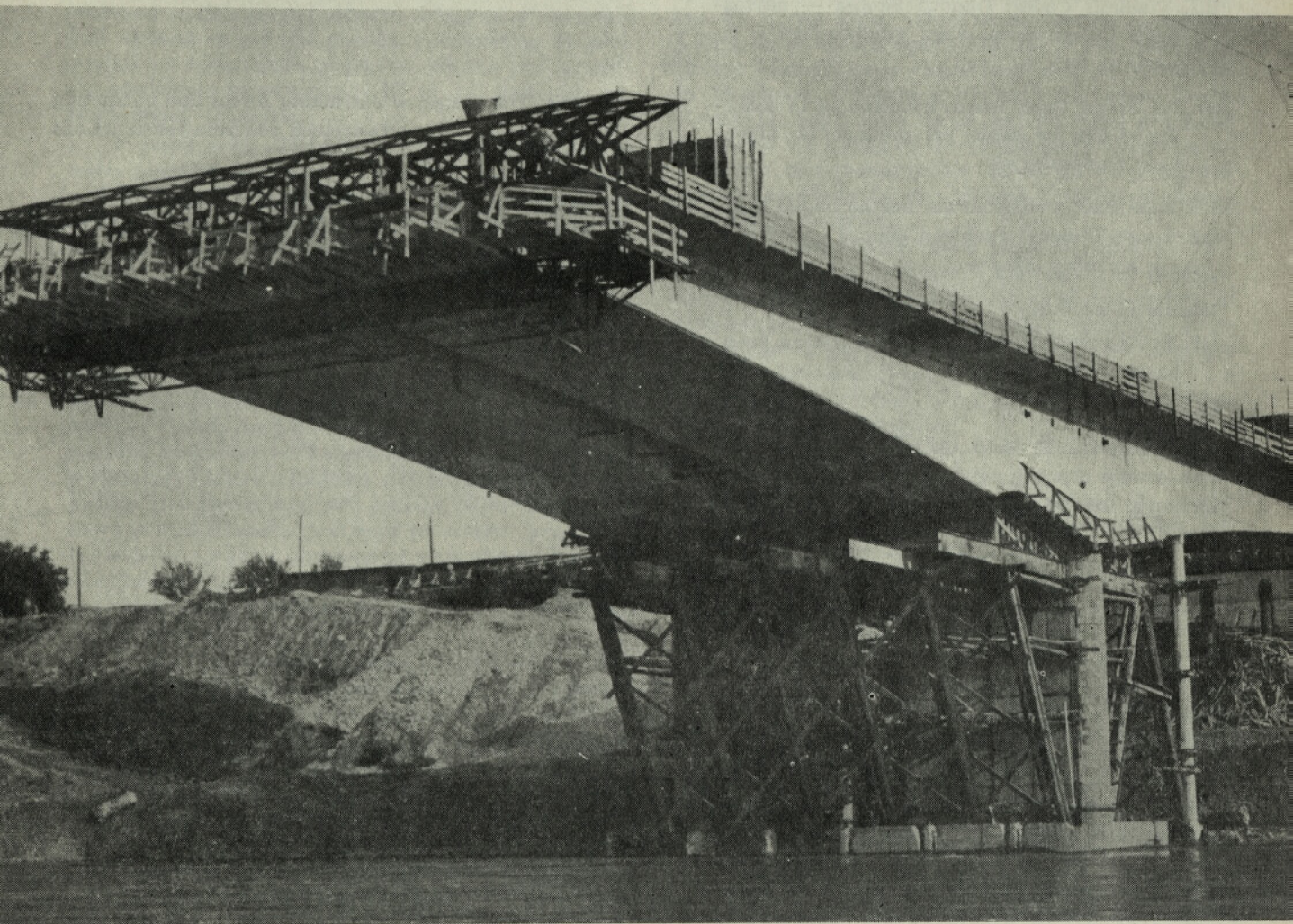


GRADBENI VESTNIK

LETO XII

OKTOBER 1963

ŠTEVILKA **10**



GP TEHNOGRADNJE MARIBOR — MOST ČEZ DRAVO (v gradnji)

VSEBINA

Inž. Vladimir Čadež: Obnova Skopja — najvažnejša naloga slovenskega gradbeništva v letošnjem letu	225		
Dr. inž. Srdan Turk: Račun izvlečnih sil in izvlečnih dolžin za kable pri prednapetih betonskih konstrukcijah	227	S. Turk: The design of extracting forces and extracting lengths for cables in prestressed concrete constructions	
Inž. Neža Exel: Problematika žice na napeti beton	240	N. Exel: Production and quality problems of wire for prestressed concrete	
Inž. Sergej Bubnov: Problemi obnove poškodovanih zgradb v Skopju	246		
Mnenje in kritika:		S. Bubnov: Problems of repairing the damaged buildings in Skopje	
Inž. B. Pejatović: Moji vtisi s seminarja za prednapeti beton	250		
Vesti:			
Predavanje inž. S. Bubnova v Sarajevu	252		
Sodelovanje s poljskimi gradbeniki	252		
Strokovni seminar	252		

Odgovorni urednik: inž. Sergej **Bubnov**

Uredniški odbor: inž. Janko **Bleiweis**, inž. Lojze **Blenkuš**, inž. Vladimir **Čadež**, inž. Marjan **Ferjan**, arh. Vekoslav **Jakopič**, inž. Hugo **Keržan**, inž. Maks **Megušar**, Bogdan **Melihar**, inž. Mirko **Mežnar**, Bogo **Pečan**, inž. Boris **Pipan**, inž. Marjan **Prezelj**, Dragan **Raič**, Franc **Rupret**, inž. Ljudevit **Skaberne**, inž. arh. Marko **Slajmer**, inž. Vlado **Šramel**.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23-158. Tek. račun pri Komunalni banki 600-14-608-109. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina za nečlane 10.000 dinarjev. Uredništvo in uprava Ljubljana, Erjavčeva 15.

Obnova Skopja - najvažnejša naloga slovenskega gradbeništva v letošnjem letu

INŽ. VLADIMIR ČADEŽ

Tako kot ostale republike tudi Slovenija intenzivno sodeluje pri obnovi Skopja. V sedanji fazi obnove se pomoč gradbene operative in proizvajalcev montažnih objektov odraža pri izgradnji novih predmestnih naselij in pri sanaciji poškodovanih objektov.

V ilustracijo, kakšen je obseg del, ki jih je treba izvršiti do konca letošnjega leta, navajamo podatke republiškega sekretariata za gradbeništvo in komunalna vprašanja SR Makedonije. Od planiranih 13.623 stanovanj v predmestnih naseljih Skopja se je do 17. oktobra pričelo z izgradnjo oziroma so izvršena pripravljala dela za 9728 stanovanj. Od tega odpade na SR Srbijo 2535 stanovanj v naseljih Dračevo in Kozle, na SR Hrvatsko 2420 stanovanj v naseljih Madžari in Železarne, na SR Bosno in Hercegovino 1154 stanovanj v naselju Butel, na SR Črno goro 1040 stanovanj v naselju Lisiče ter 1155 stanovanj na našo republiko v naselju Vlæe. Zadolžitev SR Makedonije je nekoliko drugačna kot pri ostalih republikah, ker morajo makedonska podjetja predvsem pripraviti temelje in zgraditi komunalne naprave za inozemske dobavitelje montažnih objektov, poleg tega pa dovrševati del objektov, ki so bili pred potresom v izgradnji.

Iz gornjih podatkov sledi, da odpade na Slovenijo 14% izgradnje vseh stanovanj v predmestnih naseljih, če pri tem ne upoštevamo Makedonije.

Po podatkih makedonske republiške zbornice, ki pa še niso dokončni, znaša skupni znesek potrebnih sredstev za izgradnjo vseh predmestnih naselij okoli 66 milijard dinarjev. Od tega znaša delež slovenske operative za izgradnjo naselja Vlæe približno 7 milijard dinarjev. Od celotnih stroškov odpade na montažne hiše 67%, na temelje 7%, na ceste 11%, na vodovod in kanalizacijo 6%, na elektriko 5%, na stroške priprave zemljišča 3% ter na dokumentacijo z nadzorstvom 1%. Razdelitev stroškov je za obveze naše republike nekoliko drugačna.

Druga osnovna naloga je saniranje poškodovanih objektov. Od skupno določenih 8020 stanovanj, ki jih je treba sanirati, predvidevamo, da bo do konca leta saniranih 6200 stanovanj. Sanacijo

opravljajo gradbena podjetja vseh republik z izjemo SR Črne gore. Objekte na področju občine Kisela voda sanira operativna SR Srbije, področje občine Idadije pa je razdeljeno med SR Hrvatsko in Slovenijo. Objekte v občinah na levem bregu Vardarja Saat kula in Kale sanirata gradbeni operativi SR Bosne in Hercegovine in Makedonije. Vrednost vseh sanacijskih del znaša po podatkih mestnega sklada za stanovanjsko izgradnjo skoraj 8 milijard dinarjev.

Poleg omenjenih dveh glavnih nalog je Termika, Ljubljana prevzela v izgradnjo 61 montažnih stanovanj v naselju Vodno. Zelo pomembna je tudi sanacija nekaterih republiških objektov, ki so jih prevzela naša podjetja izven občine Idadije. V ta sektor dela spada sanacija Skupščine, ki s približno 300 prostori predstavlja tudi po obsegu del izredno važno nalogo.

Analiza izvršenih del, ki so jih izvedla slovenska podjetja v prvi polovici, t. j. ob koncu oktobra, kaže na velik uspeh naših podjetij, ki so si z dobro organiziranimi in kvalitetno izvedenimi deli pridobila ugled v skopski javnosti.

V naselju Vlæe je bilo po stanju 30. oktobra že zabetoniranih 53,3% vseh temeljev, v montaži je 39% vseh stanovanjskih objektov, že pokritih objektov pa je 25%. Tudi dela pri gradnji cest, vodovoda in kanalizacije uspešno napredujejo kljub večkratnim močnim nalivom. V gradnji je bilo 50,2% cest, 34,4% vodovoda, kanalizacija pa je bila gotova že 48,6%. V tem času je bilo saniranih 17 stanovanjskih objektov s 516 stanovanji, dalje 2 šoli in 2 javni zgradbi. V delu je sanacija 41 objektov z 607 stanovanji, 4 šole, 1 zdravstveni objekt in 4 javne zgradbe.

Dela pri sanaciji objekta Skupščine zelo uspešno napredujejo ter se kvalitetno sanirani trakti postopno predajajo v uporabo.

V prvi polovici novembra bo popolnoma dovršenih 20 atrijskih hiš na Vodnem, 15 stanovanjskih dvojčkov Jelovice in 25 četvorčkov iz siporeksa podjetja Edilit na Vlajah.

Iz dosedanjih rezultatov vidimo, da so se podjetja iz Slovenije, ki delajo v Skopju, zavedala pomembnosti celotne akcije. Dobro organizirane

uvodne priprave so omogočile hitro vključevanje gradbene projektive in operative v doslej novo področje dela. Pri tem pa ne gre samo za doslej neznanne operativne ukrepe v zvezi s sanacijo najrazličnejše poškodovanih objektov, kjer je bilo treba najprej proučiti načine sanacije v statičnem pogledu, kjer je bilo treba uvesti nove načine dela s pomočjo injektiranja, podpiranja, zamenjave novih nosilnih elementov in podobno. Tu ne gre samo za kup tehničnih problemov, ki nastopajo v zvezi zahtevne izgradnje montažnih hiš, kjer nimamo še dovolj izkušenj. Tu gre predvsem za probleme organizacijskega značaja. Vsaka republika si je izbrala svojstven način organizacije prevzetih del. Zavedali smo se, da le pravilna organizacija del in realno sestavljen operativni plan šele omogočita, da pride v celoti do izraza izredni delovni elan vseh udeležencev, ki ga zasledimo od vsega začetka del v Skopju.

Pri izvajanju del v naselju Vlae in pri sanacijskih delih v občini Idadije so zaposlena skoraj vsa gradbena podjetja Slovenije, le del mariborskih podjetij sanira objekte republiških institucij. Nosilci nalog so velika podjetja, ki na razne načine vključujejo v delo ostala podjetja, bodisi z delovno silo ali z mehanizacijo. V dela za obnovo Skopja so vključena poleg projektantskih in raziskovalnih inštitucij tudi nekatera komunalna podjetja, in sicer kot projektanti ali pa kot izvajalci.

Prav zato, ker je v celo akcijo vključenih veliko število organizacij, ki doslej še nimajo izkušenj pri izvedbi sinhronizirane skupne akcije, je bilo treba najti ustrezno organizacijsko obliko, ki naj bi povezovala vse sodelujoče s ciljem, da se omogoči hitra in kvalitetna izvedba sprejetih obvez.

Funkcijo povezovanja del med udeleženci sektorja Vlae in sektorja sanacije Idadije vrše koordinacijski kolegiji. Te kolegije sestavljajo v Ljubljani direktorji sodelujočih podjetij, v Skopju pa operativni vodje istih podjetij. V akcijo povezovanja so vključene tudi vse republiške inštitucije, ki se bavijo z gradbeništvom, zlasti Biro gradbeništva in Gradbeni center, kakor tudi okrajne gošpodarske zbornice.

Zaradi izredne pomembnosti naloge je Izvršni svet SR Slovenije poleg drugih organizacijskih ukrepov imenoval svojega predstavnika v Skopju, ki skupaj z ostalimi predstavniki drugih republik, republiški organi in Direkcijo za izgradnjo in obnovo Skopja skrbi za koordinacijo del.

Ob prehodu v drugo polovico 5-mesečne naloge pa bo treba posvetiti izredno pozornost zlasti zaključnim delom pri popolni dovrstitvi montažnih hiš. Po operativnem planu bi morala naša podjetja predati investitorju popolnoma dovršene montažne hiše na Vlajah v naslednjih količinah: do 1. novembra 14 %, do 1. decembra 75 %, do konca leta 1963 pa 100 %. Ti podatki kažejo na veliko koncentracijo zaključnih del v mesecu novembru. To nalogo pa bo mogel Gradis s kooperantom Jelovico Skofja Loka in Edilitom v Ljubljani izvršiti le v primeru vključitve novih, večjih kapacitet za zaključna dela, ker se je pokazalo, da doslej vključena podjetja sama ne morejo pravočasno izvršiti prevzetih obvez.

Če računamo še vnaprej z isto izredno prizadevnostjo vseh udeležencev pri izgradnji Skopja in če bodo še nadalje intenzivno skupno reševali tekoče probleme zlasti pri izgradnji naselja Vlae, tedaj lahko pričakujemo, da bo naša republika svojo obvezo do konca leta v celoti izvršila.

Račun izvlečnih sil in izvlečnih dolžin za kable pri prednapetih betonskih konstrukcijah

DR. INŽ. SRDAN TURK

DK 624.043.071.2 : 693.56

1. Uvod v problematiko

Pri projektiranju prednapetih betonskih konstrukcij ugotovimo najprej **prerez betona in prerez kablov**. Pri istem računu ugotovimo tudi potrebne **komprimacijske sile**, tj. natezno silo v kablilih. Ker komprimacijska sila ni stalna, ampak je začetkoma, tj. neposredno po napenjanju večja, sčasoma pa se zaradi krčenja in popuščanja konstrukcije zmanjšuje in limitira k limitni vrednosti, imamo dve možnosti: pri računu konstrukcije izračunamo **začetno komprimacijsko silo** in potem iz nje limitno komprimacijsko silo (in kontroliramo, če nam ta limitna komprimacijska sila za varnost še zadostuje), ali pa izračunamo **limitno komprimacijsko silo** in potem ugotovimo iz tega podatka potrebno začetno komprimacijsko silo (in kontroliramo, če je pri tej sili konstrukcija varna). Za praktično delo je drugi način pripravnejši in ga zato upoštevam v nadaljnjih izvajanjih. Kot končni rezultat torej želimo podatek o začetni komprimacijski sili, oziroma, kar je za napenjanje kablov najbolj važno, podatek o **izvlečni sili**, tj. o komprimacijski sili na **poteznem** koncu kabla. Zaradi trenja ni namreč začetna komprimacijska sila po celi dolžini kabla ista, in je za napenjanje merodajna torej sila na **poteznem koncu kabla**, ki smo jo označili kot **izvlečno silo**.

Zaradi krčenja in popuščanja konstrukcije in zaradi izgub pri napenjanju kablov mora biti torej **izvlečna sila**, tj. začetna komprimacijska sila na **poteznem koncu kabla**, večja od limitne komprimacijske sile na tem mestu. Treba je torej iz podatka o limitni komprimacijski sili izračunati **izvlečno silo**. **Izvlečna sila** mora biti izračunana s **primerno natančnostjo**. Če namreč uporabimo premajhno **izvlečno silo**, je nevarnost nateznih napetosti in s tem nevarnost razpokanja na kabelskem robu nosilca. Če pa obratno uvedemo preveliko **izvlečno silo**, je nevarnost natega in razpok na protikabelskem robu nosilca. Razmere so tu torej **obratne** kot pri armiranem betonu, kjer pomeni več armature na splošno tudi večjo varnost. **Izvlečne sile** moramo torej izračunati iz podatkov o limitni komprimacijski sili s **primerno natančnostjo**, zavedajoč se, da je odstopanje v smeri navzdol, kakor tudi v smeri navzgor lahko nevarno.

Primerno natančnost računa dosežemo z upoštevanjem **krčenja in popuščanja konstrukcije** ter z upoštevanjem **izgub pri napenjanju kablov**. Ker moramo v teh računih upoštevati nekatere težko ugotovljive podatke o materialu, je zato natančnost naših računov nujno omejena. Naslednja izvajanja zato podajajo račun **izvlečne sile** z natančnostjo, ki jo dopuščajo dosedanje eksperimentalne raziskave in ki na splošno **za prakso zadostuje**.

Poleg **izvlečne sile** izračunamo vzporedno tudi še **izvlečno dolžino**, tj. dolžino kabla, ki jo izvlečemo pri napenjanju iz betona. S tem imamo pri napenjanju **dva podatka**, **izvlečno silo** in **izvlečno dolžino** in imamo **kontrolno**, ker morata oba podatka soglašati. Tako dosežemo zanesljivost napenjanja. Obratno nas nesoglasje obeh podatkov takoj opozori, da nekaj ni v redu. Meritev **izvlečne dolžine** zadostuje z natančnostjo ca. 0,1 mm, meritev **izvlečne sile** na ca. 0,1 t. Napenjalka mora biti predhodno preizkušena, tako da točno vemo, kolikšna sila ustreza nekemu odčitku na manometru. Napenjalko je treba med gradnjo **večkrat preizkusiti**, ker npr. udarci in sunki vplivajo lahko na kazalec manometra. Dvom v pravilnost ugotovljene sile moramo postaviti takoj, če pride do nesoglasja med izmerjeno **izvlečno dolžino** in po manometru ugotovljeno **izvlečno silo**. Opomnimo še na to, da je treba pri preizkusu meriti **izvlečno silo na kabelskem priključku**, ne pa preprosto pomnožiti ploskev bata s pritiskom. S tem bi namreč zamenjali trenje v napenjalki, ki znaša 2 % do 10 %. Napenjalko preizkusimo v kakem zavodu za preskavo materiala in je izdani atest uradna listina.

V zvezi z računom **izvlečne sile** in **izvlečne dolžine** se izkaže, da so pri **napenjanju starejšega betona izgube manjše** in **izvlečne sile ter dolžine** zato manjše. Obratno imamo pri napenjanju **mlajšega betona** večje **izvlečne sile** in **dolžine**. Ker ni zanesljivo, če bo ta mlajši beton mogel zaradi svoje manjše trdnosti prevzeti napetosti, nastale ob napenjanju, je torej še ugotoviti potrebno **napenjalno starost betona**. Ker trdnost betona s starostjo raste, napenjalne napetosti pa s to starostjo padajo, bo torej mogoče ugotoviti neko starost, pri kateri bo varnosti zadoščeno (pred to starostjo se seveda ne sme napenjati).

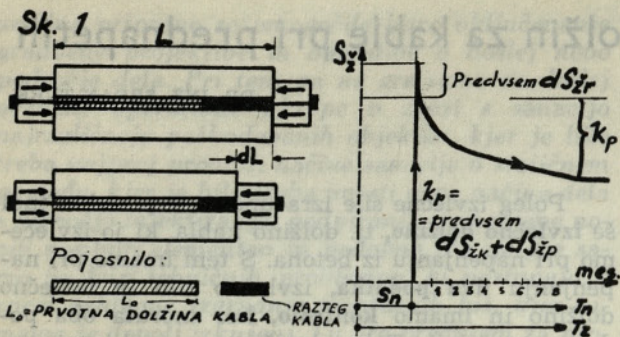
V naslednjem bomo torej obravnavali najprej **vplive krčenja in popuščanja** na **izvlečne sile in dolžine**, nato **vplive izgub pri napenjanju** in bomo k tem računom potem dodali še ugotovitev **potrebne napenjalne starosti betona**.

