INŽENÝRSKÉ STAVBY

3

OBSAH:

Ing. V. Kasalický:	Splnit v plné míře úkoly roku 1956	101
Prof. Ing. Dr Zd. Bažant:	Zakládání vodních elektráren na Váhu	103
Ing. Vl. Vejl a Ing. J. Pašek:	Stavba vysokotlaké špičkové hydroelektrárny	109
Ing. J. Franc:	Použití předpjatého betonu v mostním stavitelství s hospodářského hlediska	117
Ing. R. Bareš:	Zatěžovací zkoušky železobetonových stavebních konstrukcí a jejich vyhodnocování (dokončení)	122
Akad. N. S. Streleckij:	K problému typisace ocelových konstrukcí v průmyslovém stavitelství SSSR	127
Prof. Ing. Dr J. Wanke:	Vývoj staveb z ocelových bezešvých trubek v Československu (Dokončení)	130
Ing. Dr Jiří Streit:	Zmechanisované spárování zdiva při rekonstrukci starých tunelů	135
Ing. J. Velden:	Deformační hodnoty trámu sedlového tvaru	138
Referáty z cizích časopisů:		
Ing. Dr Vl. Valenta:	Zřícení ocelové haly za montáže	143
Ing. P. Serbus:	Rekonstrukce silničního mostu přes Rýn v Rodenkirchen	145
Ing. J. Kodrle:	Použití obřího vibrátoru pro zakládání na kostře z kamene a pro výrobu betonu z lomového kamene	146
Ing. J. Kodrle:	Beton jako ochrana proti jadernému záření	147
Ing. J. B.:	Nový druh pevného, kyselinovzdorného a velmi hutného betonu	148
Dr J. Toman:	Zkoušení betonu novými elektrickými měřicími přístroji	148
Mechanisační hlídka — nové stavební stroje		149
Odborná literatura		152

STÁTNÍ NAKLADATELSTVÍ TECHNICKÉ LITERATURY

INŽ. STAVBY — ROČNÍK 4. — ČÍSLO 3 — STRANA 101 — 152 — PRAHA, 21. 3. 1956

Kčs 6,—

СОДЕРЖАНИЕ

Касалицкий В.: За выполнение заданий в 1955 г. 101

Бажант З.: Стройка гидроэлектростанций на реке Вар 103

Вейл В.-Пашек Я.: Стройка пиковой гидроэлектростанции с высоким напором 109

Франц И.: Применение предварительно напряженного бетона при стройке мостов с экономической точки зрения 117

Бареш Р.: Испытания железобетонных строительных конструкций под нагрузкой и оценка полученных результатов (окончание) 122

Стрелецкий Н.: К вопросу типизации стальных конструкций зданий промышленного значения в Советском Союзе 127

Ванке И.: Применение стальных бесшовных трубок в строительной технике 130

Штрейт И.: Механизированное заполнение швов при реконструкциях старых тоннелей 135

Велден И.: Значения величин деформации седлообразного ригеля 138

Рефераты из других журналов

Валента В.: Обвал стального пролета при монтаже 143

Сербус П.: Реконструкция щоссейного моста через реку Рейн в г. Роденкирхен 145

Кодрле И.: Применение гигантского вибратора для укладки фундамента на каменном каркасе и для производства бетона из бутового камня . . 146

Кодрле И.: Бетон в качестве защиты от атомного излучения 147

Кодрле И.: Новый вид прочного, кислотоупорного и весьма плотного бетона 148

Томан И.: Испытание бетона на новых электрических измерительных аппаратах 148

Рубрика механизации — новые строительные машины 149

Фаховоя литература 152

Краткое содержание отдельных статей приводится в их заключительной части.

Inhalt

Ing. V. Kasalický: Für eine restlose Erfüllung der Aufgaben im Jahre 1956 101

Prof. Ing. Dr Zd. Bažant: Fundierung von am Fluss Váh gelegenen Wasserkraftwerken . . 103

Ing. Vl. Vejl u. Ing. J. Pašek: Bau eines Hochdruckwasserkraftwerkes für Spitzenleistung . 109

Ing. J. Franc: Verwendung des Spannbetons im Brückenbauwesen vom Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit 117

Ing. R. Bareš: Belastungsproben von Baukonstruktionen aus Stahlbeton und die Bewertung der Proben 122

Ak. N. S. Streleckij: Zum Problem der Typisierung von Stahlkonstruktionen für Industriebauten in der U. d. S. S. R. 127

Prof. Ing. Dr J. Wanke: Die Entwicklung von Bauten aus nahtlosen Stahlröhren in der Tschechoslowakei 130

