47-50



GRADBENI VESTNIK

1956-57

VSEBINA

Ing. Jože Starič: NATEČAJ IDEJNIH PROJEKTOV MOSTU ČEZ DRAVO PRI PTUJU — Ing. Svetko Lapajne: ŠTUDIJ UPETOSTNIH RAZMER MOSTNE PLOŠČE BREZ PREČNIKOV V DVEH GLAVNIH NOSILCIH NA STEBRIH — Ing. Carmen Jež-Gala: DANAŠNJE STANJE RAZNIH PREDPISOV O STABILITETNIH PROBLEMIH PRI JEKLENIH KONSTRUKCIJAH — Ing. Branko Ozvald: DIREKTNO DIMENZIONIRANJE PREČNO OBREMENJENIH LESENIH NOSILCEV GLEDE NA VELJAVNE KRITERIJE — Ing. Sergej Bubnov: NEKATERE IZKUŠNJE PRI GRADNJAH IZ PREJ NAPETEGA BETONA PO SISTEMU ING. ŽEŽLJA V LRS — Ing. Svetko Lapajne: OBJEKTI AVTOSTRADE LJUBLJANA—ZAGREB — Ing. Carmen Jež-Gala: UPORABA PLASTOSTATIKE PRI JEKLENIH KONSTRUKCIJAH

UREJA UREDNIŠKI ODBOR. ODGOVORNI UREDNIK ING. LJUDEVIT SKABERNE. TISKA TISKARNA ČZP »LJUDSKA PRAVICA« V LJUBLJANI. REVIJA IZHAJA V 5 DVOJNIH ŠTEVILKAH NA LETO. CENA DVOJNI ŠTEVILKI 300 DIN. UREDNIŠTVO IN UPRAVA: LJUBLJANA, ERJAVČEVA 11, TEL. 23-158

GRADBENI VESTNIK GLASILO DRUŠTVA
GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV LR SLOVENIJE LETO VIII - 1956/57

Ing. Jože Starič

DK 624.21(497.12) : 06.063

Natečaj idejnih projektov mostu čez Dravo v Ptuju

I. Splošno

Sedanji most čez Dravo v Ptuju je bil zgrajen leta 1945 kot lesen provizorij. Ker pa leseni mostovi ne vzdržijo dlje časa, je razumljivo, da smo ga lahko obdržali do sedaj le z vsakoletnimi dragimi popravili. Nosilnost mostu je ocenjena na 6 ton. Širina med ograjama znaša 6,00 m, to je vozišče 5,00 m ter zaščitna pasova ob straneh po 0,50 m. Po podatkih iz leta 1954 je znašal promet 6070 bruto ton na dan, od tega lokalni promet 3929 ton, tranzitni pa 2141 ton. Promet je precej raznolik. Število kolesarjev je znašalo dnevno 2625. Promet bi bil še znatno večji, če bi nosilnost mostu to dopuščala.

Seveda tako slab most promet zelo ovira. To je tembolj neugodno, ker leži most na cesti, ki veže Avstrijo z Zagrebom in obmorskimi kraji. Nujno je torej, da zgradimo nov stalen most s predpisano nosilnostjo in ustrezno širino.

Problem lokacije novega mostu je bil izčrpno obdelan v raznih študijah in številnih anketah, ki jih je izvedla Uprava za ceste LRS.

Most je potreben za lokalni in za tranzitni promet. Ker ni misliti na to, da bi zgradili dva mostova, moramo zgraditi novega na takem prostoru, da bo čimbolj ustrezal lokalnemu in tranzitnemu prometu.

Sedanja tranzitna cesta na levem bregu je speljana izredno neugodno. Takoj za mostom zavije cesta v ostrem loku proti Trgu svobode, nato pa pelje po ozkih ulicah in prek železniškega prelaza v nivoju proti Ormožu, na sever pa proti Senarski in dalje proti Radgoni. Splošni študij lokacije novega mostu je pokazal, da so v glavnem možne 4 variante.

Varianta 1 je sicer ugodna, odreže pa mesto od postaje, za smer Borl in Ormož pa je treba napraviti precej daljšo pot. Varianti 2 in 3 sta preveč odmaknjeni od mesta ter zahtevata precejšnja zemeljska dela. Varianta 4 razmeroma precej ustreza lokalnemu in tranzitnemu prometu, ker se dotika mesta, kamor je namenjen večji del prometa.

Podrobnejši študij lege tranzitne ceste, pri čemer smo tudi približno ocenili stroške, je pokazal, da je najugodnejša in najcenejša varianta 4 s podvozom pod železniško progo. Po tej varianti leži novi most okoli 165 m nad železniškim mostom.

Priključki na levem bregu so projektirani tako, da jih moremo graditi v fazah. V prvi fazi bi lahko izdelali cesto, ki poteka ob minoritskem samostanu ter dalje ob železniški progi do prelaza v nivoju.

Na podlagi odobrenega investicijskega programa je Uprava za ceste LRS razpisala splošen anonimen natečaj za izdelavo idejnega projekta. Razpis je bil objavljen 10. julija 1955. Rok za predajo idejnih projektov je bil 3. oktober 1955.

Izbira konstrukcije in materiala je bila poljubna. Mostni profil mora propuščati stoletno visoko vodo, t. j. 2810 m^3/sek. V hidravličnem računu je bila upoštevana glavna premostitev s širino 188,00 m med obalnima opornikoma ter dve stranski odprtini po 8,00 m. Ker bo novi most dovolj oddaljen od železniškega, je položaj rečnih stebrov lahko poljuben. Zahtevano je bilo le to, da posamezne svetle odprtine ne smejo biti manjše od 30,00 m, kolikor znašajo tudi pri železniškem mostu. Kota gladine stoletne visoke vode je bila določena na 221,68 m. Sprememba te kote je pri uporabi večjega ali manjšega števila debelejših ali tanjših stebrov neznatna in je ni treba upoštevati. Varnostni pas med koto visoke

Sl. 1. Pogled na Ptuj z vrisanim mostom prvega nagrajenca





Sl. 2. Variante tranzitne ceste

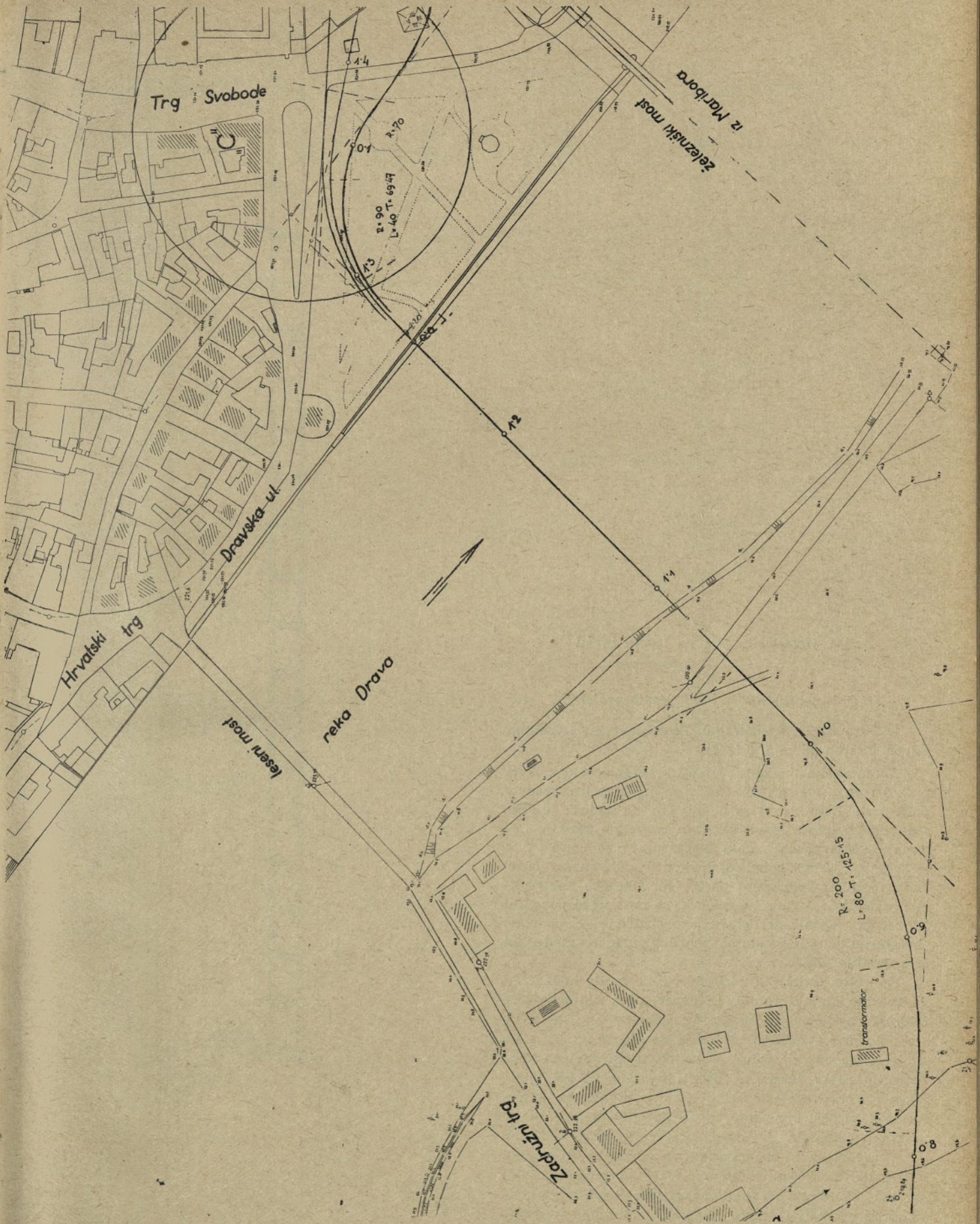
vode in spodnjim robom mostne konstrukcije mora znašati vsaj 50 cm. Ojačitve ob podporah lahko segajo v varnostni pas, toda s pogojem, da nadomestimo ploščino pogleda nosilne konstrukcije, ki sega v 50 cm varnostni pas, tako, da povečamo varnostno višino v sredini polja za trikratno površino zaseženega polja. Pri tem sme segati konstrukcija v varnostni pas le v območju 0,15 teoretične razpetine od podpore, peta vut pa ne sme segati pod koto visoke vode. Spodnji rob ležiščnih konstrukcij mora ležati vsaj 10 cm nad gladino visoke vode ali pa ga je treba primerno zavarovati. Gradbena tla so peščena oziroma prodnata. Fundacija je bila poljubna.

Določena je bila gornja meja nivelete vozišča s horizontalo na koti 225,00 m. Profil cestišča na mostu je takle: vozišče 7,00 m, robna trakova po 0,50 m, kolesarski poti po 1,00 m ter hodnika po 1,60 m. Zahtevano je bilo, da se most dimenzionira po PTP, pri čemer je treba upoštevati vojaško vozilo M-25.

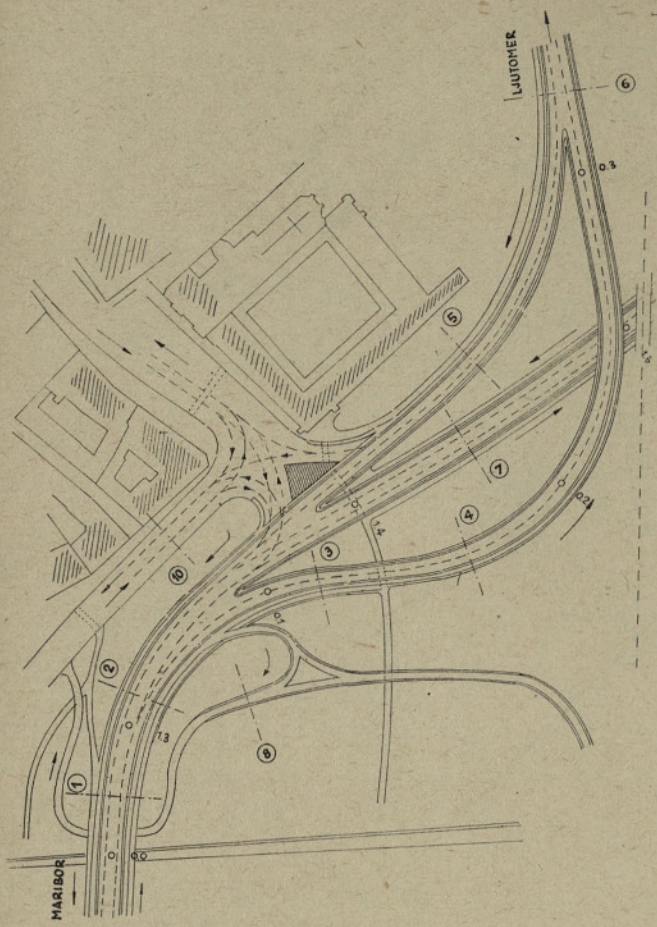
Projektanti so bili posebej opozorjeni, naj pri izbiri in oblikovanju konstrukcije pazijo na skladnost med novim mostom in okoljem. Podhod na levem bregu se lahko vključi v glavno premostitev.

V predpisanem roku je dospelo 10 projektov, pet od le-teh izven LRS. Nekateri projektanti sicer niso povsem zadostili formalnim pogojem, vendar pomanjkljivosti niso bile takega značaja, da bi onemogočile stvarno presojo projektov; zategadelj je ocenjevalna komisija obravnavala vse projekte. Komisija je ocenjevala posamezne projekte po istih smernicah, kot so jih uporabili pri natečaju za most čez Savinjo v Celju (glej Gradbeni vestnik št. 35/36, letnik 1956).

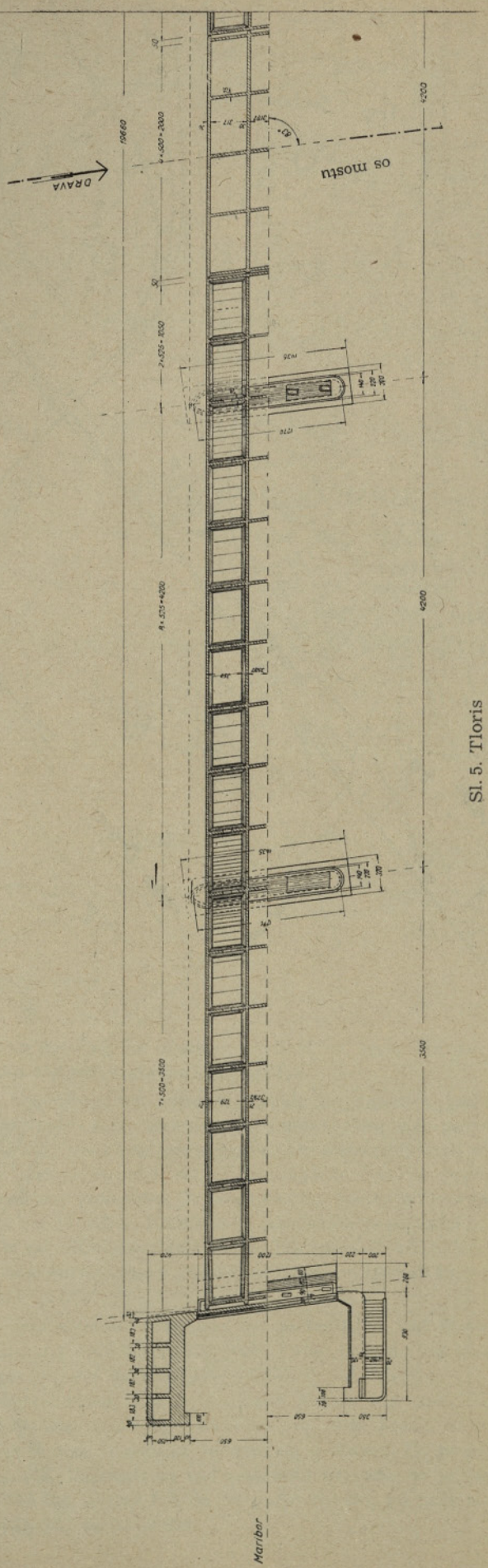
Ocenjevalno komisijo so sestavljali: ing. Marjan Brilly, ing. Jože Didek, ing. Boris Delak, prof. dr. ing. Milan Fakin, pravni svetnik Josip Likovič, višji tehnik Vekoslav Martelanc, ing. arh. Dušan Petek, ing. arh. Saša Sedlar, ing. Ljudevit Skaberne, ing. Jože Starič in ing. Janez Umek. Komisija je končala z delom 17. novembra 1955. Razdelili so vse razpisane nagrade, to je prvo 250.000 din, drugo 170.000 in tretjo 100.000, tri načrte pa so odkupili po 75.00 din.



Sl. 3. Situacija



Sl. 4. Detajl situacije na levem bregu



Sl. 5. Tloris

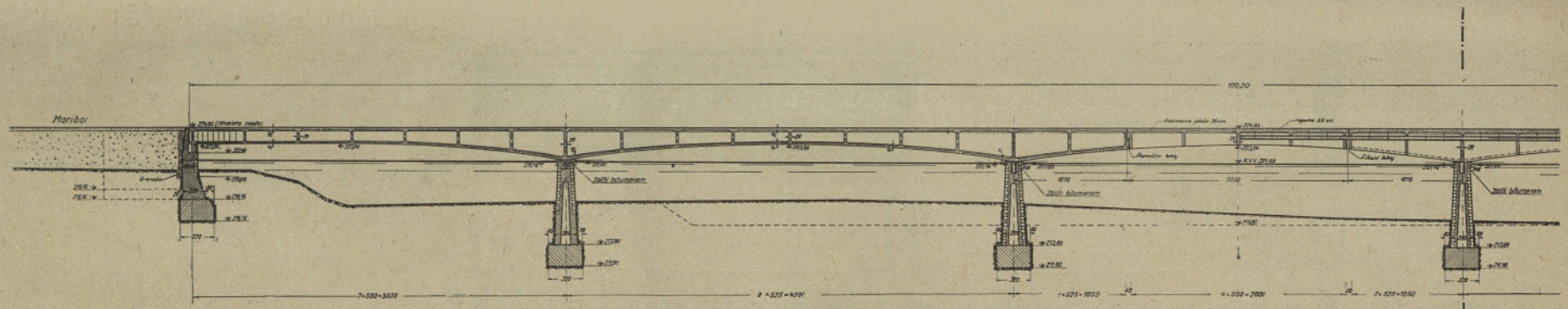
II. Opis nagrajenih in odkupljenih projektov

1. Šifra 65093 (I. nagrada). Projektant ing. Krešimir Šavor, Zagreb (slike 5, 6 in 7).

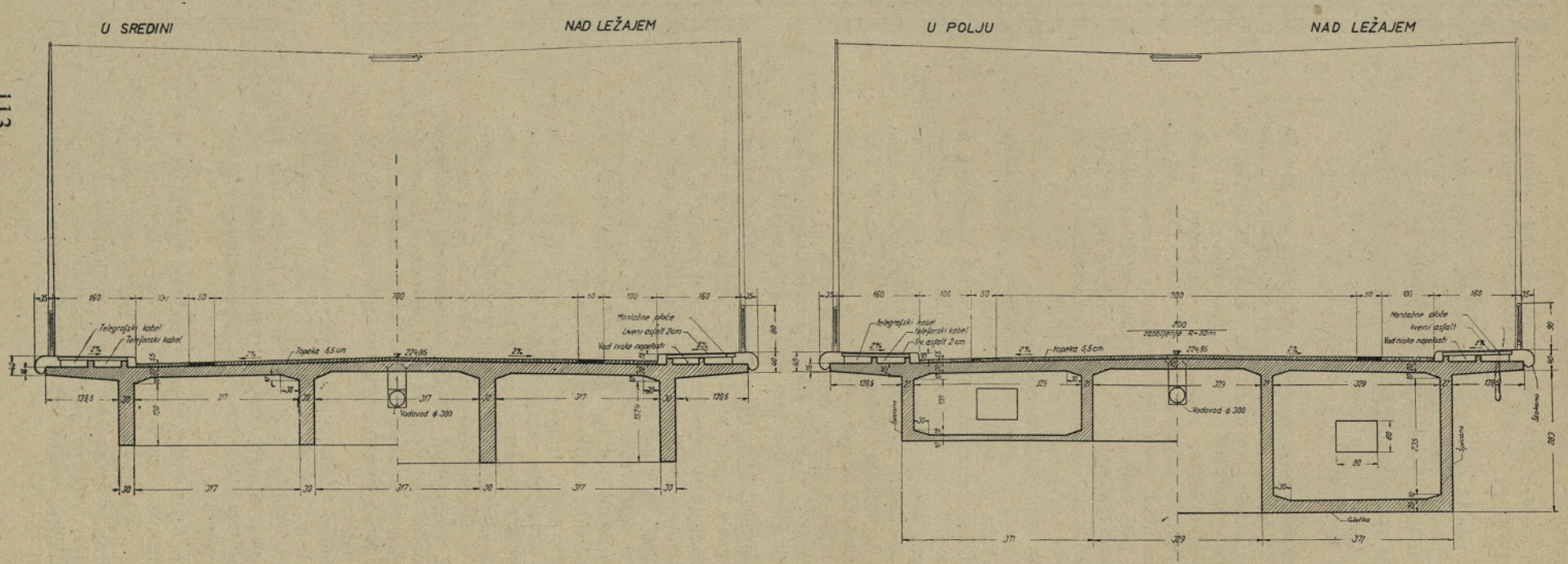
Konstrukcija je železobetonski neprekinjeni nosilec prek 5 polj, z dvema členkoma v srednjem polju. Srednje polje sestavljata 2 previsa po 10,75 m, na katerih je obešena prosto ležeča konstrukcija z razpetino 20,50 m. Celotna dolžina mostu znaša 196,00 m, to je $35{,}00 + 3 \times 42{,}00 + 35{,}00$ m. Višina konstrukcije v polju znaša 1,50 m, nad vmesnimi podporami pa 3,00 m. Obešeno konstrukcijo sestavljajo 4 glavni nosilci, ki so med seboj povezani s prečniki. Ostali del glavne konstrukcije je podoben obešenemu delu, le da sta po 2 nosilca povezana med seboj še s spodnjo ploščo.

Konzolna podaljška voziščne plošče nosita hodnik, ki ga tvorita kamniti robnik in venec, prek katerega leže železobetonske montažne plošče, debele 6 cm; te so v sredi podprte. Voziščna plošča je debela 20 cm in je ob stojinah ojačena z vutami. Debelina stojin obešene konstrukcije znaša 30 cm, na ostali konstrukciji pa 21 cm, razen ob obrobnih podporah, kjer se poveča na 32 cm. Spodnja plošča ima konstantno debelino 10 cm, le ob vmesnih podporah se na dolžino 5,25 m poveča na 25 cm.

V prečni smeri je konstrukcija povezana s prečniki, v razmakih po 5,00 m oziroma po 5,25 m. Nepomični ležišči sta nad stranskima rečnima podporama. Betoniranje konstrukcije poteka v 3 fazah, pri čemer uporabimo za stranska dela isti opaž.



Sl. 6. Vzdolžni prerez



Sl. 7. Prečna prereza

Konstrukcija je iz MB-300 in J-37, ležajni kvadri iz MB-400, stebri in oporniki iz MB-160, temelji pa iz MB-110.

Projektant je vključil podhod na levem bregu Drave v glavno mostno konstrukcijo. Nadvoz na desni strani struge je iz železobetonske plošče, debele 35 do 45 cm.

2. Šifra H-16844 (II. nagrada). Projektant ing. Dušan Farčnik, sodelavci ing. Lenard Treppo, tehnik Marjan Fras, ing. Marko Bleiweis, Gradis, Ljubljana (slike 8, 9, 10, 11).

Konstrukcija je iz vnaprej napetega betona. Sestoji iz 4 prosto ležečih polj z razpetinami 46,70 m. Vsako polje tvori skupino 10 montažnih nosilcev T oblike, ki so med seboj povezani s prečniki v razdaljah po 7,78 m.

Posamezne nosilce betonirajo v posebnem stalnem opažu, ki leži na nizvodni strani ob mostu. Pet dni po zabetoniranju jih dokončno napnejo po Freyssinetovem postopku, nato pa prepeljejo v prečni smeri na določen prostor. Med flanšami posameznih nosilcev pustijo 12 cm široke rege, ki jih zabetonirajo skupaj s prečniki, nato pa konstrukcijo napno tudi v prečni smeri.

Hodnik sestavljajo montažni kosi.

Reakcije se prenašajo na podpore po Freyssinetovih pomičnih in nepomičnih ležajih.

Temeljenje rečnih stebrov in obalnih opornikov se vrši s pomočjo železobetonskih vodnjakov, ki jih potem, ko jih namestijo, zapolnijo z betonom. Vnaprej napeti nosilci so iz MB-450 in J-140—160. Freyssinetovi betonski členki so iz MB-500. Vodnjaki so iz MB-220 in J-37. Polnilo vodnjaka (temelj stebra) je iz MB-70, srednji del stebra iz MB-110, zgornji del pa iz MB-220.

Levi podvoz, ki je od glavne premostitve precej odmaknjen, je izveden kot prej napeta betonska plošča.

3. Šifra 25222-Ptuj (III. nagrada). Projektant ing. Vojislav Draganić, Zagreb (slike 12, 13, 14, 15).

Konstrukcija je neprekinjeni jekleni nosilec s sodelujočo železobetonsko vozišèno ploščo; razpetine znašajo: 35,70 + 37,80 + 42,00 + 37,80 + 35,70 = 189,00 m.

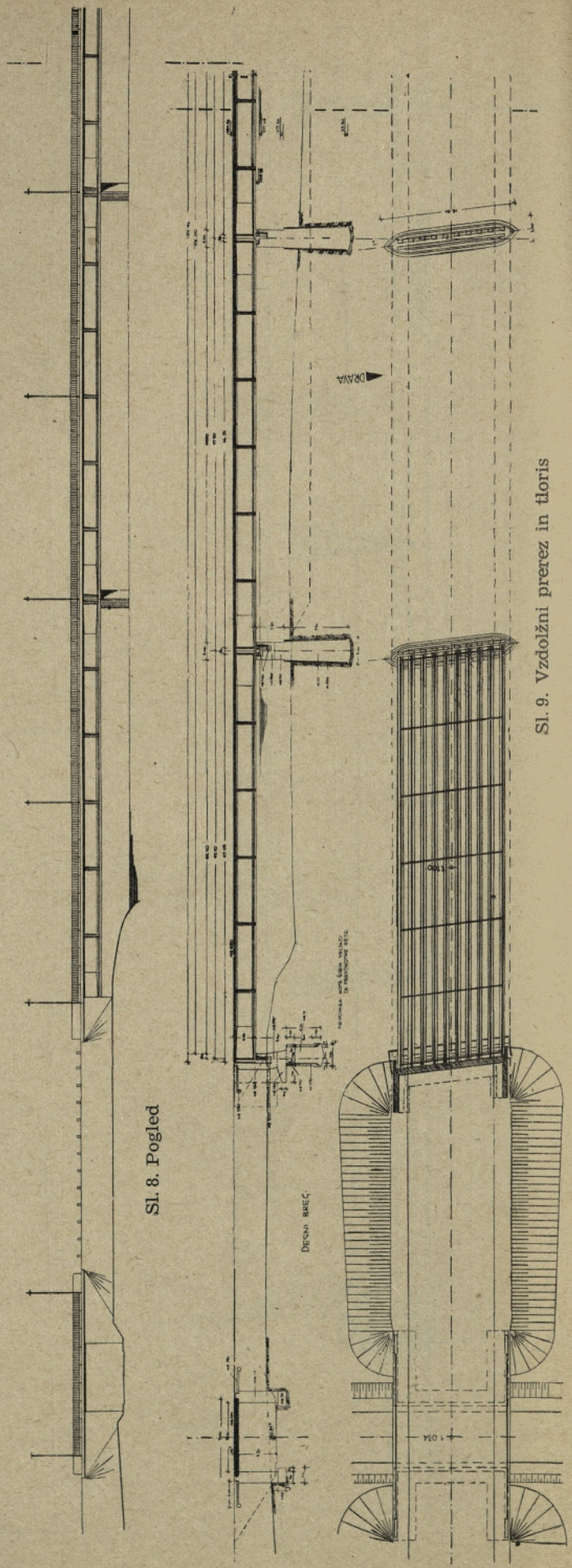
Glavna nosilca sta polnostenska in sicer zvarjena. Ležita v razdalji 8,00 m.Prečniki in vozišèna plošča, ki z njimi sodeluje, tvorijo ortotropno ploščo.

Vozišèna plošča je debela 20 cm. Prečniki leže v razmakih po 2,10 m. Ker vozišèna plošča sodeluje z glavnima nosilcema, je treba eliminirati natezne napetosti v betonu; to dosežemo tako, da poprej dvignemo jekleno konstrukcijo. Konstrukcijo sestavimo tako, da je na straneh dvignjena. Po končani montaži konstrukcijo zravnamo, nato pa močno nadvišamo in v tej legi zabetoniramo vozišèno ploščo. Po določeni dobi celotno konstrukcijo zravnamo in s tem v betonu ustvarimo zahtevano tlačno vnaprejšnjo napetost.

Nepomično ležišče je na obalnem oporniku. Vozišèna plošča je iz MB-300 in J-37. Za glavne nosilce uporabimo J-52, za vse ostale pa J-37. Temelji so iz MB-70, stebri in oporniki pa iz MB-160. Oder je potreben samo za prvo polovico prvega polja, vse ostalo pa montiramo s prosto konzolno montažo.

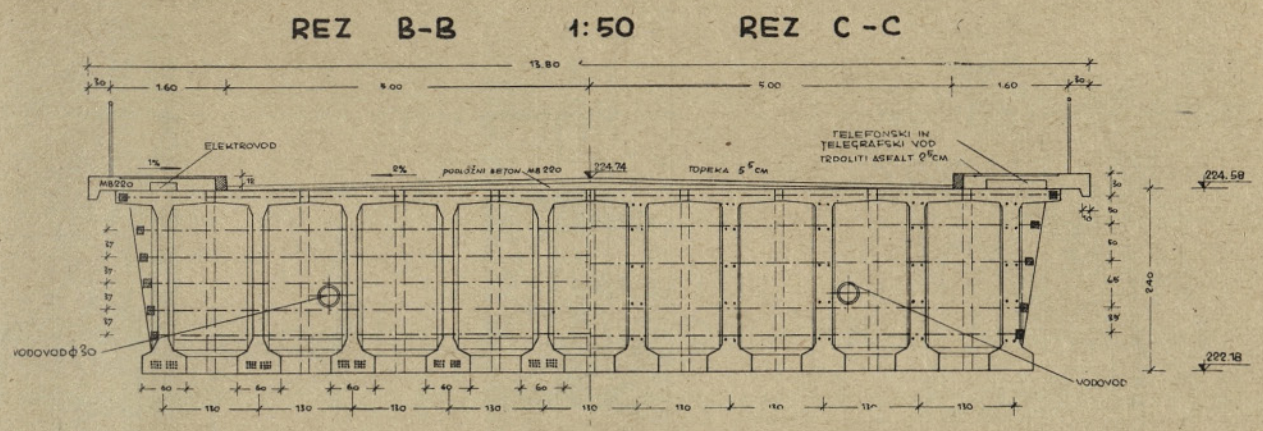
4. Šifra 31415-Črta (odkup). Projektant Institut za jeklene konstrukcije Univerze v Ljubljani (sliki 16 in 17).

Glavno nosilno konstrukcijo tvorita dva jeklena neprekinjena polnostenska zvarjena nosilca prek 5 polj z ortotropno vozišèno ploščo. Razpetine polj znašajo 36,00 m. Glavna nosilca ležita 7,20 m narazen. Razmaki

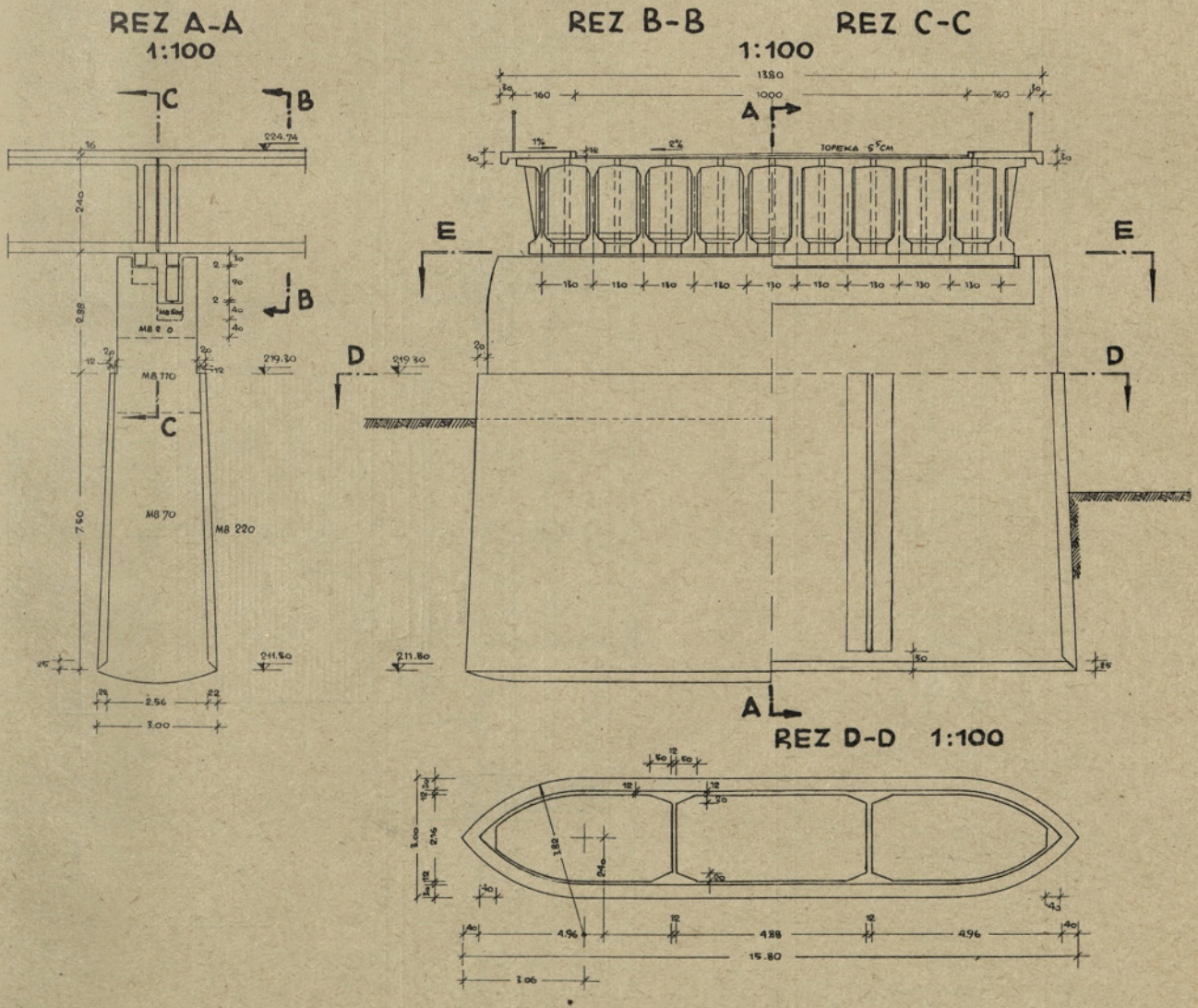


Sl. 8. Pogled

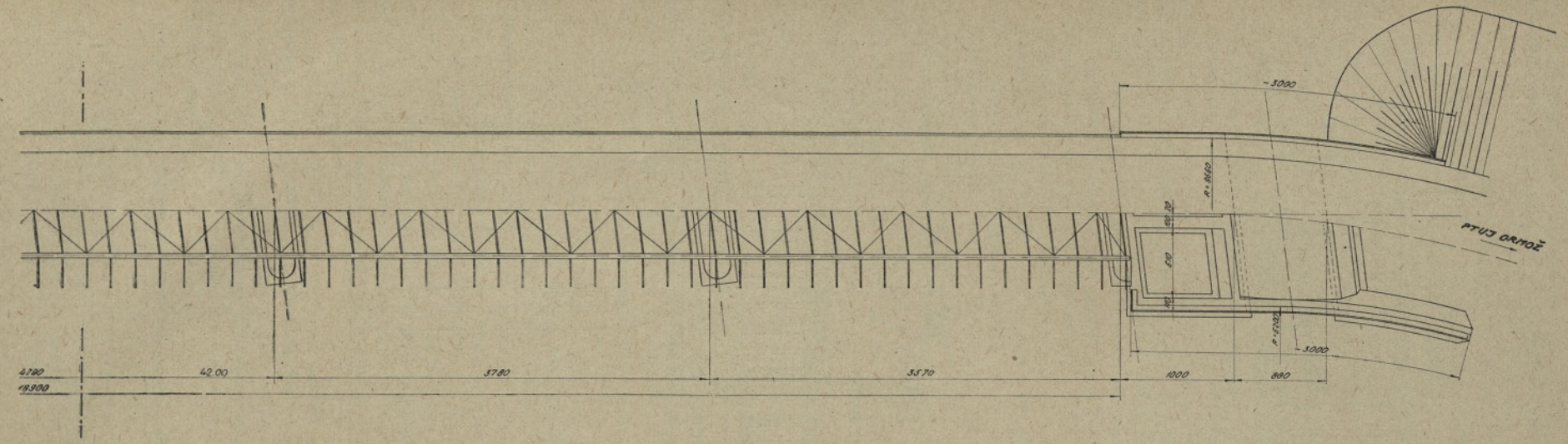
Sl. 9. Vzdolžni prerez in tloris



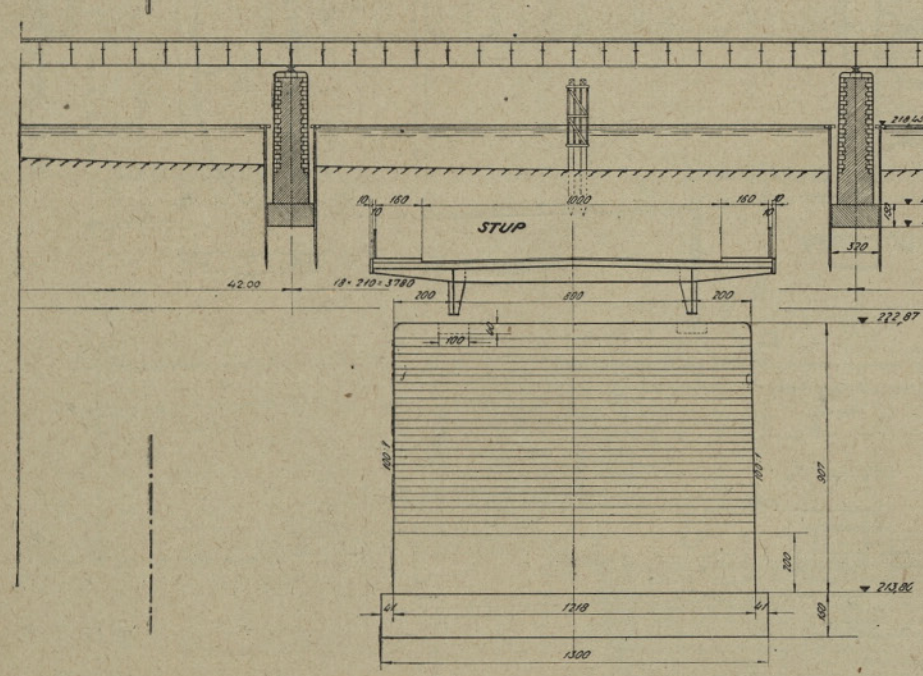
Sl. 10. Prečni prerez



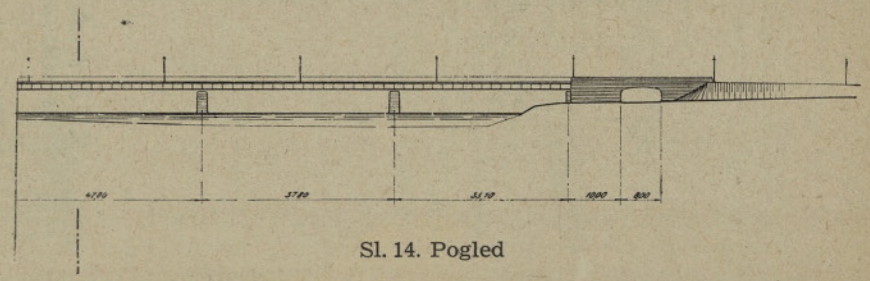
Sl. 11. Rečni steber



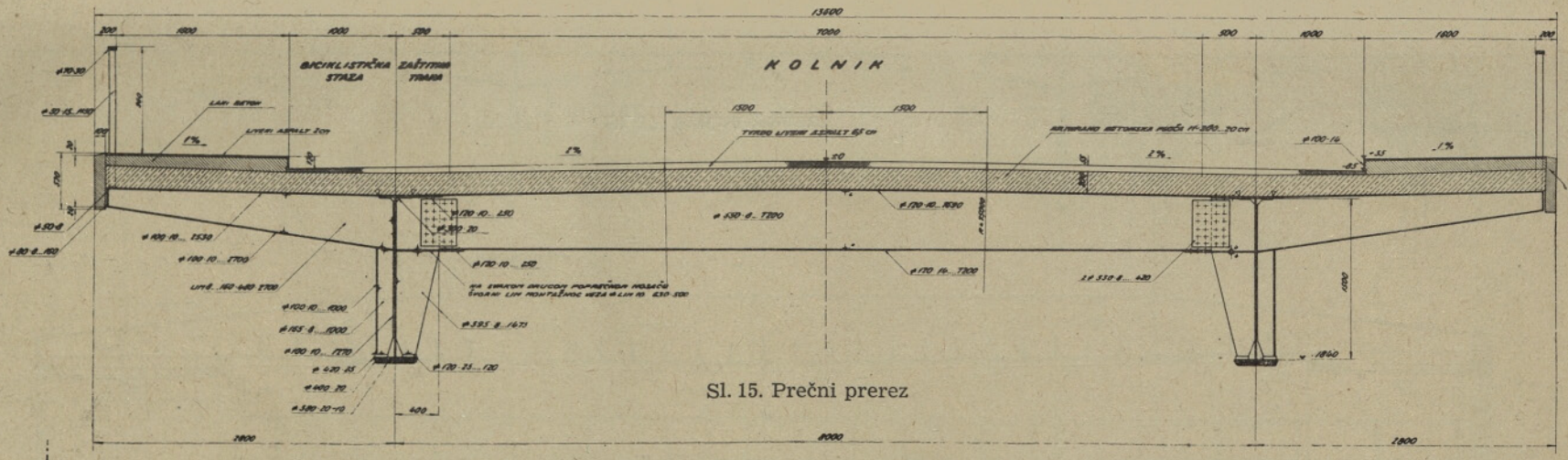
Sl. 12. Tloris in vzdolžni prerez



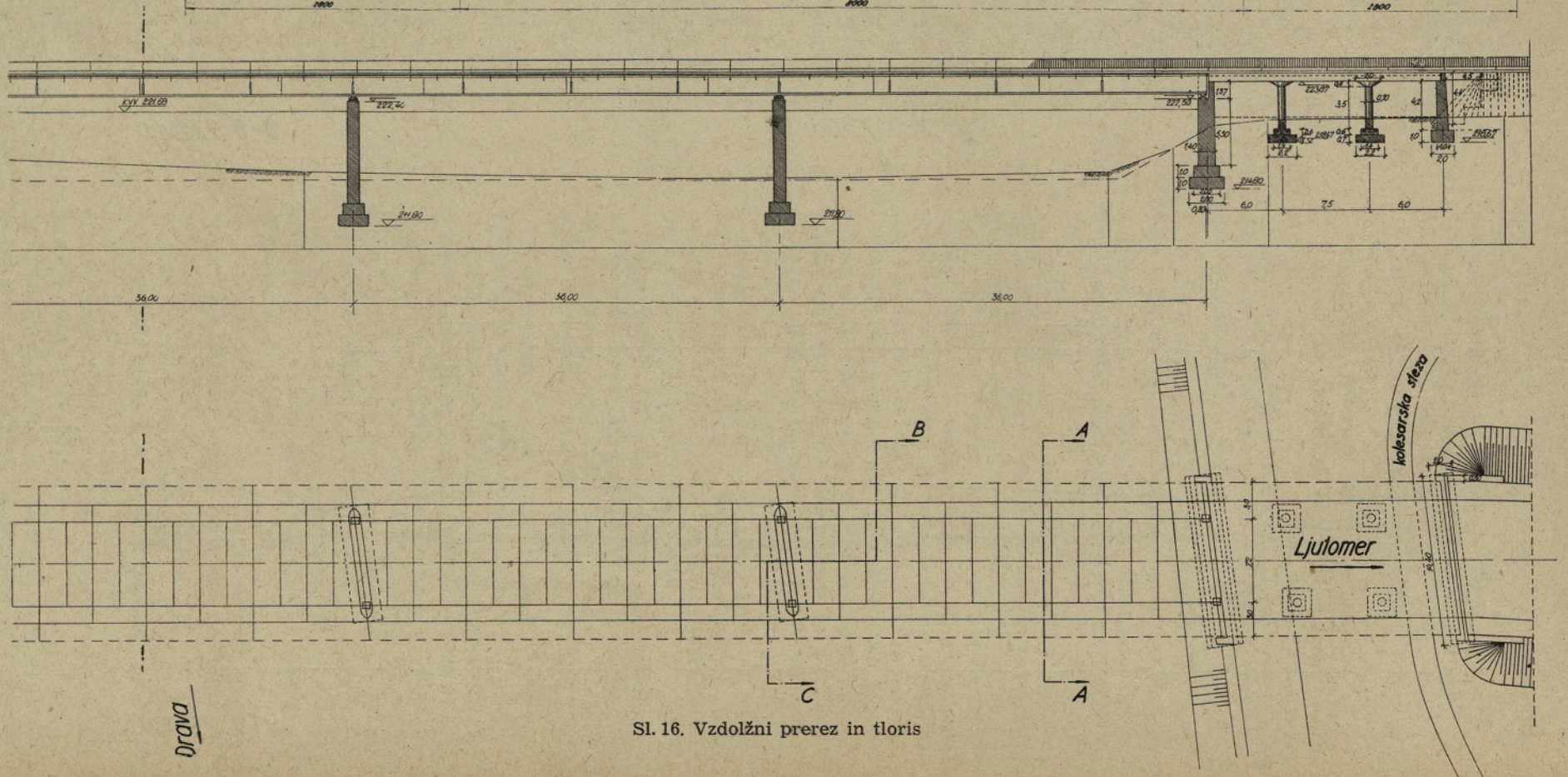
Sl. 13. Rečni steber



Sl. 14. Pogled

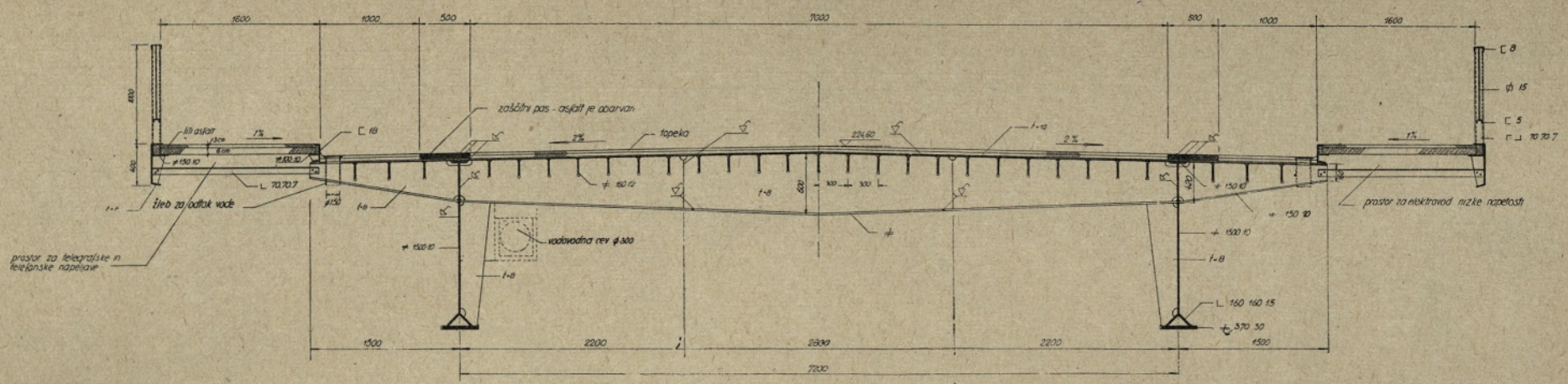


Sl. 15. Prečni prerez



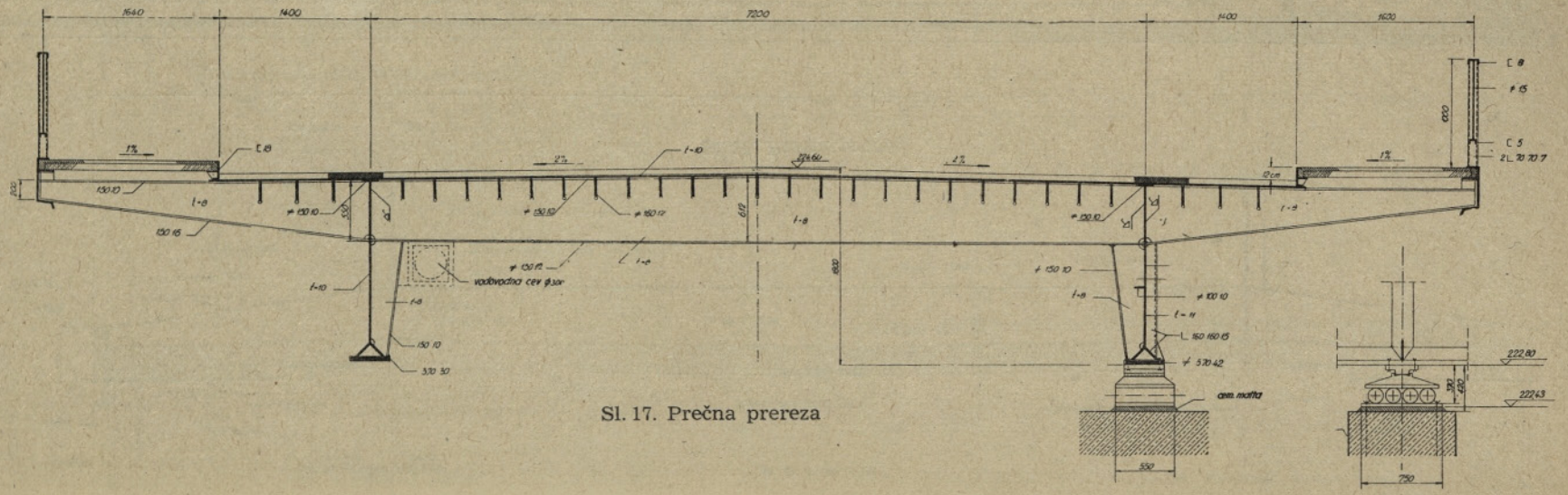
Sl. 16. Vzdolžni prerez in tloris

PREREZ A-A

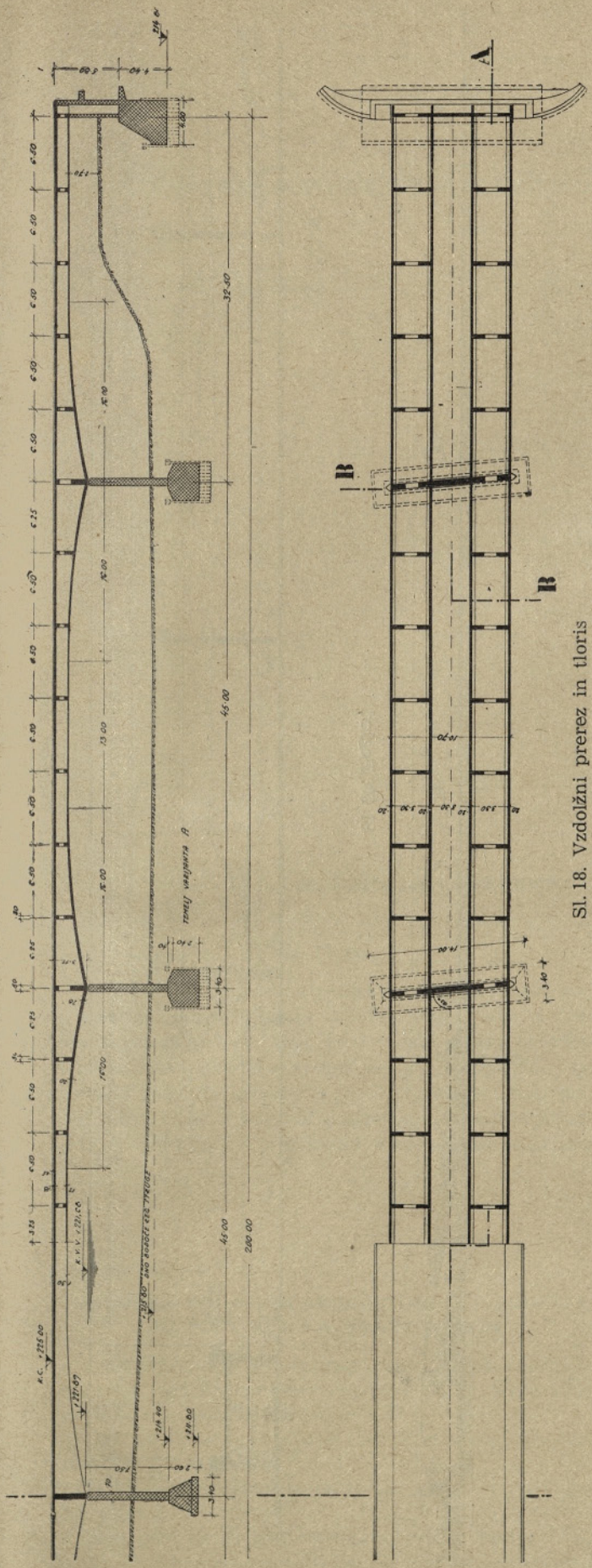


PREREZ B-B

PREREZ C-C



Sl. 17. Prečna prereza



Sl. 18. Vzdolžni prerez in tloris

med prečniki znašajo 2,25 m. Jeklena voziščna plošča, debela 10 mm, je ojačena z rebrci 160 × 12, ki leže po 300 mm vsaksebi. Višina glavnih nosilcev je 1653 mm.