Vsa izvajanja bodo zaradi omejitve obsega podana v čim bolj zgoščeni obliki, in bodo zato nekatere manj pomembne podrobnosti izpuščene. Zato priporočam, da se v važnejših primerih naslonimo na podrobnejše podatke v **literaturi**, oziroma, da opravimo sami ustrezne **eksperimentalne raziskave**.

2. Vplivi krčenja in popuščanja konstrukcije

2.1 Splošno o krčenju in popuščanju

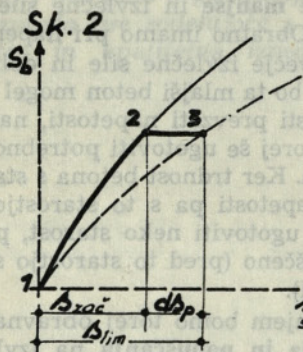
Po opravljenem napenjanju ima kabel oziroma beton ob kablu dolžino L (sk. 1). Sila v kablilih je



tedaj tako imenovana začetna komprimacijska sila $N_{zač}$. Napetost v kablju je takrat $S_{z-zač}$, tj. začetna kabelska napetost.

Kot je znano, se beton pri kemičnem vezanju krči, kar traja tudi več mesecev po zabetoniranju. Del krčenja se zato opravi tudi po napenjanju. Dolžina betona ob kablju se torej skrajša za dL_k . Za isto dolžino se skrajša tudi kabel in se s tem zmanjša njegov prvotni raztezek, ki je nastal pri napenjanju. Zato se zmanjša napetost v kablju za dS_{zk} , in seveda tudi sila v kablju in sicer za $dN_k = F_k \cdot dS_{zk}$ (kjer je F_k prerez vseh kablov).

Nadalje kažejo poskusi, da se beton po nastopu sile še naprej polagoma deformira, če ostane sila stalna. Ta pojav imenujemo **popuščanje betona**. Kabelska sila predstavlja tako praktično skoro stalno silo, ki izvaja na beton pritiske. Tako dobimo takoj po napenjanju skrček betona $s_{zač}$ (sk. 2,

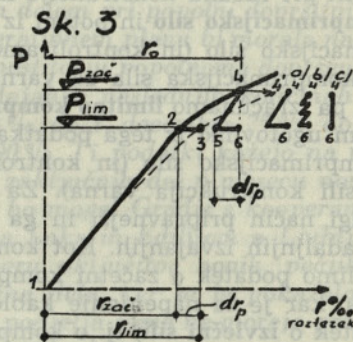


linija 1—2), zaradi popuščanja se ta začetni skrček poveča za ds_p (linija 2—3), dolžina betona ob kablju se zmanjša napetost za dL_p in podobno, kot pri krčenju betona, se zmanjša napetost v kablju za dS_{zp} . Sila v kablju se v teku tega procesa, ki traja tudi več mesecev, zmanjša za $dN_p = F_k \cdot dS_{zp}$.

Končno imamo tu še pojav **popuščanja jeklenih žic**. Tudi pri jeklenih žicah, če so napete v bližini meje elastičnosti, raste začetni raztezek $r_{zač}$ (sk. 3, linija 1—2) še dalje, če ostane natezna sila stalna. Ta prirastek dr_p (linija 2—3) dobimo teoretično po neskončnem času, praktično pa se konstrukcija umiri že po nekaj tednih. V prednapeti konstrukciji se tudi pokaže pojav popuščanja žic, le da je ta pojav v nekoliko drugačni obliki. V prednapeti konstrukciji se pokaže namreč pojav

popuščanja žic pri konstantni deformaciji, ne pa pri konstantni sili. Ta pojav označimo tudi z imenom »relaksacija«. V prednapeti konstrukciji ostane namreč dolžina betona v času popuščanja jekla praktično neizpremenjena, pojavi krčenja in popuščanja betona se odigrava v glavnem po popuščanju jekla.

Pojav relaksacije, tj. popuščanja pri konstantni deformaciji si lahko predočimo tako, da najprej (sk. 3) izvedemo s silo $P_{zač}$ raztezek r_0 (linija 1—2—4). Če bi pustili silo $P_{zač}$ nezmanjšano, bi se deformacija večala v smeri linije 4—4', zaradi običajnega popuščanja. Zato zmanjšamo silo $P_{zač}$ na vrednost P_{lim} , s čimer se gibljemo po liniji 4—5, ki je vzporedna liniji 1—2 ob točki 1. Sedaj dopustimo, da deluje popuščanje, in deformacija se poveča za



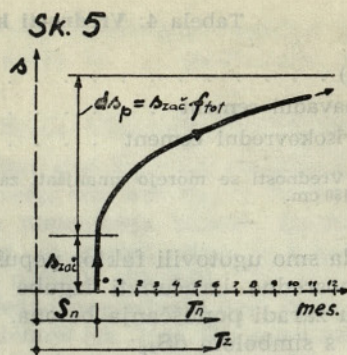
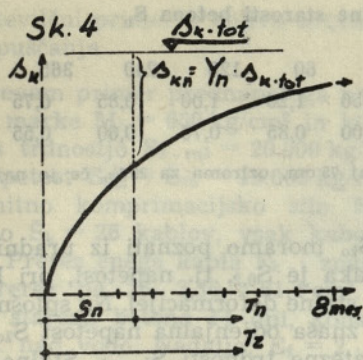
dr_p , ki ustreza popuščanju pri sili P_{lim} . Tako pridemo od točke 5 do točke 6. Če ostane pri tem celotna deformacija r_0 neizpremenjena, mora potem znašati: $dr_p = (P_{zač} - P_{lim}) / F_k \cdot E_z$. Mesto linije 4—5—6 po glavni skici 3 oziroma po sk. 3/a lahko predpostavimo tudi zobčasti diagram po sk. 3/b in končno ravni diagram po sk. 3/c, s čimer bi ostal rezultat neizpremenjen.

Opazimo torej, da pri relaksaciji tj. pri konstantni deformaciji pade sila od $P_{zač}$ za P_{lim} ; pri tem je P_{lim} tista sila, pri kateri je dodatni raztezek dr_p ravno enak elastičnemu raztezkju pri sili $dN_r = P_{zač} - P_{lim}$. Padec sile zaradi relaksacije dN_r daje potem padec napetosti v kablju za $dS_{zr} = dN_r / F_k$, oziroma $dN_r = F_k \cdot dS_{zr}$.

Celotna izguba napetosti kabla zaradi krčenja in popuščanja betona ter relaksacije žic znaša torej: $dS_{zi} = dS_{zk} + dS_{zp} + dS_{zr}$. Celotna izguba sile znaša potem $dN_i = F_k \cdot dS_{zi}$, in dobimo začetno komprimacijsko silo $N_{zač}$ iz limitne komprimacijske sile N_{lim} po enačbi:

$$N_{zač} = N_{lim} + dN_i, \quad dN_i = F_k \cdot dS_{zi}, \quad dS_{zi} = dS_{zk} + dS_{zp} + dS_{zr} \quad \dots (1)$$

Če torej vgradimo komprimacijsko silo $N_{zač}$, bomo po zaključku pojavov krčenja in popuščanja dobili iz statičnih ozirov potrebno limitno komprimacijsko silo N_{lim} . V naslednjem podamo še osnove za izračun posameznih izgub napetosti.



2.2 Izgube napetosti kablov zaradi krčenja betona

Pojav krčenja betona se časovno razvija po sk. 4, kjer teče čas T_z od zabetoniranja dalje, čas T_n pa od napenjanja dalje. Pri tem je S_n napenjalna starost betona ($S_n = T_z - T_n$). Totalni skrček betona zaradi krčenja s_{k-tot} , katerega doseže konstrukcija teoretično v neskončnem času, praktično po nekaj mesecih, je najpripravneje vzeti po nemških normah DIN 4227 in velja tab. 1:

Tabela 1: Totalni skrček betona zaradi krčenja s_{k-tot}

Zap. št.	Klima	s_{k-tot}
1.	Beton stalno v vodi	0
2.	Beton v zelo vlažnem zraku npr. neposredno nad vodo	$10 \cdot 10^{-5}$
3.	Beton na prostem	$20 \cdot 10^{-5}$
4.	Beton stalno na suhem, npr. v suhih notranjih prostorih	$30 \cdot 10^{-5}$

Opomba: Za debelino delov pod 20 cm, povečati vrednosti za 25 %, pri debelini delov nad 75 cm, zmanjšati vrednosti za 25 %.

Na kable vpliva seveda samo tisti del krčenja, ki se opravi po napenjanju. Čim večja je torej napenjalna starost betona S_n , tem manjši bo vpliv krčenja. Splošno označimo:

$$s_{k-n} = s_{k-tot} \cdot Y_n \quad \dots (2)$$

kjer je s_{k-n} skrček betona po napenjanju do časa $T_z = \infty$. Vrednosti Y_n so privzete po L-2, str. 32 in L-3, str. 27 in so podane v tabeli 2:

Tabela 2: Ostanek krčenja pri napenjalni starosti betona S_n

S_n (dni)	3	5	7	14	28	60	120	240	365	730
Y_n (%)	100	95	90	80	75	55	35	20	10	0

Opomba: Upošteevano je, da je beton tekom prvih 48 ur v zelo vlažnem stanju, kot je to običajno (polivanje).

Izguba napetosti kablovskih žic znaša potem, upoštevajoč prožnostni modul žic E_z

$$dS_{zk} = s_{k-n} \cdot E_z = s_{k-tot} \cdot Y_n \cdot E_z \quad \dots (3)$$

Prožnostni modul kablovskih žic znaša ca. 2.000.000 kg/cm². Praviloma je treba ta modul vedno konkretno ugotoviti za vsako pošiljko, za katero se smatra, da je prožnostni modul isti.

2.3 Izgube napetosti kablov zaradi popušcanja betona

Deformacije betona se razvijajo časovno po diagramu v smislu sk. 5. Obtežba nastopi v času $T_z = S_n$. To je komprimacijska sila v kablju in pa lastna teža nosilca. Zaradi komprimacijske sile, ki deluje ekscentrično, se namreč betonski nosilec upogne in se pri tem dvigne nad oder, tako da deluje obenem tudi lastna teža. To je obenem tudi celotna, stalno delujoča obtežba, ki povzroča popušcanje betona.

Dodatne deformacije zaradi delovanja stalne obtežbe izrazimo s faktorjem popušcanja f_{tot} : $f_{tot} = ds_p / s_{zac}$. Vrednost f_{tot} vzamemo najpreprosteje po že omenjenih nemških predpisih DIN 4227, in potem velja:

$$f_{tot} = a_f \cdot k_f, \quad ds_p = f_{tot} \cdot s_{zac} \quad \dots (4)$$

Vrednost a_f , ki je odvisna od klime, v kateri je beton, dobimo po navedenih predpisih v določenih mejah. Da se izognemo ocenjevanju, navedem v naslednji tabeli 3 poprečne vrednosti:

Tabela 3: Vrednosti a_f v odvisnosti od vlažnostne lege betona

Zap. št.	Klima	a_f
1.	Beton stalno v vodi	0,75
2.	Beton v zelo vlažnem zraku, npr. neposredno nad vodo	1,75
3.	Beton na prostem	2,50
4.	Beton stalno na suhem, npr. v suhih notranjih prostorih	3,50

Vrednost k_f je odvisna od starosti betona, pri kateri dobi beton obravnavano obtežbo. Naša obtežba je v tem primeru komprimacijska sila in lastna teža, kar pomeni, da je zadevna starost napenjalna starost betona S_n . Omenjeni DIN predpisi dajejo vrednost k_f v odvisnosti od dosežene marke, tu navedemo za prakso prirejene končne vrednosti za k_f v direktni odvisnosti od napenjalne starosti. Tabela 4 je torej prirejena za prakso v aproksimativni obliki.

Tabela 4: Vrednosti k_f v odvisnosti od napenjalne starosti betona S_n

S_n (dni)	3	5	7	14	28	60	120	240	365	730
k_f za navadni cement	2,5	2,3	2,1	1,8	1,50	1,20	1,00	0,85	0,75	0,50
k_f za visokovredni cement	1,7	1,5	1,4	1,25	1,00	0,85	0,70	0,60	0,55	0,50

Opomba: Vrednosti se morejo zmanjšati za 10 %, če je debelina dela vsaj 75 cm, oziroma za 20 %, če je najmanjša debelina vsaj 150 cm.

S tem, da smo ugotovili faktor popuščanja f_{tot} , moremo neposredno izračunati izgube prednapetosti v kablju zaradi popuščanja betona. Te izgube smo označili s simbolom dS_{zp} :

$$dS_{zp} = ds_p \cdot E_z, ds_p = f_{tot} \cdot s_{zač} \quad \dots (5)$$

(iz en. 4)

Treba je še ugotoviti $s_{zač}$, tj. začetno deformacijo zaradi delovanja stalne obtežbe, ki povzroči popuščanje betona. Ta obtežba je komprimacijska sila in stalna obtežba, ustrezne napetosti v betonu pa so komprimacijske napetosti S_{bk} in napetosti zaradi stalne obtežbe S_{bs} . Merodajne so napetosti betona ob kablju, tj. S_{bk}^x in S_{bs}^x . Obe vrednosti poznamo iz računa potrebnih limitnih komprimacijskih napetosti, iz diagramov napetosti odmerimo vrednosti v višini kablov. Potem dobimo:

$$s_{zač} = (S_{bk}^x + S_{bs}^x) / E_b \quad \dots (6)$$

in iz tega končno po en. 5:

$$dS_{zp} = f_{tot} \cdot (S_{bk}^x + S_{bs}^x) \cdot n, n = E_z / E_b \quad \dots (7)$$

Prožnostni modul E_z za žico vzamemo, kot smo že omenili, $E_z = 2,000.000 \text{ kg/cm}^2$ (če nimamo točnejšega podatka), prožnostni modul betona E_b pa vzamemo v smislu predpisov DIN 4227:

$$\left. \begin{aligned} \text{marka betona 300} \dots E_b &= 300.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{marka betona 450} \dots E_b &= 350.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{marka betona 600} \dots E_b &= 400.000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

Ti prožnostni moduli so mišljeni kot merodajne vrednosti za celotni proces popuščanja betona.

2.4 Izgube napetosti kablov zaradi relaksacije kablov

Kolikor je napetost žic majhna, predvsem če je napetost žic pod 50 % konvencionalne meje plastičnosti $S_{0,2}$ tj. pod 50 % odjenjalne napetosti žic S_{zo} , potem nimamo opraviti z relaksacijo. V primeru večjih napetosti pa igra relaksacija vedno večjo vlogo.

Po podatkih Roša (L-1, str. 28) znaša vrednost dr_p pri običajnem popuščanju po sk. 3:

$$dr_p = 0,001 \cdot \left(\frac{S_{st}}{0,45 \cdot S_{zo}} - 1 \right)^2 \quad \dots (9)$$

kjer je S_{st} stalna napetost, ki povzroča popuščanje, S_{zo} pa pravkar omenjena odjenjalna napetost žice.

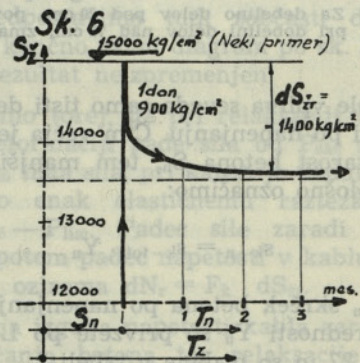
Vrednost S_{zo} moramo poznati iz uradnih atestov (druga oznaka je $S_{0,2}$, tj. napetost, pri kateri dobimo 0,2 % stalne deformacije). Na splošno se more oceniti, da znaša odjenjalna napetost S_{zo} ca. 75 % do 90 % natezne trdnosti $S_{z-ruš}$. Stalna napetost, ki povzroča relaksaciji ustrezno popuščanje, pa je v smislu pogl. 2,1 napetost, na katero pridemo po končani relaksaciji, tj. limitna komprimacijska sila, ki ji prištejemo še izgube zaradi popuščanja in krčenja betona, deljena s prerezom kablov (F_k):

$$S_{st} = \{ N_{lim} + F_k (dS_{zk} + dS_{zp}) \} / F_k = N_{lim} / F_k + dS_{zk} + dS_{zp} \quad \dots (10)$$

Opomba: Vpliv krčenja in popuščanja moramo upoštevati, ker moramo upoštevati začetno komprimacijsko silo, zmanjšano samo za relaksacijo žic, ker je ob koncu relaksacije žic zmanjšanje komprimacijske sile zaradi krčenja in popuščanja še razmeroma majhno. Relaksacija se opravi v glavnem že v nekaj dneh, medtem ko se oba druga pojava razvijata več mesecev (sk. 6).

V smislu sk. 3 moremo potem oceniti izgubo napetosti dS_{zr} zaradi relaksacije takole:

$$dS_{zr} = (P_{zač} - P_{lim}) / F_k, P_{zač} - P_{lim} = dr_p \cdot E_z \cdot F_k, dS_{zr} = dr_p \cdot E_z \quad \dots (11)$$



kjer je E_z prožnostni modul za žico (ca. 2,000.000 kg na cm^2). Približne vrednosti za dr_p (po en. 9) so dane v tabeli št. 5:

Tabela 5: Raztezki dr_p zaradi popuščanja

S_{st}/S_{zo}	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1,00
dr_p (v ‰)	0,0	0,1	0,3	0,6	1,0	1,2	1,5

Pri važnejših konstrukcijah bi bilo treba vrednosti dr_p za konkretno uporabljeno žico eksperimentalno ugotoviti.

2.5 Številčni primer o vplivu krčenja in popuščanja

Upoštevam primer prednapetega nosilca, ki je iz betona marke $M_b = 600 \text{ kg/cm}^2$ in ki ima kable iz jekla s trdnostjo $S_{z-rnš} = 20.000 \text{ kg/cm}^2$. Odje-njalna napetost $S_{0,2} = S_{z0} = 15.000 \text{ kg/cm}^2$. Zahte-vamo limitno komprimacijsko silo $N_{lim} = 500 \text{ t}$. Uporabimo $\check{S}_k = 26$ kablov, vsak kabel iz 12 žic pf. 5 mm. Prerez enega kabla F_{k-1} znaša $2,36 \text{ cm}^2$, celotni prerez pa $26 \cdot 2,36 = 61,4 \text{ cm}^2$. Napenjali bomo pri starosti betona 14 dni, konstrukcija je mostna tj. nad vodo. Nadalje: $E_z = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $E_b = 400.000 \text{ kg/cm}^2$.

Izgube zaradi krčenja betona. Po tab. 1 znaša $s_{k-tot} = 10 \cdot 10^{-5}$, vrednost Y_n po tab. 2 znaša 0,80, sledi po en. 3:

$$dS_{zk} = 10 \cdot 10^{-5} \cdot 0,80 \cdot 2 \cdot 10^6 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

Izgube zaradi popuščanja betona. Po tabeli 3 znaša $a_1 = 1,75$, po tabeli 4 znaša $k_1 = 1,25$ (visoko-vredni cement), sledi po en. 4: $f_{tot} = 1,75 \cdot 1,25 = 2,19$. Napetost betona ob kablu znaša zaradi komprimacije $S_{bk}^x + 265 \text{ kg/cm}^2$ in zaradi stalne obtežbe $S_{bs}^x = -137 \text{ kg/cm}^2$ (nateg), sledi $S_{bks}^x = S_{bk}^x + S_{bs}^x = +128 \text{ kg/cm}^2$. Po enačbi 7 dobi-mo:

$$n = 2.000.000/400.000 = 5, \quad dS_{zp} = f_{tot} \cdot S_{bks}^x \cdot n = 2,19 \cdot 128 \cdot 5 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Izgube zaradi popuščanja jekla (relaksacija jekla)

Komprimacijska sila 500.000 kg daje napetost $S_{z-lim} = N_{lim}/F_k = 500.000/61,4 = 8150 \text{ kg/cm}^2$. Po-tem sledi po en. 10:

$$S_{st} = S_{z-lim} + dS_{kz} + dS_{zp} = 8150 + 160 + 1400 = 9710 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{st}/S_{z0} = 9710/15.000 = 0,65; \quad dr_p = 0,20 \cdot 10^{-3}$$

Sledi po en. 11:

$$dS_{zr} = 0,20 \cdot 10^{-3} \cdot 2000 \cdot 10^{+3} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Skupne izgube in potrebna začetna komprimacijska sila:

Po en. 1 dobimo:
 $dS_{zi} = 160 + 1400 + 400 = 1960 \text{ kg/cm}^2$. Sledi:
 $dN_i = 61,4 \cdot 1960 = 120.000 \text{ kg}$. Končno dobimo za-četno potrebno komprimacijsko silo: $N_{zai} = 500.000 + 120.000 = 620.000 \text{ kg}$. Na en kabel odpade torej potrebna začetna komprimacijska sila $N_{zai-1} = 620.000/26 = 23.800 \text{ kg}$. Napetost v kablu tedaj: $S_{z-zai} = 23.800/2,36 = 10.100 \text{ kg/cm}^2$.