Ing. Dr. J. Streit: Mechanisierte Verfugung des Mauerwerks bei Rekonstruktionen alter Tunnele 135

Ing. J. Velden: Deformationswerte von sattelförmigen Rahmenquerriegeln 138

Referate aus ausländischen Zeitschriften:

Ing. Dr Vl. Valenta: Einsturz einer Stahlhalle während deren Montage 143

Ing. P. Serbus: Rekonstruktion einer Strassenbrücke über den Rhein in Rodenkirchen . . . 145

Ing. J. Kodrle: Verwendung eines Riesenvibrators zur Gründung auf Skeletten aus Steinen und zur Betonherstellung aus Bruchsteinen . . . 146

Ing. J. Kodrle: Beton als Schutz gegen Kernstrahlung 147

Ing. J. B.: Neue Art eines festen säurebeständigen und sehr dichten Betons 148

Dr J. Toman: Betonprüfung mit Verwendung von neuen elektrischen Messaparaten . . . 148

Mechanisierungsumschau — Neue Baumaschinen . 149

Fachliteratur 152

Kurze Inhaltsangaben folgen nach den einzelnen Artikeln.

Předplatitelům našeho časopisu!

Připomínáme všem, kteří si koncem minulého roku předplatili náš časopis pouze na 1. čtvrtletí 1956, aby nezapomněli včas, t. j. nejpozději do konce března t. r. zaplatit předplatné na 2. čtvrtletí a zajistit si tak další nerušenou dodávku časopisu.

Předplatné se zásadně přijímá tam, kde se časopis dodává, t. zn. dostáváte-li jej do bytu, odevzdejte předplatné poštovnímu doručovateli, odebíráte-li jej v závodě, tedy rozšiřovateli tisku. *Redakce*

ROČNÍK IV. — ČÍSLO 3. — PRAHA 21. 3. 1956

Vydává ministerstvo stavebnictví ve Státním nakladatelství technické literatury, národní podnik, Praha, Spálená 51. Redakční sbor: Ing. Dr Zd. Bažant, akademik Stan. Bechyně, Ing. Jar. Brázdil, Ing. Vlad. Byčkovský, Ing. M. Dembowski, Ing. Dr Arnošt Dvořák, Ing. Dr Frant. Faltus, Ing. Dr Konrád Hruban, akademik Fr. Klokner, Ing. E. Konečný, Ing. Dr Jiří Kozák, Ing. E. Král, Ing. Jan Macháček, Ing. Dr M. Mencl, Ing. Jiří Neuwirt, Ing. Dr Ad. Pavlík, Ing. Květ. Petr, Ing. Dr E. Reich, Ing. Jar. Sedláček, Ing. Dr Vlad. Smitka, Ing. Josef Špeta, Ing. Dr K. Waitzmann.

Předseda redakčního sboru: Ing. Dr Vlad. Smitka.

Vedoucí redakce: Ing. Květoslav Petr

Výkonný redaktor: Ing. Antonín Bass

Redakce: Praha II, Krakovská 8, telefon 23 07 51 - 5. Rozšiřuje Poštovní novinová služba.

Časopis vychází 12× ročně; toto číslo vyšlo 21. března 1956. Cena jednotlivého čísla Kčs 6,—, roční předplatné Kčs 72,—. Možno platit Kčs 36,— pololetně i Kčs 18,— čtvrtletně. Tiskne Knihtisk, národní podnik, závod 03, Praha II, Jungmannova 15, telefon 24 68 80. Do sazby 4. února 1956, do tisku 13. března 1956. 3600 výtisků. Papír: text 7208-70 g, obálka 7208-100 g. A-02217

s podniky „Prefy" a nové typy přizpůsobeny jejich požadavkům. U nových typů musí být zachována zásada co největší tvarové jednoduchosti a možnosti přizpůsobení různým případům šikmosti mostů. Šikmost mostů musí být též do jisté míry typisována, snad podle úhlů šikmosti, postupujících po 5 stupních.

Musí se prostě vycházet z toho, že má-li se výroba nosníků z předpjatého betonu zlevnit, není možné počítat s tím, že se při každém novém mostě bude znova vyrábět forma pro nosníky podle individuálního návrhu, ale že podnikům „Prefa" se musí umožnit, aby měly pro výrobu nosníků ocelové formy mnohokrát použitelné. Pro splnění tohoto požadavku nestačí ovšem jen pochopení na straně projektových ústavů, ale je potřeba pochopení i u investora, který musí investiční politiku usměrnit tak, aby stavební výrobě zabezpečil každoročně dostatečně velkou dodávku mostních nosníků jednoho typu, a to v takovém rozsahu, který by umožnil racionalisaci výroby a amortisaci potřebného výrobního zařízení v přiměřené době. Dalším samozřejmým požadavkem je, že typy jednou schválené musí zůstat delší dobu v platnosti. Třeba při tom uvažovat i o možnosti, že by se nosné prvky, pokud by bylo při nich možné zachovat pro různá rozpětí jednotný průřez, vyráběly z kratších dílců, které by se v závodě skládaly v nosníky požadované délky a předpínaly najednou.