Hodnik tvorijo montažne železobetonske plošče iz MB-300, ki leže na jeklenih podolžnih nosilcih.

Nosilna konstrukcija je deloma iz J-37, deloma pa iz J-52.

Nepomično ležišče je na desnem oporniku.

Oporniki in rečni stebri so iz MB-110, temelji pa iz MB-70.

Nosilna konstrukcija podhoda na levem bregu je gobasta plošča iz MB-300. Podvoz na desnem bregu je železobetonski okvir iz MB-220.

5. Šifra 95954-Ptuj (odkup). Projektant ing. Franc Belle, sodelavec ing. Franc Serša, Ljubljana (sliki 18 in 19).

Konstrukcija je železobetonski neprekinjeni nosilec prek 5 polj z razpetinami 32,5 + 3 × 45,0 + 32,5 = 200,0 m. Podhod na levem bregu je vključen v glavno premostitev.

Nosilno konstrukcijo sestavljata 2 votla nosilca, ki sta povezana z voziščno ploščo. V srednjem delu polj znaša višina nosilcev 1,30 m, proti vmesnim podporam pa se poveča na 3,11 m. Debelina voziščne plošče znaša 18 cm. Spodnja plošča je v srednjem delu debela 14 cm, proti vmesnim podporam pa se debelina poveča na 28 cm. Debelina stojin znaša 20 cm.

Prečniki so nameščeni samo v votlih nosilcih, in sicer v razdaljah po 6,25 m in 6,50 m. Nad podporama sta povezana oba votla nosilca s poševnimi prečniki. V zgornjem delu imajo prečniki pravokotne izreze za namestitev instalacij.

Konstrukcija je podprta na vseh podporah s peresnimi ležaji. Rečni stebri so vitke železobetonske stene, debeline 70 cm, krajni podpori pa steni, debeli 20 cm. Vse stene so spodaj polno vpete v temelje.

Avtor predvideva poleg običajnega načina fundiranja tudi možnost izvedbe temelja z injiciranjem gramozne podlage s cementno malto. Nosilna konstrukcija je iz MB-300 in J-37. Podpore so iz MB-220, temelji pa iz MB-160 in 110.

6. Šifra 86420-Simplex (odkup). Projektant prof. ing. Svetko Lapajne, Ljubljana (slike 20, 21 in 22).

Glavno konstrukcijo tvorita dva neprekinjena nosilca škatlaste oblike prek 5 polj, z razpetinami 32,90 + 3 × × 41,00 + 32,90 = 188,80 m. Višina nosilcev je kostantna razen ob rečnih stebrih, kjer so na dolžino 5,00 m rahlo zaokrožene vute. V polju znaša višina nosilcev 2,32 m, nad vmesno podporo pa 3,22 m.

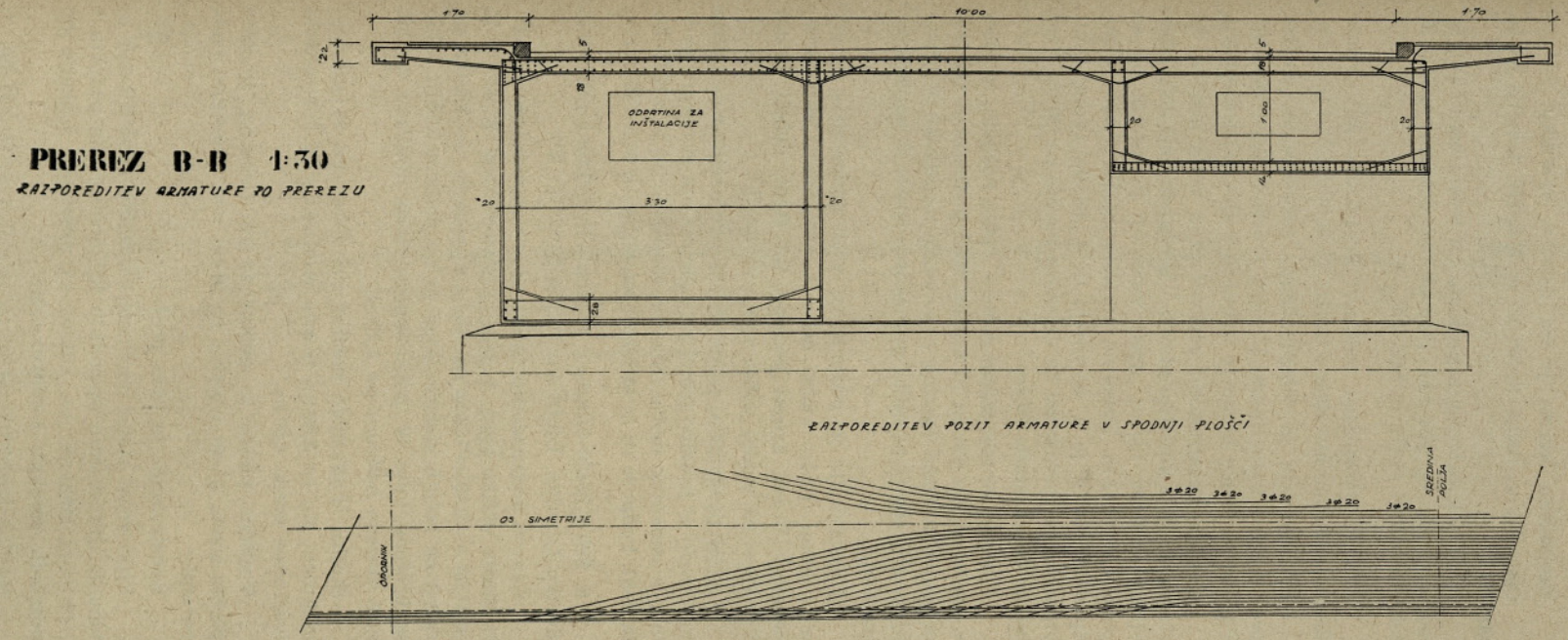
Stojini škatlastega nosilca sta debeli po 26 cm; razmaknjeni sta za 2,08 m. Svetla razdalja med škatlastima nosilcema znaša 4,80 m.

Voziščna plošča je debela 26 cm. Debelina spodnje plošče znaša 26 cm v polju in 36 cm nad vmesnimi podporami.

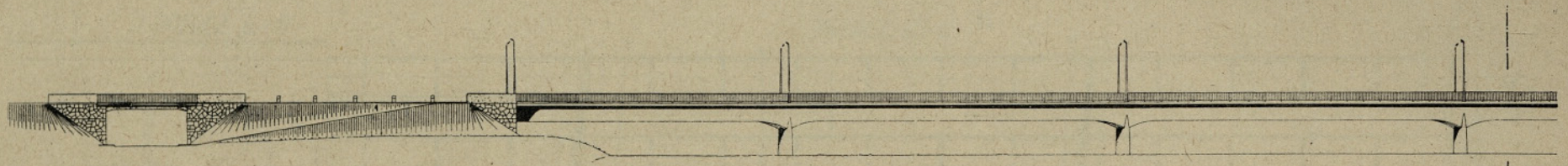
Konstrukcija je brez prečnikov.

Vitki rečni stebri so vpeti v nosilno konstrukcijo in temelje. Na obalnih opornikih je konstrukcija podprta z nihalnimi stenami, na katere se prenašajo reakcije po posebnih vešalnih konstrukcijah.

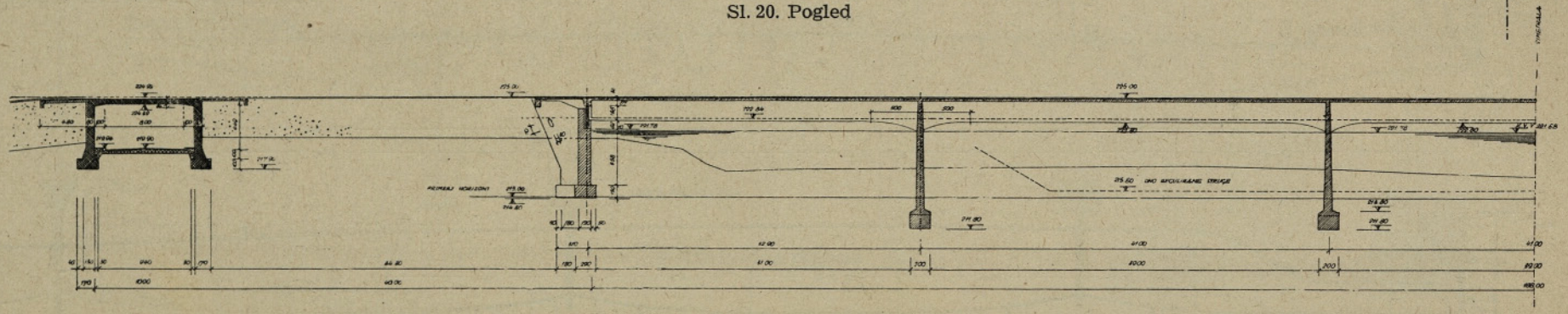
Nosilna konstrukcija in rečni stebri so iz MB-300 in J-37. Oporniki so iz MB-220, nihalne stene pa iz MB-300.



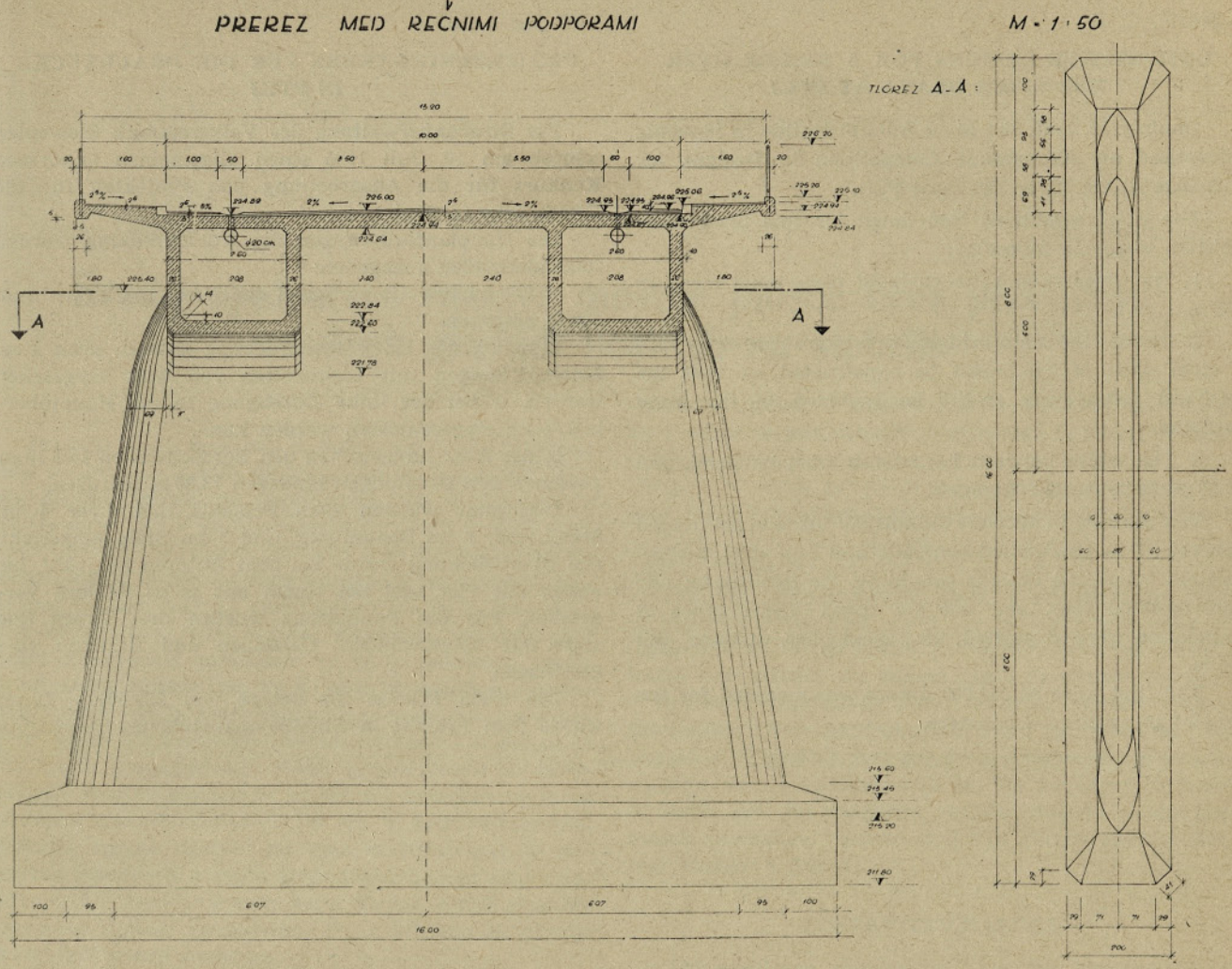
Sl. 19. Prečni prerez in razpored armature v spodnji plošči



Sl. 20. Pogled



Sl. 21. Vzdolžni prerez



Sl. 22. Prečni prerez med vmesnimi podporami in tloris rečnega stebra

III. Sklep

Predloženih je bilo 10 projektov. Štirje natečajniki so predložili projekte mostu iz železobetona, trije iz vnaprej napetega betona, trije pa iz jekla. Osem avtorjev je premostitev izvedlo s petimi, eden s štirimi, eden pa s šestimi polji. Za temeljenje so bili predloženi trije različni načini, in sicer s pomočjo zagatnic, s kesoni in z vodnjaki. V splošnem so projektanti posvetili več pozornosti zgornji konstrukciji, manj pa temeljenju. Uprava za ceste LRS je dobila torej idejne projekte, ki so prikazali skoraj vse možnosti za izvedbo mostu. Ker je večina projektov res zelo kvalitetna, lahko rečemo, da je natečaj v celoti uspel.

Ocenjevalna komisija je svetovala investitorju, naj naroči glavni projekt po prvem in drugem nagrajenem idejnem projektu. Ustreznejšo mostno konstrukcijo bo lahko izbrati, ko bosta izdelana tudi točna predračuna.

J. Starič, ing. civ.

CONCOURS POUR L'ELABORATION DES PROJETS DU PONT SUR LA DRAVE A PTUJ

L'administration des chaussées en Slovénie a lancé le 10 Juillet 1955 un concours anonyme pour l'élaboration des projets du pont sur la Drave à Ptuj.

Les conditions principales de la mise au concours furent les suivantes:

1) La portée effective entre les piles de rive doit être 188 m.

2) A côté de la traversée principale il faut prévoir encore deux ouvertures latérales de 8 m de portée dont le passage gauche peut être inclus dans la traversée principale.

3) La largeur entre les pierres de bordure doit être 10 m et entre les parapets 13,20 m.

En tout 10 projets furent presentés, à savoir 4 en béton armé, 3 en béton précontraint et 3 en acier. Huit auteurs ont prévu la traversée par cinq, un auteur par quatre et un auteur par six travées. Pour la fondation trois manières d'exécution furent présentées, à savoir à l'aide de palplanches, de caissons ou de puits.

Le premier prix qui était de 250.000 dinars fut décerné pour le projet en béton armé.

J. Starič, C. E.

COMPETITIVE DESIGNS FOR A BRIDGE OVER THE RIVER DRAVA AT PTUJ

On July 10, 1955, the Road Administration in Slovenia advertised an Anonymous Competition in Designs for a Bridge of the River Drava at Ptuj.

The chief conditions laid down for this prize competition were the following:

1. The clear span between bank piers must measure 188 m.

2. Besides the main bridging two lateral openings with a clear span of 8 m. must be constructed so, that the lefthand passageway might be included in the main bridging.

3. The width between kerbstones must be 10 m., and 13.20 m. between the parapets.

Ten projects in all were submitted; viz. 4 in reinforced concrete, 3 in prestressed concrete, and 3 in steel. 8 competitors submitted designs providing for five spans; one contemplated four, and one six spans. Three types of foundation were submitted; viz., sheet piles, caissons, and wells.

The first prize of 250.000 dinars was awarded for the project in reinforced concrete.

Dipl.-Ing. J. Starič

PROJEKTEN-KONKURS FÜR DIE DRAUBRÜCKE IN PTUJ

Die Straßenverwaltung der Volksrepublik Slowenien schrieb am 10. Juli 1955 einen allgemeinen anonymen Konkurs für die Ausarbeitung von Projekten für die Draubrücke in Ptuj aus.

Die Hauptanforderungen der Ausschreibung wurden folgendermaßen angegeben:

1. Die Lichtweite zwischen den Uferwiderlagern muß 188 m betragen,

2. neben der Hauptüberbrückung müssen noch zwei Seitenöffnungen mit Lichtweiten von 8 m vorgesehen werden, wobei der linke Durchgang in die Hauptüberbrückung eingeschlossen werden kann.

3. der Abstand zwischen den Bordschwellen soll 10 m, zwischen den Brüstungen hingegen 13,20 m betragen.

Insgesamt wurden zehn Projekte und zwar 4 im Stahlbeton, 3 im Spannbeton und 3 im Stahl eingericht. Die Überbrückung wurde bei acht Autoren mit fünf, bei einem mit vier und bei einem mit sechs Feldern vorgesehen. Für die Fundierung wurden drei Typen und zwar mit Spundwänden, Caissonen und Brunnen vorgeschlagen.

Die erste Prämie im Betrag von 250.000.— Dinar wurde dem Projekt in Stahlbetonausführung zuerkannt.

Ing. Svetko Lapajne

DK 624.073 : 624.21

Študij upetostnih razmer mostne plošče brez prečnikov v dveh glavnih nosilcih na stebrih

UVOD

Pri zelo starih mostovih iz ojačenega betona opazimo često sistem zelo gostih prečnih nosilcev vgrajenih med dva glavna nosilca. Že dolgo vemo, da je tak sistem negospodaren, kajti vsak posamezen prečnik je moral biti dimenzioniran na polno največjo obtežbo predpisanega vozila (zadnja kolesa parnega valjarja z dinamičnim faktorjem). Če smo razstoje prečnikov večali, se je gospodarnost konstrukcije tudi večala; dimenzije in armaturni vložki posameznih prečnikov so se le neznatno večali zaradi poviška lastne teže, kajti odločilni upogibni moment zaradi dveh težkih koles valjarja je ostal isti; istočasno se je število teh prečnikov močno reduciralo, v tem pa je bilo bistvo gospodarnosti. Višek gospodarnosti so predstavljali razstoji prečnikov, enaki ali nekoliko večji od razstojev glavnih nosilcev. Vozišče s križnoarmiranimi ploščami, močno upetimi na vseh štirih straneh je nezadržno izpodneslo s svojo gospodarnostjo vse ostale dosedanje tipe vozišče konstrukcije. Ta tip je tudi še danes nedvomno najbolj gospodaren, če se oziramo na porabo betona in jeklene armature.



Slika viadukta v Stični

Najnovejša doba je prinesla v konstruktivno prakso še nove gospodarnostne in konstruktivne vidike. Pocenitev betona in jekla, podražitev lesa in delovne sile so silile razvoj naših mostnih konstrukcij v smeri enostavnosti in cenenosti opažev, v smeri enostavnosti oblik, tudi če bi take oblike terjale nekoliko več betona in jekla. Nadalje: Sodobna prometna tehnika zahteva, da se mostne konstrukcije v vsem prilagode zahtevam trase zgornje komunikacije ter spodnje komunikacije ali vodotoka, s čemer so dobili vsi mostovi tlorisno poševne oblike, pravokotni mostovi so postali že skoraj redkost. Smotrna prilagoditev kvadratnih križnoarmiranih plošč s pravokotnimi rebri na poševno postavljene stebre je pa često zelo težka ali nemogoča. Na drugi strani je medtem tehniška znanost toliko napredovala, da imamo danes že znatno literaturo o statičnem fungiranju plošč (Bittner, Pucher, Guyon, Massonnet, Olsen-Reinitzhuber), tako, da ugotovitev notranjih sil v ploščah pod poljubno obtežbo ni več problematična, vsaj v aproksimaciji ne. Vse navedene okolnosti so rodile nov tip mostnega vozišča: mostno ploščo brez vsakih prečnikov, razpeto med dva glavna nosilca. (Primer viadukt v Stični.)

POSTAVITEV NALOGE

Pri statičnem raziskavanju mostne konstrukcije te vrste se pojavi glavno vprašanje: stopnja upetosti mostne plošče v glavnih nosilcih. Jasno je, da ta stopnja zavisi v glavnem od sledečih faktorjev:

od togosti same mostne plošče. Togost je lahko različna: za simetrično obremenitev, za antimetrično obremenitev, z druge strani polnoupeta ali tečajna,

od torzijske togosti nosilca,

od togosti stebra, v katerega je nosilec upet.

Pod togostjo razumemo vrtilni moment, pri katerem se opazovani element toliko deformira, da nastane na ležišču zasuk $\varphi = 1$.

Da se nalogi približamo na najenostavnejši način, bomo reševali ločeno dve nalogi:

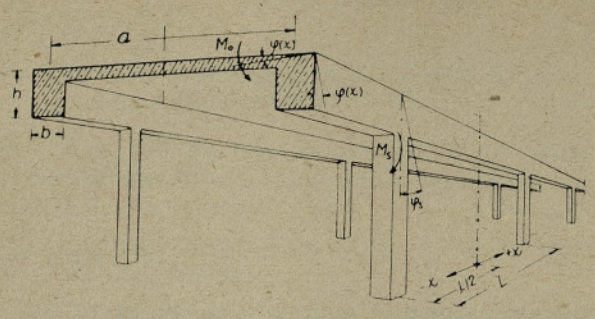
A. Plošča je neobremenjena, pod vplivom nekega gonilnega momenta se glavni nosilec nad stebrom zavrti za kot φ_s.

B. Plošča je enakomerno obremenjena, glavni nosilec je na stebru polno upet (zasuk $\varphi_s = 0$).

Določitev oznak:

E ... elastični (Yungov) modul
G ... strižni modul ($\cong 3/8$ E)
J ... vztrajnostni moment
b ... širina nosilca (ožja stranica)*
h ... višina nosilca (daljša stranica)*
a ... razpon plošče
L ... razpon med stebri nosilca.

* Če je nosilec širši kot višji, se b in h zamenjata.



W_{pl} ... Odpornost plošče proti zasuku na ležišču:

$\frac{2 E J_{pl}}{a}$ za simetrični zasuk

$\frac{6 E J_{pl}}{a}$ za antimetrični zasuk

$\frac{4 E J_{pl}}{a}$ za polno upetost na nasprotnem nosilcu

$\frac{3 E J_{pl}}{a}$ za tečajno ležišče na nasprotnem nosilcu

W_{pl} in J_{pl} se nanašata na enoto dolžine (x)

W_{torz} ... odpornost nosilca proti zasuku na enoto dolžine (x) = $G b^3 h \eta$
po Kasalu: Željezobeton str. 105

za kvadrat	pravokotnik			ploščo
1:1	1:2	1:4	1:8	1 ∞
η = 0,140	0,229	0,281	0,307	0,333

za $G = 3/8\ E$ $\quad W_{torz} = 3/8\ E\ b^3\ h\ \eta$

$\varrho = \sqrt{\frac{W_{torz}}{W_{pl}}}$ predstavlja karakteristično dolžino.

Rešitev za primer A

Iščemo vpliv zasuka φ_s na nosilce in ploščo.
Zasuk nosilca v poljubni razdalji x od stebra je $\varphi = \varphi(x)$.
Zaradi zasuka $\varphi(x)$ se pojavi na plošči upetostni moment: $M_{plošče}$.

$$M_{plošče} = \varphi(x) \cdot W_{pl}$$

Torzijski moment v nosilcu je vsota vseh upetostnih momentov iz plošče:

$$M_{torz} = \int M_{pl}\, dx \qquad \frac{d M_{torz}}{dx} = M_{pl} = \varphi \cdot W_{pl} \qquad a)$$

Izprememba zasuka φ po dolžini je vezana na sam torzijski moment po sledečem zakonu:

$$M_{torz} = W_{torz} \cdot \frac{d\varphi}{dx} \qquad \frac{d M_{torz}}{dx} = W_{torz} \frac{d_2 \varphi}{dx^2} \qquad b)$$

Če izenačimo izraza a) in b), dobimo diferencialno enačbo:

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = \frac{W_{pl}}{W_{torz}} \varphi \qquad \frac{1}{\varrho 2} = \frac{W_{pl}}{W_{torz}}$$

Splošna rešitev: $\varphi = C \cdot \cosh(x/\varrho + c)$.

Če si postavimo koordinatni sistem tako, da pade pričetek v simetralo med dvema stebroma istega zasuka, potem je c = 0. Iz pogoja, da je zasuk na stebru enak φ_s pri abscisi x = L/2, dobimo:

$$M_{pl} = \varphi_s\ W_{pl} \frac{\sinh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (1)$$

in

$$M_{torz} = \varphi_s\, W_{pl}\, \varrho \frac{\sinh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (2)$$

Togost konstrukcije z upoštevanjem obeh strani stebra znaša:

$$T_m = 2\, W_{pl}\, \varrho\, \mathrm{tgh} \frac{L/2}{\varrho} \qquad (3)$$

Rešitev za primer B

Iščemo zasuk nosilca $\varphi(x)$ pri polni obtežbi plošče, pri čemer računamo nad stebrom s polno upetostjo ($\varphi_s = 0$). Zasuk nosilca v poljubni razdalji x znaša $\varphi = \varphi(x)$. Upetostni momenti plošče znašajo:

$M_{pl} = M_o - \varphi(x) \cdot W_{pl}$ $\quad M_o$ ... moment polne upetosti

Torzijski moment je vsota upetostnih momentov (+ konstanta)

$$M_{torz} = \int (M_o - W_{pl}\, \varphi_{(x)})\, dx \qquad \frac{d M_{torz}}{dx} = M_o - W_{pl} \cdot \varphi_{(x)} \qquad a)$$

Izprememba zasuka po dolžini je odvisna od velikosti torzijskega momenta.

$$M_{torz} = W_{torz} \left(-\frac{d\varphi}{dx}\right) \qquad \frac{d M_{torz}}{dx} = -\frac{d_2 \varphi}{dx^2} \cdot W_{torz} \qquad b)$$

Če izenačimo izraza a) in b) dobimo diferencialno enačbo:

$$\frac{d_2\varphi}{dx^2} = \frac{W_{pl}}{W_{torz}} \varphi - \frac{M_o}{W_{torz}} \qquad Z\ 1/\varrho^2 = \frac{W_{pl}}{W_{torz}}$$ dobimo rešitev:

Splošno: $\varphi = C \cosh x/\varrho + A$

Drugi odvod: $\frac{d_2\varphi}{dx^2} = -\frac{C}{\varrho^2} \cosh x/\varrho$

Pogoj za določitev konstant

$$-\frac{C}{\varrho^2} \cos x/\varrho = \frac{W_{pl}}{W_{torz}} \cdot C \cos x/\varrho + \frac{W_{pl}}{W_{torz}} A - \frac{M_o}{W_{torz}}$$

$A = \frac{M_o}{W_{pl}}$ in $C = \frac{M_o}{W_{pl}}$ če je $\varphi = 0$ za $x = L/2$

$$\varphi = \frac{M_o}{M_{pl}} \left[1 - \frac{\cosh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}}\right]$$

$$M_{pl} = M_o \frac{\cosh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (4)$$

$$M_{torz} = M_o \cdot \varrho \cdot \frac{\sinh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (5)$$

Moment polne upetosti v nezasučnem stebru znaša:

$$M_{gonilni} = 2\,M_o\,\varrho\,\mathrm{tg\,h}\,\frac{L/2}{\varrho} \quad \text{(za obe strani skupaj)} \qquad (6)$$

Kombinirana rešitev primerov A in B

Primer A lahko izračunamo šele tedaj, če nam je dana togost stebra T_s. Zasuk znaša po znanih principih:

$$\varphi_s = \frac{M_{gon}}{T_m + T_s} \qquad a)$$

pri čemer predstavlja:

T_m ... togost mostne konstrukcije, to je torzijsko odpornega nosilca s ploščo

T_s ... togost stebra.

$$T_s = \frac{3 \text{ do } 4\,E\,J_s}{L_s} \qquad \begin{matrix} 3 \ldots \text{za tečaj} \\ 4 \ldots \text{za polno upetost} \end{matrix}$$

$$M_{pl} = [M_o - \varphi_s\,W_{pl}]\,\frac{\cosh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad b)$$

Ker je $$M_{gon} = 2\,M_o\,\varrho\,\mathrm{tg\,h}\,\frac{L/2}{\varrho} \qquad (6)$$

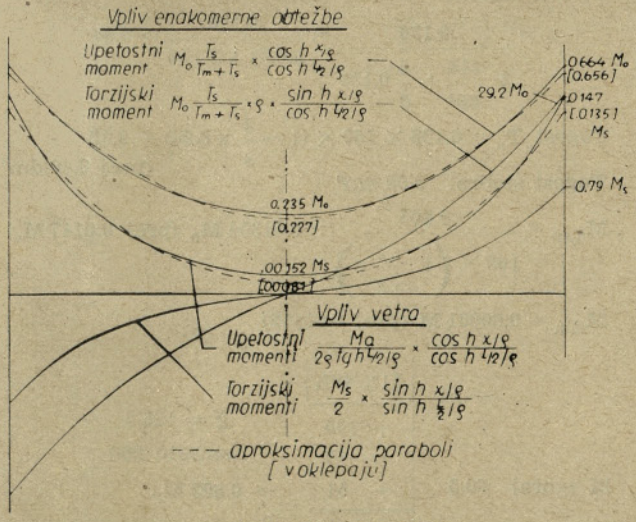
in $$T_s = 2\,W_{pl}\,\varrho\,\mathrm{tg\,h}\,\frac{L/2}{\varrho}$$

dobimo:

$$M_{pl} = M_o\,\frac{T}{T_m + T_s}\,\frac{\cosh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (7)$$

$$M_{torz} = M_o\,\frac{T_s}{T_m + T_s}\cdot\varrho\cdot\frac{\sinh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad (8)$$

$\frac{T_s}{T_m + T_s}$ prestavlja odstotek upetosti (po Crossu)



PRAKTIČNI PRIMER

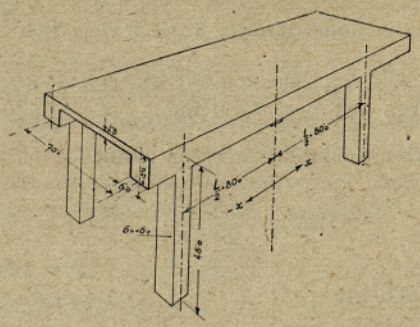
Vse mere v dm (decimetrih)

Za enakomerno obtežbo plošče:

M_o ... upetostni moment polne upetosti

Simetrična odpornost plošče (za 1 dm dolžine)

$$W_{pl} = E\,x\,\frac{2\,x\,2.8^3}{12}\,x\,\frac{1}{70} = 0.052\ \mathrm{dm^2}\,x\,E$$



Torzijska odpornost nosilca (za dm dolžine)

$$W_{torz} = E\,x\,\frac{3}{8}\,x\,6.0^3\,x\,8.0\,x\,0.177 = 115\ \mathrm{dm^2}\,x\,E$$

$$\varrho = \sqrt[2]{\frac{115}{0.052}} = 47\ \mathrm{dm}$$

cosh x/ϱ :	za x = 0	1.00	za x = 8.0	2.828
sinh x/ϱ :	za x = 0	0	za x = 8.0	2.646
tgh x/ϱ :	za x = 0	0	za x = 8.0	0.935

Togost mostne konstrukcije:

$$T_m = 2\,W_{pl}\,\varrho\,\mathrm{tg\,l}\,\frac{L/2}{\varrho} = 2\,x\,0.052 \times 47\,x\,0.935\,E = 4.57\,E\ \mathrm{dm^3}$$

Togost stebra 60/60 cm, višine 4.80 m:

$$T_s = \frac{4\,E\,6.0 \times 6.0^3}{12\,x\,48} = 9.0\,E\ \mathrm{dm^3}$$

V odstotkih znaša upetost: $\frac{9.0}{9.0 + 4.57} = 66.4\,\%$.

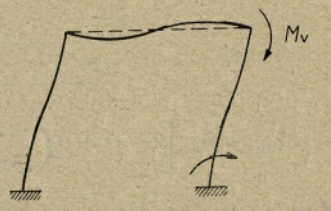
$$M_{up} = M_o \times 0.664 \times \frac{\cosh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad \begin{matrix} \text{za } x = 0 & 0.235\,M_o \\ \text{za } x = \frac{L}{2} & 0.664\,M_o \end{matrix}$$

$$M_{torz} = 0\,664 \times 47\,\frac{\sinh x/\varrho}{\cosh \frac{L/2}{\varrho}} \qquad \begin{matrix} \text{za } x = 0 & 0 \\ \text{za } x = \frac{L}{2} & 29.2\,M_o \end{matrix}$$

Rezultati so nanešeni v diagramu.

Za horizontalno obtežbo (z vetrom)

Vsi stebri so enako obremenjeni s silo H, ki povzroča v glavi stebra moment M_v pri polni upetosti zgoraj in spodaj.



Antimetrična togost plošče:

$$E \cdot 6\,\frac{x\,2.8^3}{12}\,x\,\frac{1}{70} = 0.156\ \mathrm{dm^2}\,x\,E$$

Torzijska odpornost nosilca (kot prej)

$$\varrho = \sqrt[2]{\frac{115\ \mathrm{dm^2} \times E}{0.156}} = 27\ \mathrm{dm}$$

cosh :	za x = 0	1.00	za x = 80.0	9.670 tg h
sinh :	za x = o	0	za x = 8.00	9.623
tg h :	za x = 0	0	za x = 8.00	0.995

Togost mostne konstrukcije: $T_m = 2\,W_{pl}\,\varrho\,\mathrm{tg\,h}\,\frac{L/2}{\varrho} =$

$= 2\,E \times 1.156 \times 27 \times 0.995 = 8.40\,E\,dm^3$ } { 48.5 %
Togost stebra kot prej $9.0\,E\,dm^3$ } { 51.5 %

Po Crossovem postopku se izvrši zasuk

— 48.5	48.5 % 51.5 %	
	+ 100	$\Sigma = 122.8$
M zgoraj 0.790 Mv	— 51.5	namesto 2.00
M spodaj 1.21 Mv	+ 48.5	→ 0.79 Mv
	+ 100	
	— 25.7	$P = 0.0163$
	+ 74.3	→ 1.21 Mv

M_{pl} ob stebru:

izračunano iz enačb 1 — 2 za $x = \frac{L}{2}$ za $x = 0$

$$M_{pl} = \frac{M\ \text{zgoraj}}{2\,\varrho\,\mathrm{tg\,h}\,\frac{L/2}{\varrho}} \cdot \frac{\cos x/\varrho}{\cos h\,\frac{L/2}{\varrho}} = \frac{0.79\ \text{Mv}}{54 \cdot 0.995} \cdot \frac{\cos x/\varrho}{9.67}$$

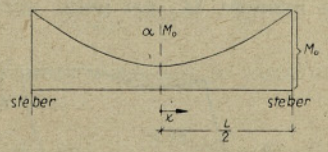
Za $x = L/2$ $M_{pl} = 0.0147$ Mv
Za $x = 0$ $M_{pl} = 0.0152$ Mv

$$M_s = 0.79\,M_v$$

Spredaj izvedeni način računskega postopka je bil uporabljen pri statični raziskavi viadukta v Stični. Ker so bili v konkretnem primeru stebri zamaknjeni, je bil vpliv podajnosti glavnih nosilcev ter pripadajočega torzijskega zvitja celotne konstrukcje še posebej priračunan.

APROKSIMATIVNA REŠITEV

Za prakso inženirja, ki morda nima pri roki tabel za hiperbolične funkcije, se da ves račun izvesti tudi brez reševanja diferencialne enačbe s tem, da se razdelitev upetostnih momentov po hiperboličnem cosinusu zamenja s parabolično razdelitvijo. Pri taki razdelitvi se z upoštevanjem elastičnih upetostnih pogojev hitro pride do približnega rezultata. Razlika od točnega rezultata ni velika.



$$M_{up} = M_o \left[1 - \alpha + \alpha\left(\frac{x}{L/2}\right)^2\right]$$

$$M_{torz} = \int M_{up}\,dx = M_0 \left[x - \alpha\,x + \frac{\alpha}{3}\,L/2\left(\frac{x}{L/2}\right)^3\right] + C_1$$

$$\text{Zasuk } \varphi = \int_o^x \frac{M_{torz}}{W_{torz}}\,dx$$

$$\varphi\,(x) = \frac{M_o}{W_{torz}}\left[\frac{x^2}{2} - \alpha\,\frac{x^2}{2} + \frac{\alpha\,(L/2)^2}{12}\left(\frac{x}{L/2}\right)^4\right] + C_1\,x + C_2$$

Če je na stebru zasuk o potem je

$$\varphi_{(k=o)} = \frac{M_o}{W_{pl}}$$

Isti zasuk znaša tudi

$$\varphi_{(x=o)} = -\frac{M_0}{W_{torz}}\left(\frac{L/2}{2}\right)^2\left[1 - \alpha + \frac{\alpha}{6}\right]$$

$$\frac{M_0\,(L/2)^2}{2\,W_{torz}} \times (1 - 5/6\,\alpha) \qquad (a)$$

Isti zasuk znaša tudi

$$\varphi_{(x=o)} = \frac{\alpha\,M_0}{W_{pl}} \qquad (b)$$

Torej: (a) = (b)

$$\frac{\alpha}{W_{pl}} = \frac{(L/2)^2}{2\,W_{torz}} \times \left(1 - \frac{5}{6}\,\alpha\right)$$

$$\alpha = \frac{W_{pl}}{\frac{2\,W_{torz}}{(L/2)^2} + \frac{5}{6}\,W_{pl}} \qquad (9)$$

$$M_{torz} = M_o \cdot \frac{L}{2}\left(1 - \frac{2}{3}\,\alpha\right) \qquad (10)$$

$$\text{Togost } T = W_{pl} \cdot L \cdot \left(1 - \frac{2}{3}\,\alpha\right) \qquad (11)$$

Isti praktični primeri v aproksimativni izvedbi

Primer enakomerne obtežbe:

$$\alpha = \frac{W_{pl}}{\frac{2\,W_{torz}}{L^2} + \frac{5}{6}\,W_{pl}} = \frac{0.052}{2\,\frac{115}{80^2} + \frac{5}{6}\,0.052} = \frac{0.052}{0.036 + 0.0434} = 0.655 \text{ (prej 0.646)}$$

$M_{o\,min} = 0.345$ (prej 0.354)

Togost $T = W_{pl} \cdot 2\,L \cdot (1 - 2/3\alpha) =$

$= 0.052 \times 160 \times 0.564 = 4.70$ (prej 4.57)

$T_s = 9.0$, stopnja upetosti: $\frac{9\,0}{9.0 + 4.70} = 0.656$ (prej 0.664)

$M_{max} = 0.656$ (prej 0.664) $M_{min} = 0.227$ (prej 0.235)

Primer vetra:

$$\alpha = \frac{0.156}{2 \cdot \frac{115}{80^2} + \frac{5}{6}\,0.156} = \frac{0.156}{0.036 + 0.130} = 0.94$$

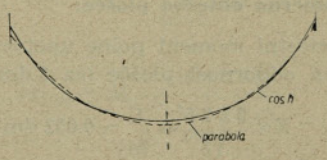
Togost $T_n = 0.156 \times 160 \times (1 - \frac{2}{3} \times 0.94) = 9.35$ (prej 8.40) dm^2

Togost stebra: $9.00\ dm^3$

$$M_{max} = \frac{0.805}{160 \times \left(1 - \frac{2}{3}\,\alpha\right)} = 0.01354\,M_o \text{ (prej } 0.0147\,M_v)$$

$M_{min} = 0.00081\,M$ (prej 0.00152)

— 51	51%/49%	
	+ 100	$\Sigma = 126.5$
	— 49	namesto 200
M zgoraj 80.5	+ 51	→ 0.805 M_v
	+ 100	
	— 24.5	$P = 0.0158$
M spodaj 119.5	+ 75.5	→ 1.195 M_v



S. Lapajne, ing. civ.

TRAITE DES RELATIONS D'ENCASTREMENT D'UNE DALLE DE PONT DANS DEUX POUTRES PRINCIPALES SUR COLONNES SANS POUTRES TRANSVERSALES

L'article traite les moments d'encastrement d'une dalle plate de pont encastrée dans deux poutres principales. Les poutres sont portées par des colonnes disposées à certaines distances. Les cas du chargement vertical uniforme et le cas du chargement horizontal (vent) sont calculés. Le résultat est donné en formules où la loi du cosinus hyperbolique est décisive pour la répartition des moments d'encastrement. La grandeur des moments d'encastrement dépend de la rigidité de flexion de la dalle, de la rigidité de torsion des poutres principales et de la rigidité de flexion des colonnes. A côté des formules pour la solution exacte, on donne des formules approximatives présupposant la répartition des moments d'encastrement selon la loi de parabole.