3. Vplivi delovnega procesa pri napenjanju

3.1 Splošno o vplivih delovnega procesa

S tem, da smo po en. 1 ugotovili celotno za-četno komprimacijsko silo N_{zai} , moremo ugotoviti začetno komprimacijsko silo na en kabel, N_{zai-1} , in pri številu kablov \check{S}_k dobimo:

$$N_{zai-1} = N_{zai}/\check{S}_k \dots (12)$$

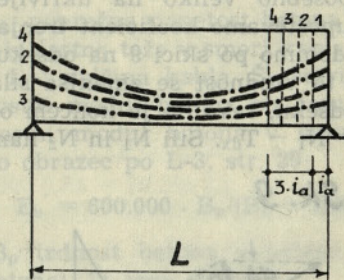
Lahko si tudi izračunamo začetno potrebno na-petost v kablu S_{z-zai} , upoštevajoč prerez enega kabla F_{k-1} :

$$S_{z-zai} = N_{zai-1}/F_{k-1} = N_{zai}/F_k \dots (13)$$

Kot izvlečna sila N_{izvl} (za en kabel) pa nam je potrebna večja sila kot N_{zai-1} , in sicer zaradi za-porednega napenjanja kablov, zaradi trenja pri napenjanju, in zaradi zdrsa v napen. glavi pri nekaterih načinih sidranja.

Zaporedno napenjanje npr. štirih kablov po-vzroči naslednje (sk. 7/A). Ko napnemo kabel št. 1, se beton zaradi tlačne sile nekoliko stisne tj. do linije 1-1. Izvlečna dolžina je za to vrednost, ki jo označimo kot avtomatični izvleček i_a , avtomatično

Sk. 7/A



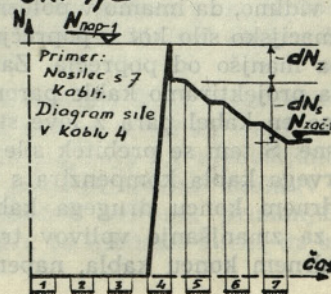
nekaj povečana. Ko napnemo kabel št. 2, se beton dodatno skrči do linije 2-2. Kabel št. 1 se pri tem skrajša za vrednost i_a in napetost v njem pade. Ko napnemo še tretji in četrti kabel, se prvi kabel dodatno skrajša skupaj za $3 \cdot i_a$, drugi za $2 \cdot i_a$ in tretji za $1 \cdot i_a$. Morali bi torej prvi kabel močnejše napeti kot s silo N_{zai-1} , da bi krili omenjeno izgubo. Podobno bi morali bolj napeti tudi drugi in tretji kabel. Da poenostavimo postopek, napnemo vse kable lahko z isto tj. poprečno silo. Kolikor je potem prvi kabel premalo napet, je potem zadnji kabel preveč napet. Ker so razlike sorazmerno majhne in so kabli vsi skupaj precej na isti liniji, je napaka zanemarljiva, posebno če vrstni red kablov pametno izberemo (tako da ostane rezul-tanta na predvidenem mestu). Konkretno je po-prečna izguba na raztežku zaradi stisnjenja betona:

$$i_s = i_a \cdot (\check{S}_k - 1)/2 \dots (14)$$

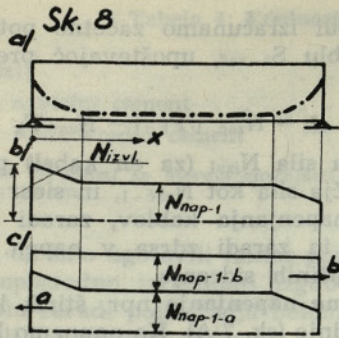
kar upoštevamo pri povečanju sile pri vseh kablilih enako. To povečanje označimo z dN_s .

Opomba: Diagram spremembe sile v 4. kablu (pri skupaj 7 kablilih) je podan v sk. 7/B. Obravnavan je primer, ko nastopi tudi zdrs (gl. 3.3).

Sk. 7/B

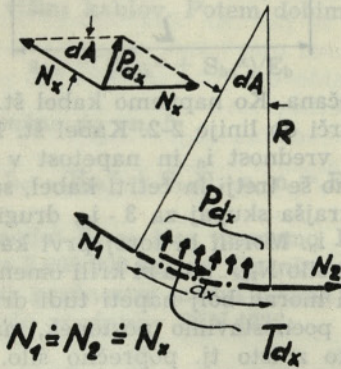


Npr. 5 mm = napenjanje kabla št. 5



Trenje pri napenjanju povzroči, da je komprimacijska sila na posameznem mestu kabla manjša od potezne sile na poteznem koncu kabla (sk. 8). Trenje je posebno veliko na ukrivljenih delih kabla. Ako upoštevamo koeficient trenja med žico in cevjo k_t , dobimo po skici 9 na odseku dx torno silo T_{dx} . Za to vrednost se zmanjša sila v kablu N_1 na tem odseku, tako da je koncem odseka sila v kablu $N_2 = N_1 - T_{dx}$. Sili N_1 in N_2 namreč daje-

Sk. 9



ta rezultanto P_{dx} , ki deluje kot tlak na kabelsko cev, in torna sila je potem $T_{dx} = P_{dx} \cdot k_t$. Če oklepata sili N_1 in N_2 kot $dA = dx/R$, sledi: $P_{dx} =$

$= N_x \cdot dA$ in potem $T_{dx} = N_x \cdot dA \cdot k_t$, kjer je N_x poprečna sila v odseku dx . Upoštevajoč da je $T_{dx} = N_2 - N_1 = -dN$, sledi diferencialna enačba:

$$-dN = N_x \cdot dA \cdot k_t \text{ ali } dN/N_x = -dA \cdot k_t \quad \dots (15)$$

iz katere dobimo:

$$N_x = N_{izvl} \cdot e^{-A_x \cdot k_t} = N_{izvl} \cdot t_x, \quad \dots (16)$$

$$t_x = e^{-A_x \cdot k_t}$$

kjer je N_{izvl} sila v kablu na poteznem koncu, A_x pa vsota vseh kotov krivin od poteznega konca kabla do prereza »x«. Kote navedemo v radianih,

tj. $A_x = A_x^0 \cdot \frac{3,14}{180^\circ}$. Potek sile $N = N(x)$ je podan

v sk. 8. Ker je zaradi netočnosti izvedbe trenje tudi v ravnih delih kabla, damo na splošno k vsoti kotov še pribitek na dolžino kabla, tako da velja:

$$A_x = \sum_0^x A_{fakt} + B \cdot x \quad \dots (17)$$

kjer pomeni prvi člen vsoto faktičnih lokov od potezne glave do prereza x , drugi faktor pa pribitek zaradi netočne izvedbe. Približni podatki za račun so (L-1, str. 184 in uradni podatki za BBRV sistem):

- $B = 0,5^\circ/\text{meter}$ za BBRV-kabel, 12 do 22 žic pf. 6 mm
- $B = 0,3^\circ/\text{meter}$ za BBRV-kabel, 32 do 44 žic pf. 6 mm
- $B = 1^\circ/\text{meter}$ za Freyssinetov kabel v tanki cevi
- $B = 0,1^\circ/\text{meter}$ za Freyssinetov kabel v debeli cevi
- $k_t = 0,35$ (variira od ca. 0,2 do 0,6)

Vrednost $e^{-A_x \cdot k_t}$ izračunamo s pomočjo tabele 6:

Tabela 6: Vrednosti $e^{-q} = t_x \cdot (q = A_x \cdot k_t)$

q =	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
e^{-q} =	1,00	0,90	0,82	0,74	0,67	0,61	0,55	0,50	0,45	0,41	0,37
q =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
e^{-q} =	0,37	0,13	0,05	0,02	0,01	—	—	—	—	—	—

Opomba: $e^{-2,4} = e^{-2} \cdot e^{-0,4}$ itd.

Iz skice 8 vidimo, da imamo v poteznem koncu večjo komprimacijsko silo kot v poprečju, na drugem koncu pa manjšo od poprečja. Zato je najprimerneje, da projektiramo kable paroma, in potem napenjamo en kabel para z leve strani, drugega pa z desne. S tem se prebitek sile na poteznem koncu prvega kabla kompenzira s primanjkljajem na sidrnem koncu drugega kabla. So še drugi načini za zmanjšanje vplivov trenja, npr. tolčenje po sidrnem koncu kabla, napenjanje ka-

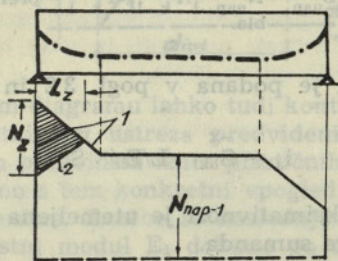
bla z obeh strani, izmenično napenjanje in izpuščanje kabla na poteznem koncu in podobno, toda skoro ni bolj idealne rešitve kot po metodi nasprotnega napenjanja parov (sk. 8c).

Končno je pri nekaterih izvedbah sidranja potrebno še upoštevati zdrs v napenjalni glavi. Ako namreč sidramo napenjalno glavo kabla s pomočjo konusa, ki ob malem zdrsu s trenjem prevzame kabelsko silo, se zaradi tega zdrsa raztezek kabla nekoliko zmanjša in sila v kablu pade. Ta zdrsek mo-

ramo kompenzirati s tem, da ustrezno povečamo izvlečno dolžino (za i_z) ter komprimacijsko silo (za dN_z). Velikost zdrsa je težko oceniti, znaša od ca. 0,2 do 20 mm, in ga izmerimo lahko šele tedaj, ko je kabel že napet. Zato je najbolje, da za prvi kabel zdrsek ocenimo, pri naslednjem kablju pa računsko upoštevamo izmerjeni zdrsek prvega kabla. Pri tretjem kablju računsko upoštevamo zdrsek drugega kabla itd. Če imamo potem npr. 20 kablov, in bi ocenili zdrs prvega kabla z nič, bo poprečna napaka pri vseh dvajsetih kabljih le 1/20 zdrsa zadnjega kabla, ker je v obče zanemarljivo.

Večkrat se zgodi, da so izgube zaradi trenja (sk. 10, linija 1) velike, in ko pride do zdrsa, se

Sk. 10



trenje pojavi v nasprotni smeri, linija 2, in se s tem samo zmanjša prebitek sile na poteznem koncu kabla. Posebno pri ravnih kabljih pa ne moremo pričakovati tega ugodnega pojava in je potrebno zdrs upoštevati v računu izvlečne sile. (Ploščina trikotnika med linijama 1 in 2 pomeni v nekem

merilu vrednost i_z in velja $i_z = \frac{(N_z/2) \cdot L_z}{F_{k-1} \cdot E_z}$, iz tega

Tabela 7: Odvisnost marke betona od starosti betona, faktor »u«

Starost betona v dneh	3	5	7	14	28	60	120	240	365	730
Faktor »u«	0,45	0,60	0,70	0,85	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30	1,30

3.3 Vpliv zdrsa

Velikost zdrsa i_z moramo oceniti, nakar je račun preprost podobno kot v en. 19 pri pogl. 3.2. Dodatek h komprimacijski sili znaša:

$$dN_z = i_z \cdot E_z \cdot F_{k-1}/L \quad \dots (23)$$

kar dobimo iz pogoja: $i_z = dN_z \cdot L/E_z \cdot F_{k-1}$. Enačba velja seveda, če gre vpliv zdrsa po celi dolžini kabla, kar je v obče primer pri ravnih kabljih. V nasprotnem primeru je dN_z manjši ali pa se sploh ne upošteva (glej pod 3.1 in sk. 10).

3.4 Vpliv trenja pri napenjanju

Iz dosedanjih izvajanj je razvidno, da bo treba posamezen kabel napeti z večjo silo, kot je $N_{z\text{ač}-1}$, s čimer bomo po končanem napenjanju dosegli, da

pogoja ugotovimo L_z in N_z , upoštevajoč, da je naklon linije 2 približno enak, samo nasproten naklonu linije 1).

3.2 Vpliv zaporednega napenjanja kablov

Iz poglavja 2 dobimo začetno napenjalno silo za en kabel, $N_{z\text{ač}-1}$. To silo moramo povečati zaradi zaporednega napenjanja kablov za dN_s . Upoštevajoč potrebni dodatni izvleček i_s po en. 14, velja: $i_s = dN_s \cdot L/E_z \cdot F_{k-1}$, kjer je L dolžina kabla. Iz tega dobimo:

$$dN_s = i_s \cdot E_z \cdot F_{k-1}/L, \quad i_s = i_a (\check{S}_k - 1)/2 \quad \dots (19)$$

Vrednost i_a , tj. avtomatični izvleček enega kabla znaša:

$$i_a = \overset{-x}{S_{bkl}} \cdot L/E_b' \cdot \check{S}_k \quad \dots (20)$$

kjer je S_{bkl} poprečna napetost betona zaradi komprimacije in lastne teže v smeri kabla vzdolž celega kabla, L = dolžina kabla, \check{S}_k število kablov in E_b' prožnostni modul betona ob času napenjanja. Za prožnostni modul betona v času napenjanja uporabimo obrazec po L-3, str. 29:

$$E_b' = 600.000 \cdot B_p/(B_p + 200) \quad \dots (21a)$$

kjer je B_p trdnost betona v prizmi, tj. 0,75 M_b' (marke betona). Iz tega dobimo:

$$E_b' = 600.000 \cdot M_b'/(M_b' + 267) \quad \dots (21b)$$

Marka betona M_b' je tu mišljena v času napenjanja, približno velja:

$$M_b' = M_b \cdot u \quad \dots (22)$$

kjer je M_b marka po 28 dneh, u pa proporcionalni faktor (nekako po PTP 3):

bo poprečna sila v posameznem kablju ravno $N_{z\text{ač}-1}$ oziroma sila v vseh kabljih skupaj ravno $N_{z\text{ač}}$, kot to potrebujemo. To povečano silo označimo kot napenjalno silo $N_{\text{nap}-1}$, ker je taka sila v kablju ob napenjanju tega kabla. V smislu podanega dobimo:

$$N_{\text{nap}-1} = N_{z\text{ač}-1} + dN_s + dN_z \quad \dots (24)$$

kjer so vrednosti podane z en. 12, 19 in 23. (Opomba: dN_z je eventualno tudi enak nič, glej pod 3.1 in 3.3.)

Napenjalno silo $N_{\text{nap}-1}$ potrebujemo vzdolž celega kabla, kar pa je zaradi trenja nemogoče. Zato se v smislu poglavja 3.1 zadovoljimo s tem, da je ta sila na polovični dolžini kabla (v polovinki razpona). Presežek oziroma primanjkljaj na obeh koncih kabla pa uredimo s tem, da uporabimo me-

todo nasprotnega napenjanja parov kablov (sk. 8). Z ozirom na to, da so krivine le ob koncih kabla, je potem N_{nap-1} skoro po celi dolžini kabla.

Tako dobimo izvlečno silo (tj. silo na poteznem koncu kabla, s katero kabel napnemo) iz en. 16, kjer postavimo $x = L/2 = p$, $N_x = N_{nap-1}$, $A_x = A_p$, $t_x = t_p = e^{-A_p \cdot kt}$:

$$N_{nap-1} = N_{izvl} \cdot t_p \quad \dots (25 a)$$

iz česar dobimo končno:

$$N_{izvl} = N_{nap-1} / t_p \quad \dots (25 b)$$

Faktor t_p smo sicer lahko določili po podatkih v pogl. 3.1. Ker pa je faktor trenja zelo težko vnaprej oceniti, ker variira zelo z ozirom na izvedbo kabelskih cevi, je ugodno, da faktor t_p eksperimentalno kontroliramo na gradbišču. To s tem, da izračunamo izvlečno dolžino d_{izvl} , ki pripada izvlečni sili N_{izvl} , ter merimo silo N'_{izvl} , ki jo rabimo za dosego izvlečne dolžine d_{izvl} . Potem velja po enačbi 25 a:

$$t_p = N_{nap-1} / N'_{izvl} \quad \dots (26)$$

Iz dane vrednosti t_p lahko dobimo po en. 16:

$$-A_p \cdot k_t = \ln(t_p), \quad k_t = -\ln(t_p) / A_p = -2,3 \log(t_p) / A_p \quad \dots (27)$$

in nam potem izboljšana vrednost za k_t služi pri računu drugih kablov. Seveda je koristno uporabljati poprečni rezultat iz kontrol na večjih kablilih, oziroma je koristno, da si za vsak kabel kontrolno izračunamo vrednost k_t . Velike razlike v dobljeni vrednosti bi kazale na eventualno napako v manometru napenjalke ali za možnost, da je bil kabel v cevi nezaželeno delno zabetoniran in je zato trenje večje in podobno. (Iz meritev vrednosti t_p na kablilih z različnimi dolžinami ali z različnimi krivinami moremo točneje oceniti tudi vrednost B [en. 17].)

Iz vlečno dolžino, ki pripada izvlečni sili N_{izvl} , izračunamo tako, da upoštevamo poprečno napetost v kablju vzdolž kabla. Pri tem se namreč kompenzirajo večji raztezki v krivinah poteznega konca kabla (kjer je sila večja od poprečja) z manjšimi raztezki v krivinah sidrnega konca kabla (kjer je sila manjša od poprečja). Poprečno napetost v kablju pa dobimo iz poprečne sile v kablju, ki je v smislu sk. 8 praktično enaka sili v polovinki kabla (pri simetričnem kablju). Ta poprečna sila je torej praktično enaka napenjalni sili N_{nap-1} . K vplivu napenjalne sile N_{nap-1} pa je še dodati avtomatični izvleček i_a po pogl. 3.1, ki nastane avtomatično zaradi stisnjenja betona pod napenjalno silo. Vpliv napenjalne sile same pa je ugodno razdeliti v dva sumanda, in sicer v elastični izvleček i_{el} in plastični izvleček i_{pl} .

Potem dobimo:

$$d_{izvl} = i_{el} + i_{pl} + i_a \quad \dots (28)$$

Vrednost i_{el} sledi po običajni enačbi:

$$i_{el} = N_{nap-1} \cdot L / F_{k-1} \cdot E_z \quad \dots (29 a)$$

Vrednost i_{pl} ocenimo v obliki:

$$i_{pl} = r_{pl} \cdot L \quad \dots (29 b)$$

kjer je r_{pl} plastični raztezek. Približno ocenimo to vrednost po tab. 8, ki je prirejena po podatkih v L-4, str. 86:

Tabela 8: Plastični raztezki žice r_{pl}

$\frac{S_{nap}}{S_{z0}}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0
r_{pl} (‰)	0,00	0,0	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0

Opomba: S_{z0} = konvencionalna meja plastičnosti $S_{0,2}$, tj. odjenjalna napetost žice.

$$S_{nap} = \frac{N_{nap-1}}{F_{k-1}} \cdot F_{k-1} = \text{prerez enega kabla.}$$

Vrednost i_a je podana v pogl. 3.2 in imamo po enačbi 20:

$$i_a = \frac{-x}{S_{bkl}} \cdot L / E_b' \cdot \dot{S}_k \quad \dots (29 c)$$

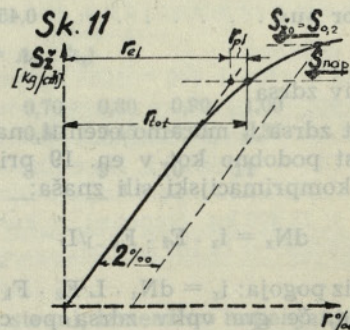
katere aproksimativnost je utemeljena z majhnim vplivom tega sumanda.

Z ozirom na velik pomen, ki ga ima pravilen izračun izvlečne dolžine za pravilno napenjanje, je gornji način primeren predvsem za predhodni račun v biroju, ko proučujemo, kolikšne bodo dosežene napetosti žic in betona, namreč da dokažemo varnost projekta. Pri izvedbi na gradbišču pa je želeti večjo natančnost, ker je namreč vnaprejšnja določitev izvlečne sile zaradi problematičnosti faktorja trenja k_t manj zanesljiva, želimo čim večjo zanesljivost v izvlečni dolžini. To dosežemo s tem, da si preskrbimo uradne ateste o diagramu napetost — raztezek (sk. 11) in si tam z ozirom na dano napetost $S_{nap} = N_{nap-1} / F_{k-1}$ izmerimo totalni raztezek $r_{tot} = r_{el} + r_{pl}$, ter potem ugotovimo izvlečno dolžino po enačbi:

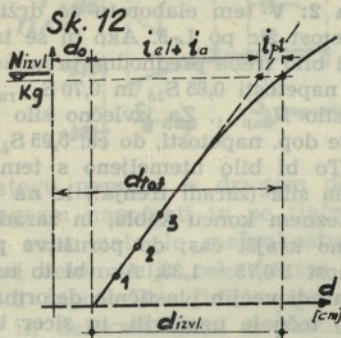
$$d_{izvl} = r_{tot} \cdot L + i_a \quad \dots (30)$$

Na gradbišču se torej predvsem zanesemo na izvlečno dolžino in je torej ugotovitev merjene izvlečne sile N'_{izvl} ter njena primerjava z N_{izvl} (ki smo jo izračunali) le važna kontrola.

