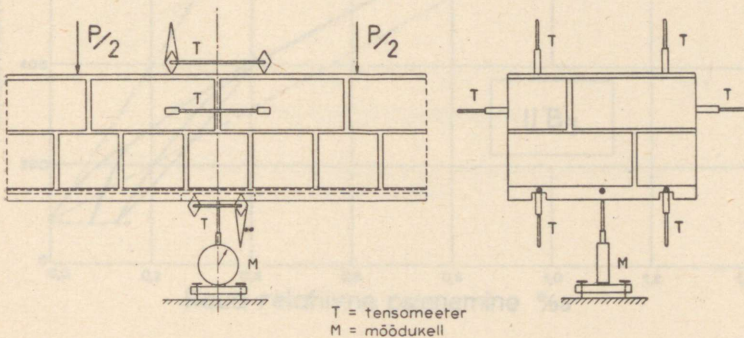
Joon. 1. Tellistalade tähistused, põiklõike kujud ja koormise skeemid.



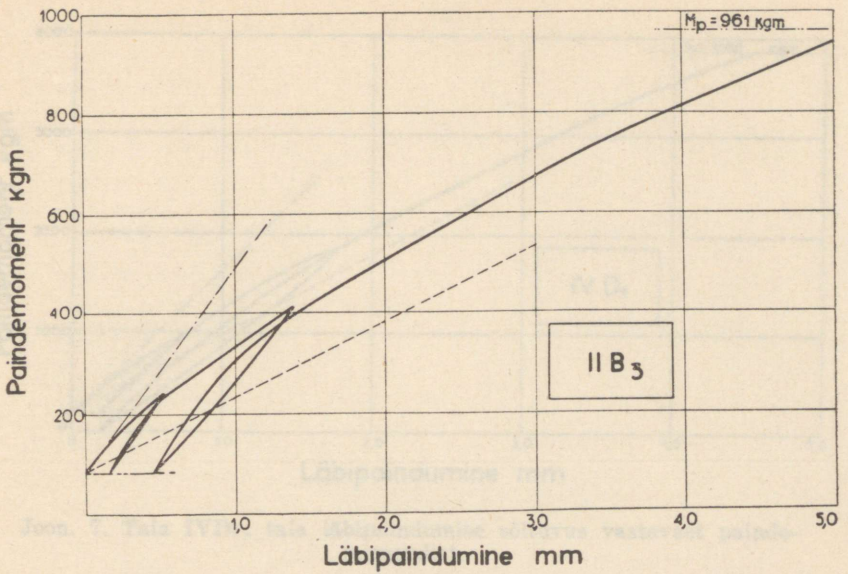
Joon. 2. Võrkarmatuur talade IT ja IIT tõmbearmatuurina.



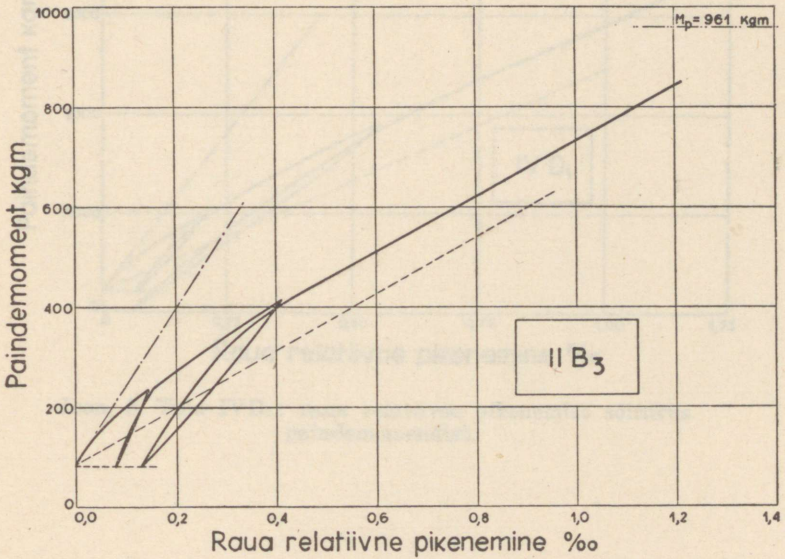
Joon. 3. Paindeprooviks ülesseatud tellistala.



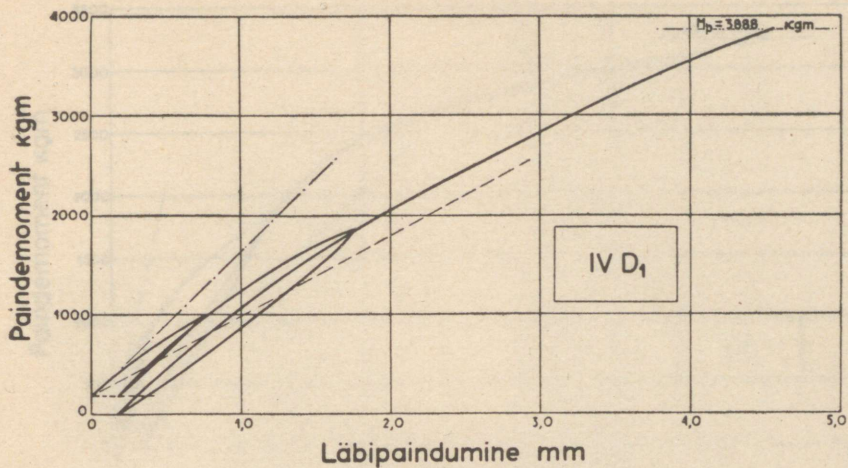
Joon. 4. Mõõduriistade asetuse skeem talal.



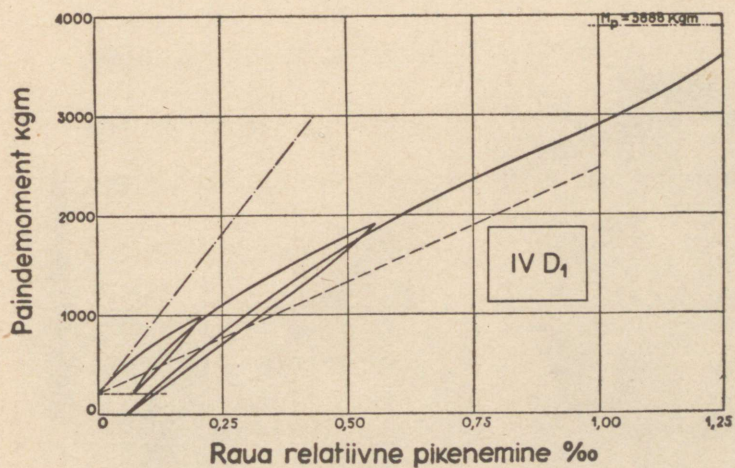
Joonis 5. Tala IIB₃: tala läbipainumise sõltuvus vastavast paindemomendist.