To nás již přivádí k přesvědčení, že zprůmyslnění při provádění nosné konstrukce mostu lze dosáhnout úspěšně jen v tom případě, že výroba prvků se bude dít ve stálých výrobnách a ne ambulantně na staveništích. Přitom bude třeba též uvážit, zda by takto vyráběné nosné prvky musely být bezpodmínečně z předpjatého betonu a zda by u mostů malých rozpětí nebylo výhodnější vyrábět prefabrikované prvky ze železobetonu.

Úkolem podniku „Prefy" bude zajistit ve svých závodech dokonalou organisaci a racionalisaci výroby. Kromě problému vlastní výroby bude třeba vyřešit i otázku manipulace s těžkými prefabrikáty a jejich nakládání do vagonu anebo na jiná vozidla pro dálkovou dopravu. Bude třeba přikročit ihned k prověření výrobní kalkulace, při čemž bude nutno postupovat úplně jinak, než při sestavení tisku 504. Výrobní pochod se nesmí rozpitvat na spoustu na sobě nezávislých úkonů, u kterých se časová spotřeba oceňuje jednotlivě podle kalkulačních sborníků NK III. st., ale musí se zjišťovat celkové náklady na výrobu velkého počtu předpjatých prvků a určit potom odbytovou cenu za jednu tunu anebo za jeden krychlový metr betonu prvků.

Dále bude třeba zabývat se otázkou hospodárné dopravy, která předpokládá výrobu speciálních nákladních vozů pro železniční dopravu a trailerů pro dopravu silniční. S tím je spojen problém vhodných zařízení pro nakládání a vykládání z vagonu a pro překládání na trailery ve vykládací stanici.

Konečně zbývá vyřešit problém vlastní montáže na staveništi. Bude třeba najít takový způsob, který by umožnil podélné zasunutí i příčný posun bez nutnosti zřizovat dřevěná podporovací a montážní lešení, a který by zároveň umožňoval snadné příčné předpínání.

Potěšitelné je, že se již těmito problémy zabývají orgány ministerstva stavebnictví a poverenictva stavebnictva, zvláště pracovníci HS 28 na PSv. Podle jejich propočtu bylo by možné po vyřešení otázky typisace a plynulého zásobení podniků „Prefa" objednávkami snížit odbytovou cenu prvků z předpjatého betonu na 700 Kčs na 1 tunu. Montáž by se prováděla pomocí inventárního montážního mostu a počítá se, že po zapracování montážních čet by náklad na osazení prvků jednoho mostního pole bez ohledu na rozpětí činil 115.000 Kčs za první pole a v případě mostů o více polích za každé další pole 35.000 Kčs.

Po uskutečnění těchto předpokladů by se náklady na nosné mostní konstrukce z předpjatého betonu zlevnily u mostů o jednom poli a rozpětí 15 až 21 m průměrně asi o 20 % a třebaže by zůstaly stále ještě dražší než nosné konstrukce železobetonové, přece by se jim už hodně přiblížily. V případě mostů o více polích by se nový způsob za předpokladu použití montážního mostu uplatnil ještě výrazněji a u takových mostů by konstrukce z předpjatého betonu mohly konkurovat konstrukcím železobetonovým také cenově.

Pro konstrukci montážního mostu byl už vypracován úvodní projekt a pracuje se na projektu technickém. Záleží jen na tom, aby tyto návrhy byly brzy schváleny a konstrukce objednána a vyrobena, aby mohla být vyzkoušena.

Je ovšem nutno zdůraznit, že ani cena 700 Kčs za 1 tunu nesmí být posledním slovem v nákladech na předpjaté nosné prvky pro mostní stavby a bude nutné, aby výrobní závody úsilovně hledaly cesty k dalšímu zhospodárnění výroby a k snížení odbytové ceny.

Na druhé straně bude vážným úkolem investorských míst, aby vypracováním dlouhodobého plánu výstavby mostů zabezpečily stavební výrobě dostatečnou zaměstnanost ve výrobě těchto prefabrikátů. Projektové složky musí se své strany přispět důsledným používáním schválených typů při projektování horní stavby mostů a konečně orgány, které schvalují projekty, musí typy jednou schválené ponechat v platnosti dostatečně dlouhou dobu, aby výroba mohla využít a amortisovat potřebné výrobní zařízení.