S. Lapajne, C. E.

A TREATISE ON FIXITY RELATIONS OF A BRIDGE SLAB SUPPORTED BY TWO GIRDERS ON COLUMNS WITHOUT CROSS BEAMS

The paper deals with fixed-end moments of a flat bridge slab fixed to two girders. The girders rest on columns spaced at given distances. Specific conditions of uniform vertical loading and horizontal loading (wind) were calculated. The result is given in formulae in which the rule of hyperbolic cosine is applicable to the distribution of the fixed-end moments. The extent of the fixed-end moments depends upon the flexural rigidity of the slab, on the torsional rigidity of the girders and on the bending rigidity of the columns. Besides formulae for exact solution, approximate formulae are likewise given, in which the distribution of tixed-end moments according to parabola rule is assumed.

Dipl.-Ing. S. Lapajne

STUDIE DER EINSPANNUNGSVERHÄLTNISSE DER AUF ZWEI HAUPTTRÄGERN UND SÄULEN RUHENDEN BRÜCKENPLATTE OHNE QUERBALKEN

Der Artikel behandelt die Einspannungsmomente einer ebenen in zwei Hauptträger eingespannten Brückenplatte. Die Träger stehen auf Pfeilern in bestimmten Abständen. Es wurde der Fall einer gleichmäßig verteilten vertikalen Belastung und der Fall der horizontalen Belastung (Wind) durchgerechnet. Das Resultat ist in Formeln wiedergegeben, in denen für die Verteilung der Einspannungsmomente das Gesetz des hyperbolischen Cosinus maßgebend ist. Die Größe der Einspannungsmomente ist abhängig von der Biegesteifigkeit der Platte, der Torsionssteifigkeit der Hauptträger und der Biegesteifigkeit der Pfeiler. Nebst den Formeln für die exakte Lösung sind auch Aproksimationsformeln, welche die Verteilung der Einspannungsmomente nach dem Parabelgesetz voraussetzen, angegeben.

TOVARNA JEKLENIH KONSTRUKCIJ, DVIGAL IN ROLET

RADNIK

ZAGREB
MANDIĆEVA 2

TELEFON 24-685, 24-340, 36-372 — TELEGRAM: RADNIK ZAGREB

Proizvaja jeklene konstrukcije: strešne konstrukcije, vrata, okna, razne rešetke, stopniščne ograje in vse ostalo stavbno ključavničarstvo

Dvigala: vse vrste osebnih kakor tudi tovornih in bolničnih dvigal po licenci svetovno znane firme »WERTHEIM-WERKE A. G. — WIEN«

Rolete: jeklene varnostne rolete, eslinger rolete iz črnega bosanskega bora, aluminijaste žaluzije in platnene samozavijače (flos rolete)

Ostali proizvodi: oljni samozapirači in ventusi ter razno okovje

Zastopstvo in montaža dvigal za LRS:

Liftservice **dipl. ing. Čebular Ludvik**
montažno-tehnično podjetje za električna in tovorna dvigala

Ljubljana, Cankarjeva ulica 4. Telefon 23-290

PROJEKTANTSKO PODJETJE

PROJEKTIVNI ATELJE

Sedež podjetja je v
LJUBLJANI, CANKARJEVA 18/IV
TELEFON: 21-316, 20-309, 20-320, 20-234, 23-062
20-388, 20-348

Izdeluje:

projekte splošne arhitekture
urbanistične projekte
(regionalne, krajevne
in zazidalne ter dajanje lokacij)
specialne projekte za mlekarne
projekte za kanalizacijo
in vodovode

Izvršujemo statiko za vse vrste konstrukcij visokih in nizkih gradenj

Podjetje za projektiranje
elektroenergetskih in prenosnih naprav

Elektroprojekt

Ljubljana, Hajdrihova 2/III

Izdelujemo projekte za:

hidroelektrarne
termoelektrarne
transformatorske postaje
vseh napetosti
daljnovode vseh napetosti
hladilne stolpe
pregrade
rekonstrukcije hidroelektrarn
in termoelektrarn

Dajemo strokovne nasvete in mnenja

Ing. Carmen Jež-Gala

DK 531.22 : 624.014.2 : 340.68

Današnje stanje raznih predpisov o stabilitetnih problemih pri jeklenih konstrukcijah

I. Splošno

Uvod. — Pregled nekaterih evropskih predpisov o stabilitetnih problemih in medsebojna primerjava. — Kritična uklonska napetost in varnost (splošno, teoretične osnove za σ_{kr}, primerjava krivulj $\sigma_{kr} - \lambda$ in $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ za Je-37, vpliv preostalih napetosti na diagram $\sigma_{kr} - \lambda$). — Zaključki.

1. UVOD

Danes v različnih državah uporabljajo različne predpise za stabilitetne probleme. Večina evropskih držav obravnava uklon, izbočenje in zvrnitev kar v splošnih predpisih za jeklene konstrukcije, medtem ko imata Avstrija in Nemčija posebne obsežne predpise. Različna gledanja v posameznih državah o teh problemih, ki se izražajo v predpisih, imajo za posledico, da so konstrukcije dimenzionirane z različno varnostjo in ni možno primerjati ekonomičnosti zasnove in izvedbe. Enotnost teh predpisov vsaj v evropskem merilu bi nudila znatne prednosti. Tako bi imeli enaka merila za dimenzioniranje. S podrobnejšo primerjavo sedanjih predpisov za uklon in izbočenje pa bi se tudi razčistilo vprašanje o pravilnosti predpostavk pri osnovah za računanje in pokazala bi se tudi potreba po sistematičnem študiju in eksperimentalnem delu (problemi uklona okvirov, lokov, zvrnitve, izbočevenja).

Nova mednarodna organizacija Evropska konvencija za jeklene konstrukcije, si je zadala za eno izmed nalog doseči enotnost predpisov za jeklene konstrukcije. Zlasti za področje stabilitetnih problemov, kjer je potrebno še obsežno in drago eksperimentalno delo, bi bilo sodelovanje držav Evropske konvencije zelo koristno. Raziskave bi se naj sistematično razdelile med posamezne države in kritična primerjava izsledkov bi omogočila boljše in hitrejše delo za enotne predpise.

2. PREGLED NEKATERIH EVROPSKIH PREDPISOV O STABILITETNIH PROBLEMIH IN MEDSEBOJNA PRIMERJAVA

2,1 *Francoski predpisi: CM — Règles pour le calcule et l'exécution des constructions métalliques, 1956.*

Francoski predpisi, ki so splošni predpisi za jeklene konstrukcije, so po izvoru najmlajši in posvečajo nekaj poglavij dokazu stabilnosti enodelnih in sestavljenih palic, konstantnega prereza, ki so obremenjene na čisti tlak ali pa na tlak in upogib. Posebna točka predpisov obravnava tanke stene tlačenih palic in zvrnitev preprostih I-profilov. Večina enačb izhaja iz Dutheilove metode, ki pri nas ni posebno znana. Za praktično računanje so potrebne mnoge pomožne vrednosti, ki so v francoskih predpisih za njihove karakteristike materiala že tabelarično zbrane.

Ti predpisi razlikujejo dva obtežna primera, in sicer za glavne ter glavne in dodatne sile. Osnovno dopustno napetost (dopustno napetost v nategu) določajo z varnostjo $\frac{3}{2}$ oziroma $\frac{4}{3}$ glede na mejo plastičnosti jekla. Francoski predpisi obravnavajo samo mehka jekla (n. pr. ADx $\sigma_{pl} = 2400$ kg/cm^2).

2,2 *Britanski predpisi: BSS 449—1948 — The Use of Structural Steel in Building.*

Britanski predpisi obravnavajo vprašanja stabilitetnih problemov le v poglavju o dopustnih napetostih za uklon pri enostavnih palicah in palicah iz kotnikov (kombinacija tlaka in upogiba), nadalje dajejo napotke za uklonsko dolžino, za ojačitve stojine proti izbočenju, za potrebne debeline pasnic pri polnostenskih nosilcih, za vezne pločevine in palično povezavo sestavljenih tlačenih palic.

2,3 *Švicarski predpisi: SIA, No 161—1951, Normen für die Berechnung und die Ausführung von Stahlbauten.*

Švicarski predpisi navajajo le dopustne napetosti za uklon in potrebne faktorje varnosti pri izbočenju in zvrnitvi. V poglavju c) Stabilität predpisujejo maksimalno dopustno vitkost, uklonsko dolžino za različne načine podpiranja tlačene palice in upoštevanje ekscentričnosti osne sile.

Tudi švicarski predpisi navajajo podatke le za jeklo 37, pri tem pa razlikujejo dva obtežna primera z osnovno dopustno napetostjo 1600 oziroma 1800 kg/cm^2. Glede na varnost za izbočenje in zvrnitev pa poleg tega še razvrstijo konstrukcije v tri razrede v odvisnosti od pogostosti dinamične obtežbe.

2,4 *Italijanski predpisi: CM — Consiglio nazionale delle ricerche, Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione delle costruzioni metalliche, 1955.*

Italijanski predpisi obravnavajo od stabilitetnih problemov samo uklon, in sicer iste točke kot švicarski, poleg tega pa še sestavljene palice in palice s spremenljivim vztrajnostnim momentom.

2,5 *Nemški predpisi: DIN 4114-1951, Knickung, Kippung, Beulung in avstrijski predpisi: ÖNORM B 4300/4-1953, Knickung, Kippung, Beulung.*

Nemški in avstrijski predpisi so obsežni specialni predpisi za stabilitetne probleme. Vsebinsko sta si ta dva predpisa zelo podobna. Podrobno obravnavata uklon ravnih enodelnih centrično in ekscentrično obremenjenih palic, uklon sestavljenih palic, uklon palic s spremenljivo višino prereza in s spremenljivo osno silo, tlačene palice z elastično podajnimi oporami, probleme izbočenja pločevine za različne robne pogoje in načine obtežbe in problem zvrnitve I-profilov.

Med obema predpisoma so v nekaterih točkah manjša ali večja nesoglasja (zlasti pri uklonu okvirov, zvrnitvi, togosti ojačitev proti izbočenju pri polnostenskih nosilcih itd.), vendar ni namen tega članka spuščati se v te podrobnosti. O bistvenem vprašanju, kako določimo dopustno uklonsko napetost po posameznih predpisih, pa bomo razpravljali v 3. poglavju.

Nemške in avstrijske predpise morda naši konstruktorji najbolj poznajo in jih radi uporabljajo, ker najdejo v njih napotek za račun mnogih stabilitetnih primerov v praksi. V teh predpisih, ki so rezultat obsežnega dela pred vojno in po njej, so namreč zbrane enačbe za računanje različnih uklonskih primerov, tabele za ω, tabele za določitev razmerja med debelino in višino tankih sten tlačenih palic, enačbe za računanje nekaterih primerov zvrnitve, koeficienti za določitev kritične napetosti pri izbočenju in potrebne togosti ojačitev itd. Vendar pa bi bilo umestno opozoriti, da bi tako podrobno izdelani predpisi lahko včasih povzročili slepo uporabo enačb, ne da bi zadosti poznali teoretične osnove in predpostavke, ki omejujejo njihovo veljavnost.

Nemški in avstrijski predpisi navajajo podatke za jeklo kvalitete 37 in 52. Osnovna dopustna napetost je po obeh predpisih 1400 kg/cm² oziroma 2100 kg/cm² za prvi obtežni primer in pri nemških predpisih 1600 kg/cm² oziroma 2400 kg/cm² za drugi obtežni primer. Zanimiva je ugotovitev, da avstrijski splošni predpisi ne predvidevajo dveh obtežnih primerov.

2,6 *Ostali predpisi.*

Poleg že omenjenih predpisov so bili pregledani še belgijski prepisi za jeklene mostove (NBN 5-1952, Institut belge de normalisation: Règlement pour la construction des ponts métalliques) in amerikanske predpise za jeklene konstrukcije (American Institut of Steel Construction: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings 1946).

2,7 *Primerjava.*

Najvažnejša razlika med posameznimi predpisi o stabilitetnih problemih, ki so v večini primerov vključeni v splošne predpise za jeklene konstrukcije, je v dopustni napetosti in varnostnem količniku uklonskih palic. O tem bomo podrobneje razpravljali v 3. poglavju. Primerjava med posameznimi točkami raznih predpisov je obsežno, a vsekakor potrebno in koristno delo. Ne bi se spuščali v podrobnosti teh primerjav, omenimo naj le, da so razlike lahko včasih znatne. Razen različnih dopustnih uklonskih napetosti, ki nam jih prikazujeta sliki 5 in 6, nam tudi načini računanja po raznih predpisih dajejo zelo različne rezultate. Tako lahko n. pr. pri računu ekscentrično obremenjenih palic dobimo tudi za 50 % različne napetosti. Tudi pri računu uklona okvirov, pri računu izbočenja ali zvrnitve naletimo na večja odstopanja.

3. KRITIČNA UKLONSKA NAPETOST IN VARNOST

3,1 *Splošno.*

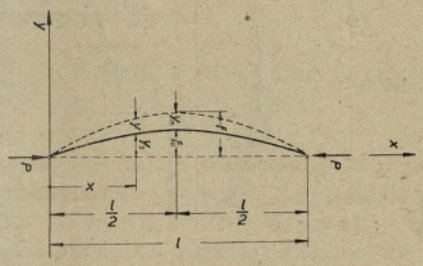
Osnovno vprašanje predpisov o uklonu je vprašanje kritične sile, ki jo tlačena palica zdrži, oziroma vprašanje kritične napetosti in potrebne varnosti, da lahko določimo dopustno uklonsko napetost. Večino uklonskih problemov namreč poenostavimo tako, da jih obravnavamo kot idealizirano ravno palico, ki je na obeh koncih členkasto podprta in ima konstanten prerez. Predpostavke, ki jih pri analitičnem raziskovanju stabilitetnih problemov upoštevamo, so pri resničnih nosilnih konstrukcijah le delno izpolnjene ali pa sploh ne. Majhne netočnosti v obliki palice (začetna zakrivljenost) ali ekscentričnost prijemališča sile znatno zmanjšajo nosilnost palice na tlak in sicer najbolj občutno pri srednjih vitkostih ($\lambda \sim 80$—100). Važno vlogo pri določevanju uklonske nosilnosti ima tudi sam diagram σ—ε materiala. Za uklon v elastičnem območju je res značilen, poleg geometrije palice in načina podpiranja, le modul elastičnosti. Vemo pa, da tudi ta ni vedno $2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm², kot to v računih upoštevamo.

Za obravnavanje uklona v neelastičnem območju pa moramo poznati potek krivulje σ—ε od meje proporcionalnosti, kjer se neha premo sorazmerje med napetostjo in deformacijo pa do meje plastičnosti. Meja plastičnosti σ_{pl} je pri mehkih jeklih bolj ali manj izrazita, pri trših jeklih pa ne opazimo vedno ostrega prehoda in je tedaj meja plastičnosti definirana z napetostjo pri 0.2 % plastične deformacije ($\sigma_{0,2}$). Za nosilnost ravnih palic, ki so centrično obremenjene na tlak, in za obojestransko členkasto podprte palice, velja za uklon v neelastičnem območju namesto Eulerjeve enačbe za kritično napetost $\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$ v elastičnem območju enačba po Engesser-Shanleyu $\sigma_{kr} = \frac{\pi \cdot {}^2T}{x\,\lambda}$. Kritična napetost v neelastičnem območju je torej odvisna od tangentnega modula T, ki predstavlja naklonski kot tangente na krivuljo σ—ε. Pri računu uklona v neelastičnem območju za ekscentrično obremenjene palice ali za zakrivljene palice moramo predpostavljati potek diagrama σ—ε. Večina predpisov vzame mejo proporcionalnosti v znesku 80 % povprečne meje plastičnosti določene kvalitete jekla. Nekatera teoretična izvajanja izhajajo iz diagrama σ—ε za idealno plastični material, kar pomeni, da velja premo sorazmerje med napetostmi in deformacijami vse do nastopa meje plastičnosti, nato pa rastejo deformacije pri konstantni napetosti σ_{pl}. Druga izvajanja pa predpostavljajo kakšno matematično preprosto funkcijo za sovisnost med σ in ε nad mejo proporcionalnosti, n. pr. parabolo.

V tem poglavju si bomo ogledali teoretične osnove za nastavek diagrama $\sigma_{kr} - \lambda$ (kritična uklonska napetost-vitkost) in $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ (dopustna uklonska napetost-vitkost) po različnih predpisih. V elastičnem območju se predpisi, razen francoskih in britanskih, opirajo na Eulerjevo kritično napetost ravne, centrično obremenjene, dvočlenske palice. V neelastičnem območju so osnova švicarskih, italijanskih in belgijskih predpisov Tetmajerjevi uklonski preizkusi. Drugi predpisi so odstopili od idealne palice in obravnavajo v neelastičnem območju ekscentrično obremenjeno palico (nemški in avstrijski predpisi) ali pa zakrivljeno palico (francoski in britanski predpisi).

3,2 *Teoretične osnove za* σ_{kr}.

3,21 Francoski predpisi obravnavajo problem uklona za vse vitkosti kot napetostni problem 2. reda po sinusovi črti zakrivljene palice. S pomočjo teorije 2. reda je nastavek za diagram $\sigma_{kr} - \lambda$ precej preprost. Palica po sl. 1, ki je zakrivljena po sinusovi črti $y_0 = f_0 \sin \frac{\pi x}{l}$, se bo pod vplivom osne sile P uklonila.



Slika 1

Z rešitvijo diferencialne enačbe upogibnice

$$E J y'' = -P \left(y + f_0 \sin \frac{\pi x}{l} \right) \tag{1}$$

$y = A \sin k x + B \cos k x + \frac{1}{\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1} \cdot f_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$, kjer je

$\alpha = l \cdot k$ in $k^2 = \frac{P}{EJ}$, upoštevajoč robne pogoje $x = 0$, $y = 0$ in $x = l$, $y = 0$, dobimo rešitev

$$y = \frac{f_0}{\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1} \sin \frac{\pi x}{l} \tag{2}$$

Če vstavimo $x = \frac{1}{2} l$ in $P_E = \frac{\pi^2 EJ}{l}$ (Eulerjeva kritična sila), dobimo za maksimalen upogibek izraz

$$y_{max} = \frac{P}{P_E - P} f_0 \tag{3}$$

in totalni upogibek

$$f = y_{max} + f_0 = \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma_0} f_0 \tag{4}$$

kjer je $\sigma_0 = \frac{P}{F}$ in σ_E Eulerjeva kritična napetost.

Največjo robno napetost lahko sedaj izrazimo:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{Pf}{W} = \sigma_0 \left(1 + m \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma_0} \right) \tag{5}$$

kjer smo vstavili $\frac{f_0 F}{W} = m$.

Iz pogoja, da doseže σ_{max} ravno mejo plastičnosti, lahko izračunamo vrednost za σ_0, ki povzroči nastop plastičnosti in je torej $\sigma_0 = \frac{P}{F} = \sigma_{kr}$. Izraz za kritično uklonsko napetost se glasi:

$$\sigma_{kr} = \frac{\sigma_{pl} + (1 + m)\, \sigma_E}{2} - \sqrt{\left[\frac{\sigma_{pl} + (1 + m)\, \sigma_E}{2} \right]^2 - \sigma_E\, \sigma_{pl}} \tag{6}$$

Po francoskih predpisih privzamejo za

$$m = \frac{0{,}3\, \sigma_{pl}}{\sigma_E} = \frac{0{,}3\, \sigma_{pl} \cdot \lambda^2}{\pi^2\, E} \tag{7}$$

in enačba (6) se glasi

$$\sigma_{kr} = \frac{1{,}3\, \sigma_{pl} + \sigma_E}{2} - \sqrt{\left[\frac{1{,}3\, \sigma_{pl} + \sigma_E}{2} \right]^2 - \sigma_E\, \sigma_{pl}} \tag{8}$$

V tej obliki jo najdemo v francoskih predpisih. Po enačbi (7) bi dobili z vrednostmi $E = 2100$ t/cm² in $\sigma_{pl} = 2{,}4$ t/cm² (ADx po francoskih predpisih) za $m = 0{,}348 \cdot 10^{-4} \lambda^2$.

Varnostni količnik je enak kot za nateg ali upogib, in sicer 1,5 za 1. obtežni primer in 1,33 za 2. obtežni primer.

3,22 Britanski predpisi v nasprotju z drugimi predpisi predpisujejo šele za vitkost > 80 enačbo (6) za račun uklona (po sinusovi črti zakrivljeno palico). Po teh predpisih pa je $m = 0{,}003\, \lambda$ in karakteristike materiala so $\sigma_{pl} = 2{,}36$ t/cm² in $E = 2047$ t/cm² za jeklo, ki ustreza našemu Je 37. Britanski predpisi zahtevajo faktor varnosti 2. Za vitkosti $\lambda < 80$ pa potekajo $\sigma_{u\,dop}$ po premici (podobno Tetmajerjevi premici), in sicer z vrednostjo $0{,}59\, \sigma_{pl}$ za $\lambda = 0$.

3,23 Švicarski predpisi izhajajo iz Tetmajerjevih uklonskih preizkusov v neelastičnem območju, in sicer predpisujejo za dopustno uklonsko napetost premico

$$10 < \lambda < 110 \begin{cases} \sigma_{u\,dop} = 1480 - 7{,}5\, \lambda \text{ (kg/cm}^2\text{)} & (9) \\ \quad \text{(za 1. obtežni primer),} \\ \sigma_{u\,dop} = 1680 - 8{,}5\, \lambda & (10) \\ \quad \text{(za 2. obtežni primer)} \end{cases}$$

Za elastično območje pa zahtevajo varnost $\nu = 2{,}59$ glede na Eulerjevo kritično uklonsko napetost. Dopustno uklonsko napetost za elastično območje določata torej enačbi:

$$\lambda > 110 \begin{cases} \sigma_{u\,dop} = \frac{8 \cdot 10^3}{\lambda^2} \text{ za 1. obt. primer} & (11) \\ \sigma_{u\,dop} = \frac{9 \cdot 10^6}{\lambda^2} \text{ za 2. obt. primer} & (12) \end{cases}$$

3,24 Italijanski predpisi so zelo podobni švicarskim. Enačba za dopustno uklonsko napetost se glasi za $30 < \lambda < 110$

$$\sigma_{u\,dop} = 1746 - 11{,}54\, \lambda \text{ (kg/cm}^2\text{)} \tag{13}$$

v elastičnem območju pa zahtevajo varnost $\nu = 3{,}5$ in s tem je za $\lambda > 101$

$$\sigma_{u\,dop} = \frac{592{,}18 \cdot 10^4}{\lambda^2} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \tag{14}$$

Premica po enačbi (13) je tangenta pri $\lambda = 101$ na krivuljo $\sigma_{u\,dop}$ v elastičnem območju po enačbi (14). Za manjše vitkosti od 30 je dopustna napetost za uklon enaka dopustni napetosti za nateg, t. j. 1400 kg/cm².

3,25 Nemški predpisi zahtevajo dvojen dokaz

$$P \leq \frac{P_{kr}}{\nu_{kr}} \text{ oz. } \sigma \leq \frac{\sigma_{kr}}{\nu_{kr}} \tag{15}$$

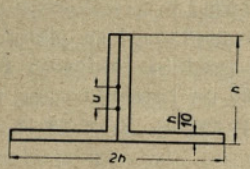
$$\text{in } P \leq \frac{P_E}{\nu_E} \text{ oz. } \sigma \leq \frac{\sigma_E}{\nu_E} \tag{16}$$

P_E je že znana Eulerjeva pritična napetost in ν_E varnost, ki mora biti za 1. obtežni primer $\nu_E = 2{,}5$ in za 2. obtežni

primer $\nu_E = 0{,}6 . 2{,}5 = 1{,}5$. Sila P_{kr} pa pomeni nosilnost ekscentrično obremenjene palice. Kot vidimo, je osnova nemških predpisov uklon ekscentrično obremenjene palice, ki ga obravnavajo kot stabiliteten problem, ker sodijo, da v praksi nimamo nikdar čiste centrične obtežbe. Ekscentričnost prijemališča sile od težišča prereza je odvisna od dolžine palice in vztrajnostnega polmera, in sicer

$$u = \frac{i}{20} + \frac{l}{500} \tag{17}$$

Ker bi morali pri obravnavanju uklona ekscentrično obremenjene palice poznati diagram σ—ε od meje proporcionalnosti do meje plastičnosti in obliko prereza, je v nemških predpisih upoštevan idealno plastičen material po sl. 2 in prerez po sl. 3. Takšen prerez ima v primerjavi z ostalimi prerezi, ki so pri jeklenih konstrukcijah v navadi, najmanjšo nosilnost in je tako pri ugodnejših prerezih povečana varnost.



Slika 2



Slika 3

Za račun kritične uklonske napetosti uporabljajo Ježekov postopek [1], in sicer veže kritično napetost in kritično vitkost enačba

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}}\left[1 - \frac{m\,\sigma_{kr}}{\sigma_{pl} - \sigma_{kr}} + 0{,}25\left(\frac{m\sigma_{kr}}{\sigma_{pl} - \sigma_{kr}}\right)^2 - 0{,}005\left(\frac{m\,\sigma_{kr}}{\sigma_{pl} - \sigma_{kr}}\right)^3\right] \tag{18}$$

Enačba (18) je osnova za diagram $\sigma_{kr} - \lambda$ za neelastično območje v nemških predpisih. Za $m = \frac{u F}{W}$ ustavimo za prerez po sl. 3

$$m = 2{,}317\left(0{,}05 + \frac{\lambda}{500}\right);$$

za $E = 2100$ t/cm², za $\sigma_{pl} = 2{,}3$ t/cm² za Je 37 in 3,4 t/cm² za Je 52.

Velikost ekscentričnosti u niso določili s številnimi meritvah [2], ampak tako, da se dopustne napetosti ne bi preveč razlikovale od tistih, ki so bile prej veljavne, in da bi lahko to ekscentričnost smatrali kot »nenamerno«.

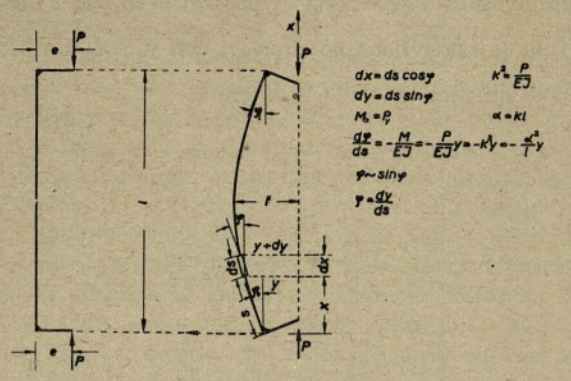
Nemški predpisi zahtevajo za ν_{kr} manjšo varnost kot v nategu ali upogibu, in sicer $\nu_{kr} = 1{,}5$ za 1. obtežni primer. To opravičuje dejstvo, da so pri določanju nosilnosti upoštevali vse neugodne vplive hkrati.

Enačbi (15) in (16) nam z vrednostjo za varnost $\nu_E = 2{,}5$ in $\nu_{kr} = 1{,}5$ določata, da je za $\lambda > 114{,}8$ odločilen pogoj (15), za $\lambda < 114{,}8$ pa pogoj (16), za Je 37 z mejo plastičnosti 2,3 t/cm².

3,26 Avstrijski predpisi zahtevajo enako kot nemški dvojni dokaz po enačbi (15) in (16), le da določajo σ_{kr} na drugačen način. Ekscentrično obremenjeno palico, kjer je ekscentričnost

$$e = \frac{l}{1000} l \tag{19}$$

obravnavajo po napetostni teoriji 2. reda. Prerez palice je tako izbran, da je rob, ki je pri upogibu obremenjen na tlak, oddaljen od težišča za $e_{tl} = 2{,}65\,i$. Pri tem pomeni i vztrajnostni polmer, ki ga merimo v isti smeri.



Slika 4

Za ekscentrično obremenjeno palico po sl. 4 se glasi diferencialna enačba $\frac{d\varphi}{ds} = \frac{d}{ds}\left(\frac{dy}{ds}\right) = \frac{d^2y}{ds^2}$ ali z

$$\alpha = kl = l\sqrt{\frac{P}{EJ}} \ldots \tag{20}$$

$$\frac{d^2y}{ds^2} + \frac{\alpha^2}{l^2} y = 0$$

S splošno rešitvijo diferencialne enačbe

$$y = A \sin\left(\frac{\alpha}{l} s\right) + B \cos\left(\frac{\alpha}{l} s\right) \tag{21}$$

upoštevajoč robne pogoje, dobimo za upogibek izraz:

$$y = \frac{e \cos\left[\frac{\alpha}{2}\left(1 - \frac{2s}{l}\right)\right]}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \left(\frac{e}{l}\right)^2 \alpha^2 \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right)}} \tag{22}$$

Če vstavimo za $s = \frac{1}{2} l$, je maksimalni upogibek

$$f = \frac{e}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \left(\frac{e}{l}\right)^2 \alpha^2 \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right)}} = \frac{e}{\sqrt{\left(1 - \frac{e^2}{l^2}\alpha^2\right)\cos^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \frac{e^2}{l^2}\alpha^2}} \tag{23}$$

Za majhne ekscentričnosti lahko zanemarimo v enačbi (23) izraz $\frac{e^2}{l^2}\alpha^2$ ter se izraz za f poenostavi

$$f = \frac{e}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = e \sec\frac{\alpha}{2} \tag{24}$$

Maksimalna robna napetost $\sigma = \frac{P}{F} + \frac{Pf}{W}$ naj ravno doseže mejo plastičnosti. Ta pogoj lahko pišemo v obliki

$$\sigma_{pl} = \frac{P}{F}\left[1 + m \sec\left(\frac{\alpha}{2}\right)\right] = \sigma_{kr}\left[1 + m \sec\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{P_{kr}}{F_J}}\right)\right]$$

$$\text{ali } \sigma_{pl} = \sigma_{kr}\left[1 + m \sec\left(\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{E}}\right)\right] =$$

$$= \sigma_{kr}\left[1 + 0{,}00265\,\lambda \sec\left(\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{E}}\right)\right] \quad (25)$$

kjer smo upoštevali, da je

$$m = e\frac{F}{W} = \frac{l \cdot F}{1000\,W} = \frac{\lambda\, i\, F\, e_{tl}}{1000\,J} = 0{,}00265\,\lambda$$

Iz enačbe (25) lahko izračunamo kritično uklonsko napetost za neelastično območje. Za elastično območje pa je odločilna Eulerjeva kritična napetost.

Dopustno uklonsko napetost dobimo, če delimo σ_{kr} z varnostjo $\nu_{kr} = 1{,}586$, ki predstavlja razmerje med mejo plastičnosti 2,220 t/cm² in osnovno dopustno napetostjo 1,4 t/cm² za Je 27 po ÖNORM B 4300/2, ali pa, če delimo σ_E z $\nu_E = 2{,}5$.

3,27 Belgijski predlogi določajo uklonsko dopustno napetost po naslednji razpredelnici:

Jeklo	Vitkost	$\sigma_{u\,dop}$
A 37, A 42 (v nategu σ_{dop} = 2100 kg/cm²)	$\lambda \leq 20$	1400 kg cm²
	$20 < \lambda \leq 105$	$1578{,}4 - 8{,}92\,\lambda$
	$105 < \lambda < 175$	$\frac{2122 \cdot 10^4}{(1{,}516 + 0{,}0142\,\lambda)\,\lambda^2}$
A 52 (v nategu σ_{dop} = 1400 kg/cm²)	$\lambda \leq 20$	2100 kg/cm²
	$20 < \lambda \leq 105$	$2418 - 15{,}9\,\lambda$
	$105 < \lambda < 175$	$\frac{2122 \cdot 10^4}{(1{,}516 + 0{,}0142\,\lambda)\,\lambda^2}$

3,28 Amerikanski predpisi.

Po amerikanskih predpisih, ki upoštevajo njihovo jeklo (po ASTM A 7 — 46) s karakteristikami:

trdnost $\sigma_B = 42 - 50$ kg/mm²,
meja plastičnosti ... $\sigma_{pl} = 0{,}5\,\sigma_B$ toda $> 23{,}2$ kg/mm²,

računamo na tlak obremenjene palice z dopustno napetostjo:

za vitkost $\lambda < 120$ ... $\sigma_{u\,dop} = 1195 - 0{,}034\,\lambda^2$ (kg/cm²),

za vitkost $\lambda > 120$ ... $\sigma_{u\,dop} = \frac{1265{,}4}{1 + \frac{\lambda^2}{18.000}}$ (kg/cm²)

(za sekundarne palice),

za vitkost $\lambda > 120$ ... $\sigma_{u\,dop} = \left(1{,}6 - \frac{\lambda}{200}\right) \cdot \frac{1265{,}4}{1 + \frac{\lambda^2}{18.000}}$

(za glavne palice).

Razvidno je, da razlikujejo ti predpisi pri vitkostih, večjih od 120, dve enačbi za dopustne uklonske napetosti, in sicer zmanjšujejo uklonsko dopustno napetost za glavne palice s faktorjem, ki je funkcija vitkosti. Pri amerikanskih predpisih naj namreč ne bo vitkost glavnih palic večja od 120. Če so te palice v glavnem le statično obremenjene, so lahko tudi vitkejše, a jih moramo dimenzionirati glede na zmanjšano uklonsko dopustno napetost.

Pripomniti moramo, da je za nateg in upogib dopustna napetost po teh predpisih 1400 kg/cm², torej je za dele, obremenjene na tlak, tudi pri $\lambda = 0$ dopustna napetost za 15 % manjša kot za nateg.

3,3 *Primerjava krivulj* $\sigma_{kr} - \lambda$ *in* $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ *za Je 37 po nekaterih predpisih.*

Slika 5 nam prikazuje potek kritičnih napetosti in dopustnih uklonskih napetosti v odvisnosti od vitkosti za Je 37 tako, kot jih najdemo v različnih predpisih.

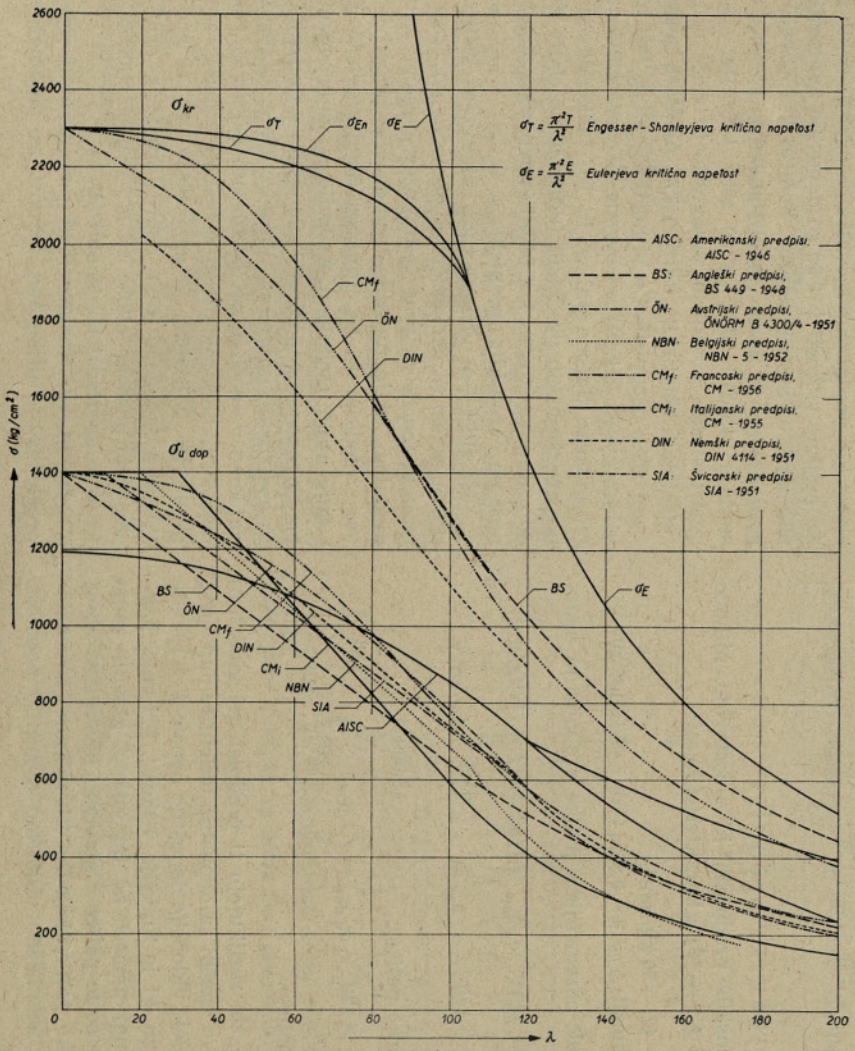
Ker vpliva na vrednost σ_{kr} izbira meje plastičnosti jekla in ker je ta po različnih predpisih različna, so v diagramu (sl. 6) vse krivulje prirejene na $\sigma_{pl} = 2{,}3$ t/cm², da bi bila možna primerjava teoretičnih osnov po različnih predpisih. Dopustna uklonska napetost po francoskih predpisih je še reducirana glede na osnovno dopustno napetost (pri nategu in upogibu) $\sigma_{dop} = 1{,}4$ t/cm², kajti vprašanje dopustne napetosti 1,4 ali 1,6 t/cm² za 1. obtežni primer ni vprašanje predpisov o uklonu, ampak vprašanje splošnih predpisov.

Iz primerjave evropskih predpisov po sliki 6 je razvidno, da dobimo v neelastičnem področju najnižje vrednosti za σ_{kr} po nemških predpisih in najvišje po francoskih. Krivulji dopustnih uklonskih napetosti po švicarskih in nemških predpisih sta blizu skupaj, največja razlika je manjša od 5 %. Po avstrijskih predpisih dobimo v primerjavi z nemškimi predpisi za majhne vitkosti nekoliko nižje vrednosti za $\sigma_{u\,dop}$, za $40 < \lambda < 110$ pa večje. Največja razlika v tem območju znaša 6 %. V elastičnem območju dopuščajo italijanski predpisi oziroma belgijski najnižje vrednosti za dopustno uklonsko napetost, v neelastičnem pa britanski predpisi, medtem ko leži krivulja $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po francoskih predpisih najviše, razen na odseku $88 < \lambda < 118$, kjer prevzame njeno mesto krivulja po avstrijskih predpisih.

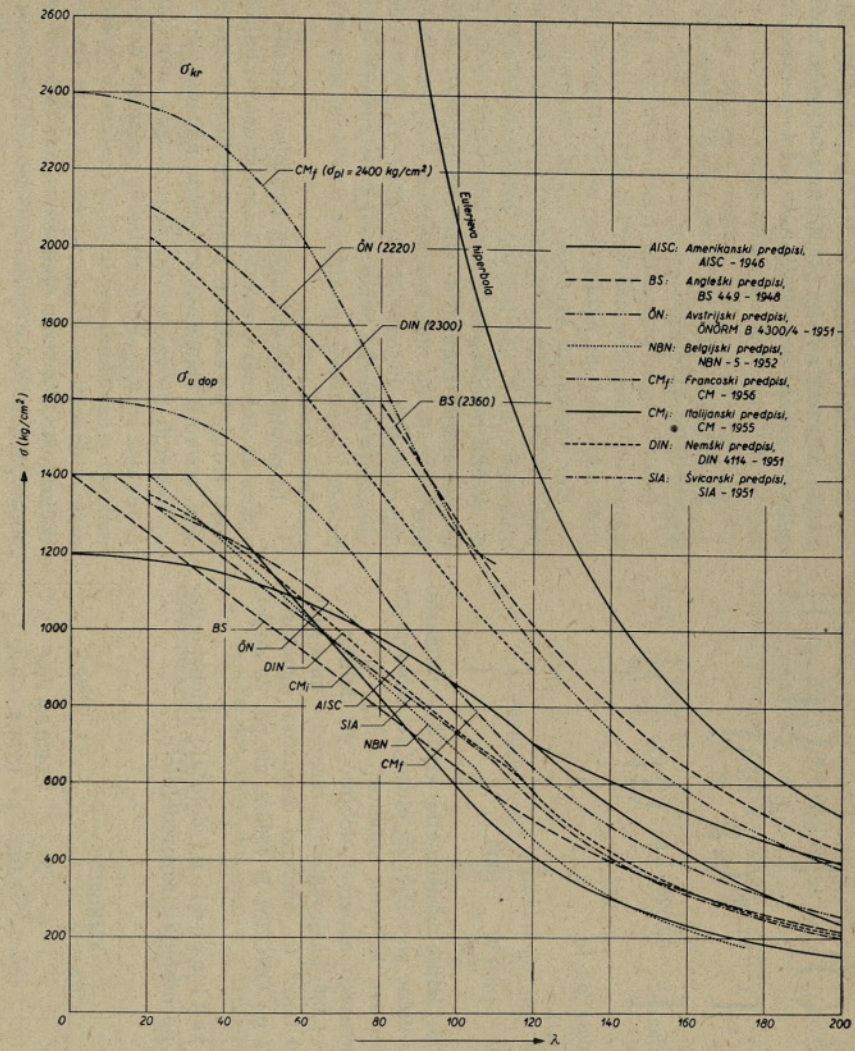
Zanimivo je primerjati potek krivulj $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po evropskih predpisih s krivuljo po amerikanskih predpisih. Za majhne vitkosti $\lambda < 50$ so dopustne napetosti po amerikanskih predpisih znatno manjše kot povečini evropskih predpisov (razen po britanskih za $30 < \lambda < 50$). Za srednje vitkosti $50 < \lambda < 80$ seka krivulja $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po amerikanskih predpisih zapovrstjo krivulje $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po švicarskih, belgijskih, italijanskih, nemških, avstrijskih in francoskih predpisih. Za vitkosti $\lambda > 80$ pa leži ta krivulja više od vseh krivulj po evropskih predpisih, zlasti še za sekundarne tlačene palice, ki jih lahko dimenzioniramo po amerikanskih predpisih tudi s 40 do okoli 100 % višjo dopustno napetostjo, kot bi bila povprečna dopustna vrednost po evropskih predpisih.

Na sliki 6 so vrisane tudi krivulje za kritično uklonsko napetost v neelastičnem območju po Engesser-Karmanovi teoriji za pravokotni prerez (račun z uklonskim modulom, ki je funkcija modula elastičnosti in tangentnega modula) in po Engesser-Shanleyevi teoriji (račun s tangentnim modulom). Krivulja σ_{kr} za pravokoten prerez po Engesser-Karmanu je bila osnova prejšnjih nemških in avstrijskih predpisov. Varnost glede na to krivuljo pa najdemo v enačbah pri problemih zvrstitve, izbočenja in nekaterih bolj zamotanih primerih uklona tudi v novih predpisih. Zanimiva je ugotovitev, da se potek σ_{kr} po Engesser-Shanleyu zelo dobro sklada z grafično konstrukcijo poševne elipse za σ_{kr} v neelastičnem območju, ki jo je predlagal Hartmann [3].

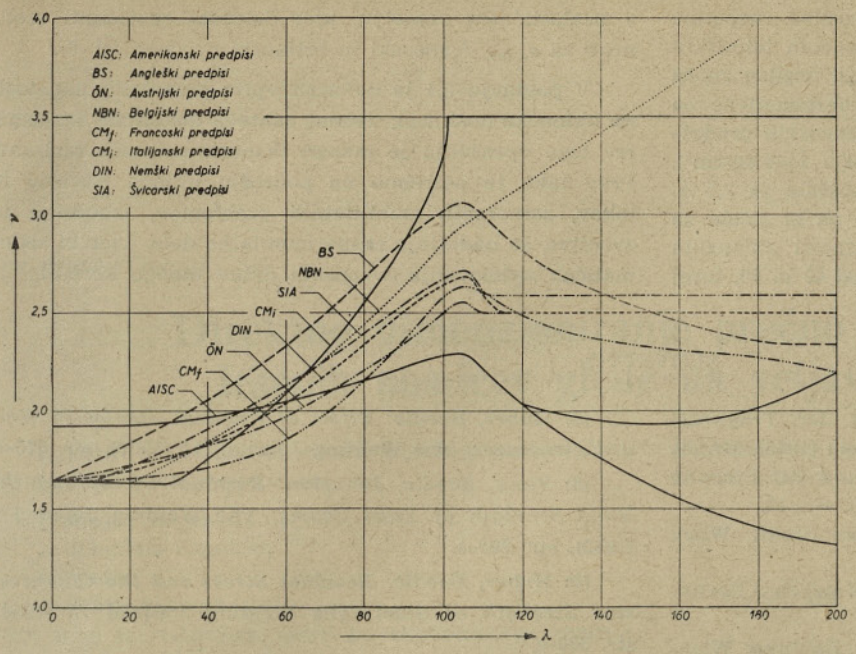
Da bi bila razlika med posameznimi predpisi bolj pregledna, je prikazana varnost za posamezne krivulje



Slika 6. Diagram $\sigma_{kr} - \lambda$ in $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po različnih predpisih za Je 37 ($\sigma_{pl} = 2{,}3$ t/cm^2.



Slika 5. Diagram $\sigma_{kr} - \lambda$ in $\sigma_{u\,dop} - \lambda$ po različnih predpisih za Je 37 ($\sigma_{pl} = 2{,}3$ t/cm^2).



Slika 7. Diagram $\nu - \lambda$ po različnih predpisih za Je 37 ($\sigma_{pl} = 2{,}3$ t/cm^2).

$\sigma_{u\,dop}$ glede na σ_{kr} po Engesser-Shanleyu, ki se pri meji proporcionalnosti priključi na Eulerjevo kritično napetost (glej sliko 6!). Večina krivulj za varnostni količnik ima značilen potek ob prehodu iz neelastičnega v elastično območje. Varnostni količnik je v tem odseku največji, kar je v skladu z eksperimentalnimi izsledki, ki dokazujejo, da so prav za te srednje vitkosti palice najbolj občutljive za netočnost izdelave, ekscentričnost obtežbe, t. j. odstopanja od idealne Eulerjeve dvočlenske uklonske palice. Le varnostni količniki po belgijskih in italijanskih predpisih nimajo te značilnosti, so pa glede na druge predpise v elastičnem območju znatno večji.

Največja razlika med varnostnimi količniki po raznih predpisih je pri vitkostih okoli 100. Tako je n. pr. varnostni količnik po angleških predpisih za 25 %, po italijanskih pa celo za 46 % večji od varnostnega količnika po avstrijskih predpisih.

Podobno bi lahko analizirali krivulje kritičnih uklonskih napetosti, dopustnih napetosti in varnosti za jeklo Je 52.

3,4 *Vpliv preostalih napetosti na diagram* $\sigma_{kr} - \lambda$ [4], [5], [6].

Preostale napetosti, ki izvirajo iz neenakomernega ohlajanja profilov neposredno po valjanju, iz hladne obdelave, ravnanja, pregibanja, uvijanja ali od varjenja, povzročijo spremembo diagrama $\sigma_{kr} - \lambda$ materiala. Pri tlačenih palicah se zaradi tega zniža meja proporcionalnosti in zmanjša Eulerjevo območje. Slika 8 nam prikazuje rezultate amerikanskih preizkusov vplivu preostalih napetosti na uklonsko nosilnost, ki je lahko znatna zlasti pri vitkostih ob prehodu iz neelastičnega v elastično območje.