K tej problematiki je dodati še pripombo, da je treba na gradbišču nujno zasledovati potek črte



$N_{izvl} - d_{izvl}$ (sk. 12), iz katere tudi z eksterpolacijo ugotovimo, kolikšen izvleček je bil dosežen zaradi izravnanja kablov v začetku napenjanja (d_0) in kolikšen je bil stvarni izvleček zaradi raztezka kabla ($d_{izvl} = d_{tot} - d_0$). Vrednost d_0 dobimo tako, da linijo, ki teče skozi merjene točke 1, 2, 3 podaljšamo do osi $N_{izvl} = \phi$.



Po istem diagramu lahko tudi kontroliramo, če pri konkretni žici ustreza predvideni prožnostni modul E_z in predvideni iznos plastičnih deformacij r_{pl} in dobimo s tem konkretni vpogled v kvaliteto uporabljene žice. Enačbe so naslednje:

Prožnostni modul E_z dobimo po en. 28, upoštevajoč spodnji del diagrama po sk. 12, ki je še linearen

$$E_z = N''_{izvl} \cdot t_p \cdot L / (d''_{izvl} - i_a'') \cdot F_{k-1} \quad (31)$$

$$i_a'' = i_a \cdot \frac{N''_{izvl}}{N_{izvl}}$$

Ustreznost upoštevanja plastičnega območja pa se ugotovi s primerjavo kvocientov

$$i_{pl}'' / i_{el}'' = r_{pl}'' / r_{el}'' = i_{pl}'' / (d''_{izvl} - i_{pl}'' - i_a'') \quad (32)$$

Opomba: Količine, označene s (''), so merjene pri isti napetosti $S''_{nap} = N''_{izvl} \cdot t_p / F_{k-1}$ (po diagramih sk. 11 in 12). Zaradi nastopajoče vrednosti t_p je primerjava predvsem zanesljiva pri ravnih kabljih, kjer je $t_p \approx 1,00$. Če pa smo se o vrednosti t_p prepričali že drugače (en. 26), pa je postopek dober tudi pri ukrivljenih kabljih, kjer t_p ni enak 1,0.

3.5 Številčni primer o vplivu delovnega procesa

Obravnavamo primer, ki je bil začet že v poglavju 2.5. Podatke izpopolnimo z naslednjim: dolžina kabla $L = 34$ m, Freyssinetov kabel v tanki cevi, $B = 1^0/m$, nagib kabla ob podpori 15^0 , $k_t = 0,35$, potezne in sidrne glave po takem sistemu, da ni zdrsa, $i_z = 0$. Limitna komprimacijska sila $N_{lim} = 500.000$ kg, tj. pri 26 kabljih na en kabel $N_{lim-1} = 500.000/26 = 19.200$ kg. Začetna komprimacijska sila po pogl. 2,5 pa znaša $N_{zač-1} = 23.800$ kilogramov, tj. 24 % več, $f_{kpr} = N_{zač-1} / N_{lim-1} = 1,24$.

Vpliv zaporednega napenjanja kablov. Poprečna natezna napetost betona ob kablju v smeri kabla znaša (po drugih računih projekta) 92 kg/cm² za lastno težo, za vpliv komprimacijske sile v limitnem stanju pa tlak 216 kg/cm². Vpliv kompri-

macijske sile v začetnem stanju torej s faktorjem f_{kpr} večji, tj. $216 \cdot 1,24 = 267$ kg/cm². Skupaj torej $S_{bkl} = -92 + 267 = 175$ kg/cm². Marka betona znaša $M_b = 600$ kg/cm² za starost 28 dni, za starost 14 dni $0,85 \cdot 600 = 510$ kg/cm² = M_b' . Sledi $E_b' = 600.000 \cdot 510 / (510 + 267) = 396.000$ kg/cm² (enačba 21b, tab. 7). Sledi po en. 20: $i_a = 175 \cdot 3400$ na $396.000 \cdot 26 = 0,058$ cm. Končno dobimo po en. 19: $i_s = 0,058 \cdot (26 - 1)/2 = 0,72$ cm, in dodatek sile zaradi stisnjenja betona $dN_s = 0,72 \cdot 2.000.000 \cdot 2,36$ na $3400 = 1000$ kg.

Vpliv zdrsa v napenjalni glavi. Ker uporabljamo sistem, ki ne dopušča zdrsa, znaša $i_z = 0$, in $dN_z = 0$.

Vpliv trenja pri napenjanju. Nagib kabla ob podpori znaša $15^0 = \sum A_{fakt}$, $B = 1^0/m$, dolžina »x« od potezne glave do polovinke znaša $x = L/2 = 17$ m, sledi $A_p^0 = 15^0 + 17 \cdot 1^0 = 32^0$ (en. 17). V radianih $A_p = A_p^0 \cdot 3,14/180^0 = 0,56$. Vrednost q (po tab. 6): $q = A_p \cdot k_t = 0,56 \cdot 0,35 = 0,196 = 0,20$. Sledi $t_p = 0,82$. Tako dobimo potem po en. 25b izvlečno silo: $N_{izvl} = N_{nap-1} / t_p$, kjer je N_{nap-1} po en. 24: $N_{nap-1} = 23.800 + 1000 + \phi = 23.800$ kg in sledi $N_{izvl} = 24.800/0,82 = 30.200$ kg.

Račun izvlečne dolžine (pisarniški). V smislu en. 29a dobimo $i_{el} = 24.800 \cdot 3400/2,36 \cdot 2.000.000 = 17,85$ cm. Po en. 29b, pri $S_{nap} = 24.800/2,36 = 10.500$ kg/cm² in pri $S_{nap}/S_{z0} = 10.500/15.000 = 0,70$ sledi $r_{pl} = 0,1 \cdot 10^{-3}$ in $i_{pl} = 0,1 \cdot 3400$ na $1000 = 0,34$ cm. Vrednost i_a je že izračunana pri vplivih zaporednega napenjanja in znaša $0,058 \pm 0,06$ cm. Skupaj $d_{izvl} = 17,85 + 0,34 + 0,06 = 18,25$ centimetrov (za gradbišče priporočamo točnejši način po en. 30).

4. Ugotovitev izvlečne sile in izvlečne dolžine z ozirom na minimalno dopustno napenjalno starost betona

4.1 Splošno o problematiki

Račun prednapete konstrukcije, podan v pogl. 1, upošteva varnost konstrukcije v limitnem stanju (izvzemši primer porušne obtežbe, na katerega čas ne vpliva). Treba je seveda proučiti tudi varnost v začetnem stanju. To pa je možno šele tedaj, ko izračunamo začetno komprimacijsko silo. To silo pa izračunamo že na osnovi podatkov o prerezu betona in o prerezu in napenjanju kablov. Če bi torej kontrola začetnega stanja pri dani napenjalni starosti dala negativen rezultat, bi morali vse dimenzioniranje ponoviti. Zato je ugodno, da kot novo spremenljivo uvedemo še napenjalno starost betona (S_n) in izberemo to starost tako, da je varnosti potem zadoščeno.

Če namreč napenjamo na starejšem betonu, je izvlečna sila manjša in s tem manjša napetost kablov. Tako moremo v obče napetosti kablov pri napenjanju toliko zmanjšati, da so manjše od dopustnih napetosti.

Nadalje, če napenjamo na starejšem betonu, zaradi tega zmanjšujemo komprimacijsko silo in

s tem tudi robne napetosti betona. Tako lahko spravimo tudi dosežene napetosti betona v sklad z dopustnimi.

Na ta način torej ugotovimo minimalno starost betona, pri kateri smemo napenjati, S_{n-min} . Seveda smemo napenjati tudi pri starejšem betonu. Iz diagrama izvlečnih sil in izvlečnih dolžin potem lahko interpoliramo tudi izvlečno silo in dolžino za izbrano vrednost S_n . K temu pripomnimo, da se v mrazu opravlja naraščanje trdnosti betona (in s tem tudi drugi pojavi v zvezi z vezavo) počasneje, in je zato treba čas S_n povečati. Konkretno torej teoretično izbranemu času S_n upoštevanem pri normalni temperaturi ca. 15°C ustreza nek reduciran čas S_{n-fakt} , ki ga potem apliciramo pri gradnji.

Da izžrpamo problematiko napenjanja, moramo torej obravnavati še pravkar navedene probleme.

4.2 Kriterij napenjalne varnosti žic

Največja napetost v žici je na poteznem koncu kabla, in sicer pri napenjanju. Tedaj je sila v kablu na tem mestu N_{izvl} .

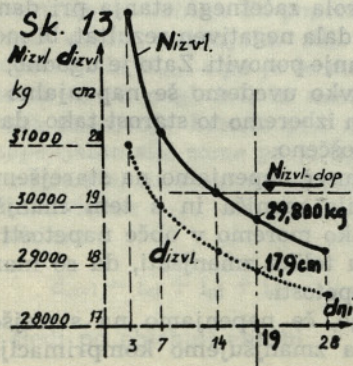
Dopustna napetost v smislu priporočil v L-5 znaša $S_{zi-dop} = 0,85 S_{z0}$ (S_{z0} = odjenjalna napetost žic = $S_{0,2}$) oziroma $S_{zi-dop} = 0,70 \cdot S_{z-ruš}$ ($S_{z-ruš}$ = rušilna napetost žic). Merodajna je manjša od obeh vrednosti, in tako ugotovimo dopustno izvlečno silo $N_{izvl-dop}$ po enačbi:

$$N_{izvl-dop} = S_{zi-dop} \cdot F_{k-1} \quad \dots (33)$$

Ako si narišemo diagram vrednosti N_{izvl} v odvisnosti od napenjalne starosti S_n , ter vrišemo še vodoravno linijo $N = N_{izvl-dop}$, nam presečišče obeh črt da dop. napenjalno starost z ozirom na napetost žic.

Diagram vrednosti N_{izvl} ugotovimo tako, da si ugotovimo vrednost N_{izvl} za razne napenjalne starosti S_n in posamezne dobljene točke povežemo z gladko krivuljo. Zadostuje npr., da upoštevamo vrednosti $S_n = 3$ dni, 7 dni, 14 dni in 28 dni, pri čemer uporabimo vzorce računanja pod poglavji 2.5 in 3.5 (sk. 13).

K diagramu vrednosti N_{izvl} izrišemo še diagram izvlečnih dolžin d_{izvl} . Tako je mogoče za vsak izbran čas S_n ugotoviti neposredno obe napenjalni količini (sk. 13).



Opomba 1: Za limitne razmere v žici bi priporočili nemški predpis, po katerem bi bila dop. napetost žic tedaj S_{z1-dop} bodisi 75% od S_{z0} ali 55% od $S_{z-ruš}$. Dosežena napetost žice pa je tedaj $S_{z1} = N_{lim}/S_k \cdot F_{k-1} + n_p \cdot S_{bp}^x$, kjer je S_{bp}^x natezna napetost betona ob kablu zaradi prometne obtežbe v limitnem času, n_p pa enak številu ekvivalence za hipne obtežbe $n_p = E_z/E_b$, druge vrednosti glej v pogl. 2.

Opomba 2: V tem elaboratu se držim priporočil za dop. napetost žic po L-5. Ako bi se ta priporočila uzakonila, bi bilo treba predhodno preudariti, ali ne bi kazalo dop. napetosti 0,85 S_{z0} in 0,70 $S_{z-ruš}$ dovoliti za napenjalno silo N_{nap-1} . Za izvlečno silo pa bi potem dovolili večje dop. napetosti, do ca. 0,95 S_{z0} oziroma do 0,75 $S_{z-ruš}$. To bi bilo utemeljeno s tem, da nastopi večja natezna sila (zaradi trenja!) le na kratkem odseku na poteznem koncu kabla, in zaradi relaksacije žic tudi samo krajši čas; do porušitve pa ostane še vendar varnost $1/0,75 = 1,33$. Ako bi to usvojili, bi pa bilo treba zaradi večjih plastičnih deformacij vrednost r_{pl} (en. 29b) točneje ugotoviti, in sicer kot poprečno vrednost vzdolž celega kabla.

4.3 Kriterij varnosti betona

Ker je ob napenjanju komprimacijska sila večja od iste v limitnem času, je nevarnost, da bomo imeli na kabelskem robu prevelike tlačne, ob protikabelskem robu pa prevelike natezne napetosti, pri delovanju same lastne teže in komprimacije. Koristna obtežba tu samo ugodno vpliva in je torej ne upoštevamo. (Skupaj s koristno obtežbo so napetosti ugodnejše kot v limitnem stanju, ker je tu komprimacijska sila večja.)

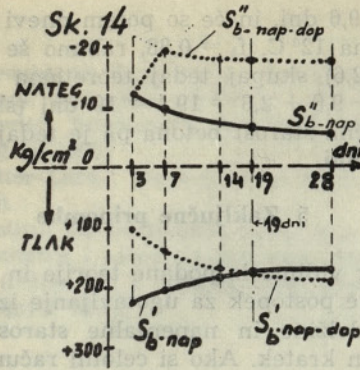
Ugotovimo si torej robne napetosti betona na kabelskem robu (S'_{b-nap}) in na protikabelskem (S''_{b-nap}), za čas napenjanja. Te dobimo tako, da vplivom lastne teže prištejemo s faktorjem f_{kpr} pomnožene limitne vplive komprimacijske sile. Pri tem je faktor krčenja, popuščanja in relaksacije f_{kpr} enak:

$$f_{kpr} = N_{zač-1}/N_{lim-1}, N_{lim-1} = N_{lim}/S_k \quad \dots (34)$$

Na ta način dobimo diagrame po sk. 14, in sicer linijo S'_{b-nap} in linijo S''_{b-nap} . Dopustne napetosti za beton v tlaku, ki pripadajo liniji S'_{b-nap} , najpreprosteje vzamemo po L-5, str. 7, s tem, da za 30% povečamo običajne dop. napetosti. Upoštevati moramo le, da veljajo te dop. napetosti za beton, star 28 dni, in da je za manjše starosti tako dobljene vrednosti pomnožiti še s faktorjem »u« po tab. 7. Sledi torej, ako je S'_{b-dop} običajna dop. napetost, naslednja napenjalna dop. napetost za tlak:

$$S'_{b-nap-dop} = S'_{bnd} = 1,3 \cdot S'_{b-dop} \cdot u \quad \dots (35)$$

Na protikabelskem robu eventualno nastanejo natezne napetosti, ki jih pri betonskih konstrukcijah ne smatramo kot varne. Smemo jih tolerirati le takrat, kadar konstrukcija vzdrži kljub temu, da bi beton v nategu počil. Predpisi za beton (PTP 3) dopuščajo v točki 29, da je natezna napetost do 10% dosežene tlačne napetosti nasprotnega roba. V tem primeru namreč dobimo, če



$$S''_{b-nap-dop} = S''_{bnd} = 0,1 \cdot S'_{b-nap} \dots (36)$$

$$S''_{bnd} = 0,05 \cdot M_b' = 0,05 \cdot M_b \cdot u$$

kjer smo v zadnji enačbi upoštevali konkretno marko pri dani starosti betona.

Sečišči linij S'_{b-nap} in S'_{bnd} ter linij S''_{b-nap} in S''_{bnd} nam dasta dve dodatni meji za dopustno napenjalno starost betona. Merodajna starost je potem tista, ki je izmed teh dveh in po pogl. 4.2 največja.

4.4 Določitev faktične napenjalne starosti.

Po kriterijih v pogl. 4.2 in 4.3 smo ugotovili minimalno starost betona pri napenjanju S_{n-min} , ki jo navzgor zaokrožimo na cele dneve, s tem dobimo teoretično napenjalno starost betona, ki jo označimo s simbolom S_{n-teor} . Faktično pa moramo v primeru hladnega vremena starost betona še povečati na vrednost S_{n-fakt} . Približno moremo to povečanje časa ugotoviti tako, da faktično dneve s temperaturo pod 15°C vzamemo v poštev kot teoretične dneve, zmanjšane z nekim zmanjševalnim faktorjem f_t (po L-6, str. 89):

beton v nategu popusti, v drugem delu preseka trikotni diagram napetosti in se tlačne napetosti na tlačnem robu zato le malenkostno povečajo. (Za armirani beton velja celo faktor 25%, ki bi ga pa zaradi zagotovitve linearnega odnosa med napetostmi in deformacijami dopustili le v primeru, da natezni predel primerno armiramo.) Zaradi varnosti proti razpokam in koroziji pa v nobenem primeru ne bi dovolili (v smislu L-5, 5.03.7) nateznih napetosti v večjem iznosu kot 5% marke betona. Tako bi veljal za nateg manjši od obeh iznosov:

Tabela 9: Redukcijski faktorji za starost betona f_t

Temperatura betona v °C	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30
Faktor, s katerim vzamemo posamezen dan: f_t	0,10	0,25	0,40	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6

Opomba: Faktični čas 10 dni pri +5 in 5 dni pri +15 daje teoretični čas 6 + 5 = 11 dni. Celotni faktični čas pa je tedaj 15 dni!

Na gradbišču postopamo tako, da po zabetoniranju dnevno seštevamo teoretični čas (vsak dan prištevek po tab. 9), dokler ne doseže vsota teoretični čas S_{n-teor} . Iz tabele sledi, da pri toplih dnevih lahko izpade faktični čas celo krajši od teoretičnega, vendar priporočam v takih primerih veliko previdnost, ker je tab. 9 le približna. (Diagram vrednosti f_t je podan v sk. 15.)

in seveda vzporedno tudi dop. napetosti. Slednje vzamemo pri teoretični starosti 28 dni kot 100%, pri manjši starosti pa jih zmanjšamo s faktorjem »u« po omenjeni tabeli.

4.5 Številčni primer za ugotovitev izvlečne sile, izvlečne dolžine in napenjalne starosti betona

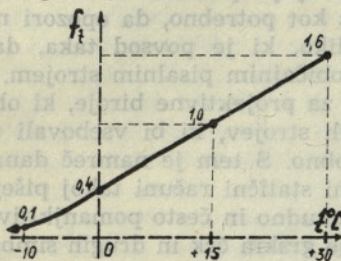
Po vzorcu poglavij 2.5 in 3.5 ali izračunamo posamezne vrednosti še za napenjalno starost 3,7 in 28 dni, podobno kot je podan v omenjenih poglavjih račun za starost 14 dni. Vse to so, kot smo pravkar obravnavali, teoretične starosti.

Pregled izvlečnih sil in izvlečnih dolžin (sk. 13):

Teoretična napenjalna starost betona	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni
N_{izvl} (kg)	32.900	31.100	30.200	29.100
d_{izvl} (cm)	20,03	18,83	18,25	17,52

Dop. napenjalna napetost žic $S_{zi-dop} = 0,85 \times 15.000 = 12.750$ kg na cm^2 , oz. $0,70 \cdot 20.000 = 14.000$ kilogramov, merodajna vrednost 12.750 kg. Dop. izvlečna sila torej po en. 33: $N_{izvl-dop} = 12.750 \times 2,36 = 30.200$ kg. Napenjati torej ne smemo pred $S_n = 14$ dni.

Sk. 15



Zaključno pripomnim, da je treba beton okrog potezne glave kabla in okrog sidrne glave kabla tako armirati, oziroma glave tako urediti, da je tam konstrukcija v danem teoretičnem času sposobna prevzeti vse lokalne koncentracije napetosti. Pri ustreznih računih upoštevamo, da ima mlajši beton tudi manjšo trdnost in ga je treba zato močnejše armirati in podobno, pri čemer vzamemo v račun, da narašča trdnost betona v smislu tab. 7

Pregled napetosti betona (sk. 14):

Tabela B

(+ = tlak, - = nateg)

Teoretična napenjalna starost betona	3 dni	7 dni	14 dni	28 dni
$N_{z\acute{a}c-1}$ (kg)	25.500	24.400	23.800	23.000
N_{lim-1} (kg)				
= $500.000/26 =$	19.200	19.200	19.200	19.200
f_{kpr} (en. 34)	1,33	1,27	1,24	1,20
$S_{b''-nap}$ (last. t.)	+ 60	+ 60	+ 60	+ 60
$S_{b''-nap}$ (kompr.)				
= $-55 \cdot f_{kpr}$	- 73	- 70	- 68	- 66
$S_{b''-nap}$	- 13	- 10	- 8	- 6
$S_{b'-nap}$ (last. t.)	- 153	- 153	- 153	- 153
$S_{b'-nap}$ (kompr.)				
= $+281 \cdot f_{kpr}$	+ 374	+ 357	+ 348	+ 337
$S_{b'-nap}$	+ 221	+ 204	+ 195	+ 184
u (tab. 7)	0,45	0,70	0,85	1,00
$S_{b'-nap-dop}$				
= $1,3 \cdot 160 \cdot u$	+ 94	+ 145	+ 177	+ 208
$S''_{h- nap-dop} = 0,1 \cdot S_{b'-nap}$	- 22	- 20	- 19	- 18
$S''_{h- nap-dop} = 0,05 M_b \cdot u$				
($M_b = 600 \text{ kg/cm}^2$)	- 13	- 21	- 25	- 30

Opomba: Veljajo podčrtane dopustne napetosti.