Budou-li tyto podmínky splněny, stane se prefabrikace a předpjatý beton skutečnou pomocí v zhospodárnění a zprůmyslnění mostních staveb a odstraní se dnešní neutěšené zjevy, provázející používání prvků z předpjatého betonu na mostních stavbách.

Kdyby však z nějakého důvodu nebylo stavební výrobě možno zajistit, aby podmínky, které si klade pro možnost zprůmyslnit a zlevnit výrobu prefabrikátů z předpjatého betonu, byly opravdu splněny, bylo by nutno otázku používání předpjatého betonu v mostním stavitelství přezkoumat znovu s hospodářského hlediska.

ФРАНЦ И.: ПРИМЕНЕНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО БЕТОНА ПРИ СТРОЙКЕ МОСТОВ С ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ТОЧКИ ЗРЕНИЯ.

Определение рентабильности конструкций мостов и показатели для ее оценки. Сравнение рентабильности конструкций мостов из железобетона и предварительно напряженного бетона на основании материалов полученных из разработанных проектов и материалов предназначенных для типизации. Пути удешевления несущих конструкций из предварительно напряженного бетона.

ING. J. FRANC: VERWENDUNG DES SPANNBETONS IM BRÜCKENBAUWESEN VOM GESICHTSPUNKT DER WIRTSCHAFTLICHKEIT.

Die Definition der Wirtschaftlichkeit von Brückenkonstruktionen und die Indexe für deren Beurteilung. Vergleich der Wirtschaftlichkeit von Brückenkonstruktionen aus Stahl- und Spannbeton auf Grund von Unterlagen, welche aus schon bearbeiteten Projekten und aus Typisierungsergebnissen gewonnen wurden. Wege zur Verbilligung von Tragkonstruktionen aus Spannbeton.

ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ A JEJICH VYHODNOCOVÁNÍ

Ing. RICHARD BAREŠ, UTAM, Praha
(Dokončení)

Projektování zkoušky, předpoklady, nedostatky. Plán práce. Velikost a trvání zatížení, porovnání s některými cizími předpisy. Obvyklé methody vyhodnocení zatěžovací zkoušky, jejich nedostatky a z nich plynoucí důsledky. Podrobné methody vyhodnocení. Nejvhodnější podrobná methoda pro naše poměry. Zatěžovací zkouška jedné železobetonové stavby a příklad použití této methody. Výsledky této zkoušky se zřetelem na příčné roznášení.

c) Základní Mohrova věta

Vycházejme z výpočtu ohybové čáry podle základní Mohrovy věty, která stanoví, že se ohybová čára libovolného nosníku rovná výslednicové čáře prostého nosníku zatíženého $1/EJ$ redukovanou momentovou plochou [2]. Použijeme-li opačného postupu, můžeme určit ze známé ohybové čáry ohybové momenty v kterémkoli místě skutečného nosníku.

Nosník rozdělíme na větší, předem stanovený počet dílků a pořadnice ohybové čáry v dělících bodech násobíme nejdříve součinitelem $1000/a^2$, abychom umožnili snadnější vyčíslování. Tím získáme moment na prostém nosníku od zatížení skutečným momentovým obrazcem v jednotlivých bodech trámu, lomený velikostí dílků a, t. j. $\mathfrak{M}/a$. Podle pravidla, že moment M_n v bodě n se rovná součtu momentu M_{n-1} v bodě $n-1$ a součinu posouvající síly T_{n-1} a vzdálenosti bodů n a $n-1$, zjišťujeme posouvající sílu v bodě O přímo převodem $\mathfrak{M}/a$ z bodu 1. V dalších bodech je posouvající síla rozdíl $\mathfrak{M}_n/a - \mathfrak{M}_{n-1}/a$. Reakce však zatím stanovit nemůžeme, což má za následek, že také neznáme ideálná břemena působící v krajních bodech a nemůžeme tedy v těchto bodech určit pořadnice ohybového momentu. Ideálná břemena stanovíme pak ve všech bodech (kromě okrajových) jako rozdíl posouvajících sil v bodě n a $n-1$: $\mathfrak{K}_n = \mathfrak{T}_{n-1} - \mathfrak{T}_n$. Z ideálných břemen působících na mezích dílků můžeme stanovit v těchto místech momenty jednoduše ze vztahu $M = \mathfrak{K}\frac{EJ}{a}$; poněvadž jsme však redukovali ohybové pořadnice součinitelem $1000/a$, je správně $M = \mathfrak{K}\frac{EJ}{1000}$ (9) (tab. I). Pro dílky s měnícím se momentem setrvačnosti zavedeme empirický vztah $J = k_{n-1}J_{n-1} + k_n J_n + k_{n+1} J_{n+1}$ (10), kde k_{n-1}, k_n, k_{n+1} jsou součinitelé závislí na způsobu proměny.