Razlikovati pa moramo preostale napetosti, ki so v vseh prerezih vzdolž osi tlačene palice enake, od preostalih napetosti, ki se v vzdolžni smeri bolj spreminjajo, n. pr. preostale napetosti zaradi varjenja, in trdijo, da je njihov vpliv na znižanje uklonske nosilnosti manjši kot pri običajnih preostalih napetostih. Porazdelitev preostalih napetosti v prečni smeri za zvarjeni I-profil pa je verjetno povsem podobna kot pri preostalih napetostih zaradi valjanja. Doslej to znižanje uklonske nosilnosti zaradi vpliva preostalih napetosti ni bilo nevarno za konstrukcijo, ki je bila dimenzionirana po do sedaj običajnih postopkih, ker je bila predpisana varnost dovolj visoka. Vprašanje pa je, če naj ne bi, prizadevajoč si za čimboljšo izrabo materiala, pri tem pa naj ne bi bila ogrožena varnost konstrukcije, že pri uklonskih formulah upoštevali ta vpliv preostalih napetosti.

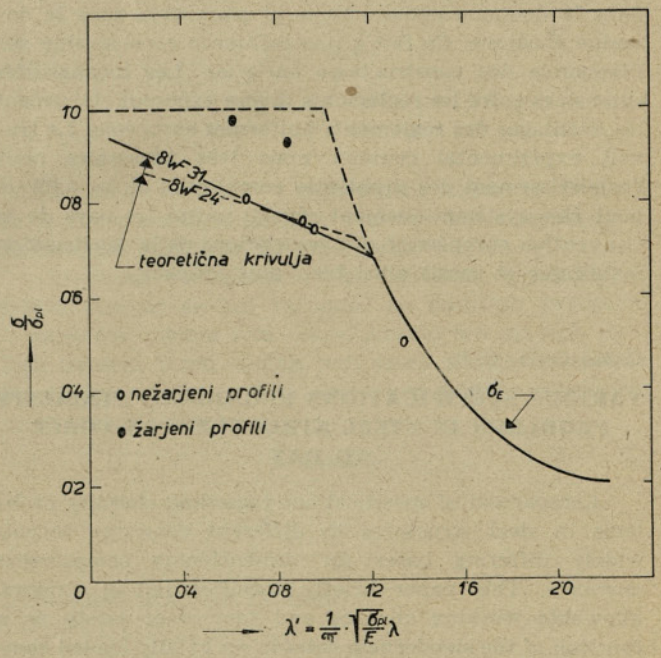
Obsežne preiskave delajo na Lehigh University, Bethlehem, Pa., USA na valjanih in sestavljenih profilih. Tudi to je področje, kjer je potrebno še veliko, predvsem eksperimentalnega dela.

4. ZAKLJUČKI

Namen tega članka je bil prikazati na podlagi predpisov o stabilitetnih problemih, ki so bili dosegljivi, kakšno je današnje stanje, in nakazati prednosti, ki bi jih nudili enotni predpisi vsaj v evropskem merilu.

Zaključki primerjav krivulj $\sigma_{kr} - \lambda$, $\sigma_{u\,dop} - \lambda$, $\nu - \lambda$ po različnih predpisih (slika 5, 6 in 7) so zelo zanimivi. Zlasti potek varnostnega količnika (sl. 7), ki je v elastičnem območju določen glede na Eulerjevo kritično uklonsko napetost, v neelastičnem pa glede na Engesser-Shanleyevo, nudi nazorno sliko o razlikah v varnosti pri dimenzioniranju po različnih predpisih.

Ekonomski vpliv teh različnih načinov dimenzioniranja na uklon naj bi prikazal primer železniškega mostu



Slika 8

pri Ptuju. Glavni nosilec je palični nosilec razpetine 32,0 m, ki je bil dimenzioniran po Privremenih tehniških propisih JDŽ, 1948. Celotna teža glavnega nosilca znaša 34,68 t. Od tega odpade na palice, ki so obremenjene na tlak, 33,4 % teže. Če bi te računali po francoskih predpisih (seveda z osnovno dopustno napetostjo 1400 kg/cm²), bi se celotna teža glavnega nosilca zmanjšala za 2,5 %. Dimenzioniranje po britanskih predpisih pa bi imelo za posledico za 5 % težji glavni nosilec. Vitkosti uklonskih diagonal in zgornjega pasu se gibljejo med 40 in 80, torej v neelastičnem območju, kjer določata ekstremni vrednosti za $\sigma_{u\ dop}$ francoski in britanski predpisi (sl. 6).

V poglavju 3,4 je nakazan vpliv preostalih napetosti na uklonsko nosilnost, vendar zahteva dokončna razjasnitev tega vprašanja še mnogo eksperimentalnih raziskav. Prav tako je potrebno na področju uklona okvirov in lokov, zamotanih stabilitetnih problemov, izbočenja in zvrnitve, še nadaljnje eksperimentalno delo, kjer bi sistematično sodelovanje evropskih držav mnogo koristilo.

SLOVSTVO

(1) *Ježek, K.: Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe;* Stahlbau (1915), str. 89.

Die Tragfähigkeit axial gedrückter und auf Biegung beanspruchter Stahlstäbe; Stahlbau (1936), str. 12.

Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl; Wien, Springer 1937.

(2) *Kollbrunner, C.: Meister, M.: Knicken;* Berlin, Springer 1955.

(3) *Hartmann, F.: Knickung, Kippung, Beulung;* Wien, Deuticke 1937.

(4) *Huber, Beedle: Effect of Residual Stesses in Welded Structures;* The Welding Journal, 11 (1956), str. 575-s.

(5) *Yang, Beedle, Johnston: Residual Stress and the Yield Strength of Steel Beams;* The Welding Journal 4 (1952), str. 205-s.

(6) *Huber, Beedle: Residual Stress and the Compressive Strength of Steel;* The Welding Journal 12 (1954), str. 589-s.

C. Jež-Gala, ing. civ.

L'ETAT PRESENT DES DIVERS REGLEMENTS DANS LE DOMAINE DES PROBLEMES DE LA STABILITE DES CONSTRUCTIONS EN ACIER

La comparaison des règlements concernant les problèmes de la stabilité dans les constructions en acier en pays divers nous expose des bases très variées pour le calcul des pièces comprimées. Le point principal de l'article est la présentation de la contrainte critique de flambement, de la contrainte admissible et du coefficient de sécurité en fonction de l'elancement pour la barre d'acier St 37 comprimée centriquement. Il ressort que les contraintes admissibles et les coefficients de sécurité de flambement varient dans divers pays même pour 30 % dans le domaine non-élastique et pour 80 % dans le domaine élastique. Ce fait a une influence considérable sur l'économie des constructions en acier. Les incongruités extensives entre les règlements divers exposent clairement les avantages des règlements uniformes européens. Le travail expérimental couteux mais très nécessaire pour l'eclaircissement des problèmes compliqués de la stabilité peut être systématiquement réparti parmi les pays de la Convention européenne des associations de la construction métallique et serait ainsi bien plus efficace.

C. Jež-Gala, C. E.

VARIOUS SPECIFICATIONS REGARDING STABILITY PROBLEMS IN STEEL STRUCTURES IN FORCE TO-DAY

Comparison of specifications regarding stability problems in steel structures in different countries reveals widely differing bases for dimensioning compression members. This paper briefly specifies failing stresses, allowable working stresses and factors of safety as a function of the slenderness ratio in an axially loaded compression member of steel St 37. It is obvious that allowable buckling stresses and safety factors in different countries vary up to about 30 percent in the non-elastic and about 80 percent in the elastic range. This fact exercises considerable effect upon the economy of steel structures. Great discrepancies between individual specifications reveal the advantages implicit in uniform European specifications very clearly. The costly, but very necessary, research work involved in solving the more complicated stability problems, might conceivably be shared systematically between the States of the European Convention of Association of Steel Structures and would therefore prove far more effective.

Dipl.-Ing. Carmen Jež-Gala

DER GEGENWÄRTIGE STAND VERSCHIEDENER VORSCHRIFTEN ÜBER DIE STABILITÄTSPROBLEME BEI STAHLKONSTRUKTIONEN

Der Vergleich der Vorschriften über die Stabilitätsprobleme bei Stahlkonstruktionen zeigt uns gar verschiedene Grundlagen für die Dimensionierung der Druckteile in verschiedenen Staaten. Den Kern der Abhandlung bildet die Darstellung der kritischen Knickspannung, der zulässigen Spannung und Sicherheit, abhängig von der Schlankheit des zentrisch gedruckten Stahlstabes St 37. Dabei stellt sich heraus, daß sich die zulässigen Knickspannungen und Sicherheiten in verschiedenen Ländern auch bis zu 30 % im unelastischen und bis 80 % im elastischen Gebiet unterscheiden. Diese Tatsache wirkt sich auch in der Ökonomie der Stahlkonstruktionen sehr aus. Große Abweichungen in den einzelnen Vorschriften zeigen auf große Vorteile einheitlicher europäischer Vorschriften. Große, aber sehr notwendige Forschungsarbeiten zur Aufklärung der komplizierteren Stabilitätsprobleme könnten systematisch unter die Staaten der Europäischen Konvention für Stahlkonstruktionen aufgeteilt werden, wodurch sie viel erfolgreicher fortschritten.

Ing. Branko Ozvald

DK 624.043 2 : 624.072.2 : 674

Direktno dimenzioniranje prečno obremenjenih lesenih nosilcev glede na veljavne kriterije

Kriteriji, ki veljajo za dimenzioniranje prečno obremenjenih lesenih nosilcev, so:

1. strižna napetost,
2. upogibna napetost,
3. poves,
4. oblika prereza.

Prvi trije so statičnega, četrti pa ekonomskega značaja

Običajno dimenzioniramo take nosilce tako, da izberemo neki prerez, nato pa ga preizkusimo glede na posamezne statične kriterije ter to spreminjajoč prerez ponavljamo, dokler se z zadevnimi dimenzijami ne približamo meji med pogoji varnosti in ekonomije. Ker pa je to zamudno, postopek navadno prezgodaj prekinemo oz. zaključimo in to v večini primerov na škodo ekonomije. Tako predimenzioniranje pa pri lesu zaradi razmeroma visokega varnostnega koeficienta v dopustnih napetostih nikakor ni umestno, zlasti ne, ker je prav pri tem tako iskanem materialu skrajna racionalnost tem bolj nujna.

Tako navajam način, po katerem je mogoče določiti ustrezne dimenzije lesenih nosilcev glede na posamezne veljavne kriterije neposredno, hitro in z maksimalno racionalnostjo.

Izvajanja sem razdelil upoštevajoč vse pogoje, ki moramo pri tem z njimi računati, to je najpogostejše tipe nosilcev oz. obtežbe, veljavne kriterije ter zahteve predpisov. Za slednje sem upošteval najnovejše jugoslovanske predpise »PTP-8« od 21. VI. 1949. Zaradi preglednosti in hitre uporabe so zadevni rezultati prikazani v pripadajoči tabeli, da pa jo je mogoče prirediti tudi glede na eventualne spremembe veljavnih predpisov ali pa druge predpise oz. zahteve, navajam tudi vse ustrezne izpeljave, kakor sledi.

Navajanje obrazcev za statične in elasticitetne količine ter dimenzije se v pričujočem članku opira na avtorjev članek *»Načela in predlog za dosledno opredelitev bistvenih faz pri statičnih preiskavah homogenih konstrukcijskih elementov«*, ki bo priobčen v *»Gradbenem vestniku«* v kratkem.

A. PROSTO LEŽEČ NOSILEC — ENAKOMERNA OBTEŽBA

1. Strig

Kar se tiče prereza, pride v splošnem pri prečni obremenitvi nosilca v poštev skoraj izključno pravokotnik z daljšo stranico v smeri obremenitve ter zato slednjega upoštevamo tudi v vsem nadaljnjem izvajanju. Veljavna (maksimalna) strižna napetost pri prečni sili T in reduciranem (strižnem) prerezu F_r je torej

$$\tau = \frac{T}{F_r}$$

Prečna sila je po shemi obtežbe (glej tabelo!)

$$T = \frac{1}{2} g l$$

reducirani prerez pa

$$F_r = \frac{2}{3} b h$$

Če označimo razmerje med višino in širino prereza z

$$\boxed{\alpha = \frac{h}{b}}$$

dobimo višino

$$h = \alpha b$$

in reducirani prerez

$$F_r = \frac{2}{3} \alpha b^2$$

Tako je strižna napetost

$$\tau = \frac{0{,}75\, g\, l}{\alpha b^2}$$

iz česar sledi stranica prereza (širina) za ta kriterij

$$\boxed{b = k \sqrt{g l}} \qquad \boxed{k = \sqrt{\frac{0{,}75}{\alpha \tau}}}$$

Če torej vzamemo v navedenem izrazu za širino b oz. koeficient k za vrednost τ ustrezno dopustno napetost, je material izkoriščen do skrajnosti.

Vrednosti koeficientov k so navedene v pripadajoči tabeli. Ker so slednji računani po podatkih predpisov v merskem sistemu »cm — kg«, morajo biti pri njih uporabi izraženi v teh enotah tudi ostali podatki (razpetina in obtežba nosilca); na to opozarjam tudi na ustreznem mestu zglavja tabele!

2. Upogib

Upogibna napetost je

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Dalje sledi upogibni moment

$$M = \frac{1}{8} g l^2$$

odporni moment

$$W = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \alpha^2 b^3$$

ter upogibna napetost

$$\sigma = \frac{0{,}75\, g\, l^2}{\alpha^2 b^3}$$

in tako širina nosilca

$$b = k \sqrt[3]{g\, l^2}$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{0{,}75}{\alpha^2 \sigma}}$$

TABELA ZA KOEFICIENT »k« IN ŠIRINO »b«
(Direktno dimenzioniranje lesenih nosilcev, predpisi jugoslovanski »PTP-8«, l. 1949)

SHEMA NOSILCA IN OBTEŽBE	KRITERIJ		KOEFICIENT k						ŠIRINA b (cm)
	STATIČNI	EKONOMSKI $\alpha = h/b$	LISTAVCI			IGLAVCI			g (kg/cm) Q(kg), l(cm)
A			KVALITETA LESA						
			I.	II.	III.	I.	II.	III.	
	STRIG	1	0,224	0,250	0,274	0,250	0,274	0,306	$b = k\sqrt[3]{gl}$
		$\sqrt{2}$	0,188	0,210	0,230	0,210	0,230	0,257	
		$\sqrt{3}$	0,170	0,190	0,208	0,190	0,208	0,233	
	UPOGIB	1	0,175	0,184	0,203	0,187	0,196	0,216	$b = k\sqrt[3]{gl^2}$
		$\sqrt{2}$	0,139	0,146	0,161	0,148	0,155	0,171	
		$\sqrt{3}$	0,121	0,128	0,141	0,130	0,136	0,149	
			POVESNI KOEFICIENT $\beta = l/f$						
			200	300	400	200	300	400	
	POVES	1	0,126	0,139	0,150	0,133	0,147	0,158	$b = k\sqrt[4]{gl^3}$
		$\sqrt{2}$	0,0969	0,107	0,115	0,103	0,114	0,122	
		$\sqrt{3}$	0,0832	0,0922	0,0991	0,0881	0,0974	0,105	
B			KVALITETA LESA						
			I.	II.	III.	I.	II.	III.	
	STRIG	1	0,224	0,250	0,274	0,250	0,274	0,306	$b = k\sqrt{q}$
		$\sqrt{2}$	0,188	0,210	0,230	0,210	0,230	0,257	
		$\sqrt{3}$	0,170	0,190	0,208	0,190	0,208	0,233	
	UPOGIB	1	0,220	0,232	0,255	0,236	0,247	0,272	$b = k\sqrt[3]{ql}$
		$\sqrt{2}$	0,175	0,184	0,203	0,187	0,196	0,216	
		$\sqrt{3}$	0,153	0,161	0,177	0,163	0,171	0,188	
			POVESNI KOEFICIENT $\beta = l/f$						
			200	300	400	200	300	400	
	POVES	1	0,141	0,157	0,168	0,150	0,168	0,178	$b = k\sqrt[4]{ql^3}$
		$\sqrt{2}$	0,109	0,121	0,130	0,115	0,128	0,137	
		$\sqrt{3}$	0,0936	0,104	0,112	0,0991	0,110	0,118	
C			KVALITETA LESA						
			I.	II.	III.	I.	II.	III.	
	STRIG	1	0,317	0,354	0,387	0,354	0,387	0,433	$b = k\sqrt{\frac{qx}{l}}$
		$\sqrt{2}$	0,266	0,297	0,326	0,297	0,326	0,364	
		$\sqrt{3}$	0,240	0,269	0,295	0,269	0,295	0,329	
	UPOGIB	1	0,350	0,368	0,406	0,374	0,392	0,431	$b = k\sqrt[3]{\frac{qxx'}{l}}$
		$\sqrt{2}$	0,278	0,293	0,322	0,297	0,311	0,342	
		$\sqrt{3}$	0,243	0,256	0,281	0,259	0,272	0,299	
			POVESNI KOEFICIENT $\beta = l/f$						
			200	300	400	200	300	400	
	POVES	1	0,187	0,206	0,223	0,198	0,219	0,236	$b = k\sqrt[4]{\frac{qxx'}{l^3}} \cdot \sqrt[4]{x\,(l+x')^3}$
		$\sqrt{2}$	0,145	0,160	0,172	0,153	0,169	0,182	
		$\sqrt{3}$	0,124	0,138	0,148	0,131	0,145	0,156	
D			KVALITETA LESA						
			I.	II.	III.	I.	II.	III.	
	STRIG	1	0,317	0,354	0,387	0,354	0,387	0,433	$b = k\sqrt{gl}$
		$\sqrt{2}$	0,266	0,297	0,326	0,297	0,326	0,364	
		$\sqrt{3}$	0,240	0,269	0,295	0,269	0,295	0,329	
	UPOGIB	1	0,278	0,292	0,322	0,297	0,311	0,342	$b = k\sqrt[3]{gl^2}$
		$\sqrt{2}$	0,220	0,232	0,256	0,235	0,247	0,272	
		$\sqrt{3}$	0,193	0,203	0,223	0,206	0,216	0,237	
			POVESNI KOEFICIENT $\beta = l/f$						
			150			150			
	POVES	1	0,206			0,218			$b = k\sqrt[4]{gl^3}$
		$\sqrt{2}$	0,159			0,168			
		$\sqrt{3}$	0,136			0,144			
E			KVALITETA LESA						
			I.	II.	III.	I.	II.	III.	
	STRIG	1	0,317	0,354	0,387	0,354	0,387	0,433	$b = k\sqrt{q}$
		$\sqrt{2}$	0,266	0,297	0,326	0,297	0,326	0,364	
		$\sqrt{3}$	0,240	0,269	0,295	0,269	0,295	0,329	
	UPOGIB	1	0,350	0,368	0,406	0,374	0,392	0,431	$b = k\sqrt[3]{ql}$
		$\sqrt{2}$	0,278	0,293	0,322	0,297	0,311	0,342	
		$\sqrt{3}$	0,243	0,256	0,281	0,259	0,272	0,299	
			POVESNI KOEFICIENT $\beta = l/f$						
			150			150			
	POVES	1	0,263			0,276			$b = k\sqrt[4]{ql^2}$
		$\sqrt{2}$	0,203			0,215			
		$\sqrt{3}$	0,175			0,185			

3. Poves

Če označimo dopustni poves z $\frac{1}{\beta}$ (β je koeficient po predpisih), dobimo za naš primer poves

$$f = \frac{1}{\beta} = \frac{S}{E\, I}$$

Dalje je deformacijski (povesni) moment

$$S = \frac{5}{384} g\, l^4$$

vztrajnostni moment

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \alpha^3 b^4$$

ter tako

$$\beta = \frac{6{,}4\, E\, \alpha^3 b^4}{g\, l^3}$$

Stranica prereza je torej

$$b = k \sqrt[4]{g\, l^3}$$

$$k = \sqrt[4]{\frac{\beta}{6{,}4\, E\, \alpha^3}}$$

4. Prerez

Pod obliko prereza je mišljeno razmerje stranic pravokotnika

$$\alpha = \frac{h}{b}$$

Kolikor postavimo kot pogoj ekonomije samo kubaturo materiala oz. površino prereza, ki naj bo čim manjša, moramo glede na izraze za upogibne napetosti ter poves izbrati čim večje razmerje med višino in širino, torej čim manjše širine in čim večje višine. Ker pa nam je postavljena zgornja meja višine s premerom debla, iz katerega profil oz. nosilec žagamo, se pojavi nov kriterij. Za ekonomičnost nosilca v tem pogledu ni več odločilna površina njegovega prereza. Ker pri izrezu iz debla uporabimo tudi okrajke (deske itd.), je celotna površina prereza oz. kubatura porabljenega lesa tudi pri različnih izreznih profilih praktično konstantna. Pač pa si moramo v tem primeru prizadevati za to, da iz danega debla (krog s premerom D) izrežemo pravokotnik, ki bo ustrezal čim večji nosilnosti v smislu veljavnih statičnih kriterijev.

Običajno žagajo profile, katerih koeficient $\alpha = h/b$ ustreza kriteriju upogiba. Vendar pa je pogosto odločilen za dimenzije strig, še večkrat pa poves. Zato podajam predmetna izvajanja za vse tri omenjene primere, ki torej predstavljajo komercialne profile in jih zato tudi najpogosteje uporabljamo.

a) *Strig*

Če označimo strižno napetost kot funkcijo reduciranega prereza, je

$$\tau = \varphi\left(\frac{C}{F_r}\right) = \varphi\left(\frac{C}{b h}\right)$$

Nosilnost prereza po tem kriteriju bo tem večja, čim manjša bo napetost τ, torej mora biti

$$y = b h = \max$$

oziroma

$$\frac{dy}{dh} = 0$$

Če upoštevamo omenjeno odvisnost med prerezom in premerom debla D

$$b = \sqrt{L^2 - h^2}$$

sledi iz tega razmerje

$$\alpha = \frac{h}{b} = 1$$

b) *Upogib*

$$\sigma = \varphi\left(\frac{C}{W}\right) = \varphi\left(\frac{C'}{b\,h^2}\right)$$

$$y = b\,h^2 = \max$$

$$\alpha = \frac{h}{b} = \sqrt{2}$$

c) *Poves*

$$f = \varphi\left(\frac{C}{I}\right) = \varphi\left(\frac{C'}{b\,h^3}\right)$$

$$y = b\,h^3 = \max$$

$$\alpha = \frac{h}{b} = \sqrt{3}$$

B. PROSTO LEŽEČ NOSILEC — SILA V SREDINI

1. Strig

$$T = \frac{Q}{2}$$

$$b = k\sqrt{Q}$$

$$k = \sqrt{\frac{0{,}75}{\alpha\,\tau}}$$

2. Upogib

$$M = \frac{1}{4}\,Q\,l$$

$$b = k\sqrt[3]{Q\,l}$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{1{,}5}{\alpha^2\,\sigma}}$$

3. Poves

$$S = \frac{1}{48}\,Q\,l^3$$

$$b = k\sqrt[4]{Q\,l^2}$$

$$k = \sqrt[4]{\frac{\beta}{4\,E\,\alpha^3}}$$

C. PROSTO LEŽEČ NOSILEC — SILA NA POLJUBNEM MESTU

1. Strig

$$T = \frac{Q\,x}{l}$$

pri čemer moramo označiti z x večjo razdaljo sile od podpore (glej skico v tabeli!), torej

$$x \quad x'$$

$$b = k\sqrt{\frac{Q\,x}{l}}$$

$$k = \sqrt{\frac{1{,}5}{\alpha\,\tau}}$$

2. Upogib

$$M = \frac{Q\,x\,x'}{l}$$

$$b = k\sqrt[3]{\frac{Q\,x\,x'}{l}}$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{6}{\alpha^2\,\sigma}}$$

3. Poves

$$S = \frac{Q\,x\,x'}{27\,l}\sqrt{3\,x\,(l + x')^3}$$

$$b = k\sqrt[4]{\frac{Q\,x\,x'}{l^2}\sqrt{x\,(l + x')^3}}$$

$$k = \sqrt[4]{\frac{0{,}77\,\beta}{E\,\alpha^3}}$$

D. KONZOLA — ENAKOMERNA OBTEŽBA

1. Strig

$$T = g\,l$$

$$b = k\sqrt{g\,l}$$

$$k = \sqrt{\frac{1{,}5}{\alpha\,\tau}}$$

2. Upogib

$$M = \frac{1}{2}\,g\,l^2$$

$$b = k\sqrt[3]{g\,l^2}$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{3}{\alpha^2\,\sigma}}$$

3. Poves

$$S = \frac{1}{8}\,g\,l^4$$

$$b = k\sqrt[4]{g\,l^3}$$

$$k = \sqrt[4]{\frac{1{,}5\,\beta}{E\,\alpha^3}}$$

E. KONZOLA — SILA NA KONCU

1. Strig

$$T = Q$$

$$b = k\sqrt{Q}$$

$$k = \sqrt{\frac{1{,}5}{\alpha\,\tau}}$$

2. Upogib

$$M = Q\,l$$

$$b = k\sqrt[3]{Q\,l}$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{6}{\alpha^2\sigma}}$$

3. Poves

$$S = \frac{1}{3}\,Q\,l^3$$

$$b = k\sqrt[4]{Q\,l^2}$$

$$k = \sqrt[4]{\frac{4\beta}{E\,\alpha^3}}$$

F. SKLEP

Če pregledamo oblike obrazcev za širino b za posamezne primere nosilcev in obtežbe, vidimo poleg ostalih prednosti tudi to, da pri tem načinu dimenzioniranja odpadejo običajni računi statičnih in elasticitetnih količin, to je prečnih sil, upogibnih, odpornih in vztrajnostnih momentov itd. Namesto teh pa lahko izračunamo n. pr. kot predhodno fazo dimenzioniranja radikande korenov, ki v teh obrazcih nastopajo. Tako dobimo za posamezne obtežne primere naslednje pomožne izraze:

1. Enakomerna obtežba (primer A, D):

$$R_1 = g\,l$$
$$R_2 = g\,l^2 = R_1\,l$$
$$R_3 = g\,l^3 = R_2\,l$$

2. Točkasta obtežba v sredini nosilca ali na konzoli (primer B, E):

$$R_1 = Q$$
$$R_2 = Q\,l = R_1\,l$$
$$R_3 = Q\,l^2 = R_2\,l$$

3. Točkasta obtežba poljubno na nosilcu (primer C):

$$R_1 = \frac{Q\,x}{l}$$

$$R_2 = \frac{Q\,x\,x'}{l} = R_1\,x'$$

$$R_3 = \frac{Q\,x\,x'}{l^2}\sqrt{x\,(l+x)} = \frac{R_2}{l}\sqrt{x\,(l+x')}$$

Dimenzije nosilca oz. prereza določimo tako, da izberemo najprej koeficient α (kolikor ni že dan), in sicer najpogosteje $\sqrt{2}$ ali $\sqrt{3}$, na podlagi le-tega pa izračunamo po ustreznih obrazcih širino b za vse tri statične kriterije. Odločilna je največja, višina pa sledi iz razmerja α, torej

$$b \geq b_t \geq b_\sigma \geq b_f$$
$$h = b\,\alpha$$

V praksi pa se večkrat primeri, ko računamo, bodisi po predpisih, bodisi po posebni presoji, ali pa glede na druge predpise, z dopustnimi napetostmi lesa, ki se razlikujejo od napetosti, na podlagi katerih je sestavljena tabela za koeficient k. Tako velja n. pr. za objekte, izpostavljene neposrednemu vplivu vlage oz. mokrote ali drugim škodljivim učinkom (glej »PTP-8«, toč. 423!), za odnos med spremenjenimi (reduciranimi) dopustnimi napetostmi ν' (strižnimi in upogibnimi) ter osnovnimi dopustnimi napetostmi ν izraz $\nu' < \nu$, kar pomeni torej večjo varnost, medtem ko je za začasne objekte (opažni odri, provizorni mostovi itd.) $\nu' > \nu$, torej večja ekonomičnost. Tudi v teh primerih pa lahko uporabljamo omenjeno tabelo z naslednjim izvajanjem:

Če označimo razmerje med spremenjenimi in osnovnimi dopustnimi napetostmi s

$$K = \frac{\nu'}{\nu}$$

ter ustrezno razmerje širin (spremenjena b', osnovna b) z redukcijskim koeficientom

$$r = \frac{b'}{b}$$

dobimo glede na izvajanja oz. rezultate prejšnjih poglavij za posamezne kriterije (strižni in upogibni)

$$r_t = \frac{1}{\sqrt{K}}$$
$$r_\sigma = \frac{1}{\sqrt[3]{K}}$$

Reducirane dimenzije (širina b', višina h') so tako

$$b' = b\,r$$
$$h' = b'\,\alpha$$

pri čemer so ustrezne vrednosti redukcijskega koeficienta r podane v pripadajoči tabeli.

Seveda pa moramo v tem primeru izvesti primerjavo rezultatov (veljavni kriterij) šele po opravljeni redukciji širin b.

TABELA ZA KOEFICIENT »r«
(Redukcija napetosti)

Razlog redukcije	$K = \frac{\nu'}{\nu}$	Koeficient r	
		Strig	Upogib
Povečanje varnosti	0,65	1,241	1,154
	0,70	1,195	1,126
	0,75	1,154	1,100
	0,80	1,118	1,077
	0,85	1,084	1,056
	0,90	1,054	1,035
	0,95	1,026	1,017
Povečanje ekonomičnosti	1,05	0,976	0,983
	1,10	0,953	0,968
	1,15	0,932	0,954
	1,20	0,912	0,941
	1,25	0,894	0,928

Ravnotako pa nastopajo v praksi tudi primeri istočasne kombinacije več obtežnih primerov (n. pr. enako-

merna obtežba s koncentrirano silo v sredini, to je primer A in B, itd.). Tudi v takih primerih ostanejo v veljavi vsa podana izvajanja z naslednjimi dopolnitvami:

Predvsem moramo upoštevati, da velja vsak posamezni kriterij za kombinacijo obtežb le, če nastopa pri vseh poedinih obtežbah na istem mestu (n. pr. maksimalni upogibni moment pri vseh obtežbah na sredini nosilca itd.). Sicer pa je v praksi tej zahtevi skoraj vedno zadoščeno (simetrične obtežbe, konzole itd.).

Tako imamo za kriterij striga reducirani prerez

$$F_r \frac{2}{3} \alpha b^2 = c\, b^2$$

iz česar sledi širina nosilca

$$b = \sqrt{\frac{F_r}{c}}$$

Pri kombinaciji več istočasnih obtežnih tipov je po načelu superpozicije sumarni reducirani prerez

$$F_{rs} = c\, b_1^2 + c\, b_2^2 + c\, b_3^2 + \ldots = c\,(b_1^2 + b_2^2 + b_3^2 + \ldots)$$

pri čemer so b_1, b_2, b_3 ... širine, ki pripadajo posameznim obtežnim primerom. Iz tega sledi ob upoštevanju prejšnjega izraza za širino b ustrezna širina nosilca za kombinacijo obtežb

$$b_{r_s} = \sqrt{b_1^2 + b_2^2 + b_3^2 + \ldots}$$

Analogno dobimo za kriterij upogiba

$$b_{c_s} = \sqrt[3]{b_1^3 + b_2^3 + b_3^3 + \ldots}$$

in za kriterij povesa

$$b_{f_s} = \sqrt[4]{b_1^4 + b_2^4 + b_3^4 + \ldots}$$

Tudi tukaj pa je izvršiti primerjavo rezultatov oz. izbrati merodajno širino nosilca šele na podlagi izračunanih sumarnih širin b_s.

B. Ozvald, ing. civ.

DIMENSIONNEMENT DIRECT DES POUTRES EN BOIS CHARGEES A TRAVERS A L'EGARD DES CRITERES VALABLES

On décrit un procédé spécial où les dimensions pour des sections rectangulaires peuvent être déterminées à l'égard de tous les exigences et points de vue respectifs directement et à cent pourcent rationnellement. Puis les calculs ordinaires des quantités statiques (efforts tranchants et moments de flexion et de flèche) et des quantités élastiques (sections réduites et moments résistants et d'inertie) sont supprimés.

Pour simplifier le calcul, un tableau pour le coefficient k, et pour le cas des contraintes admissibles diminuées ou élévées un tableau pour le coefficient de réduction r sont annexés.

B. Ozvald, C.E.

DIRECT DIMENSIONING OF TRANSVERSE-LOADED TIMBER BEAMS IN VIEW OF ACCEPTED CRITERIA

The procedure described in this paper provides a quick economic, and 100 percent reliable determination of dimensions (width b and height h), taking into consideration all demands upon, and aspects of, rectangular cross sections. Hereby the usual computations of static (vertical shear, bending and deflection moments) and elastic quantities (reduced cross sections, resisting and inertia moments) are rendered unnecessary.

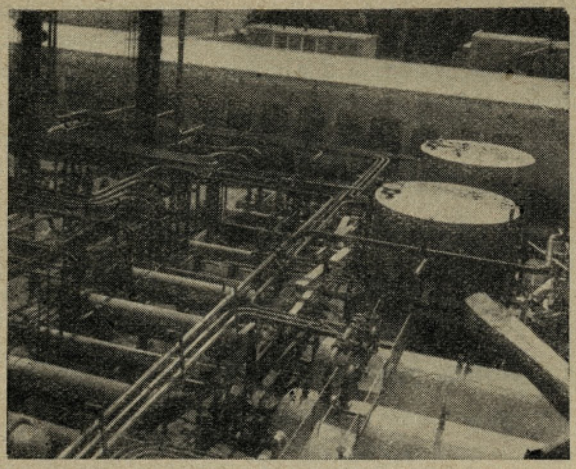
To simplify calculation still further, two tables are added, viz., one for the coefficient k; and a second for the reduction coefficient r, in case of reduced or augmented allowable stresses.

Dipl.-Ing. B. Ozvald

DIREKTES DIMENSIONIEREN QUER BELASTETER HOLZTRÄGER IM HINBLICK AUF GELTENDE KRITERIEN

Beschrieben ist der Vorgang bei rechteckigem Querschnitt der Träger. Darnach kann man die Dimensionen (Breite b und Höhe h) im Hinblicke auf alle diesbezüglichen Anforderungen und Gesichtspunkte unmittelbar, rasch und 100 % rationell feststellen. Weiters entfallen auch die bisher üblichen Berechnungen der statischen (Querkräfte, Biege- und Durchbiegungsmomente) und der Elastizitätsgrössen (reduzierte Querschnitte, Widerstands- und Trägheitsmomente).

Zur weiteren Vereinfachung dient die Tabelle für den Koeffizient k, für den Fall der verminderten oder erhöhten zulässigen Spannungen hingegen die Tabelle für den Reduktionskoeffizient r.



MONTAŽNO PODJETJE

TOPLOVOD

LJUBLJANA, ČRTOMIROVA 6

Montira: naprave in cevovode za hladno in toplo vodo, centralne kurjave vseh vrst s toplo in vročo vodo, s paro nizkega in visokega pritiska, žarilne kurjave, naprave za odsesavanje prahu in odpadkov, ogrevanje s toplim zrakom, prezračevalne in klimatizacijske naprave ter plinske instalacije v stanovanjskih in industrijskih objektih ter industrijske cevne naprave vseh vrst

Instalira: električne naprave nizke in visoke napetosti kakor tudi šibkega toka in strelovodov v stanovanjskih hišah, bolnicah in industrijskih objektih

Projektira: v lastnem projektivnem oddelku vsa zgoraj navedena dela

Proizvaja: v lastni livarni in strojno obdelovalnih obratih: zasune za centralno kurjavo, obtočne centrifugalne črpalke, tlačne peči, kondenčne lonce, vodostojne regulatorje, rebraste cevi in druge livarske proizvode

LJUBLJANSKE OPEKARNE LJUBLJANA

DIREKCIJA: EMONSKA 2

OBRATI:

BRDO — TELEFON 20-886
OPEKA — TELEFON 21-898
VIČ — TELEFON 22-833

IZDELUJEMO: ZIDAKE, VOTLAKE, STREŠNIKE (VLEČENE, STISKANE IN BOBROVEC), POROLIT, MONTA PLOŠČE, STROPNJAKE, DRENAŽNE CEVI ITD.

AzA

ATELJE ZA ARHITEKTURO

LJUBLJANA

CANKARJEVA CESTA 5/III

TELEFON 22-274 DO 22-276

IZDELUJE NAČRTE ZA ŠOLE, STANOVANJSKE ZGRADBE, INDUSTRIJSKE ZGRADBE, ZDRAVSTVENE DOMOVE, KULTURNE DOMOVE ITD., KAKOR TUDI NAČRTE ZA VZIDANO IN OSTALO OPREMO

Ing. Sergej Bubnov

DK 693.56

Nekatere izkušnje pri gradnjah iz prej napetega betona po sistemu ing. Žežlja v LR Sloveniji

I. OBSEG DEL V LR SLOVENIJI

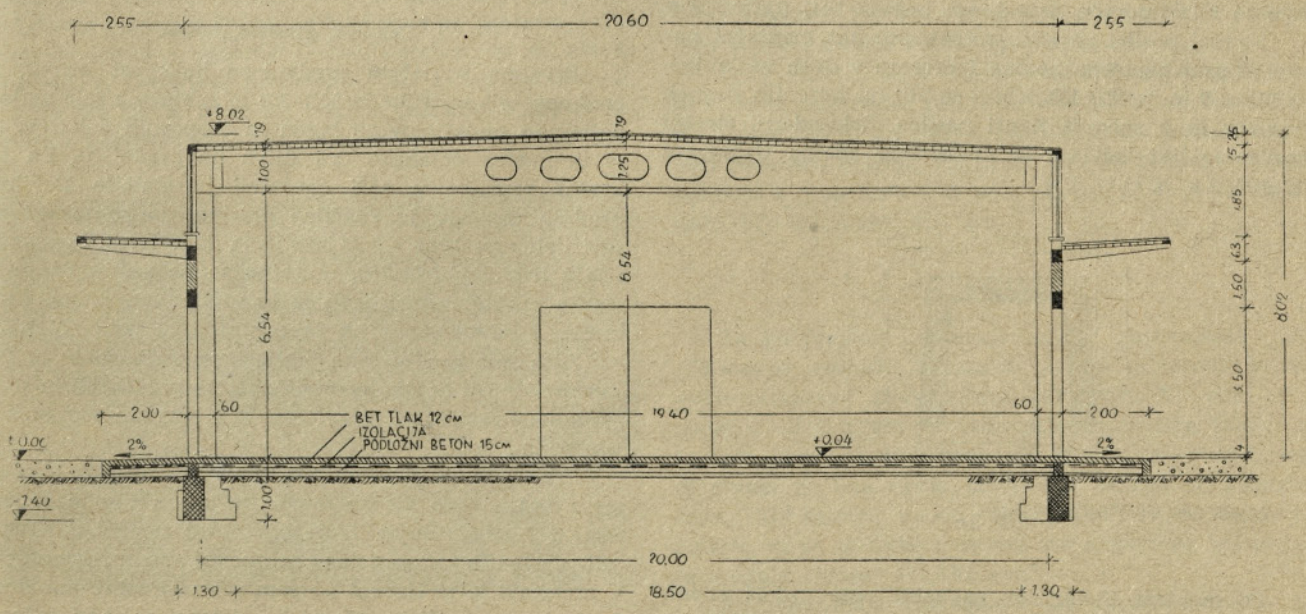
Prve konstrukcije iz prej napetega betona v LR Sloveniji so bile izdelane v drugi polovici leta 1954, prvi objekti pa dograjeni poleti leta 1955. Do sedaj smo v LR Sloveniji zgradili 6220 m² industrijskih objektov z glavnimi nosilnimi konstrukcijami iz prej napetega betona po sistemu ing. Žežlja, v gradnji je 730 m², projektiranih pa še nadaljnjih 2810 m² objektov s temi konstrukcijami. Obdelan je tudi načrt za most skupne dolžine 63,0 m, ki ga bomo začeli graditi verjetno leta 1957. Tako kot drugod pa svetu so tudi v LR Sloveniji sprejeli nekateri strokovnjaki gradnjo prvih prej napetih konstrukcij z določenimi pridržki in pomisleki, vendar so pristojni strokovni organi pokazali dovolj razumevanja za ta novi način gradnje in tako omogočili, da smo začeli graditi takšne konstrukcije. Pri tem je bilo seveda zelo pomembno dejstvo, da so v naši državi bile prve prej napete konstrukcije po projektih ing. Žežlja zgrajene že leta 1951 (16.000 m² v Sisku), do leta 1954 se je pa število objektov znatno povečalo (Tovarna kablov v Svetozarevu, ladjedelnice v Splitu in Boki Kotorski, Tovarna orodnih strojev v Železniku itd.), tako da je kvadratura zgrajenih industrijskih objektov iz prej napetega betona v naši državi do konca leta 1954 že presegla 100.000 m². Poleg tega so zgradili tudi številne mostove. Pri vseh teh konstrukcijah se je prej napeti beton in način zidanja po sistemu ing. Žežlja dobro obnesel tako s tehničnega kakor tudi z ekonomskega vidika.

Ta dejstva so nesporno olajšala pot prej napetemu betonu tudi v LR Sloveniji.

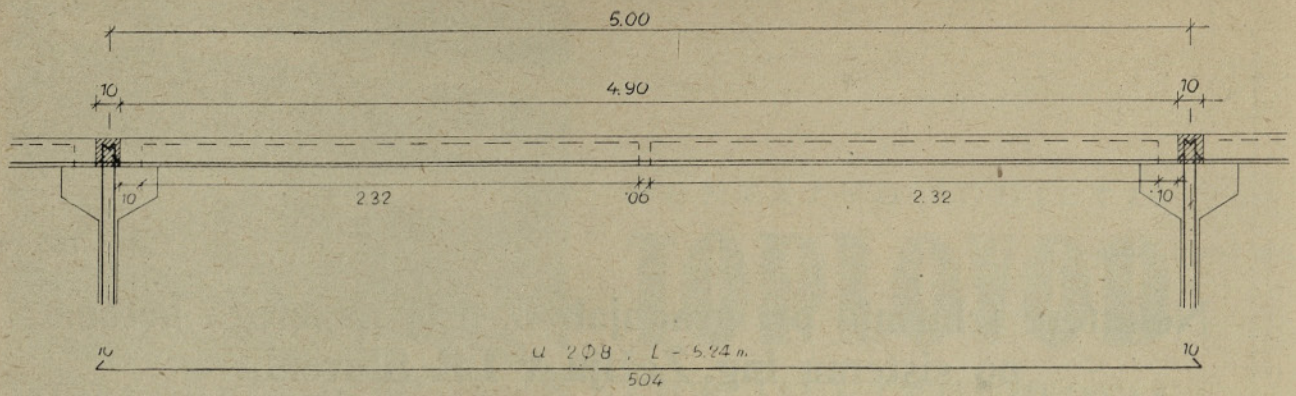
Prvo halo iz prej napetega betona je zgradilo podjetje »Tehnika« v Ljubljani. Vse preiskave materialov in konstrukcij so naredili v Zavodu za raziskave materiala in konstrukcij v Ljubljani. Pri napenjanju prvih prej napetih nosilcev je pomagala Opitna stanica za prej napeti beton v Beogradu.

II. KARAKTERISTIČNI PROJEKT INDUSTRIJSKE HALE

Industrijske hale z nosilnimi konstrukcijami iz prej napetega betona smo zgradili po bolj ali manj enotnem tipu, in sicer za razpetine 20,0 m in 16,0 m. Razlike pri posameznih halah so bile predvsem v dolžinah konzol za nadstreške in širinah ramp. Na sliki 1 je prikazan karakteristični prečni prerez hale z razpetino 20,0 m. Razdalja med stebri je znašala 5,0 m. Ta razdalja med nosilnimi stebri je pri prej napetih konstrukcijah sicer nekoliko premajhna, vendar je bila v danem primeru po-



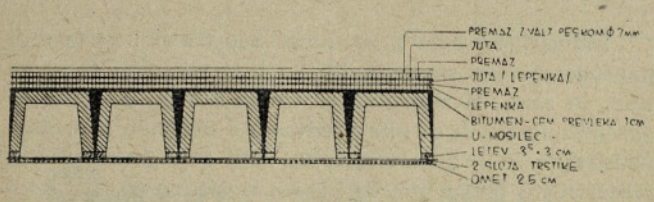
Sl. 1



Sl. 2 a

trebna predvsem zaradi sekundarnih montažnih strešnih nosilcev, izdelanih iz navadnega armiranega betona, pri katerih bi večja razpetina znatno povečala lastno težo in s tem tudi obremenitev strešnih nosilcev.

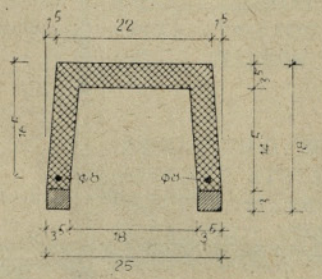
Stebri so bili betonirani na delovnem kraju samem. Groba primerjava stroškov je pokazala, da je ceneje betonirati stebre na kraju samem, kot pa montirati stebre, ki bi jih v tem primeru sicer lahko izdelali tudi iz prej napetega betona. Tovarniško izdelani prej napeti stebri so bolj primerni tedaj, ko so stebri dovolj visoki in ko prevzemajo tudi znatne horizontalne sile, ki povzročajo v prerezih stebrov znatnejše natezne napetosti. V tem primeru so bili stebri zaradi relativno majhne višine



Sl. 2 b

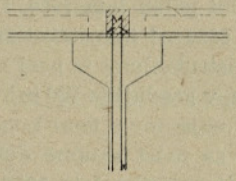
zgradbe in majhnih vetrnih pritiskov pretežno tisnjeni, zato je bila uporaba navadnega betona bolj upravičena.

Strešni nosilci so bili projektirani kot montažni nosilci iz prej napetega betona I prereza v dveh variantah, za MB 450 in za MB 400. Kabli so bili na zunanjih straneh nosilcev in v spodnji flanši nosilca. Sekundarni strešni nosilci so bili izdelani iz navadnega betona U-prereza (glej sl. 2 a, b, c).



Sl. 2 c

Po montaži U-nosilcev so zalili rege vzdolž samih nosilcev in ravno tako nad glavnimi nosilci, tako da je bila s pomočjo sider, ki so bili spuščeni iz prej napetih nosilcev, dosežena učinkovita povezava med prej napetimi nosilci (sl. 3).



Sl. 3

Po končani montaži in ko so zalite rege, imajo U-nosilci v notranjosti hale podobo rebričastega stropa, kar nudi skupaj z nizkimi prej napetimi nosilci in z razbremenilnimi razpetinami v sredini svojevrstno arhitektonsko sliko celotnega stropa (gl. sl. 4 a in b). Ko smo izdelovali načrt za prej napete nosilce, smo upoštevali vse izkušnje, ki smo jih dobili dotlej pri izdelavi prej napetih konstrukcij v naši državi, vsestransko jih je pa posredovala »Opitna stanica za prednapeti beton« v Beogradu in ing. Žeželj osebno.

III. MATERIALI

1. Cement, gramoz, beton

Prvotna, v načrtu predvidena kakovost betona za prej napete konstrukcije MB-450 je zahtevala zelo skrbno preiskavo materialov za beton in nespornih dokazov, da je ta marka dejansko dosegljiva na gradbišču. Za takratne razmere v naši operativi in stališče številnih uradnih organov je značilno dejstvo, da so takrat pri revizijah projektov samo izjemoma dovoljevali konstrukcije z betonom MB-300, običajno so pa sodili, da je ta marka praktično nedosegljiva in so številne projekte zavrnili, z zahtevo, naj jih preračunajo za beton MB-220.