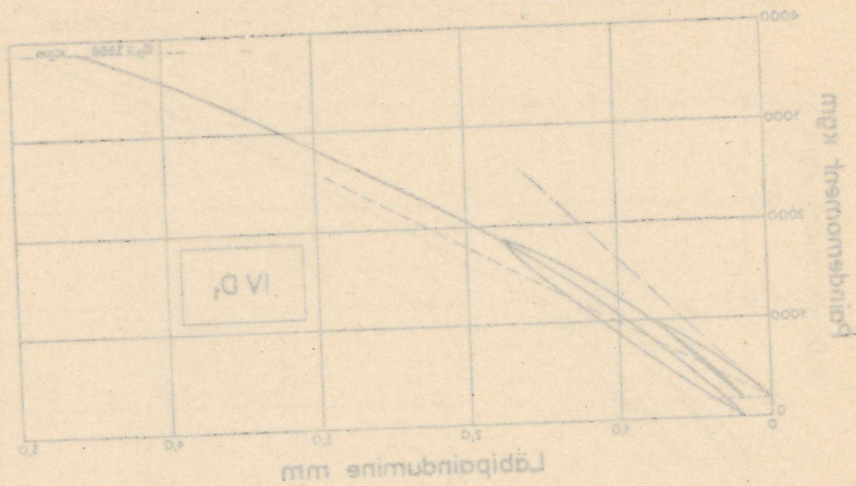
Joon. 6. Tala IIB₃ raua relatiivse pikenemise sõltuvus paindemomendist.



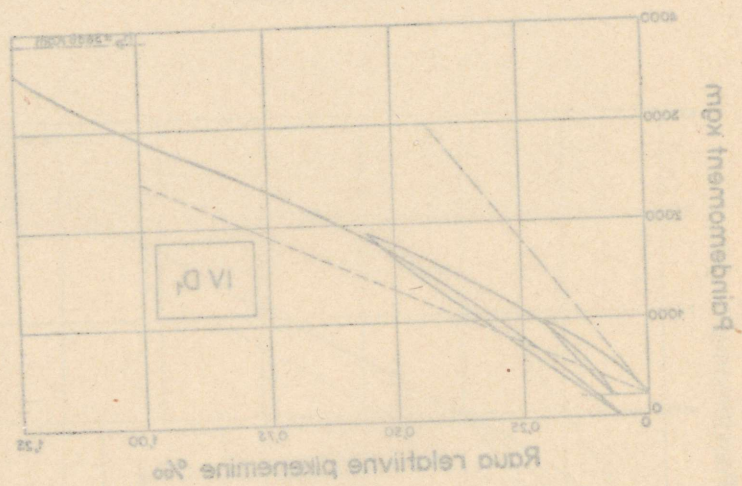
Joon. 7. Tala IVD₁: tala läbipainumise sõltuvus vastavast paindemomendist.



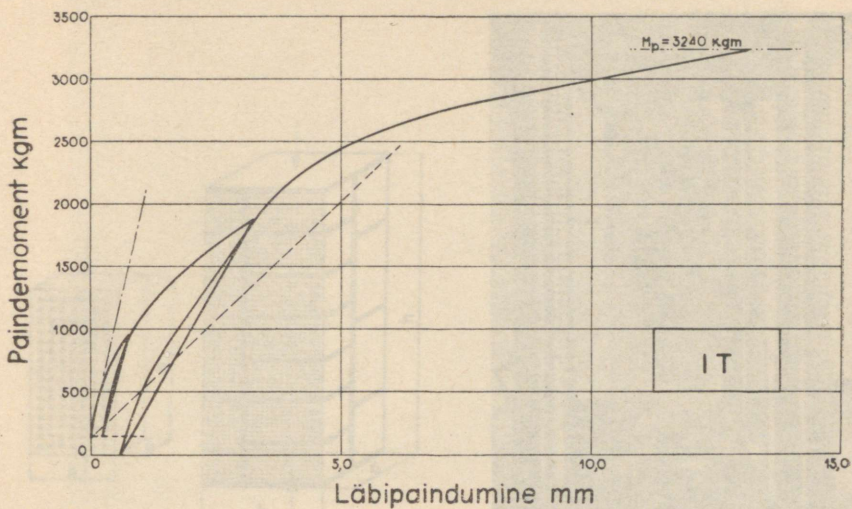
Joon. 8. Tala IVD₁: raua relatiivse pikenemise sõltuvus paindemomendist.



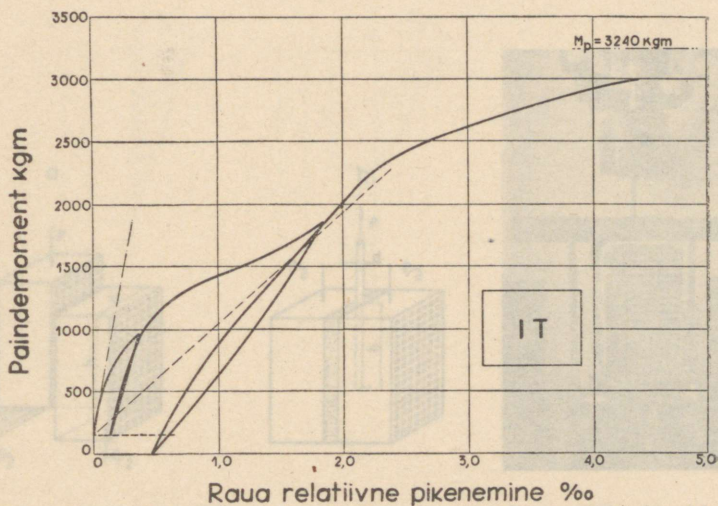
kuva 7. Tala IVD1: tala läpänpaksuuden sätöä vastavast päinde-
tömmöndit.