Podporové momenty můžeme určit (stejně jako v bodě b) na př. pomocí obecné rovnice 2. stupně $y = ax^2 + bx + c$ vyjadřující průběh momentů při plném rovnoměrném zatížení, kde konstanty a, b, c určíme ze získaných hodnot libovolných tří měřených bodů nebo jinak prostou extrapolací.

Tabulka I.

Bod	y	$\frac{\mathfrak{M}}{a} = \frac{y \cdot 1000}{a^2}$	$\mathfrak{T}$	$\mathfrak{K}$	$M = \mathfrak{K}\frac{EJ}{1000}$
0	.	0	$\frac{\text{Reakce?}}{a}$	?	?
1	.	a	$\alpha = b - a$	$A = a - \alpha$	M_1
2	.	b	$\beta = c - b$	$B = \alpha - \beta$	M_2
3	.	c	γ	C	M_3

d) Pro zpřesnění všech předcházejících způsobů (a — c) nebo i samostatně pro prvek konstantního průřezu lze užít tohoto postupu:

Přepsáním ohybové rovnice pro $x' = l - x$ a úpravou obdržíme

$$EJy = \frac{g}{24}x^4 + \left(\frac{M_a - M_b}{6l} - \frac{gl}{12}\right)x^3 + \left(\frac{M_b}{6} - \frac{M_a}{2}\right)x^2 + \left(\frac{gl^3}{24} + \frac{M_a l}{3} + \frac{M_b l}{6}\right)x \qquad (11)$$

což je rovnice 4. stupně, v obecném tvaru

$$EJy = ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx \qquad (11a)$$

Pro čtyři charakteristické body s průhyby y_M sestavíme čtyři rovnice o čtyřech neznámých, vyhledáme hodnoty součinitelů a, b, c, d a obdržíme rovnici měřené ohybové čáry, ze které vycházíme při dalším řešení. Měříme-li ve více než ve čtyřech bodech, můžeme hodnoty součinitelů a, b, c, d vyhledat vyrovnávacím počtem.

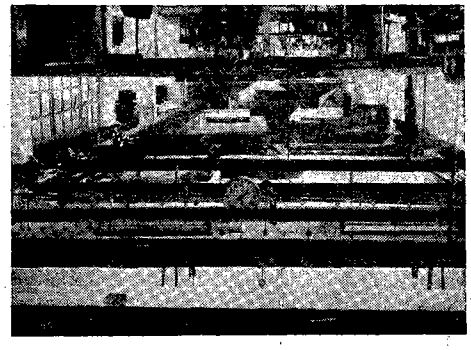
Z rovnosti nalezených součinitelů v uvedených dvou rovnicích lze také určit přímo M_a, M_b, EJ a přezkoušet po případě zatížení q u prvků konstantního průřezu.

Jinak lze lépe určit z nalezené obecné rovnice první, druhou a třetí derivaci. Z derivace první, rovné nule, plyne souřadnice maximálního průhybu. Řešením druhé derivace, rovné nule, obdržíme souřadnice inflexních (obratových) bodů, třetí derivace rovná nule dává polohu přechodného průřezu.

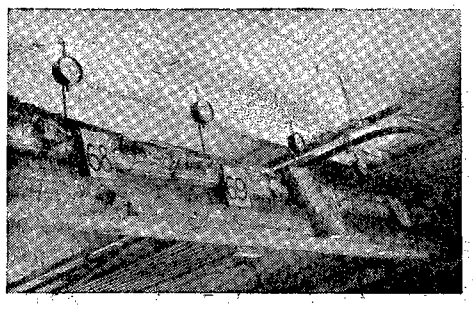
Ze vztahů (1) určíme potom podporové momenty M_a a M_b a tím i průběh ohybových momentů a posouvajících sil po délce nosníku.

Jako nejvhodnější cesta k určení skutečného namáhání v konstrukci prostředky poměrně jednoduchými a dostupnými je zatím kombinace method c) a d) podle části C.