Iz tabele »B« sledi, da bi zaradi nategov (S'') smeli napenjati že po 3 dneh, a zaradi tlakov (S') pa po 19 dneh (sk. 14!). Po tabeli »A« sledi, da bi smeli zaradi jekla napenjati že po 14 dneh, vendar ostanejo merodajni tlaki po tab. »B«, in smemo napenjati pri teoretični starosti **19 dni**.

Z interpolacijo v tabeli »A« dobimo za teoretično napenjalno starost 19 dni naslednje vrednosti:

Izvlečna sila N_{izvl} 29.800 kg
 Izvlečna dolžina d_{izvl} 17,9 cm

Faktilčno napenjamo po daljšem času, če je temperatura betona pod $15^{\circ}C$. Če je bilo po zabetoniranju 10 dni s poprečno temperaturo ca. $8^{\circ}C$, šteje to za $10 \cdot 0,72 = 7,2$ dni, če je bilo kasneje 12 dni s temperaturo $10^{\circ}C$, šteje to za

$12 \cdot 0,8 = 9,6$ dni, in če so potem dnevi s temperaturo betona $12^{\circ}C$, $f_t = 0,88$, rabimo še 3 dni ($3 \times 0,88 = 2,6$) skupaj tedaj teoretična starost betona $7,2 + 9,6 + 2,6 = 19,4 = 19$ dni (sk. 16).

Faktilčna starost betona pa je tedaj $10 + 12 + 3 = 25$ dni.

5. Zaključne pripombe

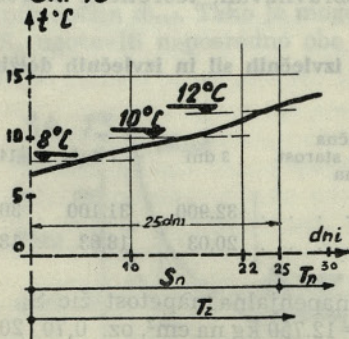
Kakor vidimo iz podane teorije in številčnega primera, je postopek za ugotavljanje izvlečne sile, izvlečne dolžine in napenjalne starosti v celoti preprost in kratek. Ako si celotni račun tabelarično uredimo, se delo še posebno poenostavi. V zvezi s tem bi bil mnenja, da nadaljnje poenostavljanje ni umestno, posebno ker bi moglo dovesti v nekaterih primerih do napačnih zaključkov.

Enostavnost postopka je dosežena posebno s tem, da so podane za nekatere količine preproste tabele. Te tabele so prirejene kolikor mogoče enostavno. Za natančnejši račun bi v teh tabelah morali upoštevati predvsem še sestavo betona oziroma podrobnejše podatke o žici. Toda končni rezultati pokažejo, da kljub upoštevanju precejšnje natančnosti dobimo precej podobne končne rezultate za razne napenjalne starosti betona. Zato moremo smatrati, da vsaj za običajne primere podana natančnost zadostuje. Pa tudi pri študiju težjih problemov, kjer bi želeli večjo natančnost, nam podani postopek daje dober vpogled v bistvo problematike.

Pri študiju takih težjih problemov, npr. pri obravnavanju proste konzolne gradnje, ko starost betona zaradi postopnega betoniranja ni ista za vse dele, in podobno, moramo seveda problematiko posebej proučevati. Pri tem priporočam v gornjem tekstu navedeno literaturo. K temu seznamu bi iz množice publikacij priporočil predvsem še spodaj navedene knjige L-7, L-8, L-9 in L-10, ki bi bile s svojimi izvajanja in podatki pri takem študiju dobro pomagale.

V celoti pa vendar mislim, da zgornja študija še ni smatrana kot zaključena. Predvsem ima pisec v programu, da na osnovi novejših podatkov sproti izpopolnjuje podane tabele. Zaključno pa smatra pisec kot potrebno, da opozori na uporabljeno simboliko, ki je povsod taka, da se more obvladati z običajnim pisalnim strojem. To je posebno važno za projektivne biroje, ki običajno nimajo pisalnih strojev, ki bi vsebovali tudi grške črke in podobno. S tem je namreč dana možnost, da se zadevni statični računi takoj pišejo v celoti in odpade zamudno in često pomanjkljivo naknadno vpisovanje grških črk in drugih simbolov. Tako so napetosti označene z veliko latinsko črko S, analogno so tudi koti označeni z veliko latinsko črko A, ter so tudi grške oznake, privzete po tuji literaturi, predelane v simbole, ki se dajo pisati z običajnim pisalnim strojem.

Sk. 16



Seznam navedene literature:

L-1: Leonhardt, Spannbeton (Ernst, Berlin 1955).
 L-2: Kani, Spannbeton (Wittwer, Stuttgart 1955).
 L-3: Jevtić, Prednapregnuti beton (Građevinska knjiga, Beograd 1957).
 L-4: Ritter-Lardy, Vorgespannter Beton (Leemann, Zürich 1950).
 L-5: Institut za ispitivanje materijala NRS, Pri-
 vremena uputstva i uslovi za primenu prednapregnu-
 tog betona (Bilten br. 3 Savezne građevinske komore,
 separat, Beograd 1955).

L-6: Hummel, Das Beton-ABC (Ernst, Berlin 1951).
 L-7: Guyon, Béton précontraint (Eyrolles, Paris
 1953 — I. del, Paris 1958 — II. del).
 L-8: Magnel, Theorie und Praxis des Spannbetons
 (GMBH, Wiesbaden 1956).
 L-9: Evans-Bennett, Prestressed Concrete (Chap-
 man & Hall, London 1958).
 L-10: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses
 für Stahlbeton (Ernst, Berlin 1960).

S. TURK:

THE DESIGN OF EXTRACTING FORCES AND EXTRACTING LENGTHS FOR CABLES IN PRESTRESSED CONCRETE CONSTRUCTIONS

Summary

From the static design of prestressed concrete constructions **the limit concrete stresses and the limit cable stresses** are known that is, concrete and cable stresses after the finished shrinkage and »remission« of the construction. In the sense of this article these data are the basis for the design of **the initial compression force** that is, the force in a cable immediately after the tensioning. The losses as results of concrete shrinkage and creep, and steel cables relaxation are taken into consideration. The losses arised during the tensioning itself i. e., the losses caused by the consecutive cables tensioning and, losses caused by the eventual cables slip on anchoring places are to be taken into account too. Thus a **tensioning force** is got, which is to be attained at the half lenght of a cable during the tensioning of each cable. Finally the influence of friction is to be found out. So the datum for the tensioning force gives also the necessary value of the **extracting force** i. e. the tensioning force at the pulling end of the cable. Parallely with that **the extracting cable lenght** corresponding to the given extracting force, is calculated. The extracting forces are smaller if older concrete is used for tensioning. The concrete stresses and steel cables stresses are in this case smaller too. According to that

the necessary concrete age at which the tensioning is allowed, is found out (with regard to the permissible concrete and cable stresses). By the help of the given **limiting concrete and cable stresses, the extracting force and extracting lenght** are found out by this method; **the tensioning age** of concrete can be varied so that the construction during the tensioning is secured too.

As reported above the article gives a suggestion how to make a simple calculation of several influences: concrete shrinkage and creep, relaxation, consecutive tensioning and slip of cables, and friction influences during the tensioning. Numerous tables necessary for this calculation are given in as simplified as possible form to make the work easier. To show that the calculation is neither long nor complicated, the complete practical calculation example is added.

Thus the article means a very convenient help for the static design of prestressed concrete constructions which enables a sufficient accurate account of prestressing losses. It is chiefly written for the beginner. An experienced reader will undoubtedly find the detailed bibliography useful for the deeper understanding of the reported problems.

Problematika žice za napeti beton

INZ. NEZA EXEL

DK 624.071.2 : 693.56

1. Uvod

Uporaba napetega betona v svetu in pri nas stalno narašča, zato je nujno, da se naši gradbeniki bolj seznanijo s problematiko oziroma lastnostmi materialov, ki se uporabljajo pri izvedbi napetih konstrukcij.

V pričujočem članku se bomo seznanili z lastnostmi, ki jih mora imeti jeklo za napenjanje, in sicer predvsem z lastnostmi in problematiko žice za napenjanje, ker se ta pri nas skoro izključno uporablja.

Od jekla oziroma žice za napenjanje se zahteva, da ima visoko trdnost in mejo plastičnosti, ker je le pri takem jeklu možno tako visoko napenjanje, ki je potrebno oziroma ekonomično za izvedbo napetih konstrukcij. Razen tega pa se od jekla še zahteva, da ni krhko, da nima škodljivih notranjih ali zunanjih napak, da je disperzija mehanskih in fizikalnih lastnosti čim manjša in da je diagram deformacij tak, da omogoča pravilno izvedbo napetja in največjo varnost konstrukcije.

Da bi se prepričali, če jeklo oziroma žica izpolnjuje vse te zahteve, jo je treba na določen način preizkusiti. Vrste preizkušnje, ki so se do danes razvile v svetu, so zelo številne, vendar po raznih deželah niso iste ali se ne izvajajo enako in je dostikrat mnenje o potrebi ali koristi neke preizkušnje različno, zato so strokovnjaki evropskih dežel predlagali, da mednarodna zveza RILEM izdela enotna priporočila o preizkušnji, ki bi jih potem sprejele vse dežele. Ker to delo še ni končano, si moramo do nadaljnjega pomagati z lastnimi predpisi, ki so pač bolj ali manj dobri oziroma pomanjkljivi. Za sedaj veljajo pri nas tako imenovana »Privremena uputstva«, o katerih pa menijo strokovnjaki, da so pomanjkljiva in zastarela, zato je v pripravi nov predlog, ki so ga predložili beograjski gradbeniki in o katerem bomo še razpravljali.

Pri nas izdeluje žico za napenjanje zaenkrat le železarna Jesenice. Ker se gradbeniki pogosto zelo pritožujejo nad kvaliteto domače žice, bomo podali problematiko njene izdelave oziroma njenih sedanjih lastnosti in pomanjkljivosti.

2. Izdelava in vrste žice za napenjanje

Doma se izdeluje žica za napeti beton ali »patentirana« žica le do premera 5 mm; glavni dimenziji sta ϕ 2,5 in 5 mm.

Jeklo za izdelavo te žice je nelegirano, visokogljivično (ca. 0,8 % C), iste vrste kot se uporablja drugje v svetu. Tudi postopek predelave jekla v žico je enak kot v svetu in na kratko naslednji:

Odlite jeklene ingote toplo prevaljamo v surovo žico, ki jo nato »patentiramo« in hladno vlečemo do želenega končnega premera. »Patentira-

nje« je poseben način toplotne obdelave, ki je v bistvu izotermno kaljenje in daje žici tako strukturo, ki je edino primerna za kasnejše hladno vlečenje.

Patentiranje se opravlja tako, da surova žica potuje skozi dolge električno ali plinsko grete peči, v katerih se ugreje na $\sim 950^{\circ}\text{C}$, nato pa vstopa v svinčeno kopel, ki je ugreta na $\sim 500^{\circ}\text{C}$. Ko pride žica iz kopeli, se ohladi na zraku in navije na bobne. Temu postopku sledi vlečenje v hladnem stanju skozi votlice, katerih odprtina se postopoma zmanjšuje, s čimer se zmanjšuje tudi premer žice do želenega. Po končanem vlečenju je žica namotana na boben premera ca. 60 cm. Taka hladna predelava žico močno učvrsti in ji daje zelene visoke trdnostne lastnosti.

2.1 Vlečena žica

Če je postopek izdelave z vlečenjem končan, imenujemo dobljeno žico »vlečena«, angleško »as drawn wire«. To vrsto poznajo in uporabljajo tudi mnoge tuje dežele (Anglija, Belgija, Švica...). Vlečena žica ima »mehek« s-e diagram, zmerno trdnost in 0,2 mejo, modul elastičnosti pod 19.000 kg/mm^2 , po odvijanju s kolobarjev ni ravna in se uporablja v glavnem za napenjanje po sprjemnem načinu. Jeseniška žica ϕ 5 mm je bila do lanskega leta te vrste, ϕ 2,5 mm pa se še sedaj izdeluje le kot vlečena, vendar pa ima zaradi večje hladne predelave višje trdnostne lastnosti in višji modul elastičnosti.

2.2 Napuščena žica

Če vlečeno žico poravnamo in žarimo pri nizki temperaturi, dobimo drugo vrsto, ki jo v svetu imenujejo »napuščena«, včasih tudi »starana«. Napuščanje spremeni lastnosti tako, da postane s-e diagram »trd«, modul elastičnosti se dvigne na ca. 20.000 kg/mm^2 , zvišata se trdnost in 0,2 meja, raztezak se poboljša in žica je po odmotavanju s kolobarja ravna. Navita je v kolobarje velikega premera. Taka napuščena žica se danes v svetu pretežno uporablja, predvsem za napenjanje po sidrnem načinu.

Na osnovi poskusov, ki smo jih izvedli v Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij, je jeseniška železarna v l. 1962 pričela z napuščanjem žice ϕ 5 mm in dosegla prav dobre lastnosti; na žalost pa njena napuščena žica po odmotavanju ni dovolj ravna, kar posebno otežuje oziroma onemogoča delo s kabli. Neravnost je posledica tega, ker proizvajalec napušča žico, zvito v kolobarjih, namesto da bi napuščal ravno in jo po ohlajenju namotaval v velike kolobarje. Za pravilen način mu manjkajo primerne peči, vendar pa vodstvo železarne obeta, da jih bo nabavilo.

2.3 Stabilizirana žica

Kot tretjo vrsto bi mogli navesti »stabilizirano« žico, ki so jo pričeli izdelovati Angleži. Ta vrsta ima sicer enake lastnosti kot napuščena žica, odlikuje pa se po zelo nizki relaksaciji (2 kg/mm² pri napetju na 70 % trdnosti). Stabilizacija se opravlja tako, da se napuša žica ob istočasnem močnem napetju. Z železarno je dogovorjeno, da bo Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij preizkusil ta način; za njegovo izvajanje v praksi pa so zopet potrebne precejšnje investicije.

3. Zahteve in predpisi za žico

3.1 Domači predpisi

Za sedaj veljajo v naši deželi še stara PU (Privremena uputstva), ki se nanašajo na žico ϕ 2,5 in 5 mm in predpisujejo naslednje:

	ϕ 5 mm min.	ϕ 2,5 mm min.
trdnost (s_m)	150 kg/mm ²	180 kg/mm ²
razmerje 0,2 meja proti s_m	80 %	80 %
0,2 meja (iz razmerja)	120 kg/mm ²	144 kg/mm ²
raztezek d_{40}	2,5 %	2,5 %
število pregibov		
preko ϕ 60 mm	7	
preko ϕ 15 mm		8

dovoljena začetna napetost 80 % od 0,2 meja.

Opomba: 0,2 % meja je konvencionalna meja plastičnosti (v zah. deželah se imenuje meja elastičnosti), tj. tista napetost, pri kateri dosežemo v nateznem preizkusu 0,2 % trajnega raztezka.

Sedaj preizkušamo žico na vse gori navedene lastnosti, razen tega pa še določamo in prilagamo s-e diagram (sila-raztezek), ki je potreben napenjalcu.

3.2 Tuji predpisi in novi domači

Omenili smo, da so tuji predpisi oziroma priporočila o vrstah preizkušnje zelo obsežni in v raznih deželah različni.

Vrste preizkušnje, ki jih opravljajo razne dežele na žici za napenjanje, so npr.:

- natezna trdnost,
- tehnična meja elastičnosti, ki je določena z 0,01 % trajnega raztezka (včasih 0,005 %),
- konvencionalna meja elastičnosti, ki je določena z 0,1 % ali 0,2 % trajnega raztezka,
- karakteristična napetost (Francozi), ki se dobi v presečišču s-e diagrama s premico naklona 20.000 kg/mm², risano iz izhodišča pri 0,1 % trajnega raztezka,
- razni moduli: elastični, sekantni, tangentni,
- popretržni raztezki, merjeni na različnih mernih dolžinah v in izven območja strikcije,
- enakomerni raztezek, merjen pri maks. sili v nateznem preizkusu ali pri določeni višini obremenitve,
- strikcija (kontrakcija),

— pregibi preko različnih premerov trnov in navijanje žice preko trnov raznih premerov,

— diagram lezenja in določitev meje lezenja (nemški predpis),

— diagram relaksacije za razne začetne napetosti z različnim trajanjem poskusa (100 ur, 1000 ur, 6 mes.),

— nedestruktivni pregled žice na napake,

— določanje korozijske odpornosti,

— preizkus na utrujenost,

— ocena homogenosti lastnosti.

Iz te množice preizkušenj so za novi domači predlog izbrane najbolj bistvene, oziroma tiste, ki jih domači strokovnjaki smatrajo kot bistvene.

Novi predlog, ki ga je pred kratkim obravnavala posebna komisija in ki še ni dokončen, vsebuje naslednje vrste preizkušnje:

določitev trdnosti, 0,2 meja, modula elastičnosti, s-e diagrama, raztezka v območju strikcije in izven nje, kontrakcije preseka (strikcije), pregibov, navijanja, občasno kontrolo relaksacije in oceno homogenosti. V predlogu so dane tudi številčne vrednosti za posamezne lastnosti.

Za trdnost in 0,2 mejo se zahtevajo višje vrednosti kot v sedanjih predpisih. Za trdnost je postavljena zahteva po min. **srednji** vrednosti (6 preizkušancev), ki je za ϕ 5 mm min. 165 kg/mm², za ϕ 2,5 pa min. 195 kg/mm²; 0,2 meja pa je povezana s trdnostjo tako, da sme znašati 80 do 90 % trdnosti. Dovoljeno odstopanje posameznih rezultatov od srednje vrednosti je \pm 5 %, kar naj zagotovi homogene lastnosti. Ker je za obe lastnosti določena le min. srednja vrednost, velja, da more imeti neka pošiljka tudi znatno višjo srednjo vrednost, vendar ob enaki disperziji \pm 5 %, kar naj bi omogočilo izkoriščanje takih višjih lastnosti. Doseganje predpisanih min. vrednosti za proizvajalca ne bo težko, pač pa bo verjetno težava pri homogenosti.

Za modul elastičnosti, ki ga določamo istočasno s s-e diagramom, se predlaga min. 19.500 kg/mm².

Kot je znano, je modul merilo za strmino začetnega dela s-e diagrama; gornji predpis o njegovi višini ima namen izločiti »premeške« žice. Napuščena žica, tudi domača, ima modul elastičnosti navadno nad 19.500 kg/mm², do ca. 20.500 kg/mm².

Za popretržni raztezek v območju strikcije na merilni dolžini 10 d se zahteva min. 5 %, kar domača žica dosega; za popretržni raztezek izven strikcije na dolžini 100 mm je zahteva za žice nad ϕ 3,5 mm; min. 1,5 %, za žice pod ϕ 3,5 mm pa 1,2 %; iz izvedenih meritev zaključujemo, da bo težko doseči predpis pri žicah pod ϕ 3,5 mm. Merjenje raztezka izven strikcije uvajajo predvsem dežele, ki visoko napenjajo žice kot npr. Francija, medtem ko se nemški predpisi zadovoljujejo z merjenjem običajnega raztezka d_{40} v območju strikcije. Francozi utemeljujejo svoj način s tem, da je raztezek izven strikcije enakomeren in se zelo približuje raztezkju, ki ga dobimo v nateznem preizkusu pri maks. sili, ki ga je pa teže meriti.

Zadosten raztezek pri maks. sili povzroči da začne pri morebitni nadobremenitvi pokati beton, kar nas opozori na nevarnost loma.

Za kontrakcijo preseka (strikcijo), ki se meri po pretrgu žice v nateznem preizkusu in ki je merilo za plastifikacijo preseka in kvaliteto jekla, je zahtevana vrednost min. 35 0/0, kar naše žice vedno dosegajo.

Preizkus na pregib (in torzijo) služi kot nekaka ocena za krhkost in odpornost na korozijo ter odkriva splošne napake jekla. Predvideno min. število pregibov 5 dosegajo naše žice brez težave.

Navijanje žice preko določenega trna služi za odkrivanje lokalnih naključnih napak. Zahteva se, da žica na 12 sosednjih navojih ne pokaže nikakih napak. Tega preizkusa do sedaj nismo opravljali, proizvajalec pa trdi, da ga domača žica dobro prenese.

Relaksacija

O tej lastnosti bomo podrobneje govorili, ker je za koristnika žice pomembna, vendar pri nas še malo preizkušena. Relaksacija je padec napetosti, ki nastane v napeti žici s časom in je posledica lezenja žice. Lezenje je počasno raztezanje napete žice, ki je tem večje, čim višje je žica napeta nad resnično mejo elastičnosti. Ta meja pa leži še pod »tehnično« mejo elastičnosti, ki je po DIN podana z 0,01 0/0 trajnega raztezka.

Za merjenje padca napetosti so znane direktne meritve ali pa posredna ocena iz preizkusov na lezenje.