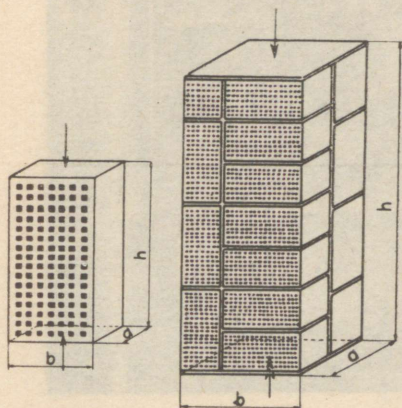
kuva 8. Tala IVD1: raua relative pikenämitä sätöä
päinde-tömmöndit.



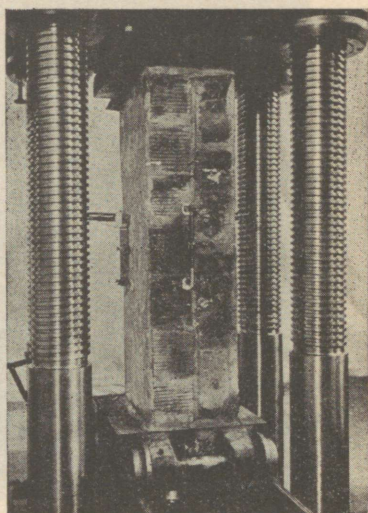
Joon. 9. Tala IT: tala läbipainumise sõltuvus vastavast paindemomendist.



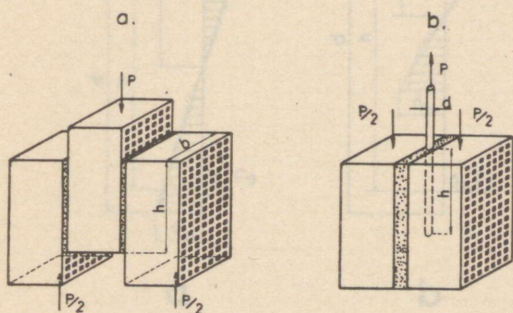
Joon. 10. Tala IT: raua relatiivse pikenemise sõltuvus paindemomendist.



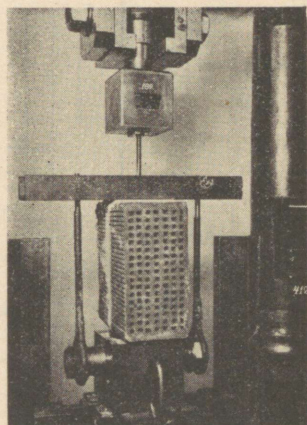
Joon 11. Surveproovi kehad: üksik kargkivi ja müüritud samm.



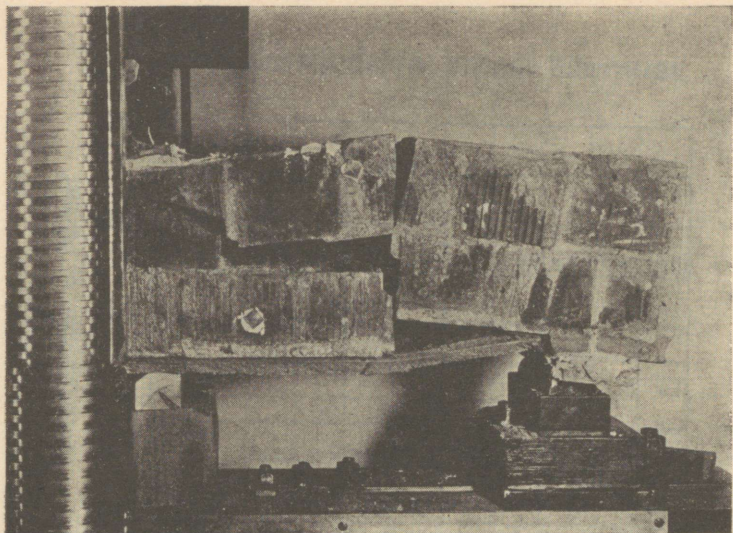
Joon. 12. Surveprooviks ülesseatud müüritud sammas mooduriistadega.



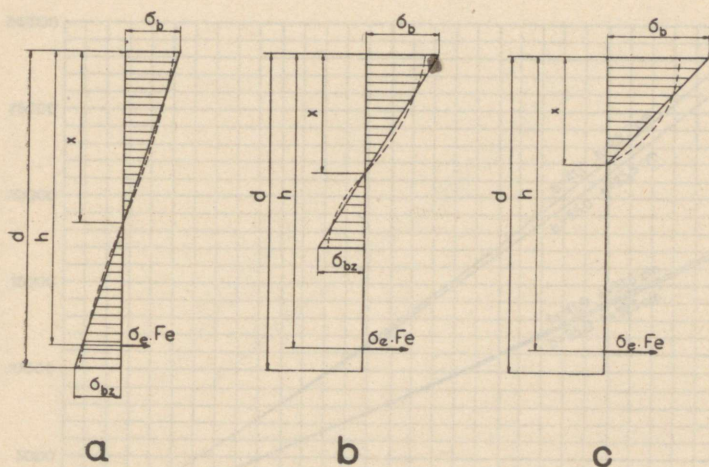
Joon. 13a. Proov kargtelliiste ja mörtli vahelise nihketugevuse selgitamiseks.



Joon. 13b ja 14. Proov kargtelliiste vahele müüritud raudade nakketugevuse määramiseks.



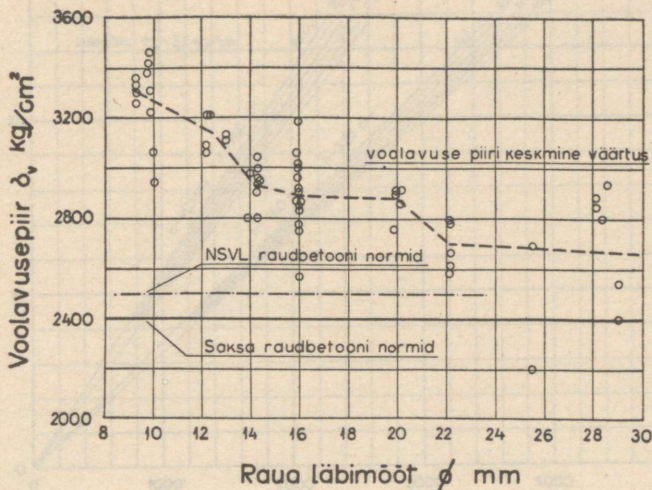
Joon. 15. Talade IT ja IIT purunemise kuju vuugis kivide vahelise nihketugevuse ületamise tõttu.