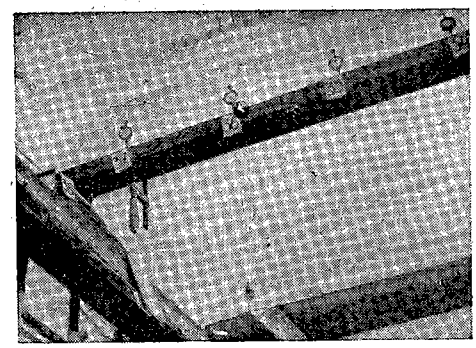
Z této kombinace nalezneme především průběh ohybových momentů a posouvajících sil po délce nosní-



Obr. 6. Celkový pohled na zkoušenou stropní konstrukci



Obr. 7. Detaily zkušebního zařízení



Obr. 8. Detaily zkušebního zařízení

ku, dále skutečný průběh součinitele tuhosti EJ, po zavedení proměny modulu pružnosti E vlivem různého napětí podle nalezených ohybových momentů skutečný průběh momentu setrvačnosti I po délce nosníku, a konečně i součinitel závislý na vetknutí.

Postup řešení je tento:

1. Řešením nesymetrické matice čtyř rovnic pro součinitele a, b, c, d vyhledá se rovnice měřené ohybové čáry. Z této rovnice se vypočtou ve všech bodech opravené „měřené průhyby" y^o_M

2. Po provedení první, druhé a třetí derivace se vypočtou souřadnice nulových bodů, přechodného průřezu a podporové momenty. Dále se stanoví posouvající síly v podporách i ve všech dělicích bodech dílků a jejich pomocí momenty M_{skut}

3. Pomocí Mohrovy věty (methoda c, při označení hodnot měřených — skutečných indexem M, hodnot theoretických indexem T) se vyhledají posouvající síly, ideálná břemena a momenty M redukované součinitelem tuhosti

$$\frac{C_T}{C_M} E_M J_M = \frac{y_T}{y^o_M} E_T J_T$$

vyplývajícím z rovnosti sgl^4 vztahů $y = C \frac{sgl^4}{EJ}$ charakterisujících velikost průhybů měřených a theoretických v libovolném bodě. Z této rovnice vychází moment setrvačnosti měřený

$$J_M = k_1 \cdot k_2 \frac{1}{k_3} J_T$$

Zde značí koeficient $k_1 = \frac{y_T}{y^o_M}$ poměr průhybů theoretických a měřených, obecně $\lessgtr 1$

$k_2 = \frac{C_M}{C_T}$ poměr součinitele závislého na způsobu vetknutí měřeného a theoretického, obecně $\lessgtr 1$

$k_3 = \frac{E_M}{E_T}$, obecně $\lessgtr 1$

charakterisující proměnu modulu pružnosti v závislosti na napětí. Pro výpočet lze snadno použít tabulky odvozené Waitzmannem [9] a udávající pro různý poměr napětí betonu σ_b a pevnosti $\sigma_{p,b,t}$ součinitele k_3, který již přímo určuje proměnu modulu pružnosti $E_M = k_3 E_T$. Pro poměr $\frac{\sigma_b}{\sigma_{p,b,t}} = 0{,}333$ je $k_3 = 1$.

4. Ze srovnání ohybových momentů nalezených podle bodu 2 a ideálných břemen podle bodu 3 určíme skutečný součinitel tuhosti

$$(E_M, J_M)_{skut} = \frac{M_{skut}}{\mathfrak{R}} \cdot 1000.$$

5. Použitím koeficientu k_3 v závislosti na ohybových momentech podle bodu 2 se nalezne průběh modulu pružnosti E_{skut} a ze součinitelů z bodu 4 průběh J_{skut}

6. Z poměru momentů skutečných (bod 2) a momentů vypočtených podle bodu 3 určíme poměr

$$\frac{C_M}{C_T} = k_2 = \frac{M_{skut}}{M}.$$

Z theoretických průhybů určíme

$$C_T = \frac{y_T E_T J_T}{sgl^4} \text{ a konečně } C_M = k_2 C_T.$$

Celé řešení můžeme provést tabelárně, jak je uvedeno v příkladě v tab. II.

Ze získaných výsledků si můžeme učinit jasný názor o chování konstrukce a učinit správné závěry.

Tohoto způsobu bylo použito při vyhodnocování zatěžkávací zkoušky objektu značně porušeného, zvláště smykovými trhlinami vzniklými dřívějším přetěžováním. Příklad ukazuje, jak byly vyhodnoceny výsledky měření na rámovém příčli zatěžované konstrukce. Ve vzdálenostech asi 43 cm po celé délce trámu světlosti 5,60 m bylo osazeno 13 indikátorových hodinek na nezávislou podporující konstrukci (obr. 6, 7, 8). Rozměry trámů: $b = 22$ cm, $d = 29$ cm (s deskou), náběhy: délka 37 cm, výška 41 cm (k líci sloupu), rozpětí $l = 6{,}08$ m, tloušťka desky 6 cm, výztuž 4 ϕ 18, zatížení stálé 0,581 t/m′, nahodilé 0,532 t/m′ (350 kg/m²).