Nemci npr. se poslužujejo in predpisujejo meritve lezenja, ki se opravljajo pri konstantni obremenitvi, s trajanjem poskusa 1000 ur. Postavili so pojem »meje lezenja« (Kriechgrenze), ki je definirana kot tista napetost, pri kateri preizkušane od 6. minute po nanoseni obremenitvi do 1000. ure pokaže zlezek (raztezek), ki znaša največ 3 0/0 od onega, ki ga odčitamo na s-e diagramu pri isti sili (DIN 4227). Bistveno pri tem je, da je pri obremenjevanju do meje lezenja relaksacija nizka, največ 4 kg/mm². Meja lezenja leži pri nemških in avstrijskih žicah pri ca. 70 0/0 od 0,2 meje npr. tvrdka Felten & Guilleanne navaja za svojo žico ϕ 5 mm min. mejo lezenja 110 kg/mm² ob min. 0,2 meji 155 kg/mm² in trdnosti 175 kg/mm², za žico ϕ 2,5 mm pa mejo lezenja min. 125 kg/mm² ob min. 0,2 meji 170 kg/mm² in trdnosti 190 kg/mm². Če torej napremo nemške žice do meje lezenja, lahko računamo z gori navedeno nizko relaksacijo.

Ko smo kontrolirali avstrijsko žico ϕ 5 mm, smo ugotovili mejo lezenja 117 kg/mm², medtem ko je bila 0,2 meja 166 kg/mm², trdnost pa 183 kg/mm².

Iz navedenega je razvidno, da je majhna relaksacija dosegljiva le pri dokaj nizkem napetju (70 0/0 $s_{0,2}$) in bo torej višje napetje, kot ga dovoljujejo naši predpisi, dalo večjo relaksacijo.

Iz zlezkov, ki jih merimo pri poskusih lezenja, moremo približno izračunati relaksacijo, če zlezek (izražen v mm/mm) pomnožimo z modulom elastičnosti.

Meritve lezenja, ki smo jih opravili na domači žici po nemških predpisih, dajejo naslednje vrednosti relaksacije (po gornjem preračunu):

Vlečna žica ϕ 5 mm

Vzorec št.	0,2 meja kg/mm ²	Začetna napetost		Relaksacija 1000 ur kg/mm ²
		kg/mm ²	v 0/0 $s_{0,2}$	
1	144	87	60	4,4
2	125	100	80	5,4
3	144	101	70	5,6
4	129	103	80	6,2
5	132	105	80	6,2
6	144	115	80	6,4
7	149	120	80	7,2
8	153	122	80	8,0

Čeprav je gornji izračun približen, vendar navedeni rezultati lahko služijo za informacijo. Iz njih je razvidno, da napetje na isti 0/0 0,2 meje ne daje enake relaksacije, temveč da ta narašča z absolutno višino obremenitve.

Napuščena žica ϕ 5 mm je pokazala naslednje:

Vzorec	0,2 meja	Začetna napetost	Relaksacija
1	174,6	122	70 0/0
2	173,4	104	60 0/0

Rezultati so podobni onim za vlečeno žico.

Pri teh rezultatih je treba še opozoriti, da se zlezek meri šele od 6. minute po napetju, zaradi česar so rezultati končnega zlezka oziroma relaksacije nižji.

Direktno merjenje relaksacije

Dežele, ki dovoljujejo višje napenjanje žice kot npr. Francija, predpisujejo direktno merjenje relaksacije. Znana sta v glavnem 2 načina, od katerih eden, ki smo ga uvedli pri nas, temelji na principu merjenja frekvence vibrirajoče napete žice (aparati za merjenje je tako imenovani tenzometer na struno). Na isti način izvajajo meritve npr. v pariškem gradbenem inštitutu. Preizkus traja običajno 1000 ur in se opravlja pri konstantni dolžini žice.

Pri vseh načinih merjenja je važno, da obremenitev žice izvedemo v določenem času, kajti medtem ko se z obremenjevanjem bližamo želeni napetosti, žica že leze in utрпи del relaksacije. Predpisi o tem pa zopet niso enotni. Francozi se npr. poslužujejo načina predhodne kratke nadobremenitve (ca. 2'), nato uravnajo obremenitev na ono, pri kateri žele določiti relaksacijo in šele od tega trenutka dalje merijo. S tem so del relaksacije odstranili in je padec do 1000 ure manjši. Belgijci prav tako nadnapenjajo: v teku 1 minute nanesejo obremenitev 80 0/0 trdnosti, počakajo 5', znižajo obremenitev na 70 0/0 trdnosti (v 1') in merijo od tega trenutka dalje. Na ta način se zmanjša končni rezultat za nekaj kg/mm². Angleži obremenjujejo ca. 2' in začno meriti takoj po nanoseni obremenitvi.

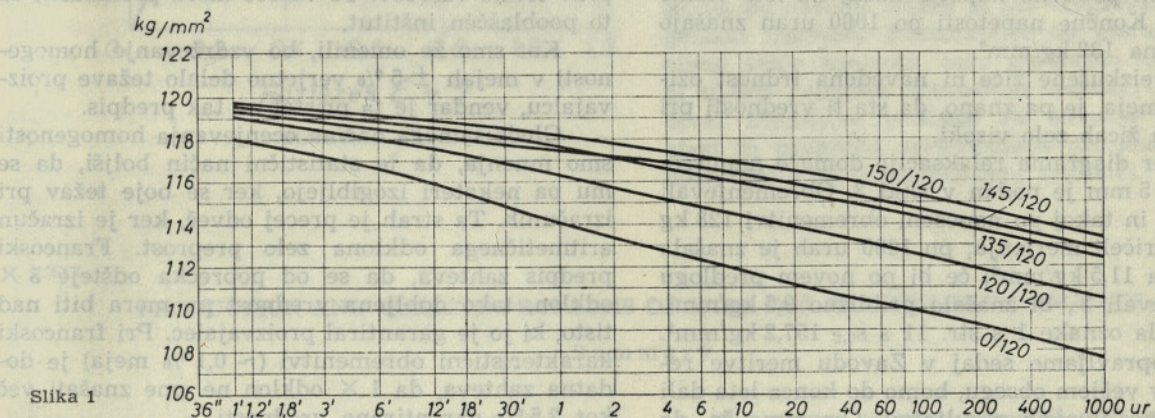
Po domačem novem predlogu naj se opravljajo meritve tako, da se nanese obremenitev v ca. 3' in trenutek, ko je predvidena napetost dosežena, se smatra kot začetek preizkusa, ki naj traja do stabilizacije relaksacije; to pomeni tako dolgo, da v teku 3 zaporednih dni ni več opaziti padanja napetosti, kar bo s 1000-urnim poskusom doseženo. Poskuse je treba opravljati pri dovoljeni začetni napetosti, kar je po naših predpisih 80 % $s_{0,2}$.

Po domačem predpisu za izvedbo poskusa moramo verjetno pričakovati večjo relaksacijo kot npr. po belgijskem ali francoskem, ker ne delamo z nadobremenitvijo.

Prvi rezultati domačih meritev relaksacije so dali na napuščeni žici ϕ 5 mm:

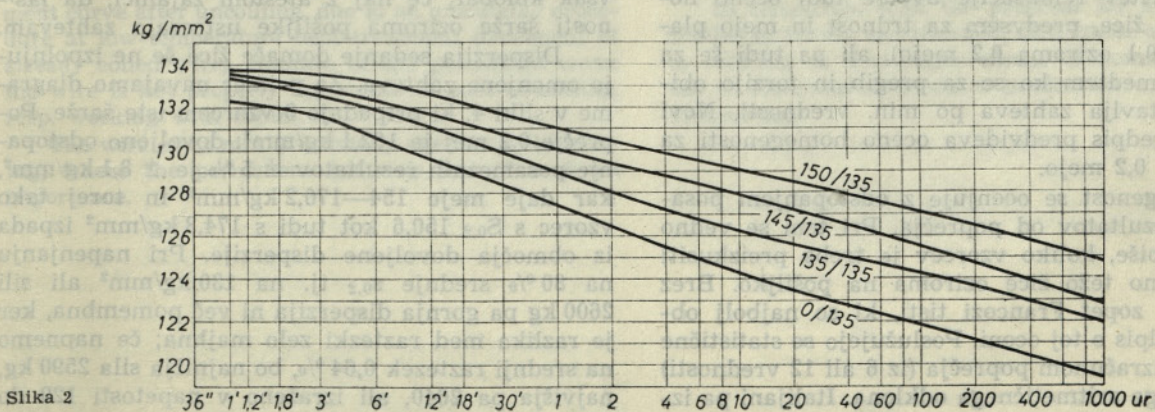
Žica	$s_{0,2}$	Začetna napetost		Relaksacija 1000 ur
	kg/mm ²	kg/mm ²	v % $s_{0,2}$	
1	157,2	128	~ 80 %	9,5
2	179,7	143,7	80 %	12,0

Višja absolutna napetost daje zopet večjo relaksacijo.



Slika 1

Poskus z 2 vzorcema ϕ 5mm napuščene žice, ki smo ju prejeli od Gradisa in od katerih je bil 1 vzorec ravnane na gradbišču, drugi pa ne, je dal dolnje rezultate. Napenjali smo tako kot dela Gradis v praksi tj. najprej smo napeli na 135 kg/mm², počakali 2 minuti in nato napeli na 130 kg/mm² ter po tem začeli merjenje (od 3. minute dalje):



Slika 2

Vzorec	$s_{0,2}$ kg/mm ²	Začetna napetost kg/mm ²		Relaksacija 1000 ur kg/mm ²
ravnana	147,3	135/2'	130	92/89 % 15,2
neravn.	151,3	135/2'	130	89/86 % 13,3

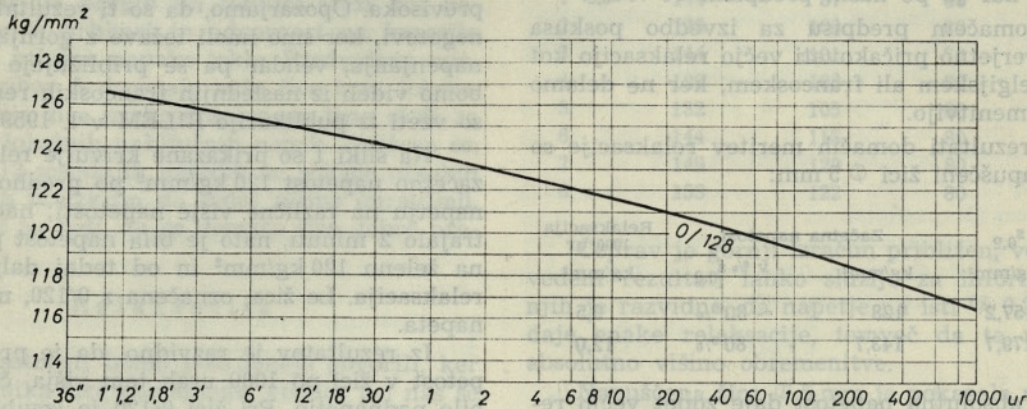
Ravnanje je v tem primeru le malo znižalo 0,2 mejo, relaksacija je pa večja za ravnano žico. Začetna napetost 130 kg/mm² je po naših predpisih previsoka. Opozarjamo, da so ti rezultati še precej negotovi, ker smo imeli težave z gornjim načinom napenjanja, vendar pa se približujejo tujim, kot bomo videli iz naslednjih francoskih rezultatov, ki so vzeti iz publikacije RILEM v l. 1959.

Na sliki 1 so prikazane krivulje relaksacije za začetno napetost 120 kg/mm² po predhodnem nadnapetju na različne višje napetosti; nadnapetje je trajalo 2 minuti, nato je bila napetost postavljena na želeno 120 kg/mm² in od tedaj dalje merjena relaksacija. Le žica, označena z 0/120, ni bila nadnapeta.

IZ rezultatov je razvidno, da je preostala napetost v žici po 1000 urah tem višja, čim višje je bilo nadnapetje. Pri žici 0/120 je izguba napetosti

znašala 12,5 kg/mm² in je bila torej preostala napetost na koncu poskusa 107,5 kg/mm²; pri nadnapetju npr. na 150 kg/mm² je bila izguba le 7 kg/mm² in je preostala napetost znašala 113 kg na mm². Za časa kratkotrajnega nadnapetja se torej že opravi del relaksacije in je potem končna relaksacija manjša.

Slika 2 kaže krivulje za začetno napetost 135 kg/mm²; brez nadnapenjanja znaša relaksacija 15,5 kg/mm², z nadnapetjem na 150 kg/mm² pa le ca. 10 kg/mm² in so preostale napetosti v žici na koncu poskusa 119,5 oziroma 125 kg/mm². Enake grafike navajajo še za začetno napetje na 145 in 150 kg/mm², kjer pa ni uporabljeno nadnapetje, temveč le napetje na 145 ali 150 kg/mm², čakanje



Slika 3

2 minuti in ponovno napetje nazaj na iste višine napetosti. Končne napetosti po 1000 urah znašajo 128 oziroma 132 kg/mm².

Za preizkušene žice ni navedena trdnost oziroma 0,2 meja, je pa znano, da sta ti vrednosti pri francoskih žicah zelo visoki.

Primer diagrama relaksacije domače napuščene žice ϕ 5 mm je podan v sliki 3. Obremenjevali smo ca. 1' in takoj po nanoseni obremenitvi 128 kg na mm² pričeli merjenja; po 1000 urah je znašala relaksacija 11,5 kg/mm²; če bi po novem predlogu obremenjevali 3', bi znašala približno 9,5 kg/mm². Žica je bila oznake 1 s str. 11 s $s_{0,2}$ 157,2 kg/mm².

Ker opravljamo sedaj v Zavodu meritve relaksacije v večjem obsegu, bomo do konca leta dali več in zanesljivejših rezultatov. Omenimo še, da novi predlog predpisov ne predpisuje neke številčne vrednosti za relaksacijo, temveč le zahteva, da se navede, koliko znaša.

Homogenost lastnosti

Dežele, ki visoko napenjajo žico (Francija, Italija), ki jo hočejo torej čim bolj izkoristiti, so razen meritev relaksacije uvedle tudi oceno homogenosti žice, predvsem za trdnost in mejo plastičnosti (0,1 oziroma 0,2 meja), ali pa tudi še za raztezek, medtem ko se za pregib in torzijo običajno postavlja zahteva po min. vrednosti. Novi domači predpis predvideva oceno homogenosti za trdnost in 0,2 mejo.

Homogenost se ocenjuje z odstopanjem posameznih rezultatov od poprečja. Pri tem se vedno tudi predpiše, koliko vzorcev je treba preizkusiti na določeno težo žice oziroma na pošiljko. Brez dvoma so zopet Francozi tisti, ki so najbolj obdelali predpis o tej oceni. Poslužujejo se statistične metode z izračunom poprečja (iz 6 ali 12 vrednosti) in srednjega aritmetičnega odklona. Italijani pa iz-

računavajo popreček in dovoljujejo odstopanje posameznih vrednosti za $\pm 5\%$, kar je sprejeto tudi v naših novih predpisih. Naš predpis predvideva, da se na 10 t žice, ki je izdelana iz iste šarže jekla, izbere 6 kolobarjev za prevzemni preizkus in iz obeh strani kolobarjev odvzame po 1 vzorec; skupno število vzorcev je torej 12; če je dobavljena količina iste šarže manjša kot 10 t, je treba odvzeti

prav toliko vzorcev. Te vzorce mora preizkusiti za to pooblaščen inštitut.

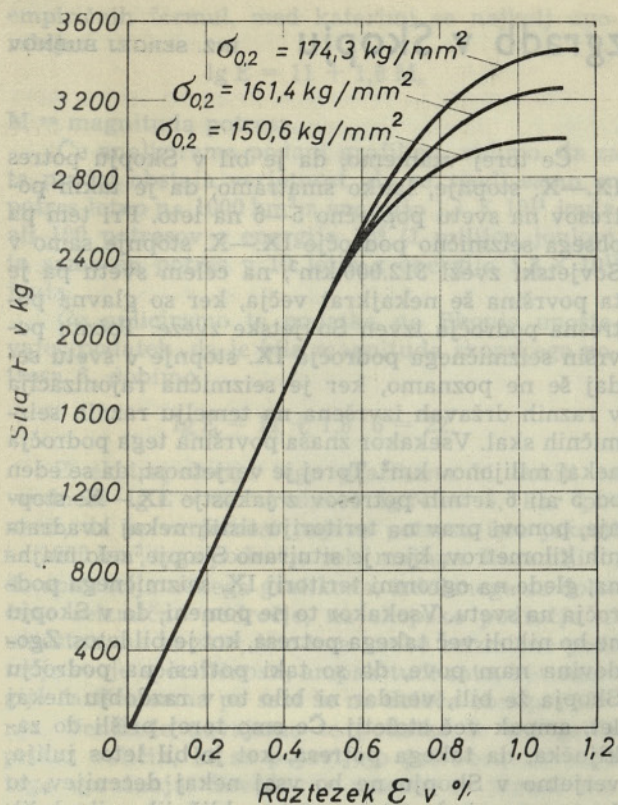
Kot smo že omenili, bo vzdrževanje homogenosti v mejah $\pm 5\%$ verjetno delalo težave proizvajalcu, vendar je ta pristal na tak predpis.

Glede samega načina ocenjevanja homogenosti smo mnenja, da je statistični način boljši, da se mu pa nekateri izogibljejo, ker se boje težav pri izračunih. Ta strah je precej odveč, ker je izračun aritmetičnega odklona zelo preprost. Francoski predpis zahteva, da se od poprečka odšteje $3 \times$ odklon, tako dobljena vrednost pa mora biti nad tisto, ki jo je garantiral proizvajalec. Pri francoski karakteristični obremenitvi ($\sim 0,1\%$ meja) je dodatna zahteva, da $1 \times$ odklon ne sme znašati več kot $2,5\%$ garantirane vrednosti.

V mejah poprečje $\pm 3 \times$ aritmetični odklon leži ca. 95% vseh možnih vrednosti, torej tudi tistih kolobarjev, ki jih nismo preizkusili. Prednost je torej v tem, da iz omejenega števila vzorcev, ki smo jih vzeli iz kolobarjev neke šarže, sklepamo na praktično vse kolobarje.

Posebno priporočljiva bi bila statistična metoda za proizvajalca, ki mora sicer preizkušati vsak kolobar, če naj z atestom zajamči, da lastnosti šarže oziroma pošiljke ustrezajo zahtevam.

Disperzija sedanje domače žice še ne izpolnjuje omenjene zahteve. Za primer navajamo diagrame v sliki 4, ki pripadajo 3 vzorcem iste šarže. Poprečje 0,2 mej je 162,1 kg/mm²; dovoljeno odstopanje posameznih rezultatov $\pm 5\%$ je $\pm 8,1$ kg/mm², kar daje meje 154–170,2 kg/mm² in torej tako vzorec s $S_{0,2}$ 150,6 kot tudi s 174,3 kg/mm² izpada iz območja dovoljene disperzije. Pri napenjanju na 80% srednje $s_{0,2}$ tj. na 130 kg/mm² ali sili 2600 kg pa gornja disperzija ni več pomembna, ker je razlika med raztezki zelo majhna; če napnemo na srednji raztezek $0,64\%$, bo najnižja sila 2590 kg, najvišja pa 2640, ali izraženo v napetosti 129 do



Slika 4

N. EXEL

PRODUCTION AND QUALITY PROBLEMS OF WIRE FOR PRESTRESSED CONCRETE

Summary

The paper deals briefly with the production and quality problems of home-made wire for prestressed concrete and with the Yugoslav properties specification for that wire.

At present only 2 dimensions of wire are home-made: 2,5 mm and 5,0 mm diameter. The wire of 5 mm diameter is delivered as stress-relieved in coils of 1,5 m diameter, the wire of 2,5 mm is delivered in as drawn condition and coils of 60 cm diameter.

The main deficiency of the 5 mm wire is a permanent curve after uncoiling, due to an unsuitable procedure at low-temperature heat-treatment (treatment of already coiled wire). Because of the permanent curve the wire is not properly applicable to post-tensioning, resp. working with cables.

The wire of 2,5 mm is normally used in pretensioning, where the permanent curve is not of such an importance.

132 kg/mm². Tak ugoden primer imamo, ker je modul elastičnosti teh žic enak (~20,500) in je torej diagram skoro do višine napenjalne sile skupen za vse žice. V takem primeru torej disperzija na nivoju 0,2 mej ni odločilna. Novi predlog predpisov še ni dokončen in ne bo izdan kot standard, temveč kot »uputstva«, zato predvidevamo, da so možne po nekem času še spremembe, če se pokažejo potrebne.

Končno naj še omenimo, da novi predlog tudi zahteva, da mora biti žica po odvijanju s kolobarjev ravna, oziroma da mora proizvajalec izrecno navesti, če ni ravna, ker se jo more potem uporabiti le za določene namene.