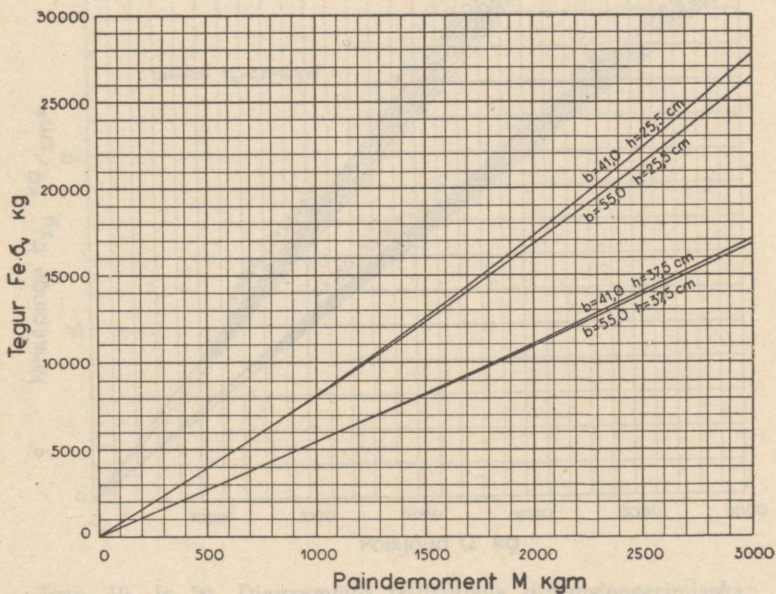
Joon. 16. Normaalpingete jaotus tellistala põiklõikes, olenevalt tala pinguldusest.

- a — tellis töötab tõmbetsoonis kaasa täiel määral;
- b — tellis töötab tõmbetsoonis kaasa ainult osaliselt;
- c — tellis ei tööta tõmbele üldse kaasa.

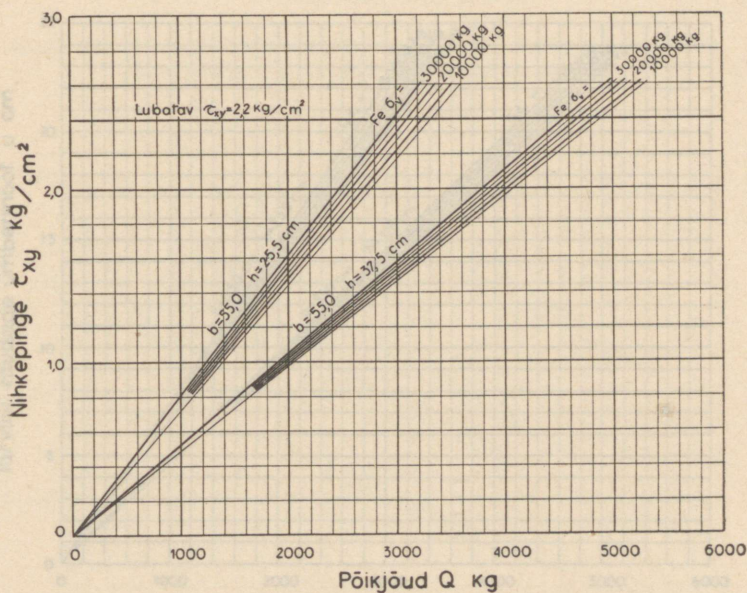
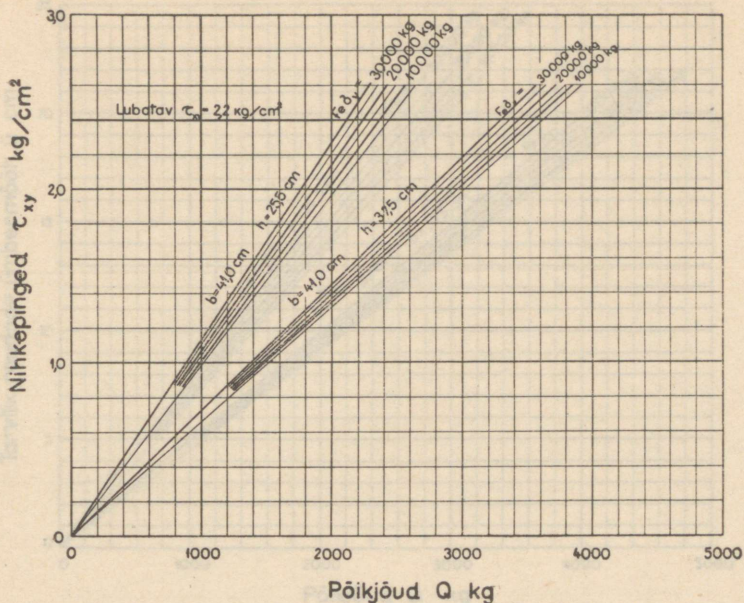
Armatuurraudade proovi tulemusi.