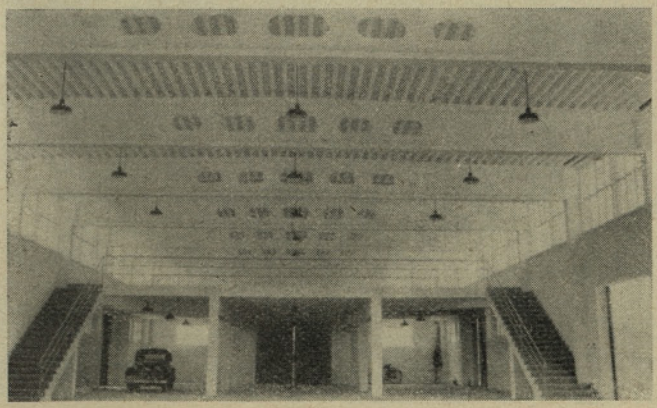
Zato smo predhodnim preiskavam materialov in dokazom trdnosti betona posvečali veliko pozornosti in so te predhodne preiskave zaradi različnih težav in zaprek trajale precej časa.

Preiskave so se začele pri cementu. Jasno je bilo, da je za beton tako visoke marke potreben visoko vreden cement. Najbolj dosegljiv je bil takrat cement A (S-600) (pri cementih namenoma ne navajamo proizvajalca). V preiskavi je ta cement povsem ustrezal zahtevam standarda in v zemeljsko vlažni konsistenci pokazal trdnost 799 kg/cm^2. Po tej preiskavi so s tem cementom izdelali

25 poskusnih kock, da bi ugotovili trdnost betona glede na različne količine cementa. Gramoz je bil iz centralne separacije v Ljubljani. Tega gramoza niso poprej preiskali, ker so v separaciji ves gramoz prali in granulirali in ker glede kakovosti gramoza iz te separacije, ki je zalagala z betonskim gramozom skoraj vsa gradbišča v Ljubljani in številna gradbišča v Sloveniji, ni bilo nikoli slišati kakih pripomb.

Rezultati so bili proti pričakovanju zelo slabi. Pri 300 kg cementa A (S-600) na 1 m³ betona so dosegli povprečno marko samo MB-179 (pri 350 kg cementa MB-324 in pri 400 kg cementa MB-344). Naredili so ponovno preiskavo cementa A; le-ta je vnovič potrdila rezultate prve preiskave tega cementa in pokazala dobro kakovost cementa. Nato so spet izdelali poskusne kocke z istim cementom in z istim gramozom, poleg tega pa še z gramozom iz druge gramoznice, ki ni imela popolnoma urejene separacije. Rezultati so bili v obeh primerih nezadovoljivi, toda pri drugem gramozu nekoliko boljši kot pri prvem. Rezultati teh preiskav so vzbudili dvom glede kakovosti cementa A, s pridržkom, da se ta cement v betonu slabo izkaže, čeprav preiskave samega cementa izkazujejo dobre rezultate. V kakovost gramoza iz separacije še nismo dvomili, ker smo vedeli, da tam ves gramoz granulirajo in perejo. Zategadelj so nabavili drug visoko vreden cement B (S-600), katerega kakovost je bila nesporna in ki so ga že večkrat uporabljali pri drugih prej napetih konstrukcijah v državi. Predhodna preiskava je potrdila dobro kakovost tega cementa. Izdelali so poskusne kocke s tem cementom in še vedno z gramozom iz centralne separacije. Toda trdnost betona tudi zdaj ni bila zadovoljiva. Dosegli so samo marko MB-380. Šele sedaj so začeli sumiti gramoz iz centralne separacije. Granuliran in pran gramoz iz separacije so poslali v natančno preiskavo. Ugotovitve so bile prav presenetljive. Posamezne frakcije že granuliranega gramoza so vsebovale do 40 % drugih frakcij. Že oprani gramoz je imel več kot 2 % odplakljivih snovi, t. j. več, kot je dopustno za nepran gramoz. Očitno je, da takšen agregat ni ustrezal ne glede granulacije, ne glede odplakljivosti in s takšnim agregatom seveda tudi pri najboljšem cementu ni bilo mogoče doseči visokih mark betona. Te ugotovitve so sprožile pregled tehnološkega postopka in mehanične opreme separacije. Pri tem so ugotovili različne pomanjkljivosti, ki so vse to povzročale, predvsem izrabljenost in zastarelost opreme.

Po teh ugotovitvah so začeli s poizkusi, kako bi izboljšali kakovost gramoza. Vse že oprane frakcije gramoza iz separacije so na gradbišču ponovno oprali. Izdelali so več poskusnih mešanic posameznih frakcij, takšnih, kakršne je dobavljala separacija, in eksperimentalno določili najugodnejšo mešanico. Pri formalni primerjavi te mešanice z granulometrijsko krivuljo, ki jo določajo naši predpisi, se je pokazalo, da leži granulometrijska krivulja te mešanice v območju 4 do 15 mm, nekoliko niže od predpisane krivulje.



Sl. 4 a



Sl. 4 b

Glede na zgoraj naštete slabe rezultate, ki so jih dobili pri dotedanjih poizkusih, je bil projekt prej napetega nosilca predelan, tako da je bila marka betona znižana na MB-400.

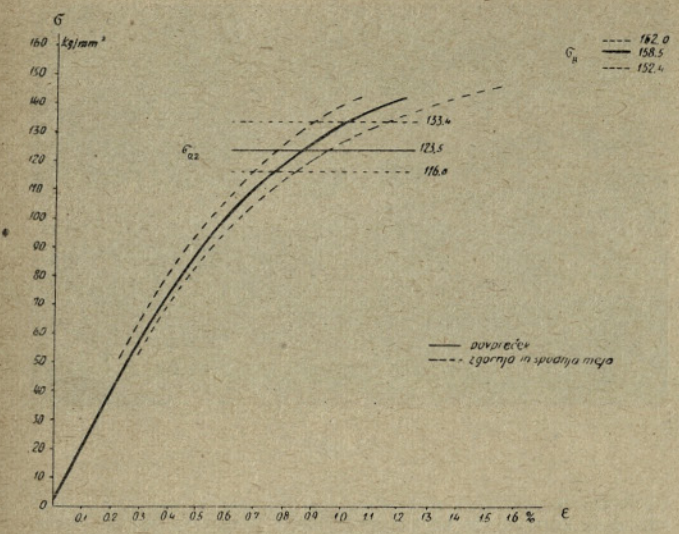
Z novo, eksperimentalno določeno mešanico gramoznih frakcij in s 400 kg cementa B so končno dosegli trdnosti povprečno MB-413. Boj, da bi dosegli potrebno kakovost betona, je trajal polnih 6 mesecev. V tem času so naredili 102 preiskavi betona in 4 popolne ter 2 delni preiskavi cementa. Kasneje, med gradnjo, so kakovost betona nadalje izboljševali. Pri prvih 9 nosilcih prve hale so dosegli trdnost MB-416 (min. MB+396 maks. MB+440), pri ostalih 29 nosilcih prve hale pa že MB+534 (min. MB+421 maks. MB+702). Pri teh nosilcih so uporabljali cement C (S-600), ki so ga poprej trikrat popolnoma preiskali. V celoti so pri prvem objektu naredili 216 preiskav betona in 9 preiskav cementa. Pri tem so za vsakega izmed 38 nosilcev tega objekta izvedli 3 preiskave betona.

Pri gradnji ostalih objektov iz prej napetega betona so v celoti upoštevali rezultate študijskih preiskav, ki so jih naredili pred začetkom gradnje prvih konstrukcij iz prej napetega betona. Pri drugi hali so pri isti mešanici gramoza s cementom C dosegli povprečno trdnost MB 571 (min. MB 498, maks. MB 758).

2. Jeklo

Za vnaprejšnje napenjanje so uporabljali žico ⌀ 5 mm iz jeseniške železarne; poprej so izvedli še številne preiskave glede njene kakovosti. Na sliki 5 je podan $\sigma - \varepsilon$ diagram jeseniške patentirane žice, izdelan na podlagi 32 predhodnih preiskav. Kot je razvidno iz tega diagrama, je bila njena povprečna trdnost 158,5 kg/mm² (min. 152,4 kg/mm² maks. 162,0 kg/mm²) razen enega rezultata, ki ga je treba smatrati kot disperzijo; pri le-tem je znašala trdnost 132,9 kg/mm².

Fiktivna meja elastičnosti (ki povzroča trajne deformacije 0,2 %) pri tej žici je 123,5 kg/m². Začetna na-



Sl. 5

petost v žici je bila pri poprejšnjem napenjanju 105 kg/m², kar znese 0,85 σ_B.

Tudi rezultati preiskav glede relaksacije in nevarnosti korozije so bili zadovoljivi.

V celoti so te preiskave pokazale, da je žica primerna za prej napeti beton. Tudi z ekonomskega stališča je ta žica nedvomno primerna, ker je samo za 95 % dražja od navadnega betonskega železa.

IV. IZVEDBA

1. Betoniranje

Nosilce so betonirali na tleh, zraven stebrov, na katere so jih pozneje montirali, v montažnih lesenih opažih, obloženih z jekleno pločevino (sl. 6). Osemintrideset prej napetih nosilcev so zabetonirali s pomočjo štirih kompletnih montažnih opažev, kar pomeni, da en montažni opaž zadostuje za izdelavo 9 do 10 nosilcev. Tudi potem, ko je bilo betoniranje povsem končano, so bili ti opaži še za okoli 25 % uporabni.

Beton so delali iz eksperimentalno določene mešanice gramoza, o katerem smo že poprej govorili, s 400 kg cementa B, pozneje pa cementa C (S-600) na 1 m³ že izdelanega betona. Količina vode je bila minimalna. Vodocementni faktor se je gibal med 0,3 in 0,4. Količina vode je znašala okoli 6 % suhe zmesi. Vgraditev betona so vgrajevali s pomočjo pervibratorjev in planvibratorjev. Pri pervibriranju (globinskem vibriranju) se je pokazalo, da je debelina stoje za 8,0 cm premajhna za nemoteno pervibriranje z običajnimi iglami, ker zavzemajo precej prostora že poševna železa med razbremenilnimi odprtinami, kakor tudi stremena. Pervibrator je pri debelini stojine 8,0 cm razrival železa in povzročal poškodbe na opažu, obenem pa so se pri tem pogosto poškodovali tudi pervibratorji. Zato so po teh izkušnjah projekt nosilca predelali tako, da je debelina stojine znašala 9,0 cm. Pri tem so lahko uporabljali iste opaže.

Vibriranje betona je zelo dobro vplivalo na kakovost betona, ni pa bilo ugodno za montažne opaže. Pervibratorji so povzročali večkrat izbokline na pločevini opaža, kar se je potem nekoliko poznalo na zunanjih ploskvah nosilcev, planvibratorji pa so vplivali na obrabo stikov sestavnih delov opažev.

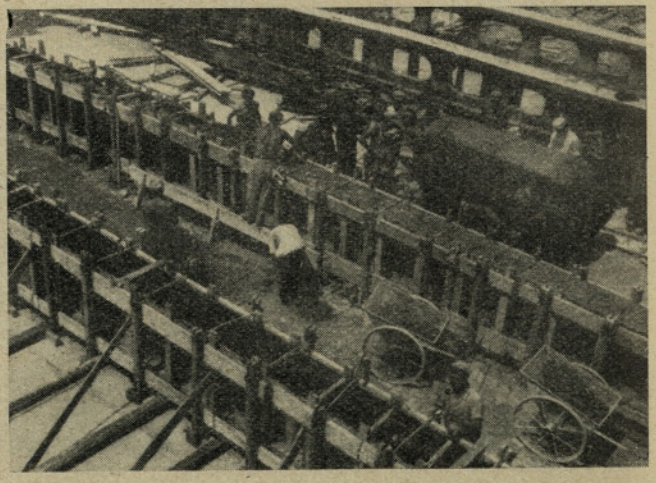
Zaradi nizkega vodocementnega faktorja in zelo intenzivnega vibriranja so lahko razopaževali nosilce že drugi dan po betoniranju, ker je beton zelo hitro pridobival trdnost, kar so lahko ugotovili z zvočno probo.

2. Napenjanje nosilcev

Nosilci so imeli po prvotnem projektu za MB-450 11 kablov, od tega 3 kable spodaj in 8 od strani, po variantnem projektu za MB-400 pa 12 kablov, in sicer 10 od strani in 2 spodaj. Stranske kable so napeli na tleh, spodnje pa po montaži. Kabli so bili na enem koncu nosilca napeti in pritrjeni s pomočjo sider, na drugem koncu pa oviti okrog nosilca. Prav glede ovijanja kablov je bilo slišati različne komentarje in pripombe, češ da se na ta način grobo deformira jeklo in povzročajo prekomerne napetosti, ki naj bi vplivale na sile vnaprejšnjega napenjanja. Res bi se zaradi dotikanja kablov in betona lahko prej deformiral beton kot jeklo, ker je trdnost jekla Č-150 približno 40-krat večja od trdnosti betona MB-400. V praksi se tudi na betonu nikjer niso pokazale kake deformacije ali lokalne razpoke, sicer bi bile lokalne prenapetosti na tem mestu samo prehodnega značaja, ker po injiciranju kablov vso silo sidranja lahko prevzame injicirani del.

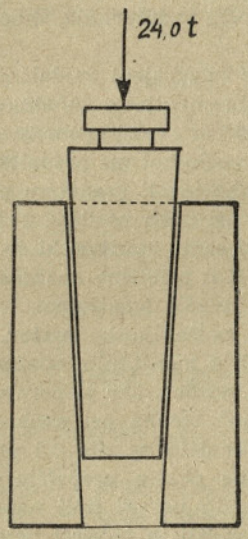
Napenjanje so izvajali s pomočjo napenjalne naprave po sistemu ing. Žežlja. Dolžino raztezka so ugotovili na podlagi diagrama, silo napenjanja pa nadzirali s pomočjo manometra. Pred napenjanjem so kable s pomočjo napenjalne naprave izravnali in namestili v končno lego, tako da so s tem bile odpravljene vse lokalne deformacije žice, zlasti pri ovijanju koncev nosilcev.

Potem ko je bilo napenjanje končano in klin zagozden, so žice vedno nekoliko zdrsnile, dokler se niso popolnoma zagozdile v tulcu. Ta zdrsljaj je pri prvem objektu znašal povprečno 2,65 mm; toliko znaša namreč po zapiskih povprečje opazovanih zdrsljajev pri 456 kablih. Minimalni zdrsljaj je bil 1 mm, maksimalni pa 4 mm. Če primerjamo to povprečno vrednost drsenja s povprečnimi zdrsenji pri drugih napenjalnih sistemih (Freyssinet 4—5 mm, Magnel 6—8 mm pri novih sidrih in 3—5 mm pri rabljenih), potem lahko ugotovimo, da se je sistem ing. Žežlja v tem pogledu zelo dobro izkazal.



Sl. 6

Pri 456 kablih sta pri končnem napenjanju, tedaj ko so zagozdili klin, počila dva tulca. Pri podrobnejši preiskavi teh tulcev je bilo ugotovljeno, da so se pojavile razpoke zaradi napak v materialu, ker so bile v materialu v sredini tulcev večje praznine. Čeprav po injiciranju napenjalne naprave niso več tako važne za poprejšnje napenjanje, bi bilo le koristno, če bi vsaj določen odstotek tulcev pred uporabo preizkusili. Tulce bi lahko s pomočjo rentgena preiskali, da bi ugotovili pravilno strukturo materiala, in s poizkusno obremenitvijo, s pomočjo posebnega klina, ki bi moral biti nekoliko večji, kot je običajni klin za napenjanje, in ki bi ga bilo treba obremeniti s silo 18,0—24,0 ton (gl. sl. 7);



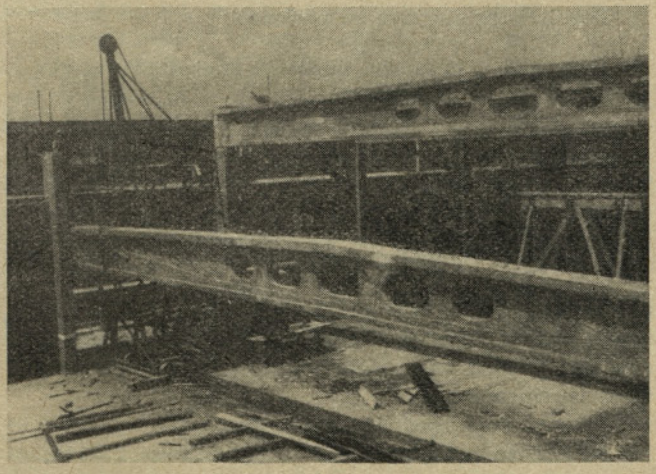
Sl. 7

če bi tulec vzdržal to obremenitev, bi bila s tem dokazana 1,5—2,0-kratna varnost v tulcu med napenjanjem.

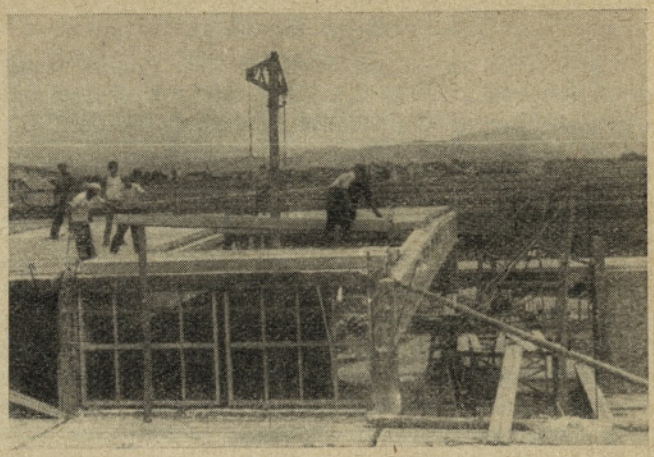
Spontanih pretrgov žic ni bilo.

3. Injiciranje

No konceh nosilcev so bili vsi kabli speljani skozi ojačeni profil nosilca. Dolžina ojačenja na podporah je znašala 70 cm.



Sl. 8



Sl. 9

Pri betoniranju so skozi ta ojačeni del naredili s pomočjo polivinilskih cevi ⌀ 20 mm kanale. Ker se je pokazalo, da pri vibriranju pervibratorji škodujejo prostim cevem, so v notranjost cevi položili palice betonskega železa, ki so bile namazane z bitumenom, tako da se je v notranjosti cevi železo sprijelo s površino cevi; tako so med strjevanjem betona cev lahko vrteli in s tem preprečevali, da bi prišlo do adhezije med cevjo in betonom. Eno cev so lahko uporabili okoli 10-krat. Cev se je obrabila večinoma na koncu, tam, kjer je bila vtaknjena v opaž, in sicer predvsem zaradi vrtenja.

Kanale so injicirali s čisto cementno mešanico, ki so ji dodali Lurgi plastifikator. Mešanica je bila sestavljena na naslednji način: 50 kg cementa D (C-500), 25 litrov vode in 5,5 kg Lurgi plastifikatorja, kar je skupaj dalo 36 litrov mešanice. Zmes so mešali v centrifugi in injicirali s pomočjo tlačilke. Posebnih težav pri injiciranju ni bilo. Dolžina injiciranja 70 cm ustreza, ker so s preiskavami pri Freyssinetovih kablih, ki prenašajo dvakrat večjo silo kot Žežljevi, ugotovili, da se kabel pretrga že, če znaša dolžina injiciranja 70 do 100 cm.

4. Montaža

Glavne nosilce so montirali s pomočjo dveh železnih derikov, opremljenih z ročnim vitlom in ustrezno protiutežjo. Zgornji del derika je bil zložljiv, tako da sta se derika lahko premikala pod že montiranimi nosilci. Nosilec je tehtal 10.200 kg. Montaža je v začetku, dokler se delavci niso dovolj priučili, zahtevala precej pozornosti in časa. Pozneje so montirali 1 nosilec v 4—5 urah. Na sl. 8 je prikazana montaža enega izmed prej napetih nosilcev.

Sekundarne U-nosilce so montirali s pomočjo lahkega konzolnega škripca; delo je potekalo zelo hitro brez kakršnih koli komplikacij. Na sliki 9 vidimo montažo teh nosilcev, po končani montaži glavnih nosilcev.

V. PREISKAVE KONSTRUKCIJ

Med gradnjo prve hale so izvedli naslednje preiskave konstruktivnih delov

1. preiskava U-nosilcev,
2. preiskava napetosti v kablih med napenjanjem,
3. obremenilna preizkušnja prej napetega nosilca.

1. Preiskava U-nosilcev

Preiskovali so tri nosilce, dolge 5,0 m, visoke 14 cm, armirane vsak z 2 ⌀ 10 mm. Pri preiskavah so ugotovili odziv nosilcev pri obremenitvi in varnost pri porušitvi. Pri maksimalni obremenitvi so ugotovili upogibe med $\frac{1}{333}$ in $\frac{1}{402}$. Varnost pri porušitvi je bila povsod večja kot 2,5. V splošnem se je izkazalo, da nosilci ustrezajo v vseh pogledih, razen formalno glede višine, ker niso ustrezali predpisom PTP-3 glede minimalne višine. Toda kljub premajhni višini so nosilci pokazali zadostno togost zaradi visoke trdnosti betona (MB-300). Glede na te ugotovitve so višine nosilcev povečali od 14 cm do 18 cm, pri čemer se je hkrati zmanjšal prerez železa za 36 %.

2. Preiskava napetosti v kablih med napenjanjem

Med napenjanjem kablov na enem nosilcu so opazovali raztezke 5 žic v enem kablu skozi ves čas napenjanja. Dve izmed teh žic so opazovali na dveh različnih mestih, in sicer I. ob opori med čepom in sidrom in II. v sredini razpetine med obema čepoma. Na ta način so lahko kontrolirali vpliv trenja kabla na čepu, da bi ugotovili, kakšne so zaradi tega trenja eventualne izgube pri poprejšnjem napenjanju.

Pri prvi žici je bil specifični raztezek na I. mestu 480.10^{-5}, na drugem mestu pa 478.10^{-5}. Pri drugi žici je bil specifični raztezek na I. mestu 456.10^{-5}, na II. mestu pa 464.10^{-5}. Razlike so torej minimalne (0,4 % oz. 1,7 %) in pri vsaki žici nasprotnega predznaka, kar pomeni, da je trenje ob čepih tako majhno, da praktično sploh ne pride v poštev.

Taka preiskava je tudi pokazala, da se pri napenjanju po sistemu ing. Žežlja vse žice v kablu napenjajo praktično povsem enakomerno. Specifični raztezki v posameznih žicah v kablu so znašali:

žica a — 465.10^{-5}, b — 480.10^{-5}, c — 476.10^{-5}, d — 456.10^{-5} in e — 475.10^{-5}.

Razlike so, kot je videti, zelo majhne. Šeste žice niso opazovali, ker je ležala preblizu betona in tako ni bilo mogoče montirati nanjo merilnega aparata.

3. Obremenilna preizkušnja prej napetega nosilca

Obremenilna preizkušnja je bila izvedena za celotno obtežbo q — 1600 kg/m² (celotna teža 32,0 t), kar ustreza lastni teži kritine ter koristni obremenitvi s snegom in vetrom. Pred začetkom obremenitve so napeli vse stranske kable. Ko je bil nosilec obremenjen z 0,75 q = 1200 kg/m', so napeli tudi oba spodnja kabla.

Poglavitne ugotovitve preizkušnje so naslednje:

a) odziv nosilca pri poprejšnjem napenjanju in pri obremenilni preizkušnji se dobro ujema s statičnim računom,

b) pri obtežbi q — 1600 kg/m', se je izkazalo, da je nosilec elastičen in deformacije so minimalne,

c) pri poprejšnjem napenjanju se je nosilec v sredini dvignil za 17,179 mm, pri polni obremenitvi q — 1600 kg/m' pa povesil za 21,815 mm. V celoti se je torej nosilec v sredini pri polni obremenitvi povesil za 4,636 mm,

d) glede na rezultate preizkušnje lahko sklepamo, da bo nosilec kot celota reagiral tako, kakor je predvideno v statičnem računu, to je, da bo varnost blizu 2-kratne.

VI. EKONOMSKE PRIMERJAVE

Če bi hoteli izvesti natančno primerjavo med stroški gradnje prej napetih konstrukcij in med stroški drugih konstrukcij, bi morali imeti točne cene različnih konstrukcij, grajenih na istem mestu in v istih pogojih, kar se v praksi redkokdaj zgodi. Primerjava mora biti izvedena na povsem isti osnovi, da bi nje rezultati bili nesporni. Tukaj smo izvršili primerjavo glavnih postavk, materiala in delovne sile, ki bistveno vplivata na ceno konstrukcij, in sicer med železobetonskim predalčnim nosilcem in prej napetim nosilcem iste razpetine.

Železobetonske predalčne nosilce lahko smatramo kot konstrukcije, ki se najbolj približujejo prej napetim konstrukcijam tako glede stroškov kakor tudi glede drugih lastnosti (nizki stroški vzdrževanja, zadostna varnost pred požarom itd.).

Primerjali smo že zgrajeni predalčni nosilec razpetine 20,0 m s celotno obremenitvijo 2066 kg/m' in prej napeti nosilec razpetine 20,0 m s celotno obremenitvijo 2245 kg/m', to je za okoli 9 % večjo kot pri predalčnem nosilcu.

Pri tem smo upoštevali predvsem prihranke oziroma viške v materialu pri obeh nosilcih. Pri uporabi delovne sile smo primerjali samo storitve, ki so pri obeh nosilcih bistveno različne. Kot približno enake storitve, za katere primerjave nismo izvedli, smatramo:

a) izdelavo in postavljanje opažev, ker oba nosilca betoniramo na tleh z montažnim opažem;

b) betoniranje nosilca, ker je poraba delovne sile pri betoniranju na 1 m³ betona pri obeh nosilcih približno enaka. Večji porabi delovne sile pri predalčnem nosilcu zaradi kompliciranе oblike predalčja približno ustreza večje število delovnih ur pri prej napetem nosilcu, ker moramo dobro vibrirati in izdelati beton višje marke;

c) razopaženje, iz istih razlogov kot pod a);

d) montažo nosilcev, ker sta oba nosilca približno enako težka. Predalčni nosilec je težak 9750 kg, prej napeti nosilec pa 10.200 kg.

Vpliv činiteljev pod a) do d) je tudi v absolutnem znesku na ceno nosilca neznaten, ker terjajo te storitve le neznaten del delovne sile, ki je potreben za izdelavo celotnega nosilca, celotna delovna sila pa predstavlja v strukturi cene gradbene storitve le 35—40 % vrednosti dotične storitve. Če hočemo torej ugotoviti ekonomičnost, moramo predvsem primerjati porabo glavnih gradbenih materialov (jekla, betona, cementa) in tiste postavke porabe delovne sile, ki se bistveno razlikujejo.

Rezultati primerjave so naslednji:

	Predalčni nosilec MB-220	Prej napeti nosilec MB-450
1. Beton m³	3,90 à 7437 — 29.100	4,03 à 11.007 — 45.050
2. Železo kg	976 à 103 — 100.600	175 à 103 — 18.000
3. žica ⌀ 5 mm		230 à 201 — 46.300
4. sidra		12 à 550 — 6.600
	Skupaj din 129.700	din 115.950

kar pomeni, da je, kar se tiče glavnih materialov, prej napeti nosilec za 12 % cenejši od železobetonskega predalčnega nosilca iste razpetine, ki je k temu še za 9 % manj obremenjen.

Pri tem smo upoštevali naslednje:

ad 1. cena betona MB-220 je kalkulirana s 300 kg cementa PC-250, cena betona MB-450 pa s 400 kg cementa PC-450. Prenosi v obeh primerih niso upoštevani;

ad 2. pri železu za prej napeti nosilec je upoštevano naslednje: betonsko železo 175 kg (43 kg/m³), patentirana žica Ø 5 mm z Jesenic franko gradbišče, sidra ing. Žežlja po 550 din franko gradbišče.

Pri delovni sili so še naslednje razlike:

za rezanje, krivljenje in polaganje armature za en železobetonski nosilec za 975 kg železa je po normah predvidena naslednja poraba delovnega časa:

visoko kvalificirani	49.85 ur à din 236,50	—	11.800 din
kvalificirani	19.50 ur à din 174,00	—	3.400 din
polkvalificirani	69.65 ur à din 138,60	—	9.700 din
	skupaj		24.900 din

Za prej napeti nosilec so na gradbišču dejansko potrebovali:

	Visoko kvalif.	Kvalificirani	Polkvalificirani
1. Sekanje žice, ravnanje, nameščanje, ročno napenjanje stranskih 10 kablov		6.50	19.50
2. Isto za dva spodnja kabla		4.00	8.00
3. Napenjanje 12 kablov	7.80	7.80	
4. Injiciranje	1.50	1.50	
5. Rezanje, krivljenje in polaganje navadne armature Č-37 za 175 kg	9.00	3.50	12.50
skupaj	18.30 ur	23.30 ur	40.00 ur

Denarna vrednost tega dela je:

visoko kvalificirani	18.30 à din 236.50	— din	4.330
kvalificirani	23.30 à din 174.—	— din	4.060
polkvalificirani	40.00 à din 138.60	— din	5.500
	skupaj din		13.940

Če dodamo te stroške k vrednosti glavnih materialov, potem dobimo vrednost glavnih storitev za oba nosilca:

predalčni nosilec	din 154.600
prej napeti nosilec	din 129.890

Prej napeti nosilec je torej za 19 % cenejši od predalčnega železobetonskega nosilca.

Pri tem nismo upoštevali splošne pocenitve zgradbe, kar dosežemo pri prej napetem nosilcu, ker je prej napeti nosilec nižji od predalčnega nosilca (1,25 m nasproti 2,17 m), kar zahteva ustrezno nižje zunanje zidove.

Te ugotovitve se precej ujemajo z ugotovitvami iz angleških virov, ki navajajo, da so montažni nosilci iz prej napetega betona v Angliji za 15 % cenejši od železobetonskih. Pri tem je v Angliji jeklo za prej napeti beton 2,5—3,0-krat dražje kot navadno betonsko železo. V tem pogledu je pri nas cena patentirane žice nekoliko ugodnejša, kar zvišuje odstotek pocenitve v korist prej napetih nosilcev.

Glede primerjave cen 1 m² zazidane ploskve industrijske hale iz prej napetega betona in navadnega betona je težavno podati absolutno natančno primerjavo. Obračun stroškov za dve hali, od katerih je ena bila izdelana tako kot na sl. 1, druga pa z dvema vmesnima stebroma v masivni železobetonski izvedbi, z isto skupno razpetino in isto višino je pokazal, da je bila hala s prej napeto konstrukcijo za okoli 8 % cenejša. Ta primerjava se nanaša na prvi objekt iz prej napetega betona, ki je bil zgrajen v Sloveniji in v katerega ceno so bile vračunane vse študijske in obremenilne preiskave, ki smo jih prej našteli. V drugi polovici leta 1956 so začeli graditi halo za garažo razpetine 20,0 m, zazidane ploskve 730 m² za ceno 14,360.651 din. V tej ceni so vračunane vse obrtniške storitve, vse instalacije (vodovod, elektrika, kanalizacija, ventilacija) in vse preiskave materiala. Cena 1 m² zazidanega tlorisa te hale je torej znašala 19.650 din, kar glede na nosilno razpetino 20,0 m in precejšnjo višino zgradbe gotovo ni pretirano.

SKLEPI

Glede na zgoraj naštete ugotovitve in izkušnje lahko pridemo do naslednjih sklepov:

1. Uporaba prej napetega betona terja kvalitetno delo in kvalitetne materiale, kar pa ne pomeni, da povzroča tudi večje stroške. Pač pa terja uporaba prej napetega betona tehnično in gospodarsko najbolj racionalno izkoriščanje nosilnih lastnosti gradbenih materialov, kar dosežemo le z izboljšanjem gradbenotehnoloških postopkov in večjo natančnostjo in vestnostjo pri delu. Zaradi tega pomaga uporaba prej napetega betona posredno odkrivati pomanjkljivosti tako pri obratih industrije gradbenega materiala kakor tudi na gradbiščih.

2. V naši državi imamo vse materiale in sredstva, ki so potrebni za izgradnjo prej napetih konstrukcij, vključno domačo žico za poprejšnje napenjanje in domači način sidranja.

3. Pri uporabi običajnih pervibratorjev je debelina stojine 8,0 cm premajna, če so v stojini še poševna armatura in stremena. Bolje je vzeti debelino stojine 9,0 cm.

4. Sistem vnaprejšnjega napenjanja ing. Žežlja je preprost in pripraven za delo na gradbišču. Glede drsenja žic po končanem poprejšnjem napenjanju je ta sistem pokazal boljše lastnosti kot nekateri znani sistemi.

5. Ovijanje kablov okoli glav nosilcev, čeprav je na oko nekoliko grobo, se v gradbenotehničnem in ekonomskem pogledu dobro obnese, zlasti če upoštevamo, da je to samo prehodna faza, dokler kablov z injiciranjem dokončno ne zasidramo.

6. Tulce za sidranje bi bilo treba obdobno preiskovati in ugotavljati koeficient varnosti.

7. Jekleni čepi pri zunanjih kablih praktično ne povzročajo nobenega trenja in ne zmanjšujejo sile poprejšnjega napenjanja.

8. Prej napeti nosilci so v primerjavi s predalčnimi železobetonskimi nosilci cenejši za 15—20 %. Objekt z glavnimi konstrukcijami iz prej napetega betona je za okoli 5—10 % cenejši kot objekti iz navadnega železobetona.

S. Bubnov, ing. civ.

EXPERIENCE DE LA CONSTRUCTION EN BETON PRECONTRAINT SELON LE SYSTEME ŽEŽELJ EN SLOVENIE

L'auteur décrit la construction d'un hall du type standardisé avec des poutres principales précontraintes de toit de Ls = 20.0 m de portée et des poutres secondaires nervurées en béton armé, reliées avec des poutres précontraintes par calfeutrement subséquent des joints en une dalle de couverture uniforme et rigide. Les poutres furent confectionnées en préfabrication. Le procédé des essais des matériaux est exposé. Le béton atteignit une résistance moyenne de 571 kg/cm², le glissement de la cale après la mise en traction ne se monta que de 2,65 mm. Les câbles étaient injéctés avec une mixture du ciment colloïdal et du plastifiant Lurgi (5,5 kg/50 kg). Les fiches d'acier où les câbles extérieurs se courbent, ne diminuent pas la force de la précontrainte. L'essai de chargement montra que le comportement de la poutre sous chargement est tout à fait elastique et d'accord avec les suppositions du calcul statique.

Les comparaisons d'économie montrèrent que le prix de la poutre précontrainte Ls = 20,0 m est de 19 pourcent plus bas que celui de la poutre en béton armé de même portée et à peu près de même chargement.

S. Bubnov, C. E.

EXPERIENCE GAINED FROM CONSTRUCTION IN PRESTRESSED CONCRETE, ŽEŽELJ TYPE, IN SLOVENIA

This paper gives a description of a standard hall built with prestressed roof girders of Ls = 20 m. span, bound together by subsequent joint sealing with secondary reinforced concrete ribbed beams into a uniform rigid roof slab. The girders and beams were precast. The process of testing materials is discussed and the average concrete strength of 571 kg/sq. cm. pointed out as well as the wedge slip at tensioning at only 2.65 mm. The cables were grouted under pressure with colloid cement and Lurgi plasticiser (5.5 kg/50 kg). The prestressing force is not diminished by the steel plugs round which the outside cables are bent. The behaviour of the girder under loading was completely elastic and in accordance with the conclusions drawn from the stress analyses.

Economy comparisons showed the girder Ls = 20.0 m. to be about 19 percent less expensive than a reinforced concrete girder of the same span and with about the same loading.

Ing. S. Bubnov

EINIGE ERFAHRUNGEN BEI BAUTEN AUS SPANNBETON NACH SYSTEM DIPL. ING. ŽEŽELJ IN SLOWENIEN

Beschrieben ist die Konstruktion einer Einheitsbauhalle mit Hauptdachträgern aus Spannbeton Ls = 20.0 m und Sekundärkostenträgern aus Stahlbeton, die durch nachträgliche Ausfüllung der Fugen mit den Spannträgern in eine einheitliche Dachdecke verbunden werden. Die Träger wurden in Vorfertigung hergestellt. Beschrieben ist der Vorgang bei der Materialprüfung. Der Beton erreichte eine Durchschnittsfestigkeit von 571 kg/cm², der Keilschlupf nach der Spannung erreichte kaum 2,65 mm. Die Kabel wurden mit einer Masse aus Kolloidzement und Lurgiplastifizierungsmittel (5,5 kg/50 kg) injiziert. Die Stahlzapfen, an denen die Außenkabel gekrümmt werden, vermindern nicht die Vorspannkraft.

Die Belastungsprobe hat gezeigt, daß der Träger unter der Belastung durchaus elastisch erscheint und gemäß der statischen Berechnung. Der ökonomische Vergleich hat gezeigt, daß der Spannträger Ls = 20 m um ca. 19 % billiger ist als der Stahlbetonträger gleicher Lichtweite und annähernd gleicher Belastung.

Ing. Svetko Lapajne

DK 625.745.1 : 625.711.3 (Ljubljana—Zagreb)

Objekti avtostrade Ljubljana—Zagreb

Izvleček predavanja avtorja v DGIT dne 22. novembra 1955

Kot član revizijske komisije sem imel priliko delno sodelovati pri zasnovi in projektiranju objektov avtostrade. Pri tem sem seveda skušal z vsem tehničnim znanjem širšega obsega — tako kot statik konstrukter, kakor tudi kot splošni gradbeni inženir in ne manj kot šofer — prispevati k čim večji tehnični dovršenosti naše skupne naloge. Razume se, da je pri tem večkrat prišlo do trenj med različnimi mišljenji. Danes, ko je velik del te naloge že za nami, saj avtostrado že gradimo ter so se že izkristalizirala osnovna načela, si že upamo javno podati bilanco svojega dela. To poročilo je treba torej smatrati za moje osebno poročilo, kjer v marsičem navajam svoje tehnične tendence. Celotni rezultat je seveda kompromis raznih mišljenj.

Splošna načela, katerih sem se pri svojih mišljenjih držal, so sledeča:

1. *Funkcionalnost.* Avtostrada je grajena zaradi hitrega motornega prometa. Če bi bila ta točka v katerem-koli pogledu prikrajšana, bi bila s tem vrednost avtostrade zmanjšana. Viški stroškov, ki bi jih terjalo kakršnokoli zboljšanje funkcionalnosti, ne smejo imeti prav nobene vloge. Pod točko funkcionalnosti sodijo sledeče vrste vprašanj: širina objektov, vrste ograje, vidljivost in podobno.

2. *Gospodarnost konstrukcij* je drugo pomembno načelo. V francoski reviji o jeklenih konstrukcijah sem bral pravilo: »Gospodarnost je osnovni smoter vse tehnike.« Brž ko tehnični predmet ni več gospodaren, ga tudi tehnik ne potrebuje. Gospodarnost je pri tem treba razumeti kar najširše: gospodarnost kubatur vgrajenega gradiva (kamen, beton, jeklo) ter gospodarnost operativne izvedbe (ponavljanje enakih delov, mnogokratna uporaba opažev in odrov itd.). Pri tem, ko smo si prizadevali za kar največjo gospodarnost objektov, pa smo naleteli v danih razmerah na dve večji težavi: prva težava je bila v tem, da so cene gradivu, materialu določene ter ne predstavljajo vedno pravega merila vrednosti. Mehanizacija pa zaradi faktorjev ne nudi prednosti, kakršne dejansko ima. Druga, morda še večja težava je v tem, da uspehov gospodarnosti ni nikjer neposredno občutiti, kar ustvarja v vseh krogih, tako projektivnih in operativnih, določeno nezanimanje za gospodarski uspeh. Še nekaj: v splošnem so nove kalkulacije tako zamotane, da je možno dokazati — morda ravno tako kot pri statičnih računih — kot gospodarne najrazličnejše stvari, tudi take, kakršne v svobodni konkurenci z udeležbo na dobičku nikdar ne bi bile mogoče.

3. *Estetika objektov.* Prav je, da dajemo tudi estetiki objektov nekatere prednosti, vendar ne smeta nikoli zategadelj biti prizadeti funkcionalnost ali gospodarnost objekta. Nasprotno: sodobna načela estetske problematike trde, da je bistvo estetike prav v funkcionalnih in gospodarnostnih potezah. Torej ne: Nimamo denarja, da bi gradili lepo; ampak: Lepota je v štednji in smotrnosti. Mi gradbeniki, ki nimamo umetniške vzgoje (morda bi to bilo potrebno), posvečamo pažnjo temu, da objektov, ki so smotrno in gospodarno oblikovani, ne kvarimo z neokusnimi dekoracijami. Trenutna »modna estetika«, ki se je v nekaj letih naveličamo, je eno, nekaj drugega je trajna estetika, ki jo uživamo šele tedaj, ko se nanjo navadimo.

Iz navedenih treh vidikov, funkcionalnosti, gospodarnosti in estetike, bom torej v sledečem obravnaval vso problematiko objektov, kakor se je pač razvijala.

Tipiziranje. Moj prvi nasvet kot člana revizijske komisije je bil predlog za splošno tipizacijo objektov, ki se večkrat ponavljajo. S tem pa ni rečeno, da naj bi tipizirali kompletne objekte; zadostuje že, da tipiziramo dele objektov: plošče za propuste, obokane propuste, opornike propustov, prereze krilnih zidov. Za obnovo v povojni dobi (l. 1945—46) smo že tako imeli vse tipizirano. Zanimivo je, da smo imeli tudi za parni valjar nadomestno tipizirano koncentrirano obtežbo, ki je znašala 3500 kg/m — poleg enakomerne gneče ljudi. Na moje nasvete je bilo tipiziranje absolutno odklonjeno, in sicer iz tega razloga, da je že tako treba vsak objekt zaradi različnih pogojev posebej risati. Res, risanja objektov se ne moremo ogniti — toda kakšen pomen ima 100-kratno ponovno risanje istih ležišč, istih armatur, istih statičnih preiskav in istih prerezov opornikov in kril? Danes je stvar rešena. Že odobrene oblike mostov, kril in opornikov se kot »tip« ponavljajo — projektanti si prihranijo ponovno delo, revizorji pa ponovne preglede. Tipizacijo so uvedli nehote njeni glavni nasprotniki.

Širina mostov. Smešno vprašanje, širina mostov! In vendar: planum nasipov je širok 10,0 m, utrjeno vozišče 7,0 + 1,50 = 8,50 m z robnimi pasovi. Odbijači, debeline 30 cm so med širino 9,85—10,15. Kako širok naj bo most? Predlog nekaterih »povsem gospodarnih« gradbenikov: most naj bo ožji od ceste. Če pri enem mostu prihranimo 0,50/10 5 %, znaša to za celo cesto dvajset milijonov in več. Kako zmotno mišljenje!

Prvič: Če je propust za 10 % ožji, znaša prihranek okoli 2 %, pri večjih mostovih 5 %, nikakor pa ne 10 %.

Drugič: Prizadeta je funkcionalnost. Vsak šofer bo na mostu čutil oviro in zmanjšal brzino. Voznik vendar ne sme čutiti, kdaj se most začne in kdaj neha. To pot so arhitekti zasolili gradbenikom. Sprejet je bil predlog



Sl. 1

prof. ing. arch. *Kobeta:* ograja mostu naj poteka natančno v vrsti odbijačev. To predstavlja svetli razpon 9,85 med ograjami, zunanji rob mosta ima širino okoli 10,25 m, torej večjo od širine planuma. Šoferji in arhitekti so v tej točki premagali gradbenike. (1)

Ograja mostov. S tem, da smo rešili vprašanje širine mostov, smo hkrati rešili tudi vprašanje ograje. 60 cm visok betonski zid služi kot odbojni zid za motorna vozila, ki bi ob njem podrsnila. Vsaka drugačna ograja, ob katero bi se vozilo spotaknilo, je funkcionalno — prometno-tehnično nevarnejša. Vsak gradbenik-konstrukter sicer ljubi lahko jekleno ograjo, ker taka ograja poudarja dejansko vitkost razponske konstrukcije. Arhitekti pa so bili obratnega mišljenja. Odločili so prej navedeni vojno-tehnični, prometno-varnostni pogledi. Zanimiv bi bil poskus: opazovanje sledi motornih vozil na določenem mestu pri različnih vrstah ograj: a) brez ograje, b) z lahko jekleno ograjo, c) z masivnim ograjnim zidom. Prepričan sem, da bi se pri velikih hitrostih varianta c) pokazala za mnogo bolj gospodarno, ker bi imela največjo uporabno širino ceste, varianta a) pa za najmanj gospodarno z najožjim uporabljanim voziščem. Ograja, visoka 60 cm, seveda ne zadošča za varnost pešcev. Zato je treba dodati zgoraj še lahko cevno ograjo do višine 1,10 m po predpisu.

Tlak na mostu naj bi bil pri vseh manjših objektih isti kot na ostali cesti. Pravilno, kajti voznik ne sme čutiti, kdaj je na mostu, kdaj ni. Vsi manjši mostiči naj bi bili od zgoraj le manj opazni. Kjer je predvidena betonska cesta, je nad konstruktivnim betonom projektiran še dodatni sloj voziščnega betona, debeline 20 cm, kot za normalno vozišče zaradi mehanizacije gradbenega postopka. Kjer so kocke — ostanejo tudi na mostu kocke, kjer je asfalt, ostane asfalt. Pri večjih objektih, daljših mostovih in viaduktih, je predvidena v konstruktivnem pogledu najcenejša izvedba: 7—8 cm debel obrabni sloj iz asfalta. V betonskih odsekih ceste zamenja asfalt porfirni beton, ojačen z žično mrežo. Takšna rešitev je toliko cenejša za konstrukcijo, kolikor zmanjšuje zaradi tankosti sloja njeno lastno težo.

Prehodne plošče iz ojačenega betona so predvidene na vseh prehodih iz konstrukcije na nasip in obratno. Posedanje svežega nasipa povzroča ob objektih, spredaj in zadaj, nezaželene luknje. Res je, da bi to lahko preprečili z geomehansko preštudiranim, znanstveno izvedenim nasipom za oporniki in krili. Toda praksa kaže, da so prehodne plošče cenejša, predvsem pa zanesljivejša rešitev danega problema.

Svetla širina in svetla višina profila avtoceste je določena s predpisom. Višina 4,80 je povsem zadostna. Nedvomno pa predor na cesti zaradi spremembe razsvetljave vpliva kot optična ovira. Svetla širina je določena s 7,0 m za vozišče $+ 2 \times 0{,}75$ m robnimi pasovi $+ 2 \times 0{,}75$ banketa. Toda vsak drog, vsak steber, ki bi stal na robu tega profila, pomeni optično prometno oviro. Avtomobili bodo, vozeč mimo takega droga, nehote zavili nekoliko v stran, dejanski profil bo s tem zožen. Pojem »optična ovira« bistveno vpliva na zasnovo nadvozov. Odklonjeni so bili projekti s stebri tik ob cesti (slika 12), priporočene pa konstrukcije z odmaknjenimi poševnimi stebri. Za voznika je nedvomno idealno, če poteka ob cesti neprekinjeno tudi jarek in del pobočja. Idealni so vsekakor ločni in svodasti nadvozi, ki imajo svoje opornike v sredini pobočja. Nadvoz po sliki 12 ni zaželen. Boljše so oblike v slikah 10, 11.