4. Zaključek

Na kratko bi mogli reči, da je glavni problem sedanje jeseniške žice prevelika ukrivljenost po odvijanju s kolobarjev, predvsem pri napuščeni žici Φ 5 mm, ki je zaradi tega praktično ne moremo uporabiti za delo s kabli. Tega problema proizvajalec brez investicij za potrebne peči ne more rešiti. Glede na novi predlog predpisov smatramo še, da bo nastala težava le pri vzdrževanju homogenosti lastnosti. Proizvajalec bo moral povečati obseg svoje kontrole, tako medfazne kot končne, in uvesti primerne statistične metode, da bo dobival zanesljive podlage za obvezni tovarniški atest in preprečil presenečenja pri kontroli lastnosti žice v za to pooblaščenih ustanovih.

With regard to other properties the wires satisfy the present specification. As this specification is already out of date, a new proposal has been made that involves beside others the estimation of homogeneity in strength properties and relaxation measurements.

The relaxation tests on 5 mm wire carried out in Research Institute for Materials and Structures in Ljubljana, on the principle of measuring the tension by means of a vibrating string apparatus, have given similar results as those on foreign wires of the same type.

In connection with the proposal for homogeneity, similar to Italian specification, difficulties are expected in reaching it. For improvement of homogeneity the use of statistical methods in production control is recommended.

Problemi obnove poškodovanih zgradb v Skopju

INŽ. SERGEJ BUBNOV

DK 624.059.25 (Skopje)

Pri obravnavanju vprašanja o obnovi poškodovanih zgradb v Skopju se po navadi srečamo z dvema stališčema:

prvo: poškodovane zgradbe je treba obnoviti tako, da bodo imele po obnovitvi večjo nosilnost, kot so jo imele pred potresom, oziroma da bi bile po obnovitvi v stanju prevzeti obremenitev morebitnega potresa iste jakosti;

drugo: poškodovane zgradbe je treba samo popraviti, brez ozira na možnost okrepitve celotne konstrukcije stavbe, nove zgradbe pa graditi tako, da lahko prenesejo potres.

Ta dva aspekta se obravnavata v glavnem samo z gradbeno-tehničnega gledišča, medtem ko je treba ves ta problem tretirati ob istočasnem upoštevanju naslednjih komponent: seizmološke, ekonomske, gradbeno-tehnične in socialne.

Seizmološka komponenta

Kadar govorimo o obnovi poškodovanih zgradb, mislimo vedno na možnost novega potresa, ki bi se lahko primeril na istem mestu in bi bil toliko močan kot potres, ki ga je Skopje pretrpelo v juliju. Ko mislimo na to možnost, imamo občutek, da se lahko to zgodi vsak hip ali morda prihodnje dni, v prihodnjih mesecih ali letih. Ljudje, ki so potres doživeli, imajo občutek, da se lahko katastrofa spet ponovi danes ali jutri in zato dostikrat nimajo poguma, da bi šli v stavbe, tudi če so le malo poškodovane. Ljudje, ki potres niso doživeli, in to so v glavnem gradbeniki, ki delajo na obnovi, računajo s tako možnostjo v daljših časovnih periodah, morda v prihodnjih letih, in temu občutku prilagajajo svoje poglede na konkretne ukrepe pri obnavljanju poškodovanih zgradb.

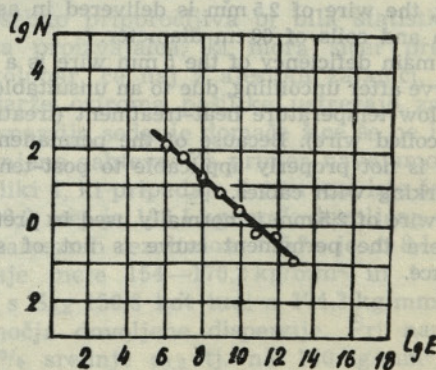
Toda niti eno niti drugo gledišče ni pravilno, ker temeljita obe na izključno emocionalnih elementih. Če hočemo znanstveno-tehnično obravnavati problem obnove poškodovanih zgradb v Skopju, moramo pred vsem drugim poiskati podatke iz inženirske seizmologije o verjetnosti ponovnega potresa na določenih teritorijih. Temu vprašanju so bile posvečene številne publikacije in naj navedemo samo nekaj najosnovnejših podatkov o tem problemu.

Poprečno število potresov v vsem svetu znaša letno:

Jakost v stopnjah MCS	Število potresov v enem letu
X.	3
IX.	11
VIII.	80
VII.	400
VI.	1300

Če torej vzamemo, da je bil v Skopju potres IX.—X. stopnje, lahko smatramo, da je takih potresov na svetu poprečno 5—6 na leto. Pri tem pa obsega seizmično področje IX.—X. stopnje samo v Sovjetski zvezi 312.000 km², na celem svetu pa je ta površina še nekajkrat večja, ker so glavna potresna področja izven Sovjetske zveze. Točnih površin seizmičnega področja IX. stopnje v svetu sedaj še ne poznamo, ker je seizmična rajonizacija v raznih državah izvršena na temelju raznih seizmičnih skal. Vsekakor znaša površina tega področja nekaj milijonov km². Torej je verjetnost, da se eden od 5 ali 6 letnih potresov z jakostjo IX.—X. stopnje, ponovi prav na teritoriju tistih nekaj kvadratnih kilometrov, kjer je situirano Skopje, zelo majhna, glede na ogromni teritorij IX. seizmičnega področja na svetu. Vsekakor to ne pomeni, da v Skopju ne bo nikoli več takega potresa, kot je bil letos. Zgodovina nam pove, da so taki potresi na področju Skopja že bili, vendar ni bilo to v razdobju nekaj let, ampak več stoletij. Če smo torej prišli do zaključka, da takega potresa, kot je bil letos julija, verjetno v Skopju ne bo vsaj nekaj decenijev, to še ne pomeni, da v tem mestu v bližnjih prihodnjih letih sploh ne bo nikakih potresov. Prav nasprotno; obstaja določeno razmerje med pogostnostjo potresov in energijo potresnih žarišč za posamezna potresna področja. To razmerje, prikazano v logaritmičnih enotah, se približuje premi črti. Ti podatki obsegajo potrese z različnimi žarišči in se ne nanašajo na manjše potrese, ki nastajajo ob umirjevanju tal po močnejšem potresu. Po potresu IX.—X. stopnje lahko v prihodnjih nekaj mesecih pričakujemo več manjših potresov, od katerih lahko posamezni dosežejo tudi jakost VI.—VII. stopnje.

Na določenem potresnem območju v ZSSR so bila opravljena opazovanja v teku 50 let in na podlagi ugotovljenih rezultatov je bil postavljen naslednji grafikon razmerja med pogostnostjo potresa N in energijo žarišča E.



Pri tem pomeni N število potresov v enem letu na 1000 km², in E energijo žarišča, izračunano v joulih. Za določanje energije žarišča je v svetu več

empiričnih formul, med katerimi se najbolj uporabljajo:

$$\lg E = 11 + 1,8 M,$$

M = magnituda potresa.

Če analiziramo podani grafikoni, vidimo, da za ta predel obstaja verjetnost, da se zgodi samo en potres letno na 1000 km^2 z energijo $1,1 \times 10^{11}$ joula, ali 100 potresov z energijo 10^6 (1 milijon joulov), in samo en potres v 10 letih z energijo $1,3 \times 10^{13}$ joula.

Če apliciramo te podatke na Skopje upoštevajoč podatek, da je bila magnituda skopskega potresa 6, dobimo

$$\lg E = 11 + 1,8 \cdot 6 = 22.$$

Z ekstrapolacijo tega grafikona bi dobili za vrednost $\lg E = 22$ vrednost $\lg N = -5$, kar pomeni, da je verjetnost pojave potresa iste jakosti na 1000 km^2 tega področja zelo majhna. Razumljivo, da aplikacija nekega grafikona, izdelanega za določeno seizmično področje, na skopsko področje ni umestna, ne le zato, ker ima vsako seizmično področje svoje specifičnosti, ampak tudi zato, ker energija žarišča sama po sebi še ne določa obsega rušenja. Vendarle navajamo te podatke le kot grobi prikaz veličin, ki se pojavljajo pri obravnavanju tega vprašanja. Seveda ne smemo to jemati kot točno formulo, ker pri teh pojavih vedno obstajajo izjeme.

Glede na to, da je Skopje potresno področje visoke stopnje, je grafikon pogostnosti vsekakor neugodnejši od zgoraj prikazanega, ki se nanaša na področje VIII. stopnje.

V nekaj letih, ko bomo imeli na razpolago dovolj seizmičnih podatkov, bomo lahko postavili grafikon pogostnosti tudi za naše predele, vključno s Skopjem, za sedaj pa moramo uporabiti analogne rezultate, ki jih je dovolj v tuji strokovni literaturi. Ti podatki nas bodo vsekakor prepričali, da stavbe v Skopju, ki jih sedaj obnavljamo, v času svojega trajanja verjetno ne bodo izpostavljene učinku takega potresa, kot je bil letos v Skopju. Če bi prišlo do novega potresa, potem je ujemanje epicentra novega potresa z epicentrom julijskega potresa praktično nemogoče, a potres z drugim epicentrom bi vsekakor drugače vplival na stavbe, ne samo zaradi drugih smeri širjenja potresnih valov, ampak tudi zaradi drugačnih pospeškov in drugačnih period nihanja tal. V bližini epicentra vedno prevladujejo kratke periode nihanja (0,25 do 0,35 sek.), ki ustrezajo lastni frekvenci nižjih zgradb, kar je vzrok, da prihaja pri takih zgradbah do resonance, ki znatno povečuje potresne obremenitve in lahko privede zgradbo do rušenja.

Pri potresih z oddaljenim epicentrom se nihajne amplitude povečajo in dosežejo periode nihanja vrednost 1,0 do 2,0 sek., kar ustreza lastni frekvenci visokih in vitkih zgradb, ki lahko v tem primeru padejo v resonanco s potresom. Seveda so pri tem važni tudi pospeški gibanja tal, ki so odvisni od oddaljenosti epicentra, magnitude in drugih geo-

loško-tektonskih karakteristik potresa. Glede na vse to lahko z gotovostjo sklepamo, da tak potres kot je bil v Skopju, z istimi seizmičnimi karakteristikami, ne more več biti, zato tudi ni utemeljeno sedaj usposabljanje stavbe v Skopju za prevzem obremenitev prav takega potresa, ampak jih je treba sanirati glede na neki idealni potres, s karakteristikami, kot jih predvidevajo predpisi za dimenzioniranje objektov v takih predelih.

Drugi faktor, s katerim moramo računati pri obravnavanju obnove zgradb v Skopju, je vprašanje seizmične mikrorajonizacije skopskega področja. Znano je, da lahko geološka struktura nosilnih tal znatno vpliva na velikost potresnih obremenitev. Velikost seizmičnih sil se lahko spremeni tudi za 100 % na istem seizmičnem področju v odvisnosti od geološke strukture terena na mestu, kjer zgradba stoji. Zdaj se v Skopju opravljajo obsežne preiskave terena z globokim sondiranjem, z namenom določitve geološke strukture zgornjih slojev zemljišč in nivoja podzemne vode na posameznih krajih mesta. Geološke podatke bomo kmalu imeli na razpolago, samo je vprašanje, ali bomo sposobni te geološke podatke pravilno oceniti in jih spremeniti v številke, potrebne statikom za dimenzioniranje nosilnih konstrukcij zgradb. Za tako oceno je potrebno sodelovanje izkušenih statikov-seizmologov, kakršnih praktično v naši državi ni. Zato bomo verjetno morali za to delo poklicati strokovnjake iz inozemstva, čeprav bomo lahko okvirne zaključke napravili tudi sami. Ko bomo razpolagali s temi podatki, bomo lahko določili, v katerih predelih mesta je treba opraviti obnovo zgradb posebno solidno z event. ojačitvijo nosilne konstrukcije, in kje je treba zgradbe samo popraviti in vrniti v prejšnje stanje glede na ugodnejše karakteristike nosilnih tal.

Gradbeno-tehnične in ekonomske komponente

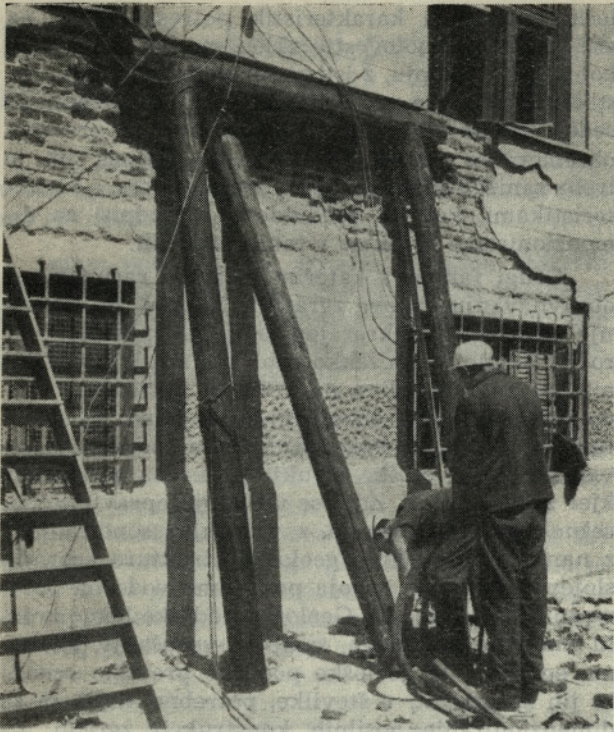
Obnova zgradb se lahko izvršuje glede na dve zahtevi:

— popraviti zgradbo tako, da bi bila sposobna prenesti predpisane vertikalne obremenitve z ustreznim faktorjem varnosti, in da bi bila uporabna glede na termično-izolacijske zahteve;

— popraviti zgradbo tako, da bi bila razen zgornjih zahtev sposobna prevzeti še horizontalno potresno obremenitev, v smislu novih predpisov za dimenzioniranje objektov na potresnih območjih.

Da bi zadostili prvi zahtevi, je v glavnem potrebno postaviti zgradbo v prejšnje stanje. Pri takem postopku bi obstajala obnova predvsem v naslednjih primerih:

- popravilo strehe in dimnikov,
- injektiranje razpok,
- zamenjava posameznih zidov ali delov zidov,
- omaltanje poškodovanih zidov in stropov,



Podpiranje stavbe pred pričetkom obnove

- zamenjava in popravilo gradbeno-mizarskih izdelkov,
- popravilo notranjih instalacij.

Če bi hoteli zadostiti drugi zahtevi, pa postane obnova zgradbe dosti težja in kompliciranejša. Tu ne bi mogli navajati neke določene smeri za ta postopek, ker zahteva taka rekonstrukcija zgradb detajlno preučitev vsakega posameznega primera. Taka preučitev bi morala obsegati naslednje elemente:

a) preučevanje tehniške dokumentacije za predmetno stavbo (projekt, statični elaborati, izvedbeni materiali, gradbena knjiga itd.),

b) konstatacija stanja, v katerem je sedaj stavba (obseg poškodovanosti nosilnih konstrukcij in materiala),

c) izdelava projekta za obnovo in ojačitev zgradbe, in sicer uporabljajoč po potrebi naslednje operativne prijeme:

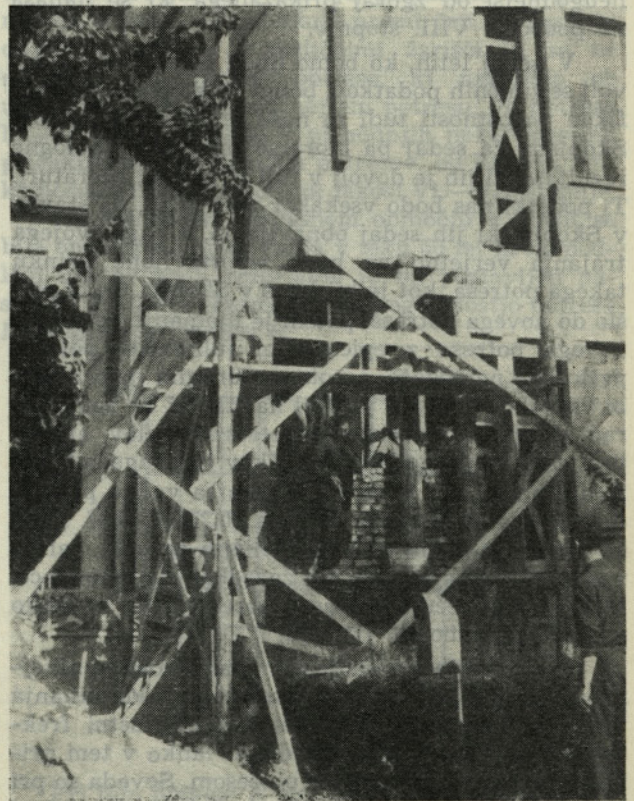
- injiciranje nosilnih zidov s cementno malto,
- zamenjava zidov in medokenskih slopov z močnejšimi zidovi v podaljšani ali cementni malti,
- zazidavanje posameznih odprtih v nosilnih zidovih,
- izdelava novih zidov (prečnih ali vzdolžnih), da bi se stavba ojačila enako v obe smeri,
- zazidavanje celotne etaže (pritličja) z betonskim zidom,
- izdelava nosilnega armirano-betonskega jedra znotraj zgradbe,

— izdelava sidrišča zunaj zgradbe v obliki armirano-betonskih blokov ali drugih konstrukcij.

Vsi ti prijemi so seveda dragi in lahko samo konkretni projekt sanacije prikaže stvarno ceno stroškov take obnove. Ekonomski in socialni faktorji bodo odločili, če je taka obnova upravičena ali ne. Pri tem je treba tudi računati, da pušča celo najskrbnejša obnova stavbe odprto vprašanje, kako bi se stavba obnašala ob novem, enako močnem potresu. Imeti moramo v vidu, da so stavbe, ki imajo lastno periodo nihanja 0,20 do 0,30 sek., v toku potresa, ki je trajal 15 sekund, zanihale 50 do 70-krat v obe smeri, kar je izzvalo velike notranje napetosti, ki so v pomembnih delih zgradbe privedle do drobljenja materiala, zlasti malte. Ves ta material zamenjati z novim je seveda težavno in drago, če pa ga pustimo v stavbi, je vprašanje, koliko nihanja bi taka stavba še lahko prenesla. Ali je ekonomično obnavljati tako stavbo takoj glede na potres IX. stopnje, za katerega je verjetnost, da se ponovi šele čez nekaj sto let, ko vendar taka obnova terja mnogo časa in mnogo sredstev, obenem pa deset tisoči prebivalcev Skopja čakajo, da čim hitreje dobijo predvsem suho in toplo bivališče.

Socialne komponente

Po potresu v Skopju je na deset tisoče prebivalcev ostalo brez strehe, bodisi da so se zgradbe, v katerih so prebivali, popolnoma porušile, ali pa



Podzidava poškodovanega vogala stavbe z novim zidom



Obnova pritličja
stanovanjskega bloka

so bile toliko poškodovane, da niso bile več uporabne za bivanje — gledano objektivno, glede na obseg poškodb, ali gledano subjektivno z očmi prebivalcev Skopja, glede na nevarnost novega potresa. Večina teh prebivalcev živi sedaj pod šotori, odkoder se morajo čimprej umakniti, ker prihajajo dež, mraz in poplave.

Te ljudi je namestiti v stavbe aličasne zgradbe, ki ustrezajo tehničnim in higienskim zahtevam bivanja, obenem pa morajo biti toliko solidne, da bodo imeli stanovalci v njih občutek varnosti, ki bo temeljil na spoznanju, da je zgradba toliko močna, da zdrži potres, ki bi se lahko realno primeril v prihodnjih letih. Takih stavb je treba zgraditi v Skopju čim več in čimprej.

Če poskušamo upoštevati istočasno vse zgornje komponente, bi morali biti temeljni pravci obnavljanja poškodovanih stavb v Skopju naslednji:

— v prvi etapi je treba obnoviti čimprej in čim več zgradb tako, da bodo uporabne za bivanje in obenem izvršiti tudi tako ojačenje zgradb, ki ne zahteva velikih rekonstrukcij. Ojačitev se lahko doseže s povečanjem debeline zidov tam, kjer jih je treba zamenjati, z uporabo boljše malte (podaljšane ali cementne) in boljše opeke. Na ta način bomo zadostili socialnim zahtevam, da se usposobi čimprej čim več stanovanj, hkrati pa bodo stanovalci dobili varnejše in močnejše stavbe. Ne moremo zagotovo trditi, če bodo te zgradbe, ki bi bile v

stanu prevzeti obremenitev takega potresa, kot je bil letos julija, poleg tega to niti ni potrebno, glede na prej navedene seizmične podatke o verjetnosti novega potresa;

— v drugi etapi je treba za bolj poškodovane zgradbe izdelati projekte za obnovo in se na temelju podrobnega predračuna stroškov odločiti, ali je umestno tako zgradbo z obsežno rekonstrukcijo usposobiti za prevzem idealnega potresa IX. stopnje, ali pa rajši zgraditi novo zgradbo z isto nosilnostjo. Lahko se sprejme tudi delna rešitev, da se takšne zgradbe samo ojačijo kot prej navedene zgradbe, s tem, da se tudi te zgradbe kasneje normalno uporabljajo kot stanovanja ali javne zgradbe (pisarne, trgovine), v katerih je manjša potresna nevarnost, ker se uporabljajo samo podnevi, in se lahko v primeru potresa hitro evakuirajo.