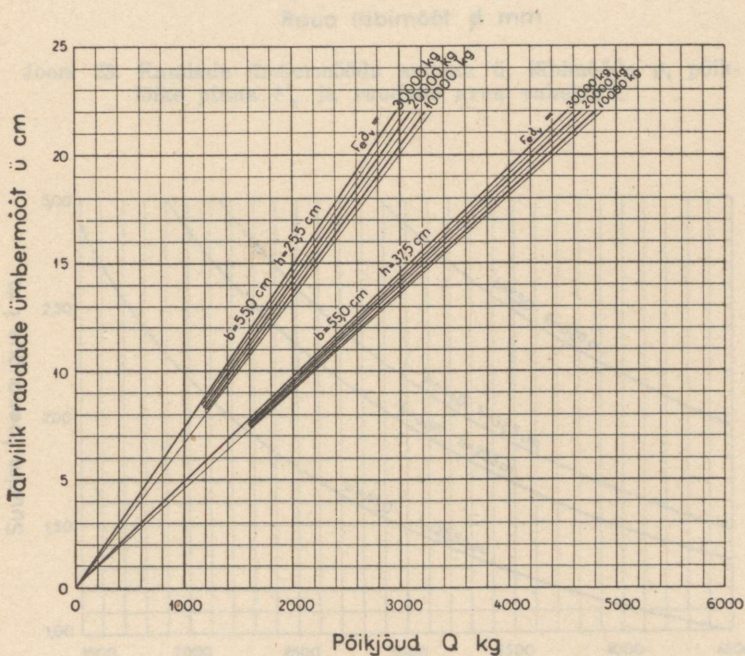
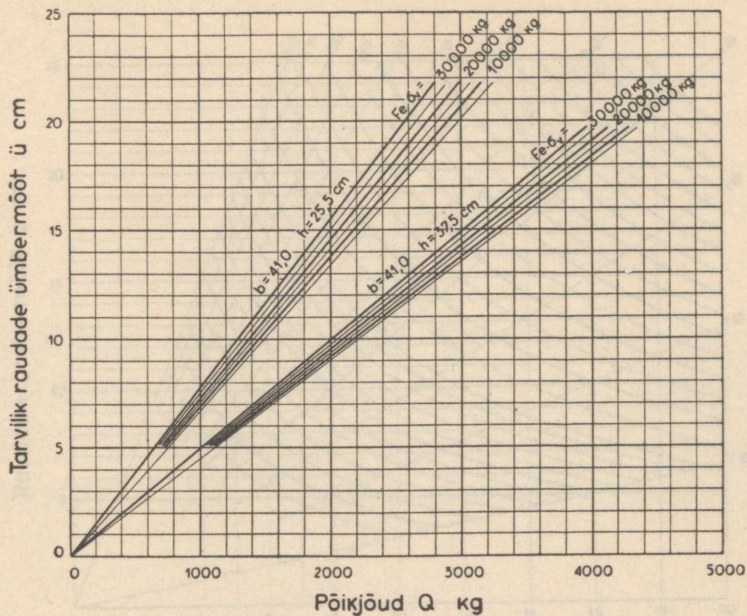
Joon. 17. Mõned andmed Riiklikus Katsekojas 1938./39. a. proovitud armatuurraudade voolavuse piiri kohta.



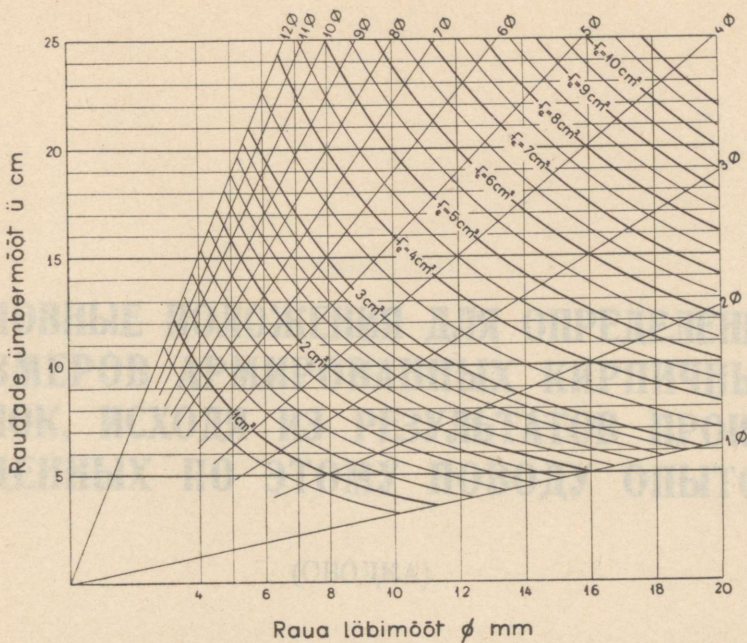
Joon. 18. Diagramm tellistalade dimensioneerimiseks: armatuuri väärtuse $F_e \sigma_v$ olenevus paindemomendist M ja tala põiklõike mõõdetest.



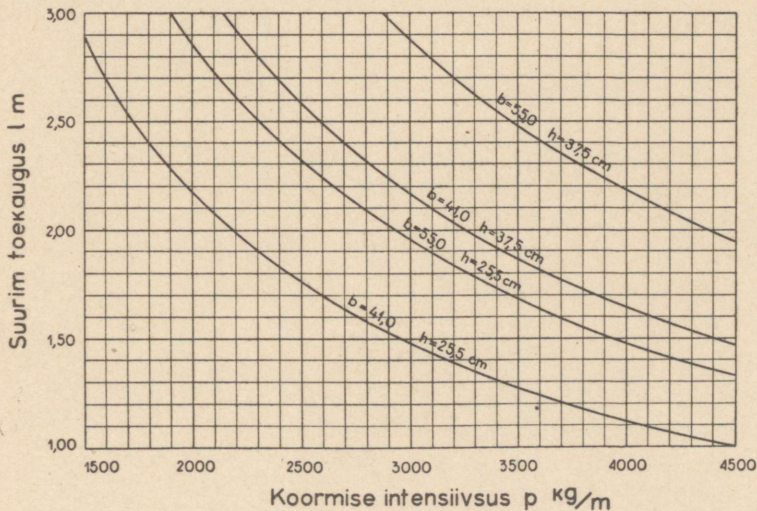
Joon. 19. ja 20. Diagrammid tellistalade dimensioneerimiseks: nihkepingete τ_{xy} olenevus põikjõust Q , tala põiklõike mõõdest ja armatuuri väärtusest $F_e \sigma_v$.



Joon. 21. ja 22. Diagrammid tellistalade dimensioneerimiseks: pikiarmatuuri tarviliku ümbermõõdu \bar{u} olenevus põikjõust Q , tala põiklõike mõõdetest ja armatuuri väärtusest $F_e \sigma_e$.



Joon. 23. Raudade ümbermõõdu summa \ddot{u} , läbimõõdu ϕ , põiklõike pinda F_ϕ ja raudade arvu vahukord.



Joon. 24. Tellistalade koormise (p kg/m) ja suurima lubatava kandeava vahukord.

**ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
РАЗМЕРОВ АРМИРОВАННЫХ КИРПИЧНЫХ
БАЛОК, ИСХОДЯ ИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ПРОИЗ-
ВЕДЕННЫХ ПО ЭТОМУ ПОВОДУ ОПЫТОВ**

(СВОДКА)

Обозначения:

- d = полная высота сечения балки,
 h = полезная высота сечения,
 b = ширина сечения,
 L = полная длина балки,
 l = расчетная длина балки,
 F_e = площадь сечения продольной растянутой арматуры,
 \varnothing = диаметр продольной арматуры,
 \ddot{y} = сумма периметров сечений стержней продольной арматуры,
 z_p = расстояние между центрами сжатия и растяжения (плечо внутренней пары сил),
 σ_e = растягивающее напряжение в продольной арматуре,
 σ_v = предел текучести продольной арматуры,
 τ_{xy} = скалывающее напряжение в кладке балки,
 τ_n = напряжение сцепления между продольной арматурой и раствором,
 T_1 = временное сопротивление продольной арматуры растяжению,
 i = удлинение продольной арматуры при разрыве,
 T_{2k} = временное сопротивление сжатой зоны балки (призматическая прочность дырчатого кирпича в направлении, перпендикулярном отверстиям),
 T_{2m} = временное сопротивление раствора сжатию (кубиковая прочность),
 T_{3m} = временное сопротивление скалыванию между кирпичем и раствором в плоскости, перпендикулярной отверстиям,
 T_n = временное сопротивление сцеплению между продольной арматурой и раствором,
 E_e = модуль нормальной упругости продольной арматуры,
 E_k = модуль нормальной упругости кирпича при сжатии,
 n = $E_e : E_k$

- p = интенсивность равномерно распределенной нагрузки,
 M = изгибающий момент (расчетный допускаемый),
 $M_p^{(a)}$ = исчисленный разрушающий изгибающий момент,
 $M_p^{(b)}$ = измеренный разрушающий изгибающий момент,
 $M_{15}^{(a)}$ = исчисленный изгибающий момент при $n = 15$ и $\sigma_c = 1200$ кгр/см²,
 $M_{25}^{(a)}$ = исчисленный изгибающий момент при $n = 25$ и $\sigma_c = 1200$ кгр/см²,
 $M_{1200}^{(b)}$ = изгибающий момент при измеренном действительном напряжении в продольной арматуре $\sigma_c = 1200$ кгр/см²,
 Q = поперечная сила (расчетная допускаемая),
 Q_p = поперечная сила в момент разрушения балки,
 Q_p' = разрушающая поперечная сила, исчисленная исходя из среднего временного сопротивления скалыванию T_{3m} ,
 Q_p'' = разрушающая поперечная сила, исчисленная исходя из среднего временного сопротивления сцеплению T_n ,
 Q_p''' = допускаемая поперечная сила, исчисленная, исходя из среднего временного сопротивления скалыванию T_{3m} ,
 Q_p'''' = допускаемая поперечная сила, исчисленная, исходя из среднего временного сопротивления сцеплению T_n .

В течение 1939/40 гг. в Лаборатории по Испытанию Материалов при Таллинском Техническом Университете¹ были произведены опытные исследования с армированными кирпичными балками.

Армированные кирпичные балки могут быть применяемы в гражданском и промышленном строительстве в качестве перекрытий малых отверстий, каковыми, например, являются оконные и дверные проемы. Указанные балки дают по сравнению с применявшимися до сих пор в этих случаях балками из прокатных профилей ощутительную экономию в железе; по сравнению с применяемыми железобетонными перекрытиями армированные кирпичные балки отличаются лучшими теплоизолирующими качествами.

Хотя идея применения армированных кирпичных балок и не представляет новизны, настоящая исследовательская работа тем не менее была предпринята, исходя из двух следующих соображений:

1. имелось в виду собрать данные относительно возможностей применения для этой цели изготавливаемых в ЭССР дырчатых кирпичей и

2. исследовать по возможности подробнее сопротивляемость армированных балок из дырчатых кирпичей при их постепенном нагружении и в связи с этим выяснить возможность применения для определения размеров армированных кирпичных балок железобетонной теории по разрушающим нагрузкам.

I.

В связи с заданием поименованной исследовательской работой были выполнены следующие опыты:

1. Испытания армированных кирпичных балок на изгиб. Размеры балок и общий распорядок

¹ Ныне Таллинский Политехнический Институт.

опытов указаны в таблице 1 и на чертеже 1². В качестве арматуры было применено обыкновенное круглое железо без концевых крюков — загибов. Исключение составляют балки I Т и II Т, для которых арматурой служила специальная сетка из тянутого круглого железа, так наз. „Baustahlgewebe“. Арматура этих балок была снабжена по концам особо отогнутыми крюками (см. черт. 2.).

Во время испытаний балок на изгиб регистрировались следующие данные:

- а) разрушающая нагрузка, определяющая предельную грузоподъемность балки;
- б) прогиб балки;
- в) удлинение растянутой арматуры и укорочение сжатой зоны балки;
- г) положение нейтральной оси относительно верхнего сжатого ребра балки.

Указанные данные приведены в таблице 2 и в виде диаграмм на чертежах 5—10.

2. Испытание дырчатых кирпичей на раздробление. Названные испытания были произведены двойным образом:

а. С образцами кубической формы (с частями распиленных пополам дырчатых кирпичей двойного формата) с целью получения так наз. „кубиковой прочности“ кирпичей (Würfelfestigkeit). При этом образцы подвергались сжатию по направлению толщины кирпичей, т. е. в направлении имеющих отверстия.

Средняя величина временного сопротивления оказалась равной 258,1 кг/см² при крайних значениях временного сопротивления раздроблению в 209,9 кг/см² и 320,9 кг/см².

б. В видах оценки сопротивления сжатой зоны балок было определено временное сопротивление призматических образцов, что дало возможность установить так наз. „призменную прочность“ дырчатых кирпичей (Prismenfestigkeit).

В качестве образцов служили при этом отдельные кирпичи, которые подвергались сжатию в продольном направлении (см. черт. 11), а также сложенные с возможной подобностью балкам столбы (см. черт. 11 и 12).

² Текст в таблицах и на чертежах приведен на эстонском языке. При чтении следует пользоваться таблицей обозначений и перечнем чертежей.

Как в одном, так и в другом случае направление сжимающего усилия было выбрано перпендикулярно к направлению дыр.

Одновременно же при этих опытах определялся и модуль нормальной упругости E_k дырчатого кирпича в пределах напряжений от 10 кг/см² до 40 кг/см².

Все относящиеся сюда данные сгруппированы в таблице 3.

3. Испытания на растяжение арматурного железа. Результаты испытаний приведены в таблице 4.

4. Испытание примененного раствора на сжатие. Данные относительно временного сопротивления сжатию примененного для кладки раствора, также как и данные относительно объемного веса образцов приведены в таблице 5.

5. Результаты испытаний, предпринятых с целью определения временного сопротивления скалыванию между отдельными кирпичами и раствором (см. черт. 13 а), даны в таблице 6.