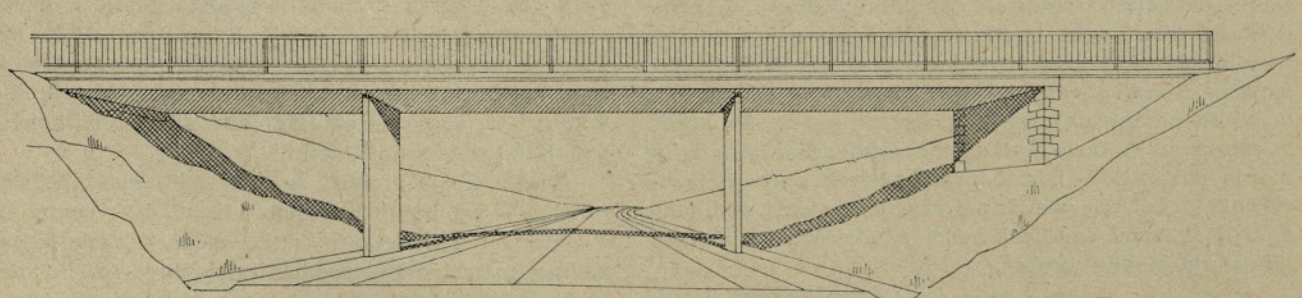
V teh točkah, kjer smo govorili o širini mostov, ograji, tlaku, predhodnih ploščah, svetli širini in višini, smo tako že omenili vse, kar zadeva funkcionalnost objektov avtostrade, vsa prometno-tehnična vprašanja. Podrobnosti objektov na avtostradi bom obravnaval po sledečem razporedu: A. Podvozi in propusti pod avtostrado, B. Nadvozi čez avtostrado in C. Večji posebni objekti.

A. Podvozi in propusti

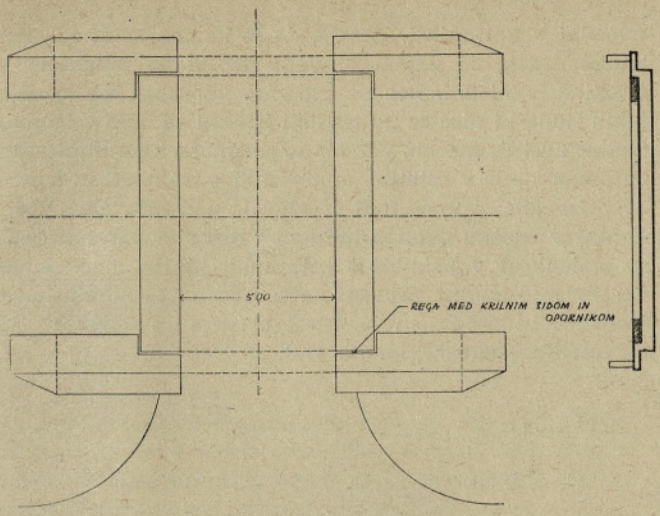
Svetla višina in svetla širina

Pri svetli višini podvozov in propustov smo bili povečini stisnjena po prirodnih pogojih tako, da je skoraj v vseh primerih prišla v poštev konstrukcija najmanjše debeline: ploščasti propust. Velika težava je bila ponekod določiti dno nivelete pod propustom: ali omejiti svetlo višino propusta ali izpostaviti dno cestnega propusta poplavam. Rešitev naloge je pač nudil kompromis.

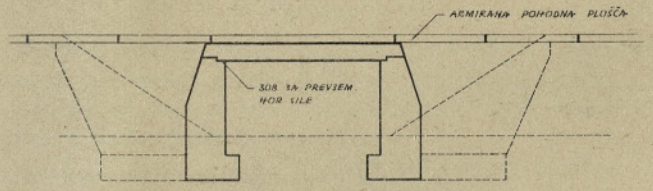
Če analiziramo stroške posameznega propusta v celotnem znesku okoli 6 milijonov dinarjev, vidimo da odpade na samo ploščo okoli ¾ milijona din, na izkop in stranska dela ¾ milijona, 4,5 milijona pa na temelje in krila. Ker vpliva povečanje razpona le na strošek plošče v znesku navedenih ¾ milijona dinarjev, se je takoj pokazalo, da je grajenje ozkih propustov nesmiselno. *Minimalni propust* ima svetlo širino 5,0 m ne glede na to, kakšen potoček ali poljska pot ali oboje poteka skozenj. S tem dejstvom je bila tudi dana bistvena osnova za tipizacijo ploščastih propustov (slika 2 a in 2 b). Plošča je tipizirana v debelini okoli 50 cm. Pri statični preiskavi je upoštevano prečno sodelovanje. Člani revizijske komisije so zahtevali ojačenje robov, kar je mogoče utemeljiti na več



Sl. 12



Sl. 2 a



Sl. 2 b

načinov. Ležišča plošče so predvidena tako, da fiksirajo oporo oporniku, pri čemer nudi plošča oporniku podporo proti horizontalnemu zemeljskemu pritisku.

Oporniki. Statična preiskava je zaradi opore v plošči izkazala dimenzije opornikov bistveno manjše, kot bi bile tedaj, če bi izvedli račun s pomičnimi ležišči plošče. Še več: izkušnje pri objektih na stranskih cestah so pokazale, da pridobimo pri višjih propustih s sistemom opore v plošči toliko kubature betona v oporniku, kot znašajo viški stroškov, če je plošča grajena v armiranem betonu namesto v lesu.

Krila. Tipizacija kril je zadela na veliko težavo že zgolj pri določitvi zemeljskih pritiskov. Ker je bilo v zvezi s tem obilo razpravljanja, je prav, če posvetimo temu vprašanju malo več prostora. Stroški za krilno zidovje s temelji tudi prav pogosto presegajo polovico stroškov objektov in napak bi bilo, če se ne bi dotaknili tega, gospodarnostno tako pomembnega vprašanja.

Problem zemeljskih pritiskov teoretsko ni nedvoumno rešen. Podrobno obravnavanje naloge sodi sicer v področje geomehanikov, poznati pa jo mora tudi vsak statik. Za teoretični izračun zemeljskih pritiskov obstojata dve vrsti metod:

α) Metode drsnih ploskev. Te metode temelje na pojavu neke drsne ploskve, ravne ali zakrivljene, po kateri se del zemljišča s krilom vred odkruši. Drsnih ploskev je lahko več vrst: take, ko se zid vzporedno premakne, take, da se zavrti okrog temelja, pa tudi obratno, da temelj zdrsne, glava pa ostane na mestu. Vse te drsne ploskve predstavljajo mejni primer tako imenovanega »aktivnega zemeljskega pritiska«. Odločilna je najugodnejša drsna ploskev (ploskev največjega pritiska). Na ta način izračunani pritisk je *minimalni zemeljski pritisk.* Dejanski pritisk pa je večji, dokler se zid ne začne premikati. Teoretično je lahko poljubno večji do zgornje meje tako imenovanega »pasivnega zemeljskega pritiska«, pri katerem se pojavi rušenje v obratni smeri — zid odrine zemljo navzgor pod vplivom zunanje sile (bager in podobno).

Metoda aktivnega zemeljskega pritiska nam da torej minimalni možni pritisk, pri čemer pa izberemo konstante trenja zemlje na zidu in konstante notranjega trenja, vključno kohezijo. Ker te vrednosti v praksi ponavadi predpostavimo, nam že to nudi najrazličnejše možnosti za različne rezultate.

β) Metode elastičnega prostora obravnavajo napetostno stanje elastičnega telesa pod dano obremenitvijo. Znane so Boussinesqueove formule oziroma razširjena izvajanja Fröhlicha. Tudi v teh primerih lahko s spreminjanjem koeficienta prečne kontrakcije rezultate precej variiramo.

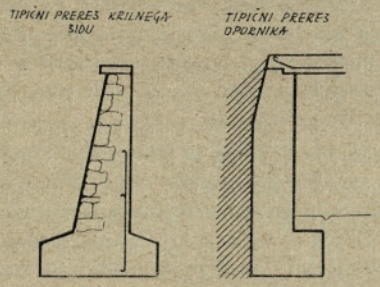
Praksa kaže v redkih primerih pri nas, v številnejših na nemških avtostradah, da so dejanski pritiski večji od pritiskov, ki jih izračunamo po minimalni metodi drsnih ploskev (*α*). Posledice so previsoke napetosti pri armiranih konstrukcijah, podajanje krilnih zidov pri nearmiranih opornih zidovih. S podajanjem zidov samih se pa pritiski seveda manjšajo. V letih 1945—46 smo zgradili zelo veliko število krilnih zidov po minimalnih tipih (z upoštevanjem vseh najugodnejših predpostavk), pa smo doživeli večje deformacije (2—4 cm) le v enem primeru, ko je bil temelj postavljen na slabih barskih tleh. V ostalih primerih pa je podajanje ostalo neopazno. Za izvedbo krilnih zidov na vsej avtostradi, nedvomno za več kot 100.000 m^3 betona, je ing. *Možajski* pripravil poseben diagram na podlagi formul *Mitropoljskega.* Naša želja je, da bi razvoj svojih diagramov razložil v posebnem članku. Dejstvo je, da dajejo diagrami za posamezne koncentrirane obtežbe izredno visoke zneske zemeljskih pritiskov ter da se po njih izračunajo izredno velike dimenzije krilnih zidov. O varnosti torej ni dvoma, vprašanje je le v gospodarnosti. Ing. *Dimnik* je na podlagi teh diagramov oblikoval zelo smotrno tipične prereze krilnih zidov: naklon lica nazaj ter majhne količine natezne armature so odlike izbranih tipov. Če bi zidu ne armiral, bi bila krila daleč predebela — negospodarna. Temelji nekaterih tipov kril so konstruirani z »repom«, to je z armiranim podaljškom temelja v nasip nazaj, zato da tudi del tega nasipa s svojim pasivnim odporom prispeva k stabilnosti.

S tipiziranjem krilnih zidov je torej ta problem rešen, vsaj začasno. Problem je tako obširen, da nadaljnjega študija ne smemo zanemariti. Glede rešitve mnenja še niso enotna. Precej vplivajo na masivnejše rešitve cestni strokovnjaki, ki žele da so krilni zidovi zaradi boljšega nabijanja nasipa »absolutno napodajni«. Mi pa vemo, da to ni mogoče in da se bomo pač morali zadovoljiti z »relativno nepodajnostjo«, označeno z določenimi merami.

Krila imajo povsod lego tako imenovanih »vzporednih« kril. Razlog je bistvena estetska prednost. Gospodarno prednost imajo vzporedna krila le v terenu, naklonjenem proti propustu z obeh strani. Pri ravnem terenu so bolj gospodarna pravokotna krila. V vseh primerih so gospodarna polovična poševna krila. Prevladali pa so estetski vidiki, saj razlike v stroških niso velike.

Priključek kril in opornikov pomeni novost. Ker je opornik oblikovan v tesni zvezi z mostno konstrukcijo, ter z njo tudi diha, ga je bilo treba ločiti od kril. Dilatacijska rega pa ni izvedena na fasadi strani, temveč na strani odprtine propusta iz estetskih razlogov. To, ne-

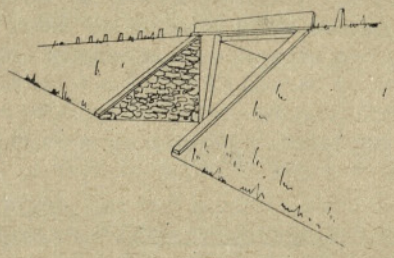
dvomno elegantno rešitev, smo sprejeli na predlog sodelujočega arhitekta. Opornik je s tem nekoliko ožji od cestišča, tudi mostna plošča je nekaj ožja. Ojačeni rob plošče ter mali konzolni rob hodnikov nadomestita to zožitev (glej sliko 3).



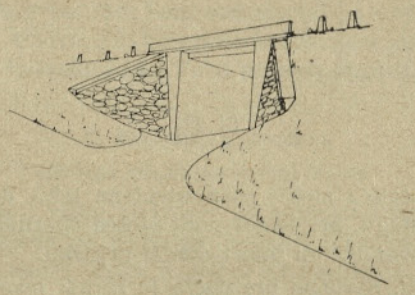
Sl. 3

Gospodarnost krilnih zidov, opornikov in temeljev naj bi se pokazala tudi v operativno gospodarni izvedbi. Znano je, da to zidovje — krila, oporniki in temelji, ne zahtevajo visokih trdnosti, ker v splošnem to niso armirane konstrukcije (ali le neznatno armirane), temveč je bistvo njih nosilnosti v sami masi, lastni teži in obilnosti. Najcenejša rešitev je rešitev, ki na najcenejši način nudi največje mase. Znano je, da stane na avtostradi 1 m^3 betona, ki je sestavljen iz gramoza, pripeljanega z železnico iz Ljubljane, dalje iz trboveljskega cementa in vode, ki jo je treba dovažati, gotovo okoli 8000 do 10.000 dinarjev. Okoli 10 km južno od trase ceste pa je na mnogih krajih dober gradbeni kamen — apnenec. Na sami trasi so tudi skalni odseki, vendar slabši krušljivi dolomit, za gradbene namene večinoma neuporabljiv. Če računamo za 1 m^3 kamna stroške pridobivanja okoli 800 dinarjev ter stroške transporta okoli 2000 dinarjev. dobimo ceno za 1 m^3 kamna polno za prazno okoli 2800 dinarjev ali ceno za 1 m^3 vgrajenega kamna po odbitku votlin ca. 4000 do 5000 dinarjev. Pred vojno so podjetja v podobnih primerih tako zelo vsiljevala kamen, da je bilo nadzornemu inženirju težko iskati beton med kamnom. Za kakšne zneske gre, si lahko razložimo s kubaturo ca. 100.000 m^3. Realizacija je bila pa le delna, ker bi dobave velikih količin kamna zahtevale večja pripravljalna dela, tako v kamnolomih kot pri organizaciji transporta.

Estetika krilnih zidov je z omenjeno gradnjo »kamenobetona« že dana. Lepši kamni sodijo v lice, slabši kamni in odpadki v notranjost. Res je, da je kamenita fasada nekoliko dražja od betonske. Višji stroški so predvsem v dražji delovni sili, ker ne moremo uporabiti za to delo takih ljudi, ki niso že po tradicji izučeni za delo v kamnu (kot so naši Primorci). Vendar so prednosti kamnitih fasad ogromne, ne le v estetiki, ampak tudi v trajnosti in trpežnosti izvedbe; zato so tudi prevladale nad težavami. Večji stroški v znesku okoli 6 milijonov dinarjev na celi cesti so malenkost v primeri s prihranki, ki jih more samo vgrajevanje kamna prinesti na celi cesti. Na odseku med Škofljico in predorom je nekaj prekrasnih objektov, ki razveselijo vsakogar, ko jih vidi.

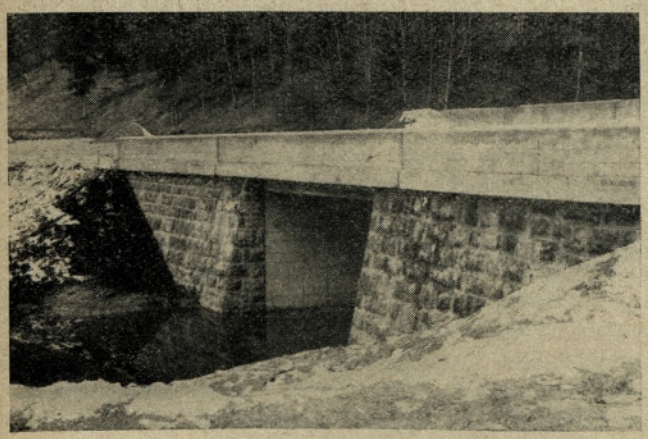


Sl. 5

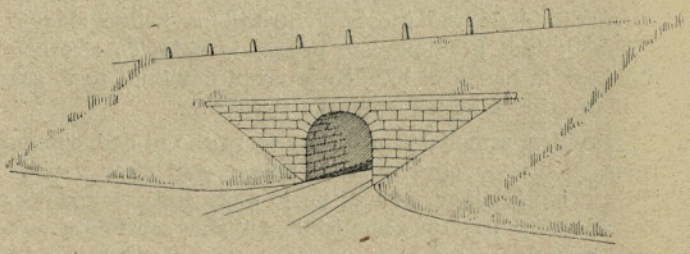


Sl. 6

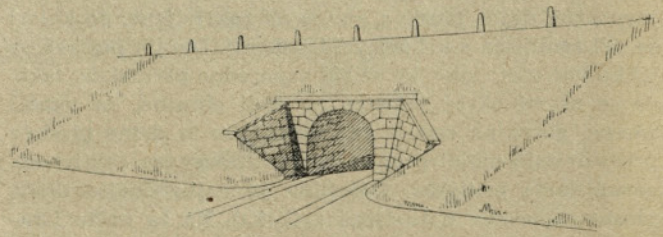
Svodasti propusti so na avtostradi redki, izjemni primeri. Redko se namreč pojavljajo propusti v nasipih, višjih od 6.0 m. Zato svodasti propusti niso bili tipizirani. Moj predlog, naj bi pri obokanih propustih opustili vzporedna krila ter iz gospodarnih razlogov uvedli poševna, je le delno uspel, ker imajo pač razni ljudje različne estetske poglede. Prihranki pa so znatni.



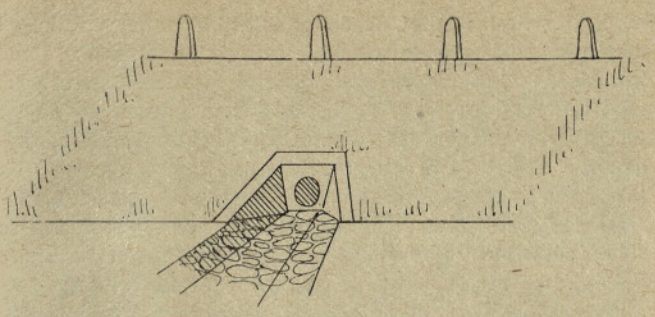
Sl. 4



Sl. 7 (dražja krila)



Sl. 8 (cenejša krila)



Sl. 9

Cevni propusti premera do 1,00 so bili predvideni tam, kjer gre le za neznatne količine pretoka padavinskih nalivov. Manjše propusti 0,80 m smo zavrnili, ker jih ni mogoče znotraj popravljati. Kar zadeva moj okus, moram pohvaliti neoporečno oblikovane iztoke cevnih propustov.

B. **Nadvozi.**

Nadvozi so bili skoraj povsod izbrani na ugodnih položajih ukopanega profila avtoceste. Ker je na mnogih krajih teren skalnat, ni bilo problemov glede uvedbe konstrukcij s horizontalnimi reakcijami.

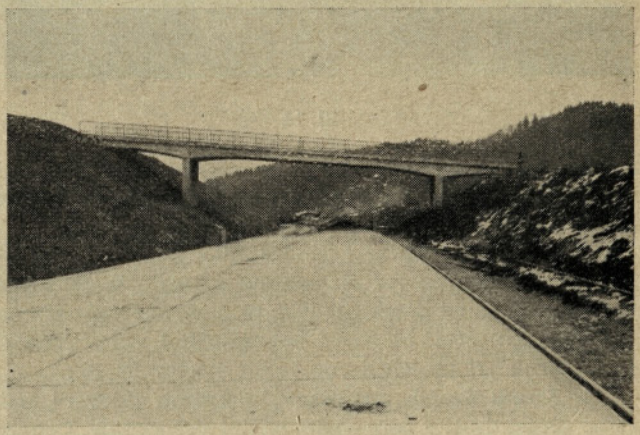
Svodaste nadvoze smo uporabljali povsod, kjer to dovoljujejo temeljna tla na obeh straneh hriba, v katerega je cesta vkopana. Nasip nad obokom je bil v splošnem zamenjan z mršavim betonom, kar nudi prednosti zaradi statičnih težav, ki jih imamo pri armiranih parapetnih zidovih in pri dimenzioniranju loka pod njimi. Vsekakor pa polno zabetoniranje svoda bistveno izpremeni statično fungiranje mostu. Varnost je res velika, vsa komplicirana statična preiskava pa ostane le formalnost, kot dokaz varnosti.



Sl. 10

Ploščasti nadvozi z vutami so bili predvideni povsod, kjer teren ne dopušča svodastih mostov. Pri pravokotnih primerih manjših razponov je ustrezala konstrukcija prostega polja s konzolami. Stebri so sicer okvirno vezani v konstrukcijo, vendar njih šibkost omejuje vsak pomemben vpliv na potek notranjih sil v plošči. Pri poševnih nadvozih večjih razponov smo uporabili podoben tip z dodatnimi stebri na krajeh mostu, kar pomeni okvirno kontinuirno konstrukcijo preko treh polj. Stebri konstrukcije so vitki, plošča pa ojačena z vutami. Nekaj zelo lepih prototipov teh nadvozov je izdelal ing. Miklič. V nekaj primerih sta polno ploščo zamenjala dva glavna nosilca z vmesno gladko ploščo. Vendar imata tudi ta dva glavna nosilca širok in nizek profil, podoben ploščastemu profilu.

Nadvozi imajo v splošnem lahko jekleno ograjo, ker tu ne gre za promet velikih hitrosti. Voznik na avtostradi pa predvsem želi, da mu konstrukcija čim manj ovira pregled. Ne samo debelina ploščaste konstrukcije, tudi vsi stebri nadvozov so čim tanjši ter odmaknjeni od jarka ob cesti.

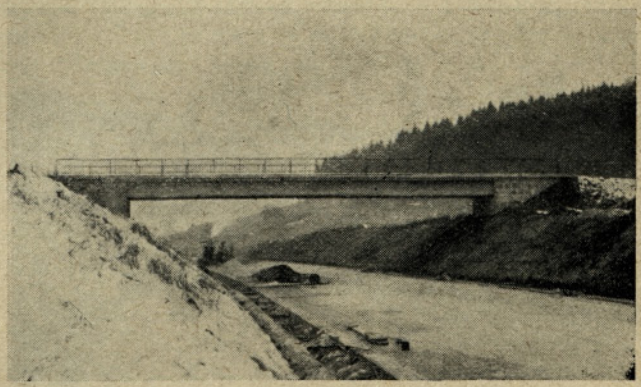


Sl. 11

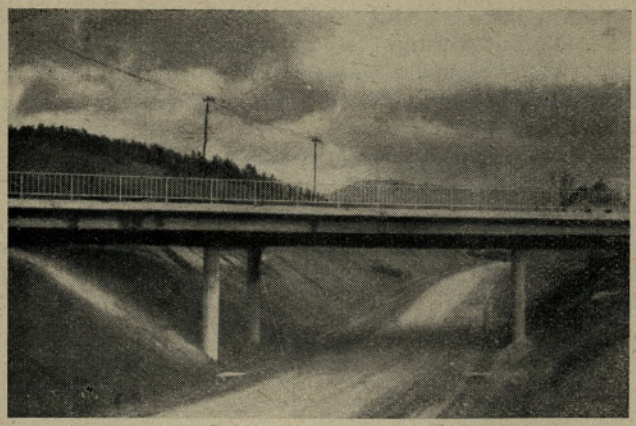
Obrežni oporniki nadvozov imajo v klasični masivni izvedbi velik delež pri celotnih stroških mostu. Pri svodastih mostovih že tako zadostujejo le podaljški parapetov. Pri ploščastih nadvozih pa so oporniki odpadli: izkazalo se je, da je često cenejše izvesti daljši most s poševno brežino brez opornikov in kril. Za to brežino nasipa je dovoljeno izbrati tudi večji naklon (45°) s pogojem, da površino tlakujemo s kamni. Taka rešitev ima pred klasično to prednost, da manj zapira svetlobni pogled na avtocesti.

C. **Posebni objekti.**

Pri nadvozih je bilo treba izvesti tudi nekaj posebnih izjemnih mostov. Prej napeti mostovi po načrtu ing. *Farčnika* (sl. 13), nadvoz v Škofljici po načrtu ing. *Mikliča* (sl. 14), železniški nadvoz pod Razdrtim po načrtu ing. *Ribnikarja* (sl. 15). Vsak od teh mostov predstavlja že v zasnovi dovršeno tehniško simfonijo ter ima svoje po-



Sl. 13



Sl. 14

sebnosti. O vsakem bi mogel projektant napisati posebno poročilo s podrobno analizo problematike.

Posebnost so primeri, ko je bilo treba isti most— nadvoz speljati čez več elementov: za cesto in železnico, za dve cesti in en potok itd. Tek primerov je več ter bom navedel le načela, ki so se pokazala kot upravičena in gospodarna pri projektiranju takih mostov (sl. 16).

1. Zaradi dragih opornikov in krilnih zidov ni smiselno projektirati v neposredni bližini več mostov. Cenejša je rešitev deviacije ceste ali potoka ter združitev več potov pod isti skupni daljši most (sl. 16).

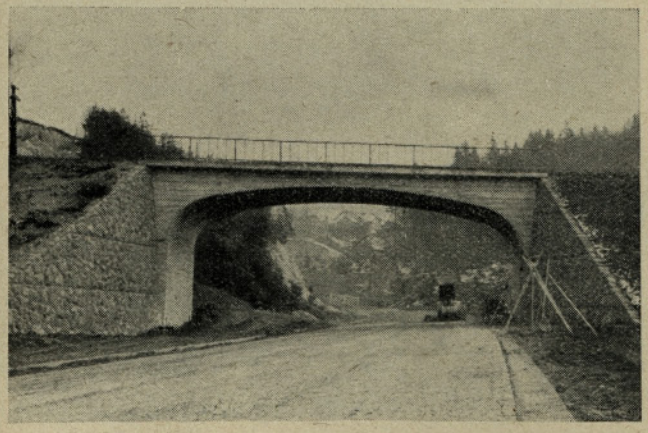
2. Nesmiselno je križanje obstoječe ceste pod novo cesto ali nad njo v pretirano ostrem kotu. Prav tako je tudi napačno vsiljevati pravokotno križanje ter umetno ustvarjati pretirano ostre S-ovinke. Sprejemljiv je le primeren kompromis, tako da križanje ne presega ca. 45°; dokler je križanje v mejah na 60—70°, most ni bistveno dražji od pravokotnega.

3. Če opustimo opornike in krila ter podaljšamo most preko brežine, pomeni to pogosto rešitev, ki ni dražja od klasične rešitve z oporniki. V primerih, ko gre za važnost prometa pod mostom, pa je taka rešitev funkcionalno boljša, ker manj ovira pregled. (Slika 14.)

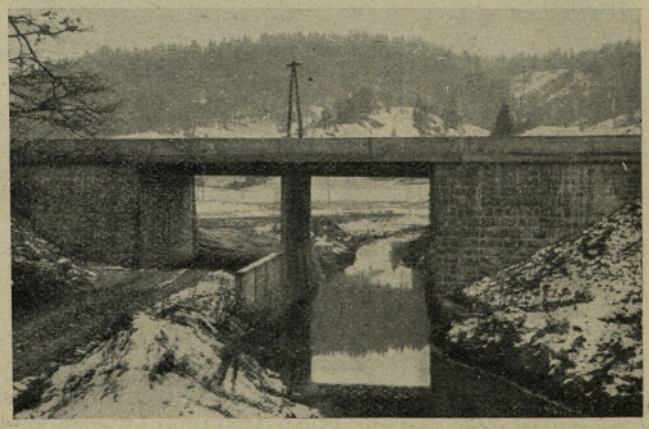
4. Kot tipi razponskih konstrukcij se priporočajo sledeče rešitve: ploščasti mostovi (polna plošča), mostovi z dvema glavnima nosilcema in ploščo. Filigranske konstrukcije treh ali štirih nosilcev s prečniki smo dosledno zavračali. Prijetnejša kot vrsta prečnikov je gladka plošča med glavnimi nosilci. Sodobna statika nam v zadostni meri omogoča zasledovati napetostno stanje tako v gladkih ploščah kot v torzijsko odpornih nosilcih. Za preciznost teh računov sicer res ne gre, tem pomembnejša pa je rezervna varnost, ki jo nudijo take konstrukcije; filigranske — četudi precizno izračunane konstrukcije — pa te rezervne varnosti nimajo. Za prevoz 200-tonskih transformatorjev ali česa podobnega preko naših ploščastih in svodastih mostov ne bo problemov. Pač pa bi se ti problemi pojavili, če bi bili mostovi konstruirani iz velikega števila tankih elementov in reberc. Torej ne: mreža reberc 16/60 s ploščami veličine 3 × 3 m debeline 12 cm, temveč: ena sama plošča 10 × 10 m debeline okoli 30—40 cm z robnimi nosilci masivne izvedbe 80 × 60 ali podobno. Če take konstrukcije analiziramo zasledujoč napetostno stanje, ki naj se čimbolj približa realnemu stanju, ter pri tem upoštevamo tudi prednosti, ki jih nudijo predpisi za dimenzioniranje plošč, potem taki masivni mostovi ne bodo dražji od filigranskih. Prištedimo tudi na opažih, saj imamo bistveno manjšo opaženo površino, s čimer je tudi manj površinske obdelave, manj ometa.

5. Pri estetskih vprašanjih je sodeloval prof. ing. arch. Boris *Kobe*. Njegovo osnovno načelo je bilo, naj bo bistvo estetike v prirodni izvedbi: Masivno (kamenobetonsko) zidovje naj bo v kamnu, armirano betonske konstrukcije pa naj kažejo goli beton, kakršen pride iz opažev. Najlepša dekoracija betonske površine so nedvomno odtisi grč opažnih desk. Pogoj za to, da bo taka površina res uspela, je solidna izvedba opaža, površine betona ne smejo ostati vegaste ali polomljene. Prav ta pogoj pa je za naša podjetja trd oreh, posebno zato, ker je težko najti ukrepe, s katerimi bi se vse sodelujoče gradbeno osebje intenzivno zavzelo za kvaliteto izvedbe. Vendar moramo priznati, da je ta naloga dobro uspela, ponekod celo tam, kjer tega nismo pričakovali; nasprotno pa je bil marsikje uspeh manjši, četudi bi bila pomembnost večja. Popravila slabega opaženja, zapolnitev gnezd, posekanje betona tako, da pozneje tega ni opaziti, vse to pa sodi med najtežja zidarsko-mojstrska dela, kakršnim naše osebje ni kos.

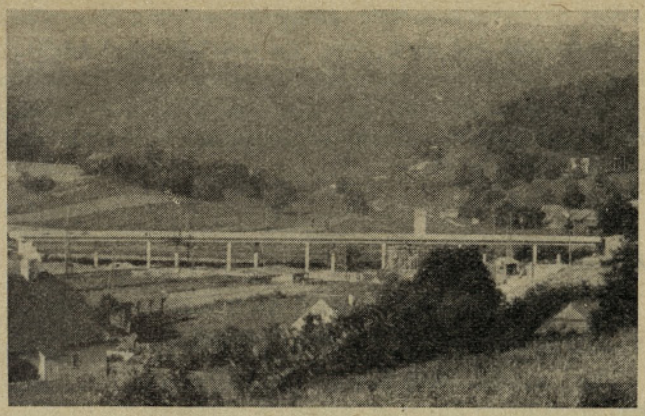
Kot zgled, koliko so bila upoštevana spredaj navedena načela, naj omenim primer viadukta v Stični, ki sem ga sam zasnoval, vsaj v bistvenih potezah. Ker je viadukt v Stični obravnavan v posebnih člankih, bom navedel le nekaj bistvenih potez, ki so odlike projekta: Prečni profil je preprost, dva glavna nosilca ter vmesna plošča



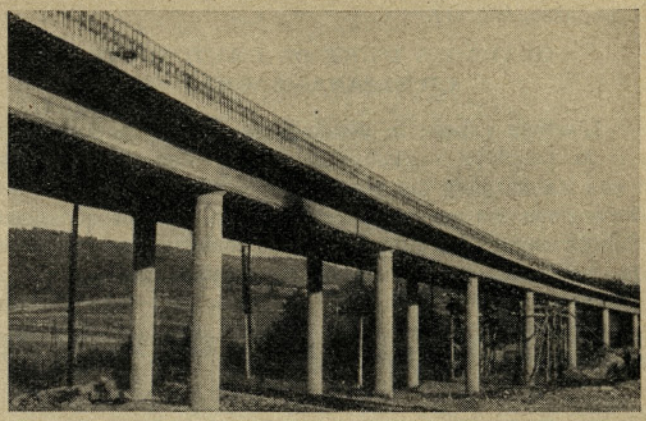
Sl. 15



Sl. 16



Sl. 17



Sl. 18

in konzolna plošča brez reber. Zaradi poševno-kotnega prehoda prometnih žil izpod viadukta (železnica, cesta) so stebri zamahnjeni, tako da stoje izmenično: enkrat na levi strani, enkrat na desni strani itd. Tudi gospodarski učinek je ugoden. Po dolžinskem metru mostu pride le okoli 700 kg armarurnega železa oziroma 70 kg/m² — kar ni mnogo. Posebno pozornost sem posvetil štednji opažev in odrov, in sicer z večkratno uporabo istih elementov. Vendar pa niti investitor niti podjetje nista v tem pogledu izkoristila vseh gospodarskih prednosti projekta ter je bil ves most hkrati zaodran in zaopažen (sl. 17 in 18).

Če napravimo pregled našega dela, moramo biti v splošnem še kar zadovoljni. Uspelo nam je zasnovati vrsto objektov, takih, da se nam ni treba sramovati pred podobnimi deli izven naših meja v naprednejših državah. Če se vprašamo, katera področja bi še bilo treba obdelati, potem bi vsekakor pripomnil ponovno in temeljitejšo obdelavo problema krilnih zidov. Dvomim, da smo lahko s tipi, ki smo se zanje odločili, zadovoljni. Zelo praktično bi bilo, da bi imeli stalne tipe za vse objekte, pri čemer pa bi imeli določene diferenciacije: glede nasipnega materiala, načina izgrajevanja nasipa in glede zahteve o stopnji podajnosti. Razvoj nadvozov in podvozov bo verjetno prinesel določene prednosti gobastim ploščam, katerih prvenec je že izveden pri Škofljici. Nedoločenosti v razdelitvi notranjih sil nas pri tem ne smejo motiti: statični račun je le dokaz varnosti, ni pa vedno tudi dokaz dejanskega razporeda notranjih sil. Statična kompliciranost ne bi smela biti ovira, da ne bi uporabili za most konstrukcije, ki so gospodarne, preproste v operativni izvedbi in elegantne po dovršenosti oblik. Prej napete konstrukcije imajo prednost v primerih zelo omejene konstruktivne višine, v primernih širokopotezno mehanizacije. Ti primeri pa so redkejši.

Ob zaključku bom navedel še nekaj osebnih težav, ki smo nanje naleteli revizorji. Smoter revizije ni natančno določen. Eno je birokratska revizija, ki obsega številčno kontrolo, drugo je revizija varnosti in tretje revizija gospodarnosti. Jaz sam se nikdar nisem spuščal v podrobno številčno kontrolo, razen če so me k temu prisilile elementarne napake projektanta. Mi statiki se prav dobro zavedamo, na kakih predpostavkah temelje naša preračunanja. Zelo veseli smo, če naši statični rezultati drže pri prvem številčnem mestu. Zaradi tega računamo napetosti betona in železa le na dve mesti natančno. Najboljša kontrola zamotanih primerov je ta, da isto konstrukcijo računamo na več različnih načinov; jamstvo za varnost je v tem, da dobimo skoraj enake rezultate. Rezultate predloženih projektov sem vedno kontroliral na drug neodvisen način in po tej poti ugotovil, koliko načrt ustreza oziroma ne ustreza. Šele tedaj, če se je pokazala neskladnost, sem začel iskati napake v statični preiskavi. Največjo važnost polagam na zasnovo objekta, kot simfonijo funkcionalnosti, gospodarnosti in estetike. Prav tu pa je težava, ker kriteriji niso le objektivnega značaja, temveč tudi subjektivnega. Imeli smo take primere, da je za isti most prišlo celo 6 variant, pa še nismo mogli priznati nobene za vzorno. Pri študiju na univerzi smo upravičenost izbrane variante dokazovali z dodatnimi dvemi ali tremi nemogočimi. Ta sistem ne bi smeli ponavljati pri realnih nalogah. Težave so se pojavile tudi v takih primerih, ko je zelo dobra zasnova prišla pri podrobni obdelavi v roke projektantu, ki ji ni bil kos. Tako lahko dobra zasnova propade in jo izpodrine slabša (dražja, neprimernejša). Obratno: dobro izdelan in lepo zrisan projektni elaborat često uspe, kljub dejstvom, da je zasnova celotnega objekta komaj sprejemljiva.

Težave so tudi v dejstvu, da najboljši statiki nimajo časa za manjše objekte, ker so prezaposleni z rokodelskim delom pri večjih objektih. Nasprotno pa inženirji, ki so odlični za tehnično obdelavo projekta, pogosto niso kos resnejšim nalogam. Koordinacija kvalitet raznih oseb za skupno delo pa za zdaj ni neoporečna. Povsod: pri investitorju, pri projektanju in pri izvajalcu, se pa pozna, da naši predpisi ne vsebujejo stimulacije za gospodarne poteze; kolikor jo predpisuje uredba o novatorstvu in racionalizaciji, pa se ne izvaja. Mislim, da bi prožnost v tem smislu lahko bistveno prispevala h gospodarnosti grajenja. Pri nekaterih večjih objektih pa se je zopet pokazalo, da lahko edino močna konkurenca pred objektivno žirijo dovede do res kvalitetnih in gospodarnih del.

S. Lapajne, ing. civ.

OUVRAGES D'ART DE L'AUTOROUTE LJUBLJANA—ZAGREB

L'article expose le développement des constructions sur la nouvelle autoroute Ljubljana—Zagreb. Pour les types standardisés des ponts les questions d'économie: les dimensions des culées et des murs en aile, les questions d'abolissement des culées chez les constructions ouvertes des ponts etc. sont traitées. Les constructions nouvelles des ponts sont mentionnées: les ponts avec deux poutres principales sans poutres transversales, les dalles à champignons, les ponts précontraints etc.

S. Lapajne, C. E.

BRIDGE STRUCTURES ON THE AUTOMOBILE HIGHWAY LJUBLJANA—ZAGREB

This paper treats of the development of bridge structures along the course of the new automobile highway Ljubljana—Zagreb. For standard bridge types, the writer discusses economic questions regarding dimensions of abutments and wing walls, the questions of dispensing with abutments in open bridge structures, etc. Finally the writer quotes new bridge structures i. e. bridges with two main girders without cross beams, flat slabs, prestressed bridges etc.

Dipl.-Ing. S. Lapajne

OBJEKTE AUF DER AUTOSTRADA LJUBLJANA—ZAGREB

Der Artikel behandelt die Entwicklung der Brückenkonstruktionen auf der neuen Autostrada Ljubljana—Zagreb. Bei Einheitsbautypen der Brücken werden Wirtschaftlichkeitsfragen behandelt u. zw. Dimensionen der Widerlager und der Flügelmauern, die Frage der offenen Brückenkonstruktionen ohne Widerlager usw. Es werden die neusten Brückenkonstruktionen besprochen u. zw. Brücken mit zwei Hauptträgern ohne Querbalken, Pilzplatten, Vorspannbrücken usw.

Ing. Carmen Jež-Gala

DK 624.046 : 624.014.2

Uporaba plastostatike pri jeklenih konstrukcijah

Uvod — razvoj plastostatike — Metode plastostatike (pojem skrajnega plastičnega momenta in plastičnega členka, predpostavke plastostatike, opis najvažnejših metod plastostatike) — Dimenzioniranje statično nedoločenih jeklenih konstrukcij (vprašanje varnosti, stabilitetni problemi, konstrukcijski problemi, uporaba plastostatike v svetu) — Zaključki — Slovstvo.

1. UVOD — RAZVOJ PLASTOSTATIKE

Prve poskuse računanja konstrukcij po teoriji plastičnosti, to je glede na njihovo dejansko nosilnost, zasledimo že zelo zgodaj. Uporabo plastostatike pri jeklenih konstrukcijah je predlagal že leta 1914 Kazinczy (1) in 1917 Kist (2). Kist (3) je leta 1920 podal metodo za varno dimenzioniranje jeklenih konstrukcij v plastičnem območju glede na dejansko nosilnost, kot to omenja tudi Timoshenko v knjigi »Strength of Material«. Pravzaprav pa je Goodrich že leta 1910 intuitivno uporabil plastostatiko pri računanju daljnovodnih stebrov [glej Van den Brock (4)]. Grüning (5) se je l. 1926 ukvarjal s plastičnim ponašanjem statično nedoločenih konstrukcij pri ponavljajoči se obtežbi. Da bi omajal odklonilno stališče do teh novih načinov računanja konstrukcij, je Maier-Leibnitz (6), (7) delal preizkuse, o katerih je l. 1936 tudi poročal na 2. mednarodnem kongresu za mostove in konstrukcije. Na eksperimentalnem polju so še pomembna dela Haigha (8), 1934 in Volterra (9), 1942. Okoli l. 1930 najdemo v literaturi mnogo člankov o tem, da je možno pri računanju zveznih nosilcev, okvirov in paličij upoštevati plastične lastnosti jekla. Pregled o delu pred letom 1931 podaja Bleich (10). Omeniti moramo, da je Girkmann (11), (12) že 1932—33 raziskal nosilnost okvirov za preprosto proporcionalno obtežbo s postopnim nastajanjem plastičnih členkov v elastično-plastičnem območju vse do porušitve. Predlagal je postopek računanja s »končno momentno črto« — ki so ga prej uporabljali samo za zvezne nosilce — tudi za neposredno dimenzioniranje okvirov. Tudi v Rusiji so naredili nekaj raziskav (13), (14). Medtem ko so bili v večini evropskih držav nenaklonjeni novim idejam dimenzioniranja konstrukcij glede na njihovo dejansko nosilnost, so v Ameriki in Angliji začeli kmalu uvajati plastostatiko kot veljavno merilo za dimenzioniranje.

V letih 1929—1936 je v Angliji Steel Structural Research Comittee raziskoval obnašanje jeklenih okvirnih konstrukcij. Razvijal je nove metode računanja, ki naj bi upoštevale monolitno delovanje konstrukcij, kar je bilo doseženo, ko so uvedli varjene izvedbe, in jih primerjal z meritvami. Rezultat sedemletnega dela pa je bilo spoznanje, da je »elastično« obravnavanje večkrat statično nedoločenih konstrukcij prezamotano, da bi moglo biti podlaga za preprosto in racionalno metodo računanja konstrukcij glede na dejansko nosilnost.

Dosedanji način dimenzioniranja po teoriji elastičnosti glede na dopustne napetosti materiala, kjer upoštevamo varnost glede na sam začetek nastopa plastičnosti, ima še druge pomanjkljivosti:

a) Ne podaja prave varnosti konstrukcije (razen pri stabilitetnih problemih). Varnost je spremenljiv pojem za posamezne primere.

Za statično določene konstrukcije, kjer nastopijo znatne plastične deformacije, ko je v neki točki dosežena meja plastičnosti, je faktor varnosti (razmerje med mejo plastičnosti in dopustno napetostjo) res približno enak obtežnemu faktorju (razmerje med porušno in delovno obtežbo). Pri statično nedoločenih konstrukcijah pa bodo nastopile velike plastične deformacije šele pri obtežbi, ki je mnogo večja od obtežbe, ki je potrebna, da dosežejo maksimalne napetosti mejo plastičnosti. Preden namreč jeklena konstrukcija odpove, nastopijo znatne plastične deformacije in s prekoračenjem meje plastičnosti nastopi poleg izenačevanja napetosti v kritičnih prerezih tudi nova razdelitev notranjih sil v celotni konstrukciji. Dejanska varnost (obtežni faktor) je torej znatno večja od varnosti, ki bi jo dobili po teoriji elastičnosti.

b) Upošteva različne predpostavke, ki v resnici niso izpolnjene. V obnašanju konstrukcije nastopijo razlike med dejanskimi in računskimi napetostmi, ki izvirajo iz načina podpiranja, neenakomernega delovanja podpor, nepopolne togosti stikov, koncentracije napetosti, idealizacije členkov, kjer so zakovičeni stiki ali priključki, preostalih napetosti itd.

c) Edina lastnost materiala, ki jo upošteva dosedanji način računanja po teoriji elastičnosti, je njegovo elastično ponašanje. Začetek plastifikacije (nastop plastičnosti materiala) je osnovno merilo za dimenzioniranje, najbolj značilne in najbolj važne lastnosti jekla, njegove plastičnosti, pa sploh ne upošteva.

Čeprav so razvili številne postopke računanja statično nedoločenih konstrukcij po teoriji elastičnosti, zahtevajo ti določeno stopnjo matematične spretnosti in jih je treba za prakso »avtomatizirati«. Pozornost statika je odvrnjena od dejanskega obnašanja konstrukcije in več ali manj slepo uporablja le tehniko računanja.

Nova teorija, teorija plastičnosti, pa ni podvržena tem pomanjkljivostim, poleg tega je mnogo bolj preprosta in nudi tudi izredne ekonomske prednosti.

Plastostatika upošteva dva pogoja za obtežbo, in sicer:

1. Pri *enostavni proporcionalni obtežbi* rastejo vse sile enakomerno pri konstantnem medsebojnem razmerju.

2. Pri *spremenljivi, ponavljajoči se obtežbi* se lahko sile med seboj mnogokrat neodvisno spreminjajo med predpisano maksimalno in minimalno vrednostjo (vendar ne tolikokrat, da bi postalo utrujanje materiala odločilno merilo).

Račun za enostavno proporcionalno obtežbo obsega analizo konstrukcije in dimenzioniranje konstrukcije.

Naloga *analize* je določiti intenziteto (obtežni faktor) za najneugodnejšo kombinacijo obtežbe na nekem nosilnem sistemu, pri kateri bi ta statično nedoločeni sistem odpovedal. Dokazati moramo, da je tako izračunani obtežni faktor λ večji od zahtevane varnosti λ_{potr}.

Naloga *dimenzioniranja* je neposredno določiti potrebni vztrajnostni moment za posamezne dele določenega nosilnega sistema, s pogojem, da konstrukcija ne bo odpovedala pri najneugodnejši kombinaciji skrajne obtežbe. Skrajna ali porušna obtežba je delovna obtežba pomnožena z zahtevano varnostjo (obtežni faktor).

V Angliji so se Baker in njegovi sodelavci že od leta 1936 ukvarjali s problemi plastostatike, ki je postala tudi osnova za projektiranje nekaterih neobičajnih konstrukcij iz medvojnega časa (15).

Leta 1944 se je začelo intenzivno delo v Engineering Laboratory, University of Cambridge, pod vodstvom prof. Bakerja. Na modelih so študirali, kdaj se okvirna konstrukcija poruši in na kakšen način. Tako so skušali potrditi predpostavke analitičnega računa.

Greenberg in Prager (18) sta l. 1951 postavila (verjetno na vzpodbudo Feinberga) dva osnovna teorema plastostatike:

1. Statično načelo.

Resnična porušna obtežna je največja obtežba, za katero še lahko določimo potek upogibnih momentov tako, da bodo izpolnjeni pogoji ravnovesja in pogoj plastičnosti, ki zahteva, da ni upogibni moment v nobenem prerezu večji od skrajnega plastičnega momenta.

2. Kinematično načelo.

Resnična porušna obtežba je najmanjša obtežba, ki jo izračunamo za poljubno izbiro plastičnih členkov na konstrukciji, to je za poljubni mehanizem.

Horne (19) je l. 1950 dokazal, da je za določeno konstrukcijo in določen način obtežbe možna samo ena velikost obtežbe in ustreznih upogibnih momentov, ki pretvori konstrukcijo v mehanizem tako, da je obenem izpolnjen pogoj plastičnosti in ravnovesja. Ta dokaz je velike važnosti za plastostatiko.