V nekaterih državah je bila po katastrofalnih potresih ta druga etapa večjih rekonstrukcij in ojačitev nosilnosti zgradb pač planirana, toda nikoli realizirana, ker so smatrali, da se lahko glede na majhno verjetnost ponovnega katastrofalnega potresa sprejme tudi minimalni rizik, ki se pojavlja v primeru, če se take zgradbe uporabljajo.

Končno odločitev o uporabnosti popravljenih, toda ne ojačenih zgradb v prihodnjih letih bomo lahko sprejeli šele glede na celotno perspektivo razvoja Skopja v prihodnjih letih, ki bo razvidna pač čez določen čas.

S. BUBNOV:

PROBLEMS OF REPAIRING THE DAMAGED BUILDINGS IN SKOPJE

Summary

There are two possibilities how to repair the damaged buildings in Skopje:

1. the damaged buildings are to be repaired only and restored to the original state,

2. the buildings are to be repaired so that they would be able to bear a repeated IX MCS degree earthquake.

In solving the question how to repair the buildings, simultaneously the seismological, building-technical and social circumstances are to be taken into consideration. The earth-quake frequency data show that the possibility of a repeated earth-quake in the nearest future is a minimal one. The beginning of winter demands as quick as possible the restoring of the damaged buildings because the people cannot spend the win-

ter in tents. With regard to this fact the repair works of the damaged buildings would be advisable, the buildings being reinforced at the same time (with better quality of materials, better wall compactness and steel reinforcements). Thus the people get not only repaired but also reinforced buildings at their disposal.

In later phase, in the following years the possibilities how to reinforce the damaged buildings with respect to the earth-quake effect of IX MCS degree would have to be studied thoroughly. These reinforcements shall have to be made on the basis of previous adequate technical documentation. However, such constructions shall have to be economically justified in comparison with the new constructed earth-quake resistant buildings.

mnenje in kritika**Moji vtisi s seminarja za prednapeti beton**

Ce je smisel seminarja za prednapeti beton v tem, da prisotnim obrazloži: pojme, vsebino, teoretične osnove, računске metode, aplikacijo in načine aplikacije, in da vse to ponazori na izbranih realiziranih primerih, potem je nedvomno, da je seminar v Ljubljani v dneh 8. do 13. aprila letos popolnoma uspel. Program seminarja je bil v skladu z razporedom predavanj:

ponedeljek 8. aprila

od 9. do 10. ure: inž. S. Bubnov, Prednapeti beton v svetu in pri nas

od 10.30 do 13. ure: inž. S. Bubnov, Osnovni pojmi o prednapetem betonu

tokrek 9. aprila

od 8. do 9. ure: inž. R. Stepančič, Beton

od 9.30 do 11.30: inž. R. Stepančič, Malta za injiciranje

od 11.30 do 13. ure: inž. N. Exel, Jeklo za prednapenjanje

Ob 16. uri ogled Javnih skladišč in drugih zanimivih objektov v prednapetem betonu

sreda 10. aprila

od 8. do 9. ure: inž. S. Bubnov, Predpisi za dimenzioniranje prednapetega betona

od 9. do 9.45: inž. S. Bubnov, Primer dimenzioniranja prednapetega nosilca

od 10.15 do 11. ure: inž. S. Bubnov, isto

od 11. do 13. ure: dr. inž. S. Turk, Izgube prednapenjanja

četrtak 11. aprila

od 8. do 9.30: inž. L. Treppo, Sistemi sidranja kablov

od 9.30 do 10.30: dr. inž. S. Turk, Statični sistemi prednapetih konstrukcij

od 11. do 13. ure: inž. S. Skulj, Prefabricirani elementi

Ob 16. uri ogled betonarne G. P. Gradis

petek 12. aprila

od 8. do 9.30: inž. D. Farčnik, Mostovi

od 9.30 do 10.30: inž. I. Vodopivec, Ureditev gradbišča

od 11. do 12. ure: inž. S. Bubnov, Cevi, rezervoarji, zgradbe

od 12. do 13. ure: inž. S. Bubnov, Ekonomski pokazatelji

Bibliografija

Ob 15. uri odhod v Maribor

sobota 13. aprila

od 8.30 do 10.30: inž. B. Pipan, O realiziranih objektih v prednapetem betonu (Izvedbe G. P. Tehnogradnje Maribor)

od 10.30 do 12.30: Ogled gradbišča mostu iz prednapetega betona in tribune na igrišču »Branika«

Seminar je bil namenjen za udeležence srbskohrvatskega jezikovnega področja, ker je seminar v slovenskem jeziku že bil od 13. do 16. februarja letos v Ljubljani.

Kot je vidno iz razporeda, po katerem so potekala predavanja, predstavljajo izbrane teme repetitorij prednapetega betona, in sicer od osnovnega pojma do proračuna in aplikacije ter izvedbe objektov, vključujoč tudi tehnologijo betona in obdelavo lastnosti žic za prednapenjanje. Izbor tem in način, s katerim so bile podane, ilustrirata iskreno željo prireditelja, v tem primeru ZGIT Slovenije, da udeležence seminarja v celoti zadovolji. Ne oziraje se na to, s kakšnim poznavanjem problematike prednapetega betona so udeleženci prišli na seminar, so bila predavanja podana jasno in z vsemi potrebnimi pojasnili ter ilustracijami, kolikor je to v teku šestih dni mogoče doseči. Na ta način je seminar udeležencem nudil dragocena spoznanja, ki jim omogočajo, da se lotijo študija in aplikacije prednapetega betona v poljubnem obsegu.

Tovariše, ki so se s prednapetim betonom ukvarjali že poprej, je seminar in odgovori na njem informiral o detajlih, kolikor so jim bili doslej še nejasni. Za tiste, ki so se s to tematiko bavili le teoretično, je seminar podal praktične rešitve in jim na ta način omogočil vpogled v celotno materijo. Tiste, ki so prednapeti beton poznali le kot pojem, je seminar seznanil z njegovimi metodami in sistemi in jih tako usposobil za uporabo tega materiala v čisto določenem smislu. Slednjič v primeru, da je nekdo prvič slišal nekaj določnejšega o prednapetem betonu, je bil ta seminar posrečen kurz, ki omogoča, da se pojem prednapetega betona sprejme ne le kot teoretska možnost, pač pa kot praktično uporaben postopek. Vsem udeležencem je seminar omogočil, da lahko uporabljajo strokovno literaturo in dosejajo daleč večje uspehe kot v primeru, če k tej materiji pristopajo neposredno, tj. brez pomoči takega kurza. Torej: udeleženci so dobili povsem določena, teoretična in praktična spoznanja o prednapetem betonu.

Toda uspeh seminarja ni samo v tem. S spoznavanjem in osvetljevanjem pojmov, ki niti niso izključno področje prednapetega betona, so udeleženci obogatili svojo tehnično kulturo in znanje. Za ilustracijo navajam pojem vodocementnega faktorja. Pojmovan kot matematična karakteristika svežega betona, pri kateri se želi doseči določen rezultat, je v. c. faktor funkcija: peska, cementa, načina priprave in vgrajevanja cementne mase, temperature in drugih pogojev, pri katerih se beton izdeluje, vgrajuje in neguje. To znanstveno dejstvo je nedvomno poudarjeno. Njegova važnost je ogromna, ker mnogi menijo, da je v. c. faktor ozko odvisen parameter, nekateri pa ga imajo celo za konstanto.

Mislím, da ni potrebno komentirati vsako predavanje posebej. Povsem logično je, da ne morejo biti vsa predavanja enako zanimiva, tudi če jih podaja isti predavatelj. Prepričan sem, da so bila vsa predavanja enako važna, to se pravi enako srečno izbrana. Pojem interesantnosti nekega predavanja je vsekakor odvisen od materije, ki jo predavanje obravnava, od poslušalcev, katerim se predava, in seveda od načina predavanja. Mislím, da glede načina predavanja ne more biti pripomb. Tudi število udeležencev ne more biti merilo za uspeh seminarja. To število je zgolj merilo interesiranja gradbenih podjetij za seminar, kar spet

nima nobene zveze z interesiranjem inženirjev in tehnikov, saj podjetja pošljejo toliko udeležencev, kolikor se jim zdi, glede na to, da se udeleženci po večini ne morejo udeležiti na lastne stroške. Kot primer v tem smislu naj navedem »Seminar uporabne geomehanike« od 4. do 17. marca letos v Zagrebu. Tudi ta seminar je pri nerazumljivo majhnem številu udeležencev popolnoma uspel glede organizacije, programa in vsega drugega. Seminarja geomehanike v Zagrebu se je udeležilo približno polovico manj ljudi kot seminarja prednapetega betona v Ljubljani.

Za merilo interesantnosti in uspešnosti seminarja lahko služi neko drugo število. To je odstotek udeležencev, ki so seminar spremljali brez izostankov. To število je bilo v Ljubljani 100 %.

Ni mi znano, da bi kateri od udeležencev seminarja za prednapeti beton ne delil mojega mišljenja glede uspeha seminarja, čeprav ta možnost ni a priori izključena. Če so mnenja glede uspešnosti seminarja različna, je to posledica različnih pojmovanj pomena in naloge seminarja. Poudarjam, da uspeh seminarja ni odvisen samo od organizatorja in načina organizacije, niti samo od predavateljev in njihove priprave predavanj. V pogojih vsaj poprečne organizacije je uspeh de facto odvisen od udeležencev oziroma od njihove volje, da se za seminar intimo zainteresirajo. Glede organizacije seminarja za prednapeti beton v Ljubljani lahko rečemo, da je popolnoma uspela. Prav tako predavanja. Iskreno sem prepričan, da v šestih dneh, kolikor je seminar trajal, ni mogoče doseči več.

Seveda bi bilo iluzorno trditi, da programa ne bi mogli razširiti, kar pa organizatorju vsekakor ni bilo mogoče. Če bi bil seminar predviden za deset dni namesto šest, je vprašanje, koliko bi bilo udeležencev, z ozirom na slabo razumevanje pomena takega seminarja s strani podjetij. Prepričan sem, da bi bilo potrebnih najmanj petnajst dni za uresničenje širšega in popolnejšega programa. Razširiti eno temo na račun druge pač v okviru celotnega programa seminarja ni adekvatno. Še manj je logično, če bi katero od predvidenih tem zamenjala druga, slučajna.

Mislím, da je tudi organizator mnenja, da bi bilo ob prihodnjem takem seminarju treba razširiti temo dimenzioniranja. V okviru tega seminarja je bila ta tema preveč načelna, vkljub svoji popolni jasnosti in določenosti. V programu prihodnjega seminarja bi moralo biti upoštevano tudi dimenzioniranje mostnih nosilcev. Prav tako bi bilo treba dati prikaz detajlov povezave dveh konstruktivnih elementov, kadar sta oba prednapeta, ali pa samo eden izmed njih. Lepo bi bilo, če bi bilo prednapenjanje nosilcev demonstrirano v naravi, to je na gradbišču oziroma v betonarni. Vsaj eno diskusijsko popoldne bi bilo treba posvetiti takim zanimivim vprašanjem.

Naj na koncu ponovim tezo svojega članka. Na uspeh seminarja v prednapetem betonu je organizator lahko ponosen. Osebo bom rad prisostvoval vsakemu seminarju, ki bo tako uspešen kot je bil seminar za prednapeti beton v Ljubljani.

19. IV. 1963.

Inž. Bratislav Pejatović
G. P. »Pomoravlje«
Svetozarevo
(Prevedel B. F.)

vesti

Predavanje inž. S. Bubnova v Sarajevu

Na povabilo Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov BiH je bilo dne 5. novembra v Sarajevu posvetovanje in predavanje o problematiki potresno varnega dimenzioniranja zgradb, ki ga je imel inž. Sergej Bubnov.

Uvodoma se je izvršil ogled nekaterih stanovanjskih zgradb in analiza ukrepov, ki so jih na njih podvzeli gradbeniki BiH z ozirom na potres VII. MCS stopnje, ki je bil v Sarajevu meseca maja lani.

Ob 17. uri popoldne istega dne je bilo v reprezentativnih prostorih ZGIT BiH v Sarajevu zelo obiskano predavanje: O problemih dimenzioniranja zgradb

Sodelovanje s poljskimi gradbeniki

Konec oktobra nas je obiskala v Ljubljani skupina 34 poljskih gradbenikov. Gostom smo organizirali ogled Ljubljane, predvsem nekaterih značilnih gradbišč, npr. izgradnjo Trga revolucije, Savsko naselje, bloke v Šiški, ki jih gradi Megrad itd. Naslednji dan smo jim pripravili ogled koprskih gradbišč, predvsem gradnjo pristanišča in skladišča v luki. V »Investbiroju«

PROJEKTANTSKO PODJETJE

PROJEKTIVNI ATELJE

LJUBLJANA

Izdeluje:

kompletne urbanistične elaborate, programe in projekte (regionalne, za vplivna območja, ureditvene, zazidalne in situacijske) ter projekte: družbenega standarda, industrijskih zgradb, za cestna omrežja (v krajih in izven njih), za kanalizacije in čistilne naprave za naselja in industrijo, za vodovode, za centralno ogrevanje in prezračevanje, statiko za vse vrste konstrukcij visokih in nizkih gradenj in se priporoča za naročila!

Sedež podjetja je:

LJUBLJANA, KERSNIKOVA 9

Telefon: 30-888

Kot je vidno iz razporeda, po katerem se potekala predavanja, predavatelj je imel v Sarajevu zelo obiskano predavanje o potresno varnem dimenzioniranju zgradb. Kot je vidno iz razporeda, po katerem se potekala predavanja, predavatelj je imel v Sarajevu zelo obiskano predavanje o potresno varnem dimenzioniranju zgradb. Kot je vidno iz razporeda, po katerem se potekala predavanja, predavatelj je imel v Sarajevu zelo obiskano predavanje o potresno varnem dimenzioniranju zgradb.

Razprava po predavanju je pokazala, da so statiki in drugi gradbeni strokovnjaki BiH zelo dobro informirani ter popolnoma na tekočem o našem delu na problematiki potresno varne gradnje in o predpisih, ki smo jih v tem pogledu v Sloveniji uveljavili, s katerimi tudi popolnoma soglašajo in sprejemajo naša stališča. Pokazalo se je tudi, da pri projektiranju v praksi že uporabljajo točnejšo dinamično metodo izračuna obremenitvenih sil potresa na zgradbe.

B. F.

so se zanimali za urbanistično ureditev slovenske obale in samega Kopra. Tam jih je obiskal tudi predsednik občine tov. Barbič.

Med obiskom smo se dogovarjali za organizacijo strokovne ekskurzije naših gradbenikov v Poljsko spomladi 1964. Ker želijo tudi poljski tovariši obiskati Slovenijo približno v istem času, se bomo verjetno sporazumeli za zamenjavo skupin. Znano je, da v Poljski zelo mnogo gradijo in da so glede prefabrikacije precej pred nami.

Približno istočasno smo prejeli iz Beograda tekst dogovora med našo Zvezo in poljsko strokovno organizacijo PZITB o bilateralnem strokovnem sodelovanju med obema zvezama. Iz teksta protokola je razviden sporazum, po katerem bi 5 do 10 naših gradbenikov preživel ca. tri tedne v Poljski, kjer bi spoznali osvajanje velikih panelnih sistemov v stanovanjski izgradnji, projektiranje industrijskih objektov, praktično osvajanje lahkih betonov. Enako število poljskih gradbenikov bi si pri nas ogledalo tehnološke procese in rešitve pri uvajanju aluminija v gradbeništvo, zaključna dela na gradbenih objektih, hidrotehniške konstrukcije, mostovne konstrukcije, uvajanje prednapetega betona, organizacijo podjetij itd.

Isti dogovor predvideva tudi tesno sodelovanje v strokovni publicistiki, sodelovanje na strokovnih večjih posvetovanjih in kongresih in sodelovanje pri organizaciji strokovnih ogledov posameznih skupin.

STROKOVNI SEMINAR

V prejšnji številki GV smo objavili program seminarja o stanovanjski gradnji. Vabila za prijave smo poslali vsem podjetjem, društvom in poverjenikom. Datum je fiksiran in bo seminar v Ljubljani od 9. do vključno 14. decembra t.l. Priporočamo vsem gradbenikom, da se seznanijo s programom in dosežejo pravočasno prijavo. Rok je 1. december. Seminarja ne bomo ponovili. Predavanja smo razporedili tako, da bodo imeli udeleženci možnost konsultacij s predavatelji.

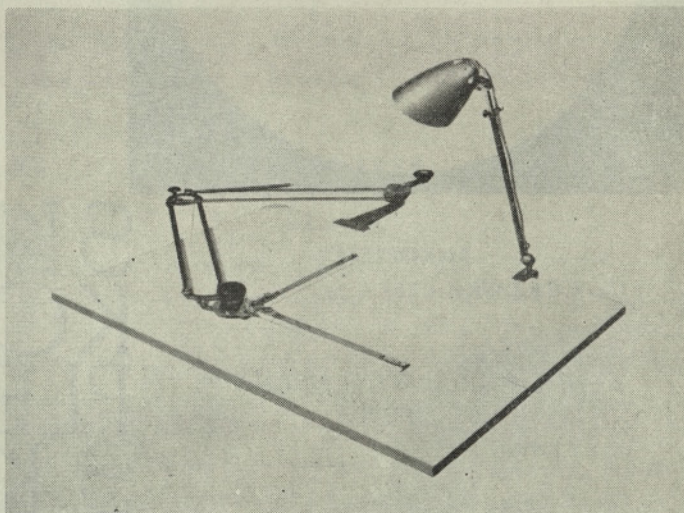
IFA

telefon 20-39, 20-45

INDUSTRIJA FINOMEHANIČNIH APARATOV — CELJE, KIDRIČEVA 5

je specializirano podjetje za izdelavo risalnih aparatov vseh formatov. IFA nudi svojim odjemalcem nov tip risalnega aparata „Arhitekt“.

Risalna naprava „Arhitekt“ za format A/1 ima to možnost, da se lahko pritrdi na vsako risalno desko ali pisalno mizo. Ravnotežje uravnava vzmet, katero se po potrebi zategne ali popušča. Zato je tudi to risalno napravo možno uporabljati horizontalno ali vertikalno. Svetilka se prav tako lahko pričvrsti na desko, lahko pa se tudi samostojno uporablja na pisalni ali kakšni drugi delovni mizi. Za vse podrobne informacije vam je IFA vedno na razpolago! Priporoča se



IFA

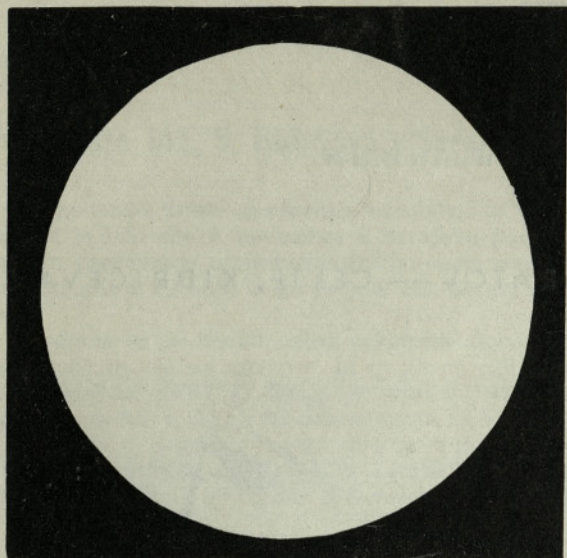
INDUSTRIJA FINOMEHANIČNIH APARATOV
CELJE

»Savinja«

lesnoindustrijski kombinat Celje



Nudimo vam mehak in trd les,
plemenite in slepe furnirje vseh vrst
mozaik parket raznovrstno embalažo
in pohištvo



SLIKOPLESK
MARIBOR, TRŽAŠKA CESTA 44

PODJETJE ZA ZAŠČITO METALNIH
in LESNIH PREDMETOV
ter STAVB

SLI
KO
PLE
SK

opravlja: slikarsko pleskarska antikorozijska dela, zaščito raz-
nih gradbenih elementov, metalizacijo in plastifikacijo.
Vsem strankam se priporočamo in nudimo usluge
po konkurenčnih cenah

g raditelj

GRADBENO
PODJETJE

Ljubljana, Šmartinska c. 64

Izvajamo visoke gradnje
Gradimo stanovanja za prodajo
Priporočamo se investitorjem
in kupcem stanovanj
Prepričajte se o kakovosti
naših gradenj

A ATELJE
Z ZA
A ARHITEKTURO

LJUBLJANA, CANKARJEVA 5/III

Telefoni: 22-274, 22-275 in 22-276

AZA izdeluje načrte za šole,
stanovanjske zgradbe,
industrijske zgradbe,
zdravstvene domove,
kulturne domove itd.
kakor tudi načrte za vzdavo
in drugo opremo