6. Результаты испытаний, выполненных с целью выяснения временного сопротивления сцеплению заделанных между кирпичами арматурных стержней (см. черт. 13 в и 14), приведены в таблице 7.

II.

Результаты испытаний балок на изгиб использованы с двух точек зрения, а именно: с точки зрения классической теории железобетона, основанной на применении численного отношения n , и с точки зрения новой теории железобетона, исходящей из значений разрушающих нагрузок и не нуждающейся поэтому в названном численном отношении.

1. Рассмотрим состояния разрушения армированной балки соответственно теории железобетона без применения отношения n . Для определения разрушающего момента, каковым характеризуется предельная грузоподъемность армированной балки, применена формула (1), соответствующая в общем формуле, предусмотренной опубликованными в 1938 г. Железобетонными Нормами СССР, и точно совпадающая с формулой, предложенной проф. М. Рош в 1931 г. на Цюрихском Международном Конгрессе по Испытанию Материалов.

Соответственно стадии разрушения балки определены кроме того, на основании формулы (2), наибольшее скальывающее напряжение и, на основании формулы (3), наибольшее напряжение сцеплению между железом и раствором.

Результаты произведенных вычислений приведены в таблице 8 вместе с размерами балок и с результатами произведенных опытов.

По поводу этой таблицы следует заметить следующее:

Для балки III C₂ наступило разрушение в момент, когда сцепление между арматурой и раствором было превзойдено, причем напряжения в растянутой арматуре в пределах наибольшего изгибающего момента не достигали предела текучести.

При балке II T разрушение произошло под влиянием поперечной силы (см. черт. 15), в то время как разрушение балки I T наступило в начальной стадии в момент превышения предела текучести арматурного железа, а затем в дальнейшей стадии, в виде вторичного явления, под влиянием поперечной силы.

Для всех прочих балок разрушение наступило вследствие превышения сцепления между железом и раствором, после того как предел текучести арматуры был уже превзойден.

Ни в одном случае изгиба балок не имело места разрушение сжатой зоны.

С целью выяснения преимуществ сетчатой арматуры (Baustahlgewebe) перед обыкновенной арматурой для всех балок исчислены значения коэффициента $k = \frac{M_p^{(e)}}{F_e h}$, характеризующего влияние поперечного сечения арматуры. Результаты исчислений приведены в таблице 9, из которой не трудно усмотреть, что для балок с обыкновенной арматурой значение коэффициента k в среднем равно 2,90, в то время как для балки I T с сетчатой арматурой (Baustahlgewebe) названный коэффициент равен 7,56.

Из этого следует, что в случае применения сетчатой арматуры таковая использована в армированных балках в $\frac{7,56}{2,90} = 2,6$ раз лучше, чем обыкновенное арматурное железо.

2. При применении для оценки результатов опытов классической теории железобетона, основанной на использовании

численного отношения n , сделана попытка определить при различных состояниях деформации балок значения названного отношения, исходя при этом:

- 1) из различных предположений относительно распределения нормальных напряжений в опасном поперечном сечении балки;
- 2) из измеренных во время опытов прогибов балок и удлинений продольной арматуры, и
- 3) из измеренных данных, позволяющих определить расположение нейтральной оси.

Результаты этих вычислений сгруппированы в таблице 10.

Относительно отдельных столбцов таблицы 10 следует заметить следующее:

Помещенные в заголовках столбцов буквы a , b и c отмечают приведенные на черт. 16 схемы распределения нормальных напряжений, послужившие исходным предположением при исчислении значений n , приведенных в соответственных столбцах.

Столбец 1 заключает значения n , исчисленные на основании измеренных прогибов балок, а столбец 2 — значения n , найденные на основании данных относительно удлинения продольной арматуры. Как в одном, так и в другом случае исходной схемой распределения нормальных напряжений принята схема a (см. черт. 16), предусматривающая незначительную нагрузку, при которой в вытянутой зоне балки трещины еще не появляются.

Значения n , приведенные в столбцах 3 и 4, исчислены также на основании данных относительно прогибов и удлинений продольной арматуры, но в этом случае в соответствии с приведенной на черт. 16 схемой c распределения нормальных напряжений, предусматривающей уже появление трещин в пределах вытянутой зоны балки. Из этого следует, что данные для исчисления значений n заимствованы в данном случае из области более значительных нагрузок.

Значения n , сгруппированные в столбцах 5 и 6, исчислены аналогично значениям столбцов 3 и 4, но только соответственно наибольшей нагрузке балок.

Значения n , приведенные в столбцах 7 и 8, исчислены на основании измеренных опытных данных относительно расположения нейтральной оси в соответствии со схемами распреде-

ления нормальных напряжений b и c (см. черт. 16) и при нагрузке балок, при которой измеренное напряжение в продольной арматуре равнялось 1200 кг/см^2 — 1250 кг/см^2 .

Исходя из схемы распределения нормальных напряжений c (см. черт. 16) и из допускаемого напряжения в растянутой арматуре в 1200 кг/см^2 , исчислены, пользуясь классической теорией железобетона, основанной на применении числового отношения n , величины допускаемых изгибающих моментов $M_{15}^{(a)}$ и $M_{25}^{(a)}$ при двух значениях этого отношения, а именно при $n = 15$ и $n = 25$.

Значения исчисленных моментов $M_{15}^{(a)}$ и $M_{25}^{(a)}$ сгруппированы в таблице 12 вместе со значениями измеренных моментов $M_{1200}^{(t)}$, соответствующих напряжению в растянутой арматуре 1200 кг/см^2 , и со значениями моментов $M_p^{(t)}$, соответствующих началу разрушения балок.

С целью облегчения сравнения между собою приведенных в таблице 12 значений различных изгибающих моментов таблица дополнена значениями отношений этих моментов.

Предел текучести арматурного железа приведенных в таблице 12 балок равнялся в среднем $\sigma_v = 3075 \text{ кг/см}^2$, из чего следует, что $\sigma_v : \sigma_e = 2,56$.

III.

В качестве общей сводки использования результатов опытных данных можно установить следующие положения:

1. Исходя из теории железобетона по разрушающим нагрузкам (теории железобетона, не применяющей числового отношения n), может быть констатировано:

а) При пользовании в качестве арматуры железом обыкновенного качества измеренный при опытах разрушающий момент $M_p^{(t)}$ совпадает по численному своему значению с исчисленным на основании формулы (1) разрушающим моментом $M_p^{(a)}$. Отношение этих моментов получилось в среднем равным $M_p^{(t)} : M_p^{(a)} = 1,01$, колеблясь в пределах от 0,90 до 1,15 (см. таблицу 8). Из изложенного следует, что теория железобетона по разрушающим нагрузкам может быть с полной надежностью применена в каче-

стве метода для определения размеров армированных кирпичных балок.