V tabulce II jsou ve druhém sloupci průhyby theoretické y_T a měřené y_M. Pro další vyšetřování rozdělíme rozpětí na určitý výhodný počet dílů a, obyčejně shodný s rozdělením hodinek.

1. Sestava rovnic.

Obecná rovnice $ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx + e = y$

Pro bod 0 : $x = 0$, $y = 0$ ..... $e = 0$

Pro bod 15 : $x = 6{,}08$, $y = 0$

$$\text{I. } a \cdot 6{,}08^4 + b \cdot 6{,}08^3 + c \cdot 6{,}08^2 + d \cdot 6{,}08 = 0$$

Pro bod 2 : $x = 0{,}810666$, $y = 1{,}02$ mm

$$\text{II. } a \cdot 0{,}810666^4 + b \cdot 0{,}810666^3 + c \cdot 0{,}810666^2 + d \cdot 0{,}810666 = 0{,}00102$$

Pro bod 7 : $x = 2{,}83731$, $y = 2{,}68$ mm

$$\text{III. } a \cdot 2{,}83731^4 + b \cdot 2{,}83731^3 + c \cdot 2{,}83731^2 + d \cdot 2{,}83731 = 0{,}00268$$

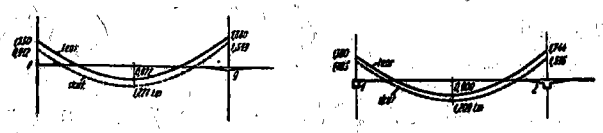
Pro bod 13 : $x = 5{,}26929$, $y = 0{,}76$ mm

$$\text{IV. } a \cdot 5{,}26929^4 + b \cdot 5{,}26929^3 + c \cdot 5{,}26929^2 + d \cdot 5{,}26929 = 0{,}00076$$

Tabulka II.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Bod	mm y_T y_M y_M^o	$\frac{y_T}{y_M^o}$	kgm² $E_T \cdot J_T$	kgm² $\frac{C_T}{C_M} J_M E_M = \frac{y_T}{y_M} E_T J_T$	m^{-1} $\mathfrak{M} = \frac{}{a} = y_M^o \frac{1000}{a^2}$	m^{-1} $\mathfrak{T}$	m^{-1} $\mathfrak{K}$	kgm $\frac{C_T}{C_M} M_e = \mathfrak{K} \frac{E_M J_M}{1000}$	kg T_{skut}	kgm M/a M_{skut}	kgm² $(E_M J_M)_{skut} = \frac{M_{skut}}{\mathfrak{K}} 1000$	k_3	kg/dm² $E_{Mskut} = k_3 E_T$	dm⁴ $J_{skut} = \frac{(E_M J_M)_{skut}}{E_{nskut}}$	$\frac{C_M}{C_T} = \frac{M_{skut}}{M_e}$	$C_T \cdot 10^3$	$C_M \cdot 10^2$
0	0 0 0		894260		0	2,97027			1503,86 1398,04	—2273,51 — 921,53		1,033	2066				
1	0.247 0.47 0.488	0,5061	894260	452584	2,97027	3,23199	—0,26172	—118,45	1182,40	— 875,47 — 354,86	1355876	1,096	2192	6,185	3,00	0,3038	0,9114
2	0.695 1.02 1.019	0.6820	894260	609885	6,20226	3,15286	+0,07913	+ 48,26	966,76	+ 306,93 + 124,41	1572222	1,126	2252	6,981	2,58	0,8549	2,2056
3	1.165 1.57 1.587	0.7579	894260	677759	9,35512	2,77550	+0,37736	+255,76	751,12	+1273,69 + 516,27	1368110	1,080	2160	6,334	2,02	1,4331	2,8949
4	1.612 2.02 1.993	0.8088	894260	723277	12,13062	2,17900	+0,59650	+431,43	535,48	+2024,81 + 820,72	1375896	1,045	2090	6,583	1,91	1,9829	3,7873
5	1.982 2.37 2.351	0.8430	894260	753861	14,30962	1,42427	+0,75473	+568,96	319,84	+2560,29 +1037,77	1375021	1,021	2040	6,740	1,82	2,4380	4,4372
6	2.229 2.60 2.585	0.8622	894260	771031	15,73389	0,57214	+0,85213	+657,02	104,20	+2880,13 +1167,41	1369990	1,002	2004	6,836	1,78	2,7419	4,8806
7	2.333 2.68 2.679	0.8708	894260	778722	16,30603	—0,30433	+0,87647	+682,53	—111,44	+2984,33 +1209,65	1380138	1,000	2000	6,901	1,77	2,8698	5,0795
8	2.278 2.61 2.629	0.8665	894260	774876	16,00170	—1,16254	+0,85821	+655,01	—327,08	+2872,89 +1164,48	1356870	1,002	2004	6,771	1,75	2,8021	4,9037
9	2.076 2.38 2.438	0.8515	894260	761462	14,83916	—1,91120	+0,74866	+570,08	—542,72	+2545,81 +1031,90	1378329	1,020	2040	6,756	1,82	2,5538	4,6497
10	1.748 2.07 2.124	0.8229	894260	735886	12,92796	—2,49551	+0,58431	+429,98	—758,36	+2003,09 + 811,92	1389536	1,045	2090	6,648	1,90	2,1502	4,0854
11	1.383 1.65 1.714	0.7777	894260	695466	10,43245	—2,86679	+0,37128	+258,21	—974,00	+1244,73 + 504,53	1358893	1,080	2160	6,291	1,95	1,6397	3,1974
12	0.886 1.20 1.243	0.7127	894260	637339	7,56566	—2,93984	+0,07305	+ 46,56	—1189,64	+ 270,73 + 109,73	1502121	1,128	2256	6,658	2,35	1,0899	2,5613
13	0.477 0.76 0.760	0.6276	894260	561237	4,62582	—2,65985	—0,27999	—157,14	—1405,28	— 918,91 — 372,46	1330262	1,097	2194	6,063	2,37	0,5867	1,3905
14	0.136 0.35 0.328	0.4210	1036000	436156	1,96597	—1,96597	—0,69388	—302,64	—1620,92	—2324,19 — 942,07	1357684	1,031	2062	6,584	3,11	0,1673	0,5203
15	0 0 0		2440000		0				—1728,70	—3944,83 —1598,97		0,953	1906				