V zadnjih letih so razvili različne metode za računanje konstrukcij po teoriji plastičnosti. Nekatere izmed teh so čisto splošne metode (20), (21), (23), (24), (25), (26), druge pa so primerne le za bolj preproste okvirne konstrukcije (16), (17), (27), (39).

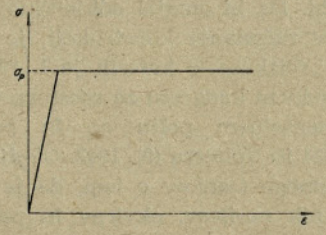
O obsežnem eksperimentalnem delu (z modelnimi raziskavami) na področju plastostatike so poročali na 4. mednarodnem kongresu za mostove in konstrukcije 1952 (28), (29). Veliko pozornost so posvečali predvsem problemom stabilnosti in podrobnostim priključkov in stikov. Modelne raziskave delajo predvsem na Lehigh University, Bethlehem, Pa., USA (30), (31), (32), (33), (34), (35), (36), (37), (38) in v Engineering Laboratory, University of Cambridge (16), (17).

Čeprav segajo prve teoretične in eksperimentalne raziskave o uporabi plastostatike pri jeklenih konstrukcijah zelo daleč nazaj, so dosegli znaten napredek šele v zadnjem času. Vodilno vlogo imata Anglija in Amerika, kjer je organizirano sistematično raziskovalno delo na univerzah v Cambridgeu, Bethlehemu (USA) in teoretično delo na Brown University, Providence, R. J. USA. Dejstvo, da računanje konstrukcij glede na elastične napetosti in dimenzioniranje glede na »dopustne napetosti« ni splošno veljavno merilo za varnost konstrukcije, narekuje nujno potrebo po novem načinu dimenzioniranja glede na nosilnost konstrukcij. Iz praktičnega stališča pa nam omogoča uporaba plastostatike, ker točneje zajame pojem varnosti, tudi to, da zmanjšamo težo konstrukcije. Novi pojem varnosti ali obtežni faktor, kot ga v plastostatiki imenujemo, je določen z razmerjem med skrajno (porušno) in delovno obtežbo. Samo računanje statično nedoločenih konstrukcij po metodah plastostatike pa je mnogo hitrejše kot po teoriji elastičnosti, saj pogosto ni zamudnejše kot za statično določeno konstrukcijo. Plastostatika si utira pot ne samo z uporabo pri ravninskih upogibnih nosilcih, ampak tudi pri prostorskih okvirih (40), (41), pri paličjih (42), na področju ploskovnih konstrukcij in pri presojanju odnosov med plastostatiko in mehaniko tal na primer (43) itd. Raziskave o ponašanju posameznih delov konstrukcije, priključkov in stabilitetnih problemov bodo omogočile, da bo plastostatika čimbolj prodrla v prakso.

2. METODE PLASTOSTATIKE

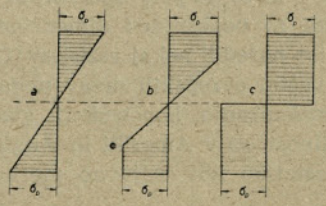
2.1 *Pojem skrajnega plastičnega momenta in plastičnega členka*

Pri enostavni plastični teoriji upogiba privzamemo poenostavljeni diagram σ—ε (sl. 1), ki ima linearni potek vse do meje plastičnosti (meja proporcionalnosti je identična z mejo plastičnosti) in ki ne upošteva področja utrditve jekla.



Sl. 1

Ko dosežejo upogibne napetosti v najbolj obremenjenem prerezu upogibnega nosilca mejo plastičnosti (sl. 2 a), se začne širiti plastificirano področje z naraščanjem upo-



Sl. 2

gibnega momenta tako, da dobimo diagram napetosti po sliki 2 b in končno 2 c, ko so napetosti po celem preseku dosegle mejo plastičnosti σ_p. Razdelitev napetosti po sl. 2 b

in 2 c pa sloni na dveh predpostavkah. Prva terja, da ostanejo vlakna, kjer smo že dosegli mejo plastičnosti, v popolnoma plastičnem stanju, dokler ni plastificiran ves prerez. Druga predpostavka pa upošteva enak diagram σ—ε v nategu in tlaku.

Za nosilec pravokotnega prereza b × h lahko izrazimo rezultirajoči moment diagrama upogibnih napetosti po sliki 2 c

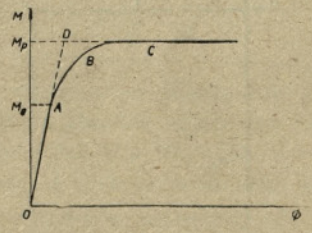
$$M_p = b\sigma_p \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} y\,dy = \frac{bh^2}{4}\sigma_p = 1{,}5 \cdot W\,\sigma_p = 1{,}5\,M_e$$

Ta moment imenujemo *skrajni plastični moment* M_p za pravokoten prerez in je za 50 % večji od skrajnega elastičnega momenta M_e, ki ga definiramo kot rezultirajoči moment diagrama napetosti, ko smo v krajnih vlaknih ravno dosegli mejo plastičnosti σ_p (sl. 2 a). Nekoliko zamudnejši je račun skrajnega plastičnega momenta za valjane profile.

Razmerje ψ med skrajnim plastičnim momentom in skrajnim elastičnim momentom prereza je važna karakteristika prereza in ga imenujemo količnik plastične rezerve. Za valjane I profile, ki jih pri nas uporabljamo, se giblje ta količnik med 1,15 in 1,17 in lahko povprečno privzamemo 1,16.

V zvezi z upogibnimi napetostmi pa se pojavijo tudi strižne napetosti. Dosedanji poskusi so pokazali, da lahko vpliv prečne sile na skrajni plastični moment zanemarimo. V določenih okoliščinah pa se izraža vpliv velikih strižnih napetosti lokalno, na primer v izbočenju stojine, preden se je razvil skrajni plastični moment. V vseh primerih, ki jih bomo obravnavali, bomo predpostavili, da je razmerje med prečnimi silami in upogibnimi momenti tako majhno, da lahko vpliv striga na skrajni plastični moment zanemarimo.

Da bi si bolje ponazorili pojem *plastičnega členka*, opazujmo najprej prosti gredni nosilec na dveh podporah, ki je v sredini obtežen s silo P; ta enakomerno narašča. Upoštevajoč idealno plastični material, je sovisnost med upogibnim momentom M in zakrivljenostjo $1/\varrho$ linearna, dokler ne doseže moment vrednosti skrajnega elastičnega momenta M_e (sl. 3). Od tu naprej se veča zakrivljenost $1/\varrho$ hitreje kot moment. Na odseku BC sledi že zelo majhnim

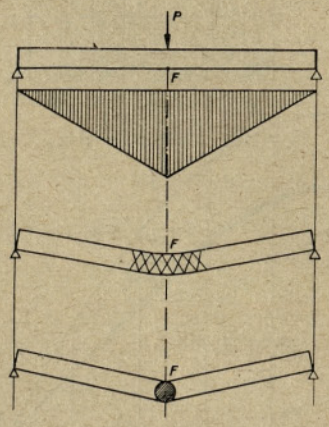


Sl. 3

spremembam momenta M veliko povečanje zakrivljenosti in upogibni moment se približa vrednosti skrajnega plastičnega momenta M_p.

Plastificiranje je omejeno le na sredino nosilca, torej na področje maksimalnega upogibnega momenta, in nosilec se upogne približno tako, kot to prikazuje sl. 4. Nosilec se torej obnaša, kot da bi bil na tem mestu plastični členek, ki predstavlja nekak torni členek, ki ne more prevzeti momenta, večjega od M_p.

Skrajni plastični moment in plastični členek sta osnovna pojma plastostatike statično nedoločenih konstrukcij. Območje plastifikacije si torej zamišljamo omejeno samo na en prerez, kjer dosežejo upogibne napetosti



Sl. 4

po celotnem prerezu mejo plastičnosti. Rezultirajoči upogibni moment je skrajni plastični moment. Mesto, kjer nastopi skrajni plastični moment, pa predstavlja plastični členek v konstrukciji. Ta se najprej pojavi na mestu maksimalnega upogibnega momenta. Ker pa pri nadaljnjem naraščanju obtežbe moment v plastičnem členku ne more biti večji od skrajnega plastičnega momenta, pride pri statično nedoločenih konstrukcijah do pregrupacije notranjih sil. Z večanjem obtežbe dosežejo napetosti na nekem drugem mestu mejo plastičnosti in nastane nov plastični členek. To se nadaljuje, dokler ne nastopi v konstrukciji toliko plastičnih členkov, da jo spremenijo v labilen sistem — porušni mehanizem.

Deformacijsko stanje okvira po plastostatiki si torej predstavljamo iz ravnih črt osi nosilcev, ki so lomljene le tam, kjer so plastični členki. Elastičnih deformacij sploh ne upoštevamo, plastične deformacije pa si zamišljamo koncentrirane v eni točki z zasukom v plastičnem členku.

2.2 *Predpostavke plastostatike*

Pri obravnavanju statično nedoločenih konstrukcij po običajnih metodah plastostatike se moramo zavedati, katere so osnovne predpostavke vseh teh metod, in sicer:

a) Velikost skrajnega plastičnega momenta je neodvisna od prečne in osne sile.

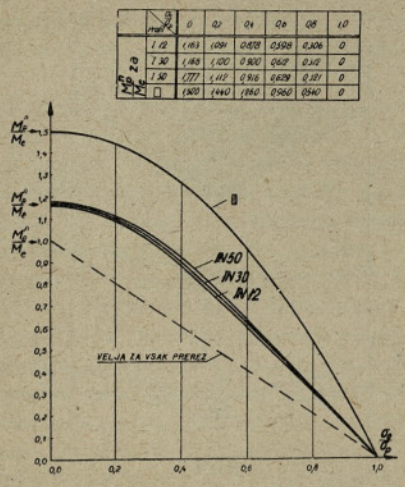
b) Pojavi nestabilnosti (izbočenje stojine, uklon tlačenega pasu itd.) ne nastopijo prej, preden se ne razvije skrajni plastični moment.

c) Deformacije konstrukcije morajo biti še sprejemljive, ko se razvije poslednji plastični členek.

V zvezi s pojavom nestabilnosti so eksperimenti pokazali, da povzročijo pri upogibnih nosilcih velike osne sile porušitev, še preden je bil kritični prerez popolnoma plastificiran. Pri obravnavanju tega problema so potrebne mnoge poenostavitve, da bi dosegli za praktičen račun primeren postopek. Potrebne so še nadaljnje eksperimentalne in teoretične raziskave. Lahko pa postavimo pravila za račun konstrukcij, pri katerih so napetosti zaradi osne sile majhne in ki so ob straneh tako podprte, da ne bo nastopila porušitev zaradi elastične nestabilnosti.

Redukcijski vpliv osne sile na skrajni plastični moment za pravokotne in IN profile nam prikazuje diagram

v sl. 5, kjer nanašamo na abscisno os razmerje σ_0/σ_p, na ordinatno os pa M_{II}^p/M_e. Pri tem pomeni σ_0 napetost nazaradi osne sile, σ_p pa mejo plastičnosti jekla.



Sl. 5

2.3 *Opis najvažnejših metod plastostatike*

2.31 Splošno

V zadnjih letih so razvili različne metode za računanje konstrukcij po teoriji plastičnosti, in sicer:

a) metodo s končno momentno črto, (16), (17), (27, (44),

b) metodo z reševanjem simultanih linearnih neenačb, (21),

c) metodo sistematične omejitve kritičnega obtežnega faktorja,

d) metodo kombinacije elementarnih porušnih mehanizmov, (24),

e) metodo s plastičnim izenačevanjem momentov, (26),

f) računanje konstrukcij z minimalno težo, (39).

Od teh so za praktično računanje najbolj primerne Bakerjeva metoda s »končno momentno črto«, Nealova in Symondsova metoda kombinacije elementarnih porušnih mehanizmov in Hornejeva metoda s plastičnim izenačevanjem momentov.

V naslednjih točkah tega poglavja bomo te metode podrobneje opisali. Medtem ko je Bakerjeva metoda zelo nazorna predvsem za preproste okvire, lahko Nealovo in Symondsovo ter Hornejevo metodo uporabimo tudi za večnadstrojne okvire.

Zanimiv je način za dimenzioniranje zveznih nosilcev in okvirov, kjer iščemo konstrukcijo z najmanjšo lastno težo. Postopek je preprost, če imamo samo dve neznanki — dva različna vztrajnostna momenta pri konstrukciji.

Vse naštete metode so metode, ki z njimi obravnavamo enostavno proporcionalno obtežbo. Le metoda z reševanjem simultanih linearnih neenačb nam, upoštevajoč preostale upogibne momente v konstrukciji, omogoča račun tudi pri spremenljivi, ponavljajoči se obtežbi. Pri konstrukcijah s spremenljivo, ponavljajočo se obtežbo moramo plastične deformacije že po začetnih periodah obtežbe omejiti tako, da bo konstrukcija prenašala vse nadaljnje spremembe obtežbe le na elastičen način. Pravimo, da se konstrukcija prilagodi. S spremenljivo, ponavljajočo se obtežbo se ne bi podrobneje ukvarjali [glej (45)]. Potrebno pa je še veliko eksperimentalnega dela, preden bo metoda računanja prilagoditve konstrukcije zrela za praktično uporabo pri jeklenih konstrukcijah. Važno vlogo igrajo pri tem preostale napetosti, prav tako ni še razjasnjen problem staranja materiala in vpliv Bauschingerjevega efekta.

Metoda z reševanjem simultanih linearnih neenačb je čisto splošna metoda za računanje statično nedoločenih konstrukcij po teoriji plastičnosti, vendar pa postane zelo zamudna pri zamotanih konstrukcijah zaradi velikega števila neenačb. Z uvedbo elektronskih računskih strojev pa je ta pomanjkljivost premagana.

2.32 Bakerjeva metoda s končno momentno črto

Pri preprostih statično nedoločenih okvirih se v prerezih, kjer dosežemo skrajni plastični moment, izoblikujejo plastični členki in n takih členkov pretvori konstrukcijo v statično določeno. Število n predstavlja stopnjo statične nedoločenosti. Z (n + 1) plastičnimi členki pa dobimo labilen sistem — porušni mehanizem. Baker je podal (16), (17) osnove za računanje okvirov s plastičnimi členki. K sreči nam ni treba zasledovati zaporedje nastajanja plastičnih členkov, ampak izhajamo iz končnega stanja — porušnega mehanizma.

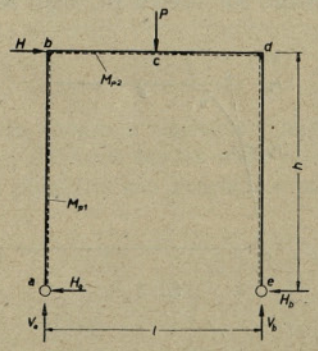
Bakerjeva metoda skuša v eni operaciji izpolniti vse tri pogoje plastostatike:

1. *Pogoj ravnovesja.* Diagram upogibnih momentov mora biti v ravnovesju z zunanjo obtežbo.

2. *Pogoj mehanizma.* Nastopiti mora zadostno število plastičnih členkov, da spremenijo celotno konstrukcijo ali vsaj del konstrukcije v labilen sistem — porušni mehanizem.

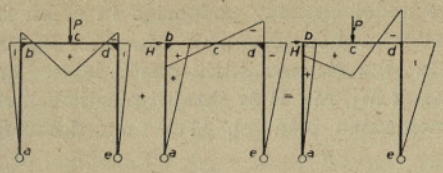
3. *Pogoj plastičnosti.* Upogibni moment ne sme biti v nobenem prerezu večji od skrajnega plastičnega momenta (M_p).

Sam postopek pa je postopek poizkušanja (trial and error design), ker najprej predpostavimo porušni mehanizem, t. j. dispozicijo plastičnih členkov, in preverimo, če sta izpolnjena pogoja 1. in 3. Bakerjeva metoda je primerna za neposredno dimenzioniranje ali za določitev skrajnega bremena konstrukcije, če število statične nedoločenosti ni preveliko.



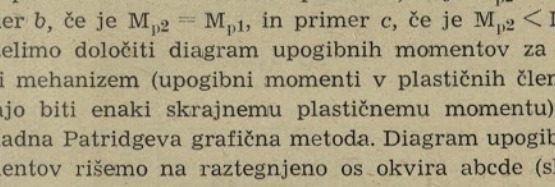
Sl. 6

Primer zelo preprostega okvira z dvema tečajema in z vertikalno in s horizontalno obtežbo (sl. 6) nam bo pojasnil potek računa. Ta okvir je enkrat statično nedoločen in za porušni mehanizem je potrebno, da se v dveh prerezih razvijeta plastična členka. Iz diagrama elastičnih upogibnih momentov (sl. 7) je razvidno, da bo

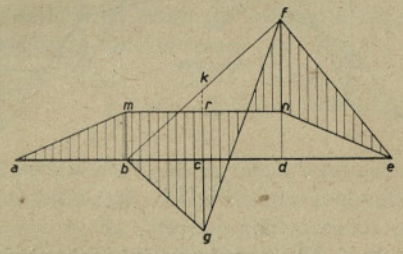


Sl. 7

moment v d pri naraščanju obteže najprej dosegel vrednost skrajnega plastičnega momenta in bo tu nastal plastični členek. S tem členkom je postal okvir statično določen, za porušni mehanizem pa mora nastopiti še en členek, in sicer v b ali c, kar je odvisno od dimenzij konstrukcije, razmerja obtežbe in od skrajnih plastičnih momentov prečke in stebrov. Za okvir po sl. 6 so možni tri različni porušni mehanizmi (sl. 8 a, b, c), kjer pa moramo pri vsakem razlikovati še primer *a*, če je $M_{p2} > M_{p1}$, primer *b*, če je $M_{p2} = M_{p1}$, in primer *c*, če je $M_{p2} < M_{p1}$. Če želimo določiti diagram upogibnih momentov za porušni mehanizem (upogibni momenti v plastičnih členkih morajo biti enaki skrajnemu plastičnemu momentu), je prikladna Patridgeva grafična metoda. Diagram upogibnih momentov rišemo na raztegnjeno os okvira abcde (sl. 9).



Sl. 8 a, 8 b, 8 c



Sl. 9

Najprej narišemo upogibne momente bfe zaradi horizontalne obtežbe H na statično določenem osnovnem sistemu s pomično podporo v a ($H_a = 0$). V tem primeru je $\overline{df} = Hh$. K temu diagramu prištejemo diagram bgt zaradi vertikalne obtežbe z osnovnico $\overline{bf}$, tako da je $\overline{kg} = \frac{Pl}{4}$. Sedaj moramo še dodati diagram upogibnih momentov zaradi neznanke H_a tako, da bodo v končnem diagramu na mestih plastičnih členkov upogibni momenti enaki skrajnemu plastičnemu momentu prečke ali stebra. Slika 9 nam prikazuje le kvalitativen potek upogibnih momentov. Momentna črta amne zaradi H_a poteka na odseku mn vzporedno z osnovnico, tako da je $\overline{bm} = \overline{dn}$.

Oglejmo si podrobneje porušni mehanizem po sl. 8 c za primer, ko je vztrajnostni moment prečke večji od vztrajnostnega momenta stebra ($M_{p,2} > M_{p,1}$). Za ta mehanizem lahko napišemo, upoštevajoč ravnovesne pogoje in pogoj mehanizma, sistem enačb.

Ravnovesne enačbe (glej sl. 6)

$$H_a h = M_b \quad \ldots (1)$$

$$H_e h = -M_d \quad \ldots (2)$$

$$Hh + \frac{Pl}{2} = V_e l \quad \ldots (3)$$

$$M_c = \tfrac{1}{2} V_e l - H_e h \quad \ldots (4)$$

$$\text{iz (1) in (2) } \ldots (H_a + H_e) h = Hh = M_b - M_d \quad \ldots (6)$$

$$\text{(2) in (3) v (4) } \ldots M_c = \tfrac{1}{2} (M_b + M_d) + \frac{Pl}{4} \quad \ldots (7)$$

Pogoj porušnega mehanizma

$$M_d = -M_{p,1} \quad \ldots (8)$$

$$M_c = +M_{p,2} \quad \ldots (9)$$

Iz enačbe (6) sledi, če vstavimo enačbo (8)

$$Hh = M_b + M_{p,1} \quad \ldots (6a)$$

iz enačbe (7) pa $M_c = \tfrac{1}{2} (Hh - 2 M_{p,1}) + \frac{Pl}{4} = M_{p,2}$

ali pogoj

$$M_{p,1} + M_{p,2} = \frac{Hh}{2} + \frac{Pl}{4} \quad \ldots (10)$$

Upogibni moment v b mora biti manjši od skrajnega plastičnega momenta stebra, saj smo predpostavili porušni mehanizem s plastičnima členkoma v c in d, torej

$$M_b < M_{p,1}$$

ali če vstavimo enačbo (6) in (8),

$$M_{p,1} > \frac{Hh}{2} \quad \ldots (11)$$

Iz enačbe (10) lahko izrazimo vrednost za skrajni plastični moment prečke

$$M_{p,2} = \frac{Hh}{2} + \frac{Pl}{4} - M_{p,1} \quad \ldots (12)$$

ki mora biti večji od $M_{p,1}$, ker smo si izbrali okvir, ki ima prečko močnejšo od stebrov. Ta pogoj lahko izrazimo z neenačbo

$$\frac{Hh}{2} + \frac{Pl}{4} > 2M_{p,1} > Hh$$

ali

$$\frac{Pl}{Hh} > 2 \quad \ldots (13)$$

Porušitev okvira po sl. 8 c v primeru $M_{p,2} > M_{p,1}$ je torej možna, če je izpolnjen pogoj po enačbi (13) in (10). Obtežba P in H je v tem primeru skrajna ali porušna obtežba.

Na podoben način bi lahko analizirali tudi mehanizem po sl. 8 a in 8 b ali pa primer z $M_{p.2} = M_{p.1}$ ali $M_{p.2} < M_{p.1}$.

Če moramo dimenzionirati konstrukcijo tako, da bo varnostni količnik glede na nastop porušnega mehanizma dosegel predpisano vrednost, potem delamo takole:

Delovno obtežbo pomnožimo z obtežnim faktorjem (varnost) in nastavimo ravnovesne enačbe za porušni mehanizem, ki smo si ga izbrali. V teh enačbah sta poleg statične nedoločenke (v našem primeru H_a) neznanki še velikosti skrajnega plastičnega momenta prečke in stebra. Za določeno razmerje med obema skrajnima plastičnima momentoma lahko torej izračunamo neznanko H_a in $M_{p,1}$ oz. $M_{p,2}$. Za primer porušnega mehanizma po sl. 8 c lahko določimo $M_{p,1}$ iz enačbe (10), upoštevajoč, da je $M_{p,2} = \alpha M_{p,1}$,

$$M_{p,1} = \frac{1}{1+\alpha}\left(\frac{Hh}{2} + \frac{Pl}{4}\right) \quad \ldots (14)$$

in H_a iz enačbe (6a)

$$M_b = +Hh - M_{p,1} = H_a h$$

$$H_a = +H - \frac{1}{1+\alpha}\left(\frac{H}{2} + \frac{Pl}{4h}\right) \quad \ldots (15)$$

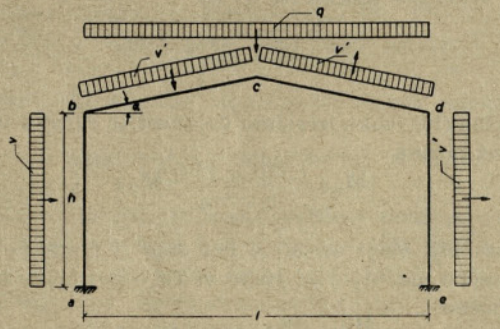
Sedaj moramo še dokazati, da smo si izbrali pravilni porušni mehanizem. V končnem diagramu upogibnih momentov ne sme biti v nobenem prerezu moment večji od $M_{p,1}$ oz. $M_{p,2}$, v prerezu d mora biti enak $M_{p,1}$, v prerezu c pa $M_{p,2}$. Če ti pogoji niso izpolnjeni, si izberemo nov porušni mehanizem in postopek ponovimo. Samo dimenzioniranje izvedemo tako, da si izberemo profil z odpornostnim momentom $W = \frac{M_p}{\psi \sigma_p}$, kjer je ψ količnik plastične rezerve ($\psi = \frac{M_p}{M_e}$ glej 2.1) in je za valjane INP enak 1,16, σ_p pa meja plastičnosti jekla.

Primer. Na kratko bomo še prikazali uporabo Bakerjeve metode za okvir po sl. 10 a z vertikalno in horizontalno obtežbo, ki pride v praksi pogosto v poštev. Za konkreten primer s podatki

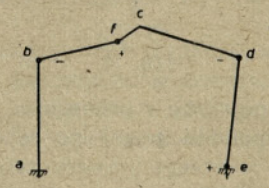
$l = 16{,}0$ m, $h = 5{,}0$ m, $\alpha = 15°$,

$q = 1{,}42$ t/m, $v = 0{,}24$ (oz. 0,12) t/m, $\lambda = 1{,}75$

bi nastopil porušni mehanizem po sl. 10 b z $(n+1) = 4$ plastičnimi členki. Ravnovesne enačbe za ta mehanizem se glasijo:



Sl. 10 a



Sl. 10 b

plastični členek b

$$b \ldots -M_b + M_1 + Hh = -M_p$$

plastični členek f

$$f \ldots -M_f + M_1 - \frac{x}{l}(M_1 - M_2) + Hh\left(1 + \frac{2x}{l}\right)k = +M_p$$

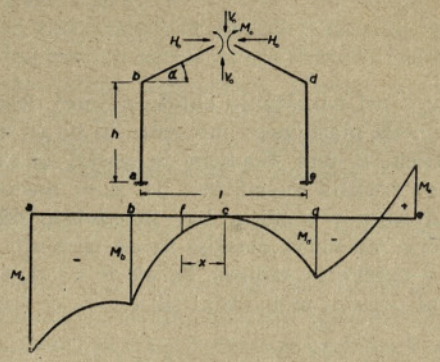
plastični členek d

$$d \ldots -M_d + M_2 + Hh = -M_p$$

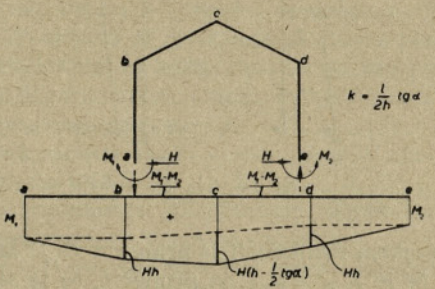
plastični členek e

$$e \ldots +M_e + M_2 = +M_p$$

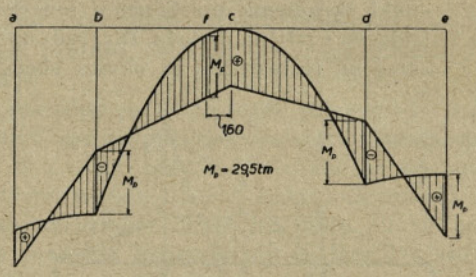
V teh enačbah so M_b, M_f, M_d, M_e upogibni momenti za statično določeni osnovni sistem po sl. 11 a; M_1, M_2 in H pa statične nedoločenke v podpori a in e, ki so ekvivalentne statičnim nedoločenkam M_0, H_0, V_0 v točki c (sl. 11 b). Iz tega sistema štirih enačb lahko izračunamo poleg neznank M_1, M_2, H še skrajni plastični moment M_p. Končna momentna črta (sl. 11 c) nam dokazuje, da je



Sl. 11 a



Sl. 11 b



Sl. 11 c

mehanizem po sl. 10 b pravi porušni mehanizem za obravnavani primer, ker upogibni momenti v nobenem prerezu ne presegajo vrednosti M_p, v b, f, d in e pa so enaki M_p.

2.33 Nealova in Symondsova metoda kombinacije elementarnih porušnih mehanizmov

Metoda kombinacije elementarnih porušnih mehanizmov (24) temelji na kinematičnem principu plastostatike. Matematično sicer ni sistematična, ravna pa se po jasnih pravilih in zahteva le preproste račune za določitev skrajne obtežbe. Ta postopek je zlasti primeren za bolj zamotane, n-krat statično nedoločene konstrukcije, kjer lahko nastopi plastična porušitev že pri manj kot $(n+1)$ plastičnih členkov (n. pr. okvire prek več polj, večnastropni okviri). Porušitev je v tem primeru delna.

Po Nealovi in Symondsovi metodi razčlenimo najprej elementarne mehanizme konstrukcije. Število elementarnih mehanizmov je enako razliki med številom mest, kjer lahko nastopi skrajni plastični moment, in stopnjo statične

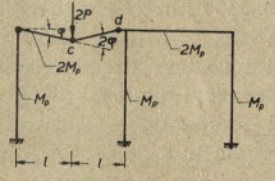
nedoločenosti, t. j. številu neodvisnih ravnovesnih enačb. Kot elementarni mehanizem smatramo:

a) mehanizem grede (s plastičnimi členki na krajih in nekje vmes, sl. 12 a, b).

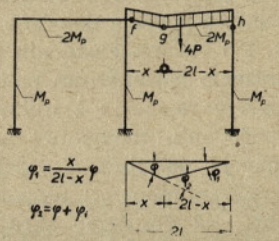
Če imamo več sil, ima vsaka sila svoj mehanizem s členkom pod silo. Če je greda neobtežena, nima elementarnega mehanizma.

b) mehanizem rombične deformacije (členki so v vozliščih, a ne pod silo, in povzročijo stranski pomik cele konstrukcije ali posameznega nadstropja, sl. 12 c);

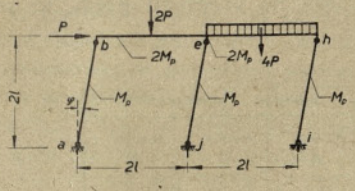
c) mehanizem zasuka vozlišča (fiktivni mehanizem), kjer se stikajo najmanj tri palice (sl. 12 d).



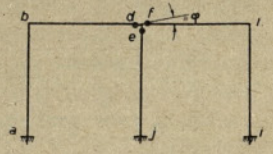
Sl. 12 a



Sl. 12 b



Sl. 12 c



Sl. 12 d

Za elementarne mehanizme in njihove kombinacije izračunamo skrajno obtežbo iz enačbe virtualnega dela, kjer pa pri virtualnem delu notranjih sil upoštevamo le zasuk v plastičnem členku pri momentu M_p.

Ta enačba se splošno glasi

$$\sum_{j=1}^{m} P_j \delta_j - \sum_{i=1}^{n+1} M_{pi} \varphi_i = 0 \qquad \ldots (16)$$

δ_j pomeni pomik sile P_j in φ_i zasuk v plastičnem členku i.

Pri kombinacijah elementarnih mehanizmov si prizadevamo za to, da bomo dobili porušni mehanizem z najmanjšo kritično obtežbo. Iz enačbe virtualnega dela lahko sklepamo, da naj bo zato delo zunanjih sil čim večje, a delo skrajnih plastičnih momentov čim manjše. Pri kombinaciji elementarnih mehanizmov ravnamo torej po naslednjih pravilih:

a) Dva elementarna mehanizma sestavimo tako, da bo odpadel en plastični členek. Samo v tem primeru bo skrajna obtežba za kombinirani mehanizem manjša od skrajne obtežbe za posamezni elementarni mehanizem.

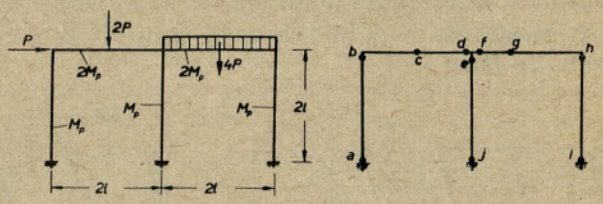
b) Zasuk vozlišča upoštevamo, če s tem zmanjšamo notranje delo vozlišča.

c) Pri zvezni obtežbi predpostavljamo najprej plastični členek na sredini razpetine. Če vsebuje končni porušni mehanizem ta elementarni mehanizem, lahko še določimo točno lego členka, kar pa ne vpliva bistveno na velikost kritične porušne obtežbe.

Praktični primer

Za boljše razumevanje te metode je prikazan potek računa na preprostem primeru po sl. 13 a.

Na sl. 13 b so nakazana mesta a, b, c ... j, kjer lahko nastopijo skrajni plastični momenti. Okvir je 6-krat statično nedoločen in je torej število elementarnih mehanizmov enako 10 — 6 = 4. Iz enačbe virtualnega dela izračunamo skrajno breme za posamezne mehanizme.



Sl. 13

a) Skrajno breme za mehanizem a (po sl. 12 a):

Ker je skrajni plastični moment v stebru M_p v prečki pa $2\,M_p$, je virtualno delo zunanje sile $2\,P \cdot \varphi \cdot 1$. Virtualno delo v plastičnih členkih je v točki »c« $2\,M_p \cdot 2\,\varphi$ in v točki »d« $2\,M_p \cdot \varphi$.

$$2\,P\,\varphi\,l = M_p\,\varphi + 2\,M_p \cdot (2\,\varphi) + 2\,M_p\,\varphi,$$

$$2\,Pl = 7\,M_p,$$

$$P_a = 3{,}5\,\frac{M_p}{1} \qquad \ldots (17)$$

b) Skrajno breme za mehanizem b (po sl. 12 b):

$$\frac{4\,P}{2}\,x\,\varphi = 2\,M_p\,\varphi + 2\,M_p\,\frac{2\,\varphi\,l}{2l - x} + M_p\,\frac{x\,\varphi}{2l - x}$$

Iz tega sledi

$$P = \frac{M_p\,(8l - x)}{2\,x\,(2l - x)}, \quad \text{za } x = l \text{ je}$$

$$P_b\,\frac{7l}{2 \cdot l^2} = 3{,}5 \cdot \frac{M_p}{1} \qquad \ldots (18)$$

Ekstremno vrednost za P_b pa dobimo za $\frac{d\,P_b}{d\,x} = 0$, torej pri $x = 1{,}065\,l$, in sicer

$$P_b = 3{,}48\,\frac{M_p}{1} \qquad \ldots (19)$$

Razlika med primerom, ko predpostavimo, da je plastični členek v sredini nosilca, in med plastičnim členkom na pravem mestu je torej nebistvena.

c) Skrajno breme za mehanizem c (sl. 12 c):

Enačba virtualnega dela je

$$2\,P\,l\,\varphi = 6\,M_p\,\varphi \quad \text{in s tem}$$

$$P_c = 3\,\frac{M_p}{1} \qquad \ldots (20)$$

Kot vidimo, je najmanjše skrajno breme za mehanizem c. Ta mehanizem je torej od elementarnih mehanizmov najbližji pravemu porušnemu mehanizmu. Pravi porušni mehanizem dobimo na ta način, da kombiniramo mehanizem c z ostalimi elementarnimi mehanizmi.

e) Mehanizem e (kombinacija mehanizmov c in a) sl. 14:

S kombinacijo mehanizmov (c) in (a) lahko izločimo členek v glavi levega stebra.

Enačbo virtualnega dela za mehanizem e dobimo tako, da seštejemo delni enačbi (za elementarni mehanizem c in a) in odštejemo notranje delo eliminiranega členka, ali pa enačbo takoj nastavimo.

Enačba mehanizma (c): $2\,Pl\,\varphi = 6\,M_p\,\varphi$.

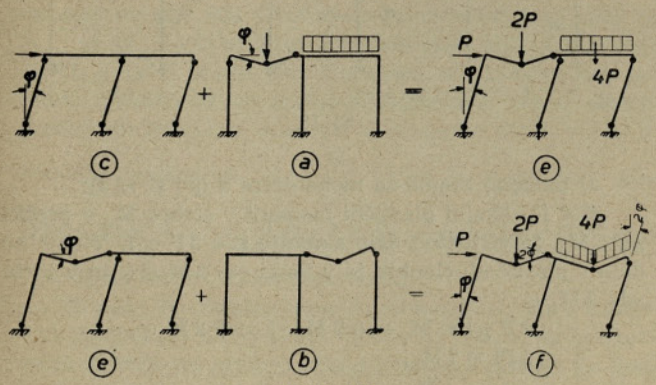
Enačba mehanizma (a): $2\,Pl\,\varphi = 7\,M_p\,\varphi$.

Enačba mehanizma (e): $4\,Pl\,\varphi = 13\,M_p\,\varphi - 2\,M_p\,\varphi$.

$$P_e = 2{,}75 \frac{M_p}{l} \qquad \ldots (21)$$

Najneugodnejši je sedaj mehanizem (e). Da bi videli, če je ta mehanizem pravi porušni mehanizem, moramo napraviti še ostale kombinacije, t, j. kombinacijo mehanizma (e) z mehanizmom (b) in (d).

f) Mehanizem f [kombinacija mehanizma (e) z (b) in (d)], (sl. 15):



Sl. 14, 15

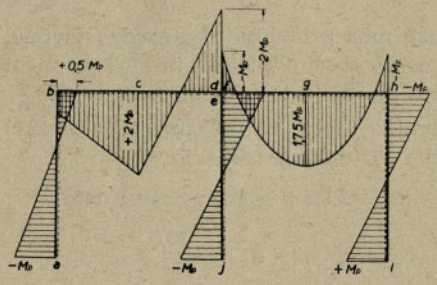
Mehanizem d je pravzaprav fiktivni mehanizem, ki služi samo za jasnejšo sliko o eliminaciji plastičnih členkov v vozlišču; v našem primeru je razvidno, da sta eliminira členka v glavi srednjega stebra in na levi strani desne prečke.

Za ta porušni mehanizem je

$$P_f = \frac{17}{6} \cdot \frac{M_p}{l} = 2{,}833 \frac{M_p}{l} \qquad \ldots (22)$$

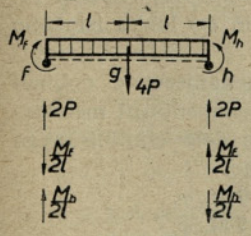
Najmanjše skrajno breme smo torej dobili za porušni mehanizem e (en. 21).

Dokaz, da je ta mehanizem tudi pravi porušni mehanizem, nam nudi diagram upogibnih momentov (sl. 16), ker ni v nobenem prerezu prekoračena vrednost skrajnega

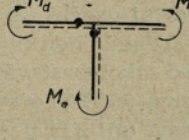


Sl. 16

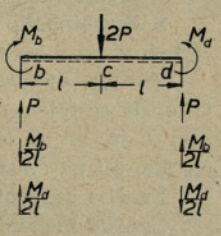
plastičnega momenta. Upogibne momente v posameznih prerezih izračunamo iz neodvisnih ravnovesnih enačb za prečko $\overline{bd}$, $\overline{fh}$ in vozlišče def (glej sl. 17, 18, 19)



Sl. 17



Sl. 18

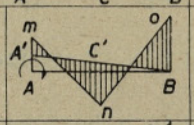
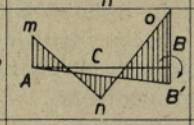
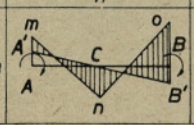


Sl. 19

2.34 Horneova metoda s plastičnim izenačevanjem momentov

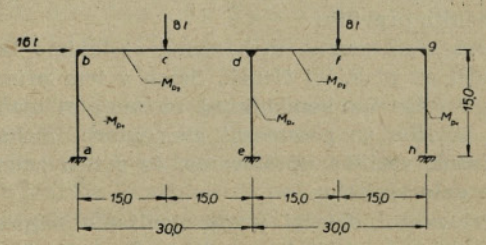
Horneovo metodo (26) s plastičnim izenačevanjem momentov lahko uporabimo kot metodo dimenzioniranja ali kot metodo analize konstrukcije. V bistvu sloni na statičnem načelu plastostatike, kar pomeni, da je izpolnjen pogoj ravnovesja in pogoj plastičnosti. Skrajna obtežba je v tem primeru največja obtežba, pri kateri lahko najdemo tak potek momentov, da je izpolnjen pogoj ravnovesja in da ni nikjer prekoračena vrednost skrajnega plastičnega momenta. Tako je račun vedno na varni strani. Metoda s plastičnim izenačevanjem momentov ima nekaj podobnosti s Crossovo metodo, vendar tu nismo vezani na povsem določeno razporeditev momenta v vozlišču. Pri računu elastičnih momentov po Crossovi metodi pripišemo posameznim palicam istega vozlišča delež momenta v razmerju z njihovimi togostmi. Pri plastičnem izenačevanju momentov po Horneovi metodi pa je to razmerje poljubno. Razdeljeni momenti pa niso samo ravnovesni momenti, ampak obenem tudi deleži, ki so potrebni, da dosežemo skrajne plastične momente v posameznih gredah.

Na sl. 20 so prikazani prenosni koeficienti za različne primere razdelitve momentov na preprosti gredi, ki je pri a in b vpeta v vozlišči.

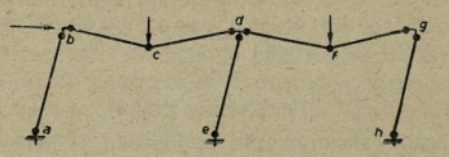
MOMENTI		PRENOSNI KOEFICIENTI		
		MOMENT V A	MOMENT V C	MOMENT V B
1		+ 1	+ 1/2	0
2		0	− 1/2	+ 1
3		+ 1	0	+ 1
mno PREDSTAVLJA NEK OBSTOJEČI POTEK UPOGIBNIH MOMENTOV				

Sl. 20

Sam postopek pa bomo razložili na primeru okvira po sl. 21 a.

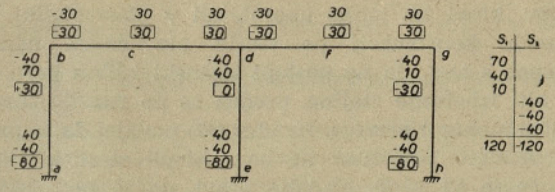


Sl. 21 a



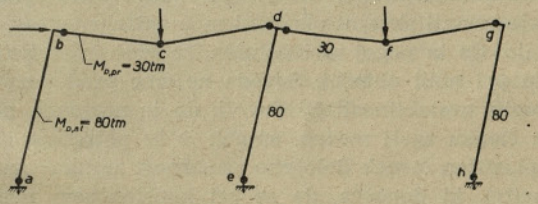
Sl. 21 b

Ta okvir naj bo tako dimenzioniran, da bi se porušil pri obtežbi $P = Q = 8$ t in pri $H = 16$ t. Prečke okvira imajo enak vztrajnostni moment, prav tako tudi vsi stebri. Prvi korak je dimenzioniranje okvira s predpostavko, da so preprečeni zasuki vozlišč, ne pa pomiki (posamezne polno vpete grede). Porušni mehanizem prikazuje sl. 21 b. Ustrezni plastični momenti so vpisani na sl. 22, kjer je vpliv horizontalne obtežbe enakomerno porazdeljen na

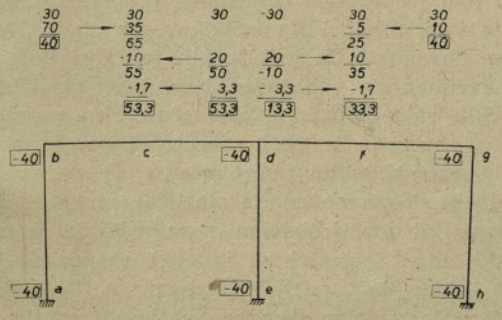


Sl. 22

na posamezne stebre. Momenti v prečkah $\overline{bd}$ in $\overline{dg}$ pa so momenti polno vpetega nosilca pri nastanku plastičnih členkov v sredini in na konceh. Glede predznakov upogibnih momentov na konceh grede se ravnamo po pravilu, da so pozitivni »sourni« momenti na konceh posameznih gred, momenti v polju pa so pozitivni, če povzročijo natezne napetosti na spodnji (notranji) strani. Drugi korak je izenačevanje upogibnih momentov v vozliščih. Način, kako to izenačevanje izvedemo, vpliva na končno dimenzioniranje. Ker pa je odvisna primerna izbira prereza tudi od profilov, ki so na razpolago, je primerno, da določimo zgornjo in spodnjo mejo za plastične momente. Spodnjo mejo dobimo že s prvim korakom, kajti posamezne grede bodo najlažje, če so na obeh straneh polno vpete. Če naj v našem primeru obdrže prečke okvira svoj minimalni prerez, moramo vso razliko momentov prenesti na stebre. Zato dodamo na vrhu stebrov v vozliščih b, d, g momente 70, 40, 10 tm, tako da je v posameznem vozlišču izpolnjen pogoj $\sum M_{ik} = 0$. S tem pa smo porušili ravnovesje za stranski pomik. Zato vpišemo izravnalne momente v stolpec S_1 in celotni neizravnani moment $70 + 40 + 10 = 120$ tm izravnamo z momenti z vsoto -120 v stolpcu S_2. Potrebni skrajni plastični momenti so vpisani v sl. 23.

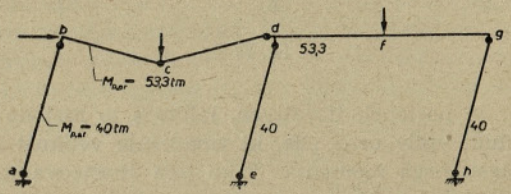


Sl. 23



Sl. 24

Če obdrže stebri minimalne prereze, moramo neizravnane momente razdeliti na prečke (slika 24). Maksimalna rezultirajoča momenta sta 55 tm pri c in 50 tm pri d v prečki $\overline{bd}$. Ker je moment prečke v b določen s skrajnim plastičnim momentom stebra $\overline{ab}$, ga ne smemo spremeniti, če naj ohrani steber minimalni prerez. Momenta v c in d lahko izenačimo samo po načinu 2 v sliki 20. Končni momenti so prikazani v sl. 24 (številke v okvirih), porušni mehanizem s potrebnimi skrajnimi plastičnimi momenti prečk in stebrov pa v sl. 25.

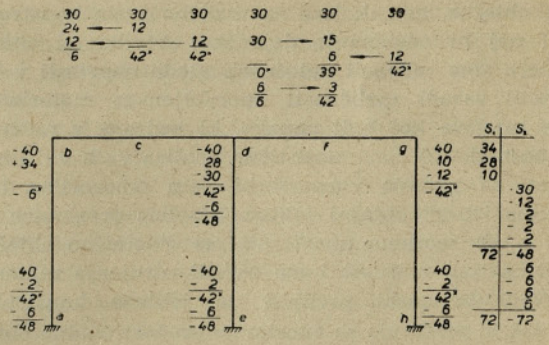


Sl. 25

Na ta način smo določili mejne vrednosti za skrajni plastični moment prečk in stebrov, in sicer:

$$30 < (M_p)_{\text{prečke}} < 53{,}3,$$
$$40 < (M_p)_{\text{stebra}} < 80$$

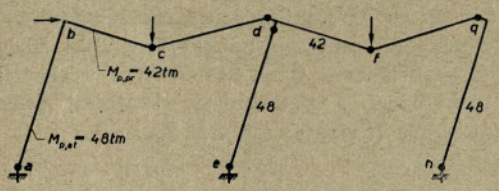
Če vzamemo, da naj bi bil primerni skrajni plastični moment prečke $M_{p,pr} = 42$ tm, moramo še določiti potrebni skrajni plastični moment stebrov. Iz obeh prejšnjih primerov je razvidno, da nastopita plastična členka vedno v b in d prečke $\overline{bd}$, zato pripišemo prav tema dvema prerezoma skrajni plastični moment 42 tm in začnemo z izenačevanjem momentov (glej sl. 26) v vozliščih b, d in g. Delu rezultirajočega neizravnanega momenta od 72 tm (stolpec S_1 v sl. 26) lahko vzpostavimo ravnovesje



Sl. 26

tako, da povišamo momente v vozliščih d, g, a, e in h na 42 tm. Momenta v b ne smemo povečati, ker bi to povzročilo povečanje momenta v c in d, kjer pa smo že dosegli skrajni plastični moment prereza. Momenti, ki jih dobimo po tem izenačevanju, so v sliki 26 označeni z zvezdico. Ostal nam je pa neizravnan moment v velikosti (72 — 48) tm. Ker smo v vozlišču g prečke $\overline{dg}$ tudi že dosegli skrajni palstični moment prečke, lahko neizravnani moment razdelimo samo na vozlišča a, e, d, h stebrov, in sicer na enake dele. Razliko momentov v d prenesemo še naprej v prečko $\overline{dg}$, da je izpolnjen pogoj $\sum M_{ik} = 0$ v d. Porušni mehanizem s potrebnimi skrajnimi plastičnimi momenti prečk (42 tm) in stebrov (48 tm) je prikazan na sl. 27.