б) Временное сопротивление сцеплению между не снабженной крюками продольной арматурой, растянутой в пределах наибольшего изгибающего момента до предела текучести, и раствором равнялось в среднем $T_n = 14,8$ кг/см², колеблясь в пределах от 12,4 кг/см² до 17,6 кг/см² (см. табл. 8).

в) В двух балках (IT и ITT), которые, как было отмечено выше, разрушились под влиянием поперечной силы, временное сопротивление скалыванию кладки равнялось в среднем $T_{зм} = 5,4$ кг/см².

Скалывающее напряжение такой же величины получилось также в балках IV D₁, IV D₂, IV D₃, хотя названные балки и не разрушились под действием поперечной силы.

Из этого следует, что величина $T_{зм} = 5,4$ кг/см² может быть принята за минимальное значение временного сопротивления скалыванию.

2. Исходя из классической теории железобетона, основанной на применении числового значения n , может быть отмечено:

а) Исчисленные на основании опытных данных средние значения отношения n , равные 24,8 и 26,1, совпадают с некоторым приближением с исчисленным на основании модуля упругости для кирпича $E_k = 76\,400$ кг/см² числовым отношением $n = \frac{2\,100\,000}{76\,400} = 27,5$.

При этом следует отметить, что приведенные в таблице 10 значения n колеблются в весьма широких пределах, а именно от 5 до 75 и что при исчислении средних значений n данные столбца 4 не были приняты во внимание.

б) Коэффициент безопасности, исчисленный, как отношение измеренного при опытах разрушающего момента $M_p^{(t)}$ и допускаемого момента $M_{15}^{(a)}$ или $M_{25}^{(a)}$, определенного в соответствии с классической теорией железобетона при допускаемом напряжении $\sigma_e = 1200$ кг/см², получается равным $\frac{M_p^{(t)}}{M_{15}^{(a)}} = 2,68$ или $\frac{M_p^{(t)}}{M_{25}^{(a)}} = 2,76$ (см. таблицу 12).

Эти значения оказываются больше значения фактического коэффициента безопасности, определяемого отношением $\sigma_v: \sigma_e = 2,56$.

При этом нельзя не отметить, что значение коэффициента безопасности 2,68, исчисленного в соответствии с $n = 15$, ближе к фактическому значению коэффициента безопасности 2,56, чем значение коэффициента безопасности 2,76, найденное на основании $n = 25$.

Таким образом, оказывается, что для определения размеров кирпичных армированных балок может быть применена также классическая теория железобетона, хотя экономичность в расходе железа при этом не всегда может быть гарантирована.

IV.

В заключение в настоящей работе приведены формулы и диаграммы, имеющие целью облегчить труд по определению размеров армированных кирпичных балок в случае применения для расчета балок метода разрушающих нагрузок.

Для определения допускаемого изгибающего момента служит формула (5), для которой коэффициент безопасности принят равным 2 и предел применения которой ограничен условием

$$\frac{\sigma_v F_e}{T_{2k} b h} < 0,5.$$

Для исчисления допускаемой поперечной силы может быть применена либо формула (6), если исходить из предельного значения скалывающего напряжения, либо формула (7), если для этого пользоваться предельным значением сопротивления сцеплению. В обоих случаях коэффициент безопасности принят равным 2,5.

Следует заметить, что коэффициенты безопасности 2 и 2,5 соответствуют Железобетонным Нормам СССР от 1938 г.

На основании упомянутых формул составлены, при использовании полученных при опытах средних значений временных сопротивлений, для четырех наиболее часто встречающихся на

практике типовых размеров оконных и дверных проемов диаграммы для определения размеров армированных кирпичных балок (см. черт. 18—23).

Как показывают примерные расчеты, встречающиеся на практике кирпичные балки могут быть проектированы без применения специальной скалывающей арматуры.

SISSKOND.

16	II. Proovimõõde ümberõõstamine	16
17	1. Tellistala pürammise õhku- ja veeväljavoolu analoog- haldit n- ja raudbetooni arvutusvõimalisega	17
22	2. Arvestatud tellistalade proovitudumuse ja talade elastsed õhku- ja veeväljavoolu arvutusvõimalisega	22
30	III. Tellistalade dimensioonide arvutusvõimalisega	30
30	1. Proovitudumuse tellistalade dimensioonide arvutusvõimalisega	30
32	2. Juhenditellistalade dimensioonide arvutusvõimalisega	32
36	3. Nõuetellistalade rakendamisega võimalisega	36
38	likud õhku- ja veeväljavoolu	38
38	4. Tellistalade rakendamisega võimalisega	38
38	5. Tellistalade rakendamisega võimalisega	38

SISUKORD.

	Lk.
Eessõna	3
I. Proovide uurimise üldkorraldus	6
1. Prooviobjektid	6
2. Proovide teostamine ja proovitulemused	9
II. Prooviandmete ümbertöötamine	16
1. Tellistala purunemise olukord vaadelduna analoogiliselt n -ta raudbetooni arvutusviisiga	17
2. Armeeritud tellistalade proovitulemuste ja talade elastset olekut eeldavate arvutuste tulemuste võrdlus	22
III. Tellistalade dimensioneerimine n-ta arvusteteooria kohaselt	30
1. Proovialused tellistalade dimensioneerimiseks	30
2. Juhendeid tellistalade dimensioneerimiseks	32
3. Näiteid tellistalade rakendamise võimalustest tegelikus ehituspraktikas	36
Joonised. Чертежи	39
Сводка	55

$\frac{d\sigma}{T_{\text{max}}} < 0,2$

Для повышения точности коэффициента безопасности можно использовать либо формулу (6), если вычислять из предельного значения расчетного напряжения, либо формулу (7), если для этого использовать предельным значением сопротивления сдвига. В обоих случаях коэффициент безопасности будет равен 1,5.

Следует заметить, что коэффициенты безопасности 2 и 2,5 соответствуют Железобетонным Нормам СССР от 1958 г.

На основании упомянутых формул составлены при использовании полученных при опытах средних значений временных сопротивлений, для четырех наиболее часто встречающихся на