Če moramo upoštevati več različnih obtežnih primerov, rešujemo posamezne računske sheme postopoma in si prizadevamo, da bodo končni plastično izravnani momenti čimbolj soglašali.



Sl. 27

Ker je postopek iterativen, lahko s to metodo zajamemo tudi vpliv osne sile, ki zmanjšuje velikost skrajnega plastičnega momenta. Tako ima Horneova metoda s plastičnim izenačevanjem bodočnosti kot metoda za račun večnadstropnih okvirov.

3. DIMENZIONIRANJE STATIČNO NEDOLOČENIH KONSTRUKCIJ PO TEORIJI PLASTIČNOSTI

3.1 Vprašanje varnosti

V plastostatiki je varnost definirana kot razmerje med porušno obtežbo, ki pozroči, da postane konstrukcija labilen mehanizem, in delovno obtežbo. Pravzaprav govorimo o obtežnem faktorju. Pri spremenljivi, ponavljajoči se obtežbi izberemo manjši obtežni faktor kot pri enostavni, proporcionalni obtežbi, ker bi konstrukcija odpovedala šele tedaj, če bi se nevarna kombinacija obtežbe večkrat ponovila, medtem ko je pri enostavni proporcionalni obtežbi odločilen enkratni pojav kritične obtežbe. Obtežni faktor naj bi bil različen ne samo za različne vrste obtežbe, ampak tudi za različne vrste konstrukcij. Zajel naj bi odstopanja dejanske obtežbe od obtežbe, s katero smo računali netočnosti glede napetosti v konstrukciji zaradi različnosti uporabljenega materiala in same izdelave kot tudi napake, ki izvirajo iz računskih predpostavk itd. Šele statistična analiza vseh važnih podatkov za presojo varnosti bi nam omogočila, da bi pravilno izbrali obtežni faktor. Posebne preglavice nam dela to, da moramo upoštevati pri dinamično obteženih konstrukcijah možnost loma zaradi utrujanja materiala.

Novi britanski predpisi za jeklene konstrukcije BSS 448:49 zahtevajo za enostavno proporcionalno obtežbo obtežni faktor 2, ki o njem menijo, da je previsok. Tako predlaga Foukles (44), in tudi drugi avtorji, naj bi bil za 1. obtežni primer faktor varnosti 1,7, za drugi obtežni primer pa 1,4. Do teh številk pridemo, če pomnožimo običajno varnost glede na nastop meje plastičnosti s količnikom plastične rezerve prereza ψ.

3.2 Stabilitetni problemi

3.21 Lokalno izbočenje

Današnje razmere med debelino in širino pri valjanih profilih je določeno tako, da ne nastopi izbočenje v elastičnem območju. V plastičnem območju pa se zelo pogosto pojavi lokalno izbočenje stojine ali pasu. V tem primeru ne dosežemo v nosilcu skrajnega plastičnega momenta prereza. Z naraščajočim zasukom bi se v tej okoliščini skrajni plastični moment manjšal. Winter (46) je ugotovil, da je treba pri uporabi plastostatike raziskati veljavnost teorije plastičnega izbočenja in razviti postopke za določitev potrebne zmožnosti zasuka za plastične členke in ustrezne plastične deformacije pasov. Ker je to zelo kompleksna naloga, bodo verjetno eksperimentalni pripomočki prej pripeljali do rešitve. Na Lehigt univerzi, Bethlehem (Pa., USA) raziskujejo karakteristike posameznih profilov glede na izbočenje, da bi določili nova razmerja med debelino in širino za stojino in pasove valjanih profilov, ki bi jih lahko uporabljali v plastostatiki. Pri računanju konstrukcij po teoriji plastičnosti namreč računamo s tem, da ne nastopi stranski izklon pasu nosilca niti izbočenje stojine, preden se ne razvije skrajni plastični moment prereza. Hendry (47) navaja, da za praktične primere I-profilov ne bo nastopil stranski izklon pasu, če je $l/i_y < 70$. Nadalje pravi, da je potrebno za sedaj omejiti uporabo teorije plastičnosti na profile z razmerjem stojine $h/t < 80$ zaradi nevarnosti izbočenja pri strigu.

3.22 Zvrnitev

Tudi zvrnitev je pojav, ki škodljivo vpliva na nosilnost plastičnih členkov. Na univerzi v Cambridgeu in v Bethlehemu (USA) so delali preizkuse v različnih pogojih, da bi določili minimalni razmak stranskega podpiranja nosilcev, ki bi preprečilo prezgodnji nastop plastične zvrnitve.

3,23 Vpliv preostalih napetosti

Preostale napetosti ne vplivajo na nosilnost kratkih tlačenih palic. Prav tako ne opazimo vpliva preostalih napetosti pri vitkih palicah, če napetosti zaradi kritične sile skupaj s preostalimi napetostmi ne dosežejo meje plastičnosti. V ostalih primerih pa lahko preostale napetosti pri superpoziciji z delovnimi napetostmi povzročijo predčasni uklon (najbolj izrazito pri vitkostih $40 < \lambda < 100$ (35)), zvrnitev ali lokalno izbočenje.

3.3 Konstrukcijski problemi (32), (48), (50)

Po teoriji plastičnosti obravnavamo jekleno konstrukcijo kot celoto in sicer vpliva na obnašanje konstrukcije stopnja statične nedoločenosti in togost spojev. Plastostatika predpostavlja, da so spoji dovolj togi, tako da morejo razviti skrajni plastični moment elementov, ki jih spajajo. Če ta pogoj ni izpolnjen, se bo konstrukcija porušila pri nižji obtežbi. Seveda ne sme pred porušitvijo nastopiti nestabilnost. Ni dovolj, da je nastanek plastičnega členka zgolj možen, ampak je še potrebno, da ima tak plastičen členek določeno »zmožnost zasuka« (rotation capacity), ki dopušča, da se pri konstantnem momentu (skrajnem plastičnem momentu) tvorijo še nadaljnji plastični členki.

Pri tem je posebno pomemben problem dimenzioniranja in konstrukcijskega izoblikovanja spojev jeklenih nosilcev. Pri stikih in priključkih tudi pri dosedanjem načinu računanja v veliki meri izrabljamo plastične lastnosti jekla, zato bi uvedba plastostatike ne prinesla posebnih sprememb. Še večjo pozornost pa moramo posvetiti konstrukcijskim podrobnostim, če naj v celotni konstrukciji dosežemo enake plastične rezerve. Ta problem še ni bil dovolj obdelan in za sedaj še ne moremo dati odgovora. Zanimivi so izsledki eksperimentalnega dela na Lehigh University, Bethlehem, Pa., USA (32), kjer so preikušali različne izvedbe zvarjenih vogalov okvirov. Važno je dognanje, da se v nekaterih zvarjenih spojih

ne more razviti skrajni plastični moment zaradi visokih strižnih napetosti v stojini, ki imajo za posledico znatne deformacije in predčasni nastop plastičnosti. S primernimi ojačitvami pa lahko dosežemo, da se bo v vogalu razvil skrajni plastični moment.

3.4 *Uporaba plastostatike v svetu*

3.41 Nemški predpisi DIN 1050 iz leta 1946 v § 13.3 dopuščajo dimenzioniranje kontinuirnih leg v srednjih poljih na upogibni moment $M = \frac{ql^2}{16}$, v krajnih pa na $M = \frac{gl^2}{11}$. To je nekakšna omejena uporaba spoznanj plastostatike. Ta predpis je tog zaradi protislovja, ker dopušča dimenzioniranje glede na potek momentov pri porušni obtežbi, a z dokazom napetosti za delovno obtežbo, ki ji ustreza povsem drugačen elastičen diagram upogibnih momentov. Tudi pri nas že dimenzionirajo jeklene kontinuirne lege po tem predpisu.

3.42 Na posreden način tudi v ZDA že s predpisi dopuščajo uporabo plastostatike. »Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings«, ki jih je leta 1946 izdal American Institut of Steel Construction, dopuščajo povišanje dopustnih napetosti za 20 % pri kontinuirnih nosilcih v področju podpor. Pri tem pa ne sme biti odpornostni moment nosilca nad podporo manjši od odpornostnega momenta, ki je potreben za maksimalni pozitivni moment v polju. Nadalje je treba v računu ravnati tako, kot da tlačeni pas na odseku od podpore do obračajne točke upogibnice ob straneh ni podprt. Podobno lahko po teh predpisih povišamo dopustne napetosti pri stebrih okvirov na 1687 kg/cm² (t. j. za 20 %), če izvirajo te napetosti od stalne teže polno ali elastično vpete prečke.

3.43 »British Standard Specification BSS 449:1948« so prvi predpisi za jeklene konstrukcije, ki dopuščajo dejansko dimenzioniranje po plastostatiki, seveda z določenimi omejitvami glede na deformacije konstrukcije in nevarnost utrujanja materiala. Odstavek 29 c provi: »... za takšno dimenzioniranje je treba uporabiti točne metode plastične analize, ki nam dajo obtežni faktor 2 glede na neposredno izračunano ali drugače zagotovljeno porušno obtežbo konstrukcije ali kakšnega izmed njenih delov. Upoštevati pa je treba spremljajoče deformacije pod delovno obtežbo tako, da ne bodo upogibki ali druga gibanja prekoračila po tem standardu določenih mej.«

Razvidno je, da so v Angliji in Ameriki šli po dveh različnih poteh, da bi izrabili plastične rezerve pri statično nedoločenih jeklenih konstrukcijah in s tem omogočili nadaljnji razvoj. Angleži računajo »porušno« ali »skrajno« obtežbo, ki jo delijo s predpisanim faktorjem obtežbe (faktor varnosti glede na porušitev), upoštevajo pa omejitve upogibkov. V Ameriki pa predpisujejo različne dopustne napetosti za upogib v odvisnosti od stopnje vpetosti in razdelitve obtežbe. Vendar si tudi tu prizadevajo, da bi prešli od posredne uporabe izsledkov teorije plastičnosti k pravi uporabi plastostatike (35).

3.44 V Sovjetski zvezi je predpisano dimenzioniranje armirano betonskih, kamenitih, jeklenih in lesenih konstrukcij glede na skrajno (porušno) obtežbo na način (47), ki še ni dopusten za bolj zamotane primere.

4. ZAKLJUČKI

V primerjavi z običajnim načinom dimenzioniranja (»klasični način«) lahko z dimenzioniranjem po načelih plastostatike mnogo prihranimo na jeklu. Za sedaj po teoriji plastičnosti že z uspehom računajo preproste okvire, kjer znaša prihranek 10—30 %. To nam dokazujejo izvedena konstrukcija laboratorija za Quest Keen and Nettlefeld, konstrukcija za Admiralty, Stone building, Rosyth itd. Ob sodelovanju prof. Bakerja so pri zgradbi War Office, ki krije tloris 128 × 63 m, dosegli za 35 % lažjo konstrukcijo, kot bi bila, če bi jo dimenzionirali po klasičnem načinu. Teža je znašala le 118 t. Danes je v Angliji že 200 preprostih okvirnih konstrukcij, ki so dimenzionirane po teoriji plastičnosti.

Za sedaj še ni popolne metode za večnadstropne okvire, čeprav so v Angliji že naredili takšno konstrukcijo, drugo pa pravkar gradijo. Proučujejo tudi uporabo plastostatike pri nosilcih cestnih mostov (47). Plastostatika se ves čas razvija v tesni povezanosti dognanj, teorije in eksperimentalnega dela z izvedbami v praksi. Ko bo rešen problem stebrov in problem priključkov in stikov, bomo lahko uporabljali plastostatiko za vse vrste jeklenih okvirov.

Teorija plastičnosti nam odpira pot k boljšemu izkoriščanju materiala, k lažjim in cenejšim konstrukcijam. Tudi pri nas bi že lahko takoj uvedli plastostatiko zveznih nosilcev in enostavnih okvirov za dimenzioniranje preprostih jeklenih konstrukcij, ki so obremenjene z mirujočo obtežbo. S preprostimi in hitrimi računskimi metodami bi tako znatno pocenili jeklene konstrukcije, ker bi porabili manj materiala.

SLOVSTVO

(1) *Kazinczy: Preizkusi z vpetimi nosilci* (v madžarščini), Betonssemle, 2 (1914), štev. 4, 5 in 6, str. 68, 83, 101.

(2) *Kist, N. C.: Inangural Dissertation.* Technische Hogeschool te Delft, 1917.

(3) *Kist, N. C.: Die Zähigheit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flusseisen.* Der Eisenbau 11 (1920), str. 425.

(4) *Van den Brock: Theory of Limit Design.* John Wiley Sons, New York, 1948.

(5) *Grüning, M.: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung.* Julius Springer, Berlin, 1926.

(6) *Maier-Leibnitz: Die Bedeutung der Zähihgkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken ...* Versuche, Ausdeutung und Anwendung der Ergebnisse. Zweiter Kongres der IVBH, 1936.

(7) *Maier-Leibnitz: Beitrag zur Frage der tatsächlihen Tragfähigkeit einfacher und durshlaufender Balkenträger aus Baustahl.* Die Bautechnik 6 (1928), zv. 1, str. 11, zv. 2, str. 27.

(8) *Haigh: The Lower Yield Point of Mild Steel as an Aid in Design.* Engineering, September 1934.

(9) *Volterra: Results of Experiments on Metallic Beams Bent Beyond the Elastic Limit.* Jnl. Instn. Civ. Engrs., Vol. 20, (1942—43), No. 5.

(10) *Bleich, H.: Über die Bemessung statisch unbestimmter Stahltragwerke unter der Berücksichtigung des elastischplastischen Verhaltens des Baustoffes.* Der Bauingenieur 1932, str. 261.

(11) *Girkmann, K.: Bemessung von Rahmentragwerken unter Zugrundelegung eines ideal — plastischen Stahles.* Sitzber. Akad. Wiss. Wien. Vol. 140 (1931), str. 679.

(12) *Girkmann, K.: Über die Auswirkung der »Selbsthilfe« des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken.* Der Stahlbau 5 (1932), str. 121.

(13) *Gvozdev, A. A.: Določitev porušnega bremena za statično nedoločene sisteme* (v ruščini). Proyekt i Standart, 1934, št. 8.

(14) *Patton, Gobrunow: Nosilnost zvarjenih nosilcev, ki so bili plastično deformirani pri ponavljajoči se obtežbi* (v ruščini). Vidavnitstvo vseukrainskoy Akademii Nauk, Kiev, 1953.

(15) *Baker, J. F.: J. Instn. Civ. Engrs.* Vol. 3 (1948), str. 30.

(16) *Baker, J. F.: A Review of Recent Investigations into the Behaviour of Steel Frames in the Plastic Range.* J. Instn. Civ. Engers, vol. 31 (1949), str. 188.

(17) *Baker, J. F.: The Design of Steel Frames.* The Structural Engineer, vol. 27 (1949), str. 397.

(18) *Greenberg, Prager: Limit Design of Beams and Frames.* Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs, vol. 77, Separate 59, 1951.

(19) *Horne, M. R.: Fundamental Propisitions in the Plastic Theory of Structures.* J. Instn. Civ. Engrs, vol. 34 (1950), str. 174.

(20) *Neal, Symonds: The Calculation of Collapse and Shake — Down Loads for Elastic — Plastic Structures.* Techn. Rep. No. A 11—41 of Brown University to ONR, Sept. 1949.

(21) *Neal, Symonds: The Calculation of Collapse Loads for Framed Structures.* J. Instn. Civ. Engrs. Vol. 35 (1950/51), No. 1, str. 21.

(22) *Heyman, Hochbar: Approximate Methods in the Limit Design of Structures.* Techn. Rep. No. A 11—54 of Brown University to ORR, Nov. 1950.

(23) *Heyman: Plastic Analysis and Design of Steel — Framed Structures.* IV. Congres IVBH, Cambridge — London, 1952.

(24) *Neal, Symonds: The Rapid Calculation of the Plastic Collapse Load for a Framed Structure.* Proceedings Instn. Civ. Engrs, Pt. III, Vol. 1 (1952), str. 58.

(25) *Neal, Symonds: The Calculation of Plastic Collapse Loads for Plane Frame.* The Engineer. Vol. 194 (1952), str. 315 in 363.

(26) *Horne, M. R.: A Moment Distribution Method for the Analysis and Design of Structures by the Plastic Theory.* Proc. Instn. Civ. Engrs, Pt. III, Vol. 3 (1954), str. 51.

(27) *BWRA: Plastic Design of Single Bay Portal Frames.* BWRA Research Report No. FE 1/2 (1946).

(28) *Lazard: Plastification des poutres à âme pleine en acier doux, fléchies.* Travaux 35 (1951), str. 595 in 647.

(29) *Lazard: Sur la plastification de flexion des poutres à âme pleine en acier doux.* IV. kongres IVBH, Cambridge — London, 1952, str. 123.

(30) *Luxion, Johnston: Progress Report No. 1: Plastic Behaviour of Wide Flange Beams.* The Welding Journal, 27 (1948), str. 538—s.

(31) *Yang, Beedle, Johnston: Progress Report No. 3: Plastic Design and the Deformation of Structures.* The Welding Jounal, 31 (4) Research Suppl. (1952), str. 205—s.

(32) *Beedle, Topractsoglou, Johnston: Progresse Report No. 4: Connections of Welded Continous Portal Frames; Part I — Test Results and Requirements for Connections.* The Welding Journal, 30 (7) Research Suppl. (1951), str. 359—s. *Part II — Theoretical Analysis of Straight Knees.* The Welding Journal, 30 (8) Besearch Suppl. (1951), str. 397—s. *Part III — Discussion of Tests Results and Conclusions.* The Welding Journal, 31 (11) Research Suppl. (1952), str. 543—s.

(33) *Yang, Beedle, Johnston: Progress Report No. 5: Residual Stresses and Yield Strength of Steel Beams.* The Welding Journal, 31 (4) Research Suppl. (1952), str. 205—s.

(34) *Ketter, Beedle, Progress Report No. 6: Column Strength Under Combined Bending and Thrust.* The Welding Journal, 31 (12) Research Suppl. (1952), str. 607—s.

(35) *Johnston, Yang, Beedle: Progress Report No. 8: An Evaluation of Plastic Analysis as Applied to Structural Design.* The Welding Journal, 32 (5) Research Suppl. (1953), str. 224—s.

(36) *Knudsen, Yang, Johnston, Beedle: Progress Report No. 9: Plastic Strength and Deflections of Continuous Beams.* The Welding Journal, 32 (5) Besearch Suppl. (1953), str. 240—s.

(37) *Ketter, Kaminsky, Beedle: Plastic Deformation of Wide — Flange Beam Columns.* Proceedings ASCB, vol. 79, Sept. No. 330. Nov. 1953.

(38) *Huber, Beedle: Residual Stress und the Compressive Strength of Steel.* The Welding Journal, 33 (12) Research. Suppl. (1954), str. 589—s.

(39) *Foukles, J.: Minimum Weight Desing and the Theory of Plastic Collapse.* Quarterly Appl. Match. Vol. 10 (1953), str. 297.

(40) *Heyman: The Limit Design of Space Frames.* Journal of Appl. Mechanics, Vol. 18, No. 2 (1951), str. 157.

(41) *Heyman: Plastic Analysis and Design of Steel Framed Structures.* IV. kongres IVBH, AIPC Cambridge-London 1952, str. 95.

(42) *Prager: Probleme der Plastizitätstheorie* Birkhäuser, Basel 1955.

(43) *Drucker, Prager: Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design.* Quart. Appl. Math. Vol. 10, No. 2 (1952), str. 157.

(44) *Foukles, M. A.: A Comparison between Elastic and Plastic Design of Pitched Roof Portal Frames.* BWRA Report FE 1/27 A.

(45) *Symonds, Neal: The Calculation of Failure Loads on Plane Frames under Arbitrary Loading Programmes.* J. Instn. Civ. Engrs. Vol. 1 (1950), str. 41.

(46) *Winter, G.: IV. Kongress IVBH — AIPC.* Cambridge-London, Schlussbericht 1953, str. 139.

(47) *Hendry, A. W.: The Simple Plastic Theory.* Civ. Engr. and Publ. Works Review, Vol. 45 (1950), No. 505, str. 172.

(48) *Kaldysch: Berechnung von Baukonstruktion nach den Grenzbeanspruchungen.* VEB Verlag Technik, Berlin 1953.

(49) *Ficher, Henderson: Progress Report on the Plastic Design of Steel Frames.* British Welding Journal, Vol. 3 (1956), 6, str. 241.

(50) *Heyman, J.: Plastic Design of Single — Storey Frames.* British Welding Journal, Vol. 3 (1956), 8, str. 332.

(51) *Horne, M. R. Heyman J.: Design Problems.* British Welding Journal, Vol. 3 (1956), 8, str. 372.

C. Jež-Gala, ing. civ.

APPLICATION DE LA THEORIE DE LA PLASTICITÉ AUX CONSTRUCTIONS METALLIQUES

Aprés un aperçu sur le développement hystorique de la théorie de la plasticité, l'article donne des bases pour le calcul des portiques simples d'après la théorie de plasticité. Des méthodes diverses de calcul et leur avantages sont décrites et les plus importantes sont présentées à base d'exemples. Par la théorie plastique un calcul plus simple et plus vite des constructions hyperstatiques est rendu possible. Elle donne une idée plus claire du comportement actuel de la construction métallique ainsi que des avantages économiques considérables. L'économie en matériaux se mont de 15 à 30 %. Aux portiques simples (en Angleterre il y a déjà 200 constructions terminées) les procédés de calcul plastique sont appliqués déjà avec succès. Aux problèmes de la stabilité et de la construction il faut prêter toute notre attention, et un travail de recherche ultérieure est encore nécessaire pour faire pénétrer la théorie plastique de calcul en pratique.

C. Jež-Gala, C. E.

APPLICATION OF PLASTIC DESIGN METHOD IN STEEL STRUCTURES

After reviewing the historical development of the Plastic design method the writer presents bases for the design of simple frame structures according to the theory of plasticity. She describes various methods of calculating, and their respecitive advantages. The most important prectical instances are shown by examples. The plastic design method renders possible the simplest and quickest calculus of statically indeterminate structures. It also provides a clearer idea of the behaviour of steel structures and offers considerable economic advantages. The saving in material amounts to from 15 to 30 percent. The plastic design method is already successfully applied to simple framed structures (200 single-storey buildings in Britain alone). Great attention must be paid to stability and design problems; and further research regarding the plastic design method is necessary in order to translate it into practice as much as possible.

Dipl.-Ing. Carmen Jež-Gala

DIE ANWENDUNG DES TRAGLASTVERFAHRENS BEI STAHLKONSTRUKTIONEN

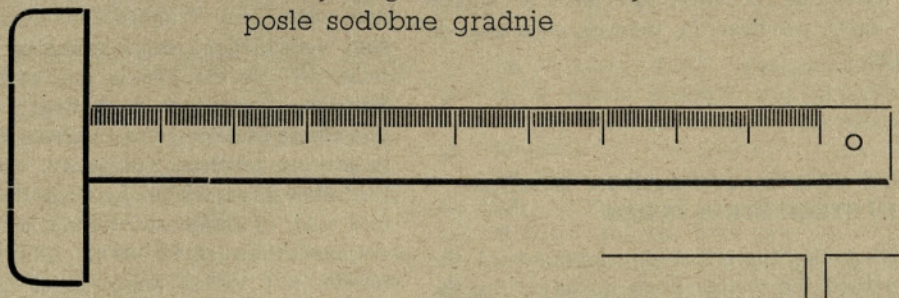
Nach einem Überblick der geschichtlichen Entwicklung des Traglastverfahrens werden im Artikel die Grundlagen für die Berechnung einfacher Rahmenkonstruktionen nach dem Traglastverfahren erörtert. Beschrieben sind verschiedene Berechnungsmethoden und ihre Vorteile, die für die Praxis am wichtigsten aber sind mit Beispielen erläutert. Das Traglastverfahren ermöglicht uns eine einfachere und raschere Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen. Sie gibt uns ein klares Bild über das tatsächliche Verhalten der Stahlkonstruktion und auch merkliche ökonomische Vorteile. Die Materialersparnis beträgt 15—30 %. Das Traglastverfahren wird bereits mit Erfolg angewendet bei einfachen Rahmenkonstruktionen (in England bereits 200 ausgeführte Konstruktionen). Den Stabilitäts- und Konstruktionsproblemen muß alle Aufmerksamkeit geschenkt werden, wobei noch weitere Untersuchungen zwecks Einführung des Traglastverfahrens in die Praxis notwendig sind.

Zavod za stanovanjsko izgradnjo OLO Ljubljana

Ljubljana, Beethovnova ulica 11-VII

Telefonska številka 23-260 — direktor 23-263

proučuje metode racionalne in ekonomične stanovanjske graditve ter izvršuje vse investitorske posle sodobne gradnje



ZAVOD ZA VARJENJE LRS

USTANOVITELJ: DRUŠTVO ZA VARILNO TEHNIKO LRS

SEKCIJA LJUBLJANA: Šola, laboratoriji: Ptujska ul. 11 — Telefon: 32-168, 32-567, 32-195, int. 42, 43
Uprava: Ljubljana, Erjavčeva 15 — Telefon: 22-318 — Telegram: Zavar Ljubljana
Bančni račun zavoda: 60-KB-1-Ž-184

SEKCIJA MARIBOR: Šola, laboratoriji: Kneza Koclja 14 — Telefon: 21-06 — Telegram: Zavar Maribor

ZAVOD JE ČLAN MEDNARODNEGA INŠTITUTA ZA VARJENJE

DEJAVNOSTI ZAVODA ZA VARJENJE LRS:

TEHNOLOGIJA VARJENJA: raziskovanje načinov varjenja in sorodnih tehnik ter osnovnega in dodajnega materiala: praktični nasveti — uvajanje novih postopkov — kontrola varjenja — kontrola varilcev (periodično atestiranje pri odgovornih konstrukcijah)

NAPRAVE ZA VARJENJE: zasnova in prototipika naprav za varjenje in kontrola obstoječih naprav za različne vrste in načine varjenja

VARJENE KONSTRUKCIJE: uvajanje varilno-tehnično pravilno izvedenih varjenih konstrukcij — pomoč pri iskanju novih oblik — kontrola izvedbe

ŠOLE — TEČAJI: Zahtevajte posebne prospekte

OSTALI NASVETI: ureditev varilnih delovnih mest in varilnih oddelkov — ekonomika in produktivnost pri varjenju itd.

KLINIKA: izvrševanje kompliciranih varilskih del in popravil na Zavodu in na terenu — popravila in kontrola naprav in pribora za plamensko in elektro varjenje v specializiranih oddelkih

ZAŠČITA IN VARNOST: seminariji za zaščito in varnost — predavanja — predvajanja — praktične vaje — filmi — navodila in nasveti za zaščito in varnost po podjetjih — zasnova in prototipika zaščitnih sredstev — strokovna kontrola zaščitnih in varnostnih naprav

DOKUMENTACIJA: letaki — priročniki — učbeniki — mikrofilmi — fotokopije — periodična literatura (domača in inozemska) — načrti — standardi

Pavel Štular

Pomen zavoda za varjenje LR Slovenije za gradbeništvo FLR Jugoslavije

Na področju gradnje s kovinami pa tudi železobetonskih konstrukcij je varjenje danes eden glavnih faktorjev, ki omogočajo:

elegantne linije in estetski videz,

zmanjšanje lastne teže in s tem pocenitev pri poboljšanju kvalitete,

hitrost v izvedbi in

odpornost proti koroziji.

V primeri s temi in drugimi, navedimo tudi pomanjkljivosti, ki so malenkostne, in sicer:

natančnost v izvedbi,

kontrola načrtov, materiala, naprav za varjenje, izvajalcev in izvršenih zvarnih spojev.

Področja varjenja v gradnji z jeklom so zelo široka in jih ne kaže naštevati posamezno. Omenimo naj ladjedelništvo, ki izkorišča tako jeklo kot aluminij za v celoti varjene konstrukcije. V zvezi z ekonomijo gradnje pa naj ugotovimo, da danes po svetu varijo iz jekla in aluminija cele nebotičnike ali vsaj ogrodja mogočnih stavb. Tudi jeklene armature v betonu je možno zelo praktično nameščati s tem ali drugim varilskim načinom.

Da ni še več jeklenih varjenih mostov na svetu in da je danes še vedno preveč nezaupanja v to vrsto mostov, ni krivo varjenje kot *slab način spajanju*, pač pa dejstvo, da upoštevanje prej navedene vsestranske kontrole še ni prodrlo dovolj v zavest in znanje konstruktorjev in izvajalcev. Pri tem ponovno nočemo zamolčati, da igra tu važno vlogo tudi *ekonomski faktor*, še posebej pri nas, v deželi z mnogo cementa in kamna.

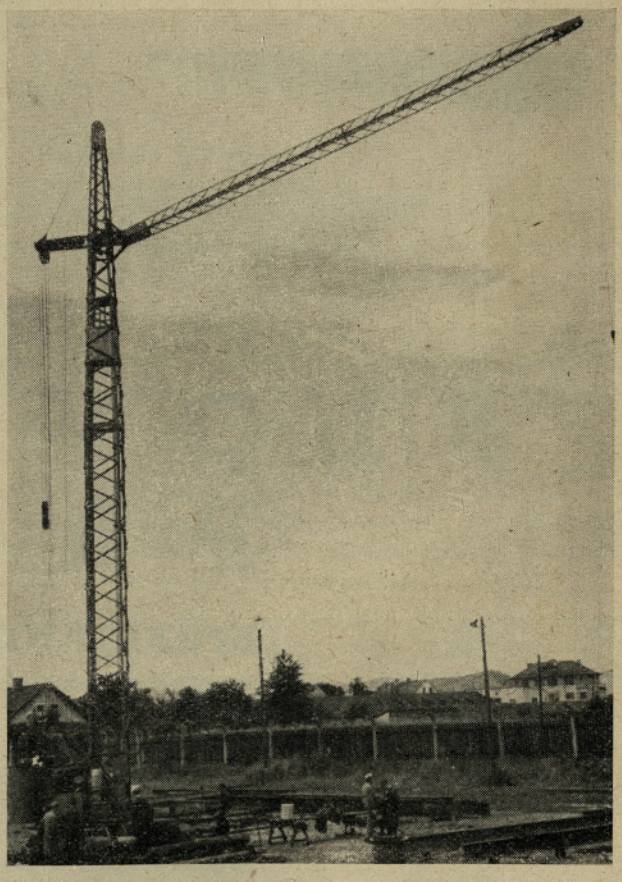
Lahko pa trdimo, da se je povsod tam, kjer je ekonomska in tehniška analiza dala prednost kovinski konstrukciji, ta analiza tudi že avtomatično odločila v korist varjenja.

Zavod za varjenje LRS, ki je bil kot prvi tovrstni zavod v Jugoslaviji ustanovljen jeseni leta 1956, ima nalogo, da z modernimi strokovnimi in znanstvenimi prijemi propagira, širi in pospešuje uporabo *varjenja v celoti*, t. j. tehnološke postopke in v zvezi z njimi varilsko metalurgijo, prav tako pa varjene konstrukcije in v zvezi z njimi nastalo problematiko kontrole varivosti lomov in deformacij ter končno naprave za razne varilske načine.

Zavod ne pozablja na nove in edinstvene možnosti, ki se odpirajo za njegovo pionirsko delo na področju konstrukcij iz plastičnih mas in konstrukcij v atomski industriji.

Da bi odpravili pomanjkanje *srednje in visoko kvalificiranih kadrov* na področju varjenja, predlaga Zavod za varjenje LRS uvedbo *podiplomskega študija, ki bi trajal šest mesecev do enega leta.*

Zavod ima zadostno število rednih in izrednih strokovnih sodelavcev in primerne naprave, da bi mogel *takoj* organizirati tovrstno šolanje. Ko bomo imeli dovolj specializiranega kadra, bodo osnovne težave, ki jih danes še srečujemo, po večini same od sebe odpadle. Tako bomo konstruirali in gradili bolje in hitreje.



Varjeni stolpni žerjav »Krpan«, proizvodnja podjetja SKIP, Vižmarje pri Ljubljani, teža 8,9 t, obtežba 3,5 t, nosilnost 1350 kg, skupna moč elektromotorjev 13.3 kW, najvišji položaj kavlja 22,5 m, hitrost dviganja 44,9 m/min., pomol od 6,2 do 12,2 m. Prevoz žerjava z gradbišča na gradbišče je omogočen s tovornim avtomobilom tako, da je vodoravno položen stolp pritrjen na kamion, pod voziček žerjava pa je vložena posebna os z gumijastimi kolesi. Dviganje stolpa v vertikalni legi se izvrši brez uporabe kakršnihkoli pomožnih naprav s pomočjo električnega vitla, ki je montiran na žerjavu

LESNO KONSTRUKCIJSKO PODJETJE

TESAR

LJUBLJANA, PARMOVA 53

projektira, izdeluje in montira:

vse vrste lesenih konstrukcij
ostrešij,
odrov in opažev mostov,
montažnih lesenjač in hiš,
paviljonov, stopnic,
lesenih oblog, stropov in sten,
oken in vrat
ter vse vrste notranje opreme
iz kvalitetnega lesa

Za vsa naročila se priporočamo

SPLOŠNI PROJEKTIVNI BIRO V LJUBLJANI

Kidričeva 1/III (Nebotičnik)

Telefon: 23-117, 20-816, 23-121, 20-695 (kopirnica)

Izdeluje:

vse vrste projektov
za visoke in nizke gradnje
zlasti za stanovanjske stavbe,
javne zgradbe, industrijske zgradbe,
rekonstrukcije tovarn,
ceste in mostove
ter konstrukcije iz prednapetega
betona

SLOVENIJA PROJEKT

LJUBLJANA, CANKARJEVA CESTA 1/V

TELEFON: 21-569, 20-847

IZDELUJE VSE VRSTE PROJEKTOV INDUSTRIJSKIH ZGRADB IN OBJEKTOV PREDELOVALNE INDUSTRIJE, NUDI POMOČ PRI SESTAVI INVESTICIJSKIH PROGRAMOV, PROJEKTIRA VEČJE STANOVANJSKE IN UPRAVNE ZGRADBE, MANJŠE STANOVANJSKE BLOKE IN CELOTNA NASELJA, ZAZIDALNE NAČRTE, ŠOLE, BOLNIŠNICE, KULTURNE DOMOVE, TELESNOVZGOJNE OBJEKTE, GOSPODARSKO KMETIJSKE OBJEKTE, SKLADIŠČA, NOTRANJO OPREMO, CESTE, KANALIZACIJSKA IN VODOVODNA OMREŽJA, ELEKTRIČNE INSTALACIJE, CENTRALNO KURJAVO, STATIKO, KALKULACIJE, PREDRAČUNE, POMOČ INVESTITORJEM PRI OBRAČUNIH ZAKLJUČENIH DEL ITD.

Delo Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij LR Slovenije

Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij je ena največjih ustanov za preiskavo materiala in konstrukcij v Jugoslaviji. Njegov namen je, nuditi najširšo pomoč gradbeništvu in industriji pri reševanju konkretne tehnične problematike v proizvodnji in pri delu. Pri opravljanju teh nalog vrši preiskave in sestavlja investicijske programe za gradbeništvo in industrijo s posebnim ozirom na opremo opekarn. Preiskave materiala in konstrukcij, ki jih opravlja Zavod, so predvsem naslednje:

Mehansko tehnološke preiskave nekovin, t. j. naravnega kamna, apna, mavca, cementa, opečnih izdelkov, tlakovcev, agregatov, betona, salonita, salonitnih cevi, lahkih gradbenih plošč, strešne lepenke in kartona, konstrukcijskih elementov z obremenilnimi preizkušnjami na terenu itd.

Modelne preiskave, t. j. fotoelastične preiskave, preiskave na modelih z določanjem pomikov, deformacij, vplivnic, dalje preiskave s krhkimi laki in emajli, preiskave konstrukcij, analize merjenja na konstrukcijah itd.

Fizikalne preiskave z določevanjem toplovodnosti materialov, celotnih konstrukcijskih elementov ali zidov, prevodnosti zvoka na stenah in stropovih, dalje z merjenjem tresljajev na strojnih temeljih ali konstrukcijah, z določevanjem lastne frekvence konstrukcij, elasticitetnega modula betona na gotovih konstrukcijah, dušenja (notranjega trenja materiala) na vzorcih materialov, elasticitetnega modula in toplotnega raztezka, z merjenjem leska politiranih lesnih površin, porabe električnega toka, z umerjanjem termometrov in pirometrov itd.

Kemične preiskave gline, opeke, apnenca, žganega apna, sadre, magnezita, hidravličnih veziv, cementov, betona, agregata, vode, boksita, železne rude, zlitin, barvastih kovin, premoga, pepela, lakov, olj, premaznega materiala, dimnih plinov, odpadnih voda, živca, vodotopnih stekel, kremenjaka, bitumena, katrana, asfaltnih emulzij, asfalta, mineralnih olj, klinkerja in azbesta itd.

Geomehanske preiskave s sondiranjem terena, z obtežilnimi preizkušnjami temeljnih tal, s kontrolo komprimacije nasipov, z določanjem modula elastičnosti gibkih vozišč, z laboratorijskim določanjem specifične in prostorninske teže, prirodne vlage, Atterbergovih konsistenčnih mej, meje krčenja, relativne gostote, optimalne vlage, poroznosti, vodopropustnosti, zrnavosti, kapilarnosti, grupnega indeksa, stisljivosti in strižne odpornosti zemljin, dalje z določevanjem zmrzovanja vode in vsebnosti kalcijevega karbonata v zemljinah in z raziskovanjem zemljin pod prostorsko obremenitvijo itd.

Geološko petrografske preiskave s splošnim in inženirskim geološkim kartiranjem s sodelovanjem pri inženirskih delih izkopov, rovov, predorov, plazov, hudournikov, melioracij itd., z ugotavljanjem vodonosnih plasti, s preiskavami naravnih kamenin in umetnega kamna, z mikroskopskimi preiskavami strukture in klinkerja, z ugotavljanjem faktorja oblike zrn in določevanjem CO_2 itd.

Keramične preiskave z analizo sestave surovin, komponent za sestavo gmot, načina industrijske obdelave, primernosti ležišča gline, dalje z ugotavljanjem tehnološkega procesa oblikovanja, obdelave površine, žgalne stopnje ožiga, barve žganega izdelka, nepregornosti, opečnih izdelkov, obložnih plošč, strešnikov in žlebnjakov, drenažnih cevi, terakote, lončevine, pečnice, šamota, sanitarnih predmetov, glinčevine, zvenčnikov, omernine, porcelana ter z ugotavljanjem karakteristike glin in kaolina itd.

Preiskave azbesta s študijem in analizo domačih azbestov, z ugotavljanjem možnosti izpopolnitve predelovalnih in proizvodnih postopkov, z reševanjem problematike industrijske izdelave azbestne lepenke in drugih azbestnih proizvodov itd.

Tehnološke preiskave kovin, t. j. jekla in nejeklenih kovin, betonskega železa, verig, kabla, žice, tirnic, jeklenih konstrukcij, strojev, strojnih delov, rudniške opreme itd.

Tehnološke preiskave kovin, t. j. kemične in metalografske preiskave ter termične obdelave predvsem jekla, aluminija, zlitih in drugih kovin z uvajanjem tehnoloških postopkov in s servisno službo.

Mehanske preiskave lesa, ivernih plošč, lesonitnih plošč in drugih lesnih izdelkov itd.

Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij izdeluje v svojih delavnicah tudi prototipe raznih preiskovalnih naprav za laboratorije in za polindustrijsko poizkusno proizvodnjo.

ZAVOD ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ LR SLOVENIJE
Ljubljana, Dimičeva 12

Cementarna Trbovlje

proizvaja
prvovrsten Portland cement
znamke 250 in 350

V svojem obratu
Zidani most
proizvaja Metalurški cement
znamke Pc 31 M 250

V svojem obratu Radeče
izdeluje lahke gradbene plošče
raznih dimenzij

Podjetje za gradnjo cest in mostov

SLOVENIJA CESTE

LJUBLJANA, TITOVA 38

Telefoni: 32-505, 32-310, 30-817

Izvršuje gradnje cest z raznimi sistemi vozišč, večjih mostnih konstrukcij in cestnih predorov

Polaga liti asfalt na pločnikih, tovarniških prostorih, kegljiščih itd.

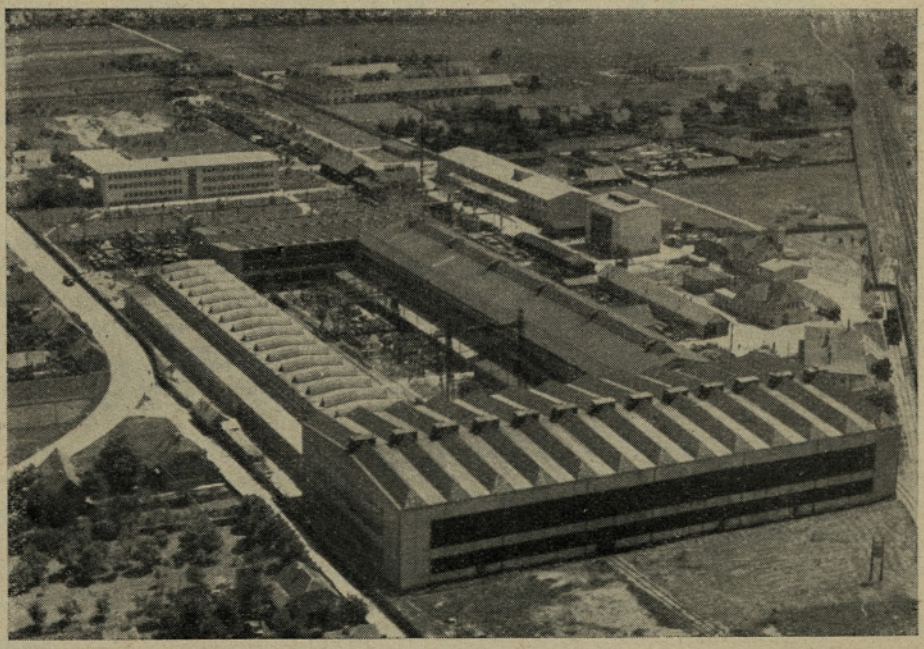
Dobavlja porfirni agregat v vseh granulacijah

METALNA TOVARNA KONSTRUKCIJ IN STROJNIH NAPRAV MARIBOR — JUGOSLAVIJA

Največje jugoslovansko podjetje za gradnjo jeklenih konstrukcij, ustanovljeno l. 1920

Telefon: 40-51 h. c. — Brzojav: Metalna Maribor — Teleprinter: 03315

Lastni projektantski in konstrukcijski biro
Moderno zgrajene, opremljene in organizirane delavnice
Specialni varilni oddelek za ročno in avtomatsko varjenje
Oddelek za terenske montaže
Projektiramo, izdelujemo, montiramo **vse vrste jeklenih konstrukcij** v zakovani in zavarjeni izvedbi in **kompletne naprave za razne industrije in rudnike**
Mostovi, visoke gradnje, pločevinaste konstrukcije, dvigalne in transportne naprave, vodne zgradbe (hidromehanska oprema), posamezne specialne konstrukcije in naprave ali kompletna oprema, prešana roba



SAMOKOLNICA

kovinska s kolesom s pnevmatiko

Praktično prevozno sredstvo za prevoz 0,10 m^3 materiala ali do 150 kg

Proizvod izdeluje:

BRATSTVO I JEDINSTVO
ZEMUN

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

BETONSKI MEŠALNIKI

V izvedbi 150, 250 in 500 l s pogonom na elektriko ali z motorjem z notranjim izgorevanjem (benzin, dizel) z dvigalom za polnjenje in s stabilnim bobnom

Proizvod izdeluje:

SKIP
VIŽMARJE

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

MOTORNI VALJARJI

Tehnični podatki:

tip	MV 6	MV 12
znamka motorja	Mercedes Benz	Mercedes Benz
moč motorja	22 KM	36 KM
razdalja med osmi	2370 mm	2400 mm
širina valjanja	1650 mm	2000 mm
teža, t	6	12
teža z balastom, t	8	14

Proizvod izdeluje:

14. OKTOBAR
KRUŠEVAC

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

JAPONSKI VOZIČEK

kovinski s pnevmatikami

Brez odpora je mogoče prevažati tovor do 500 kg. Kolesa so na krogličnih ležajih. Zvračanje je enostavno in lahko.

Proizvod izdeluje:

BRATSTVO I JEDINSTVO
ZEMUN

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

ODREZI!

ROČNI VOZIČEK S PLATOJEM

na pnevmatikah in krogličnih ležajih

Voziček je namenjen za lahke prevoze po gradbiščih in skladiščih.
Nosilnost 400 kg. Lastna teža 140 kg.

Proizvod izdeluje:

BRATSTVO I JEDINSTVO
ZEMUN

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

MOTORNI VALJAR MV 4

Tehnični podatki:

znamka motorja	Torpedo, Reka
moč motorja	10 KM
razdalja med osmi	1955 mm
širina valjanja	1410 mm
teža, t	4
možnost povečanja teže	800 kg

Proizvod izdeluje:

ĐURO ĐAKOVIĆ
SLAVONSKI BROD

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

GRADBENI STROJI FAGRAM

(izvzemši kompresorje)

Vibracijska sita: učinek 6—10 m³/h
rotacijska sita: učinek 10 m³/h
betonski mešalniki: 250 l z dizlom ali elektromotorjem
mešalniki za malto — konzolna dvigala: nosilnost 250 kg —
stavbna dvigala: nosilnost 800 kg — stroji za asfaltiranje:
stroj za brizganje bitumena 500 l in 1500 l — kotli za
taljenje bitumena — asfaltni mešalniki — brizgalne za
hladno bitumensko emulzijo — čeljustni drobilci, prevozni
s pogonom na dizel 20 KM

Proizvod izdeluje:

Fabrika
građevinskih mašina
FAGRAM
Smederevo

Zastopstvo za Slovenijo:

Slovenija avto
Ljubljana

BETONSKI MEŠALNIK 250 l

s prekucnim bobnom

Tehnični podatki:

kapaciteta: 250 l
nosilnost dvigala
za polnjenje: 600 kg
pogon: dizel ali elektromotor
moč motorja: 8 KM
povprečni učinek: 5 m³/h
teža stroja: 2700 kg

Izdelek proizvaja:

ĐURO ĐAKOVIĆ
SLAVONSKI BROD

Zastopstvo za Slovenijo:

SLOVENIJA AVTO
LJUBLJANA

Printed in Yugoslavia