Řešením rovnic I.—IV. obdržíme:
$d = 0{,}001096$, $c = 0{,}000338$, $b = 0{,}0001841$,
$a = 0{,}00001626$

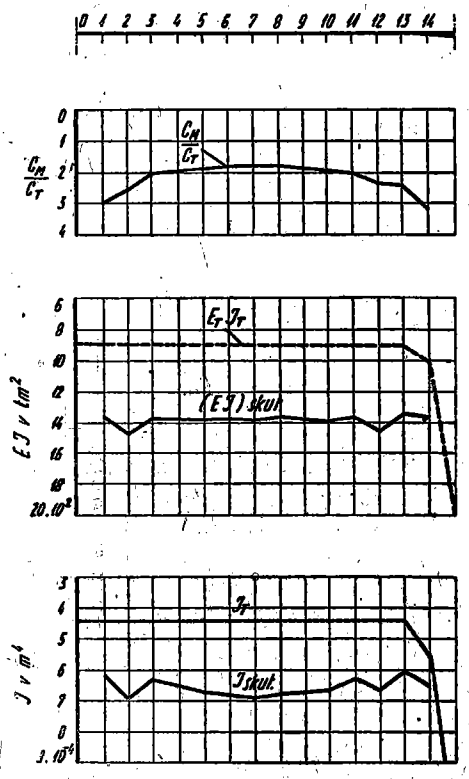


Obr. 9. Průběh momentů theoretických a měřených pro jednostranné zatížení 100 %
a) v rámovém příčli, b) v mezilehlém žebru

Rovnice ohybové čáry zní
$y = 0{,}00001626\ x^4 - 0{,}0001841\ x^3 + 0{,}000338\ x^2 + 0{,}001096\ x$

Z této rovnice vypočteme průhyby y^o_M. Odchylují-li se příliš od změřených, můžeme postup opakovat s jinými body a výsledky vyrovnat.

2. Její derivace jsou
$y' = 0{,}00001626 \cdot 4\ x^3 - 0{,}0001841 \cdot 3\ x^2 + 0{,}000338 \cdot 2x + 0{,}001096$
$y'' = 0{,}00019512\ x^2 - 0{,}0011046\ x + 0{,}000676 = 0$



Obr. 10. Průběh $\frac{C_M}{C_T}$, $(EJ)_{skut}$, J_{skut} u rámového příčle při jednostranném zatížení

Řešením této rovnice vycházejí souřadnice nulových bodů

$$x_{1,2} = \begin{cases} 4{,}96309 \text{ m} = j \\ 0{,}69803 \text{ m} = i \end{cases}$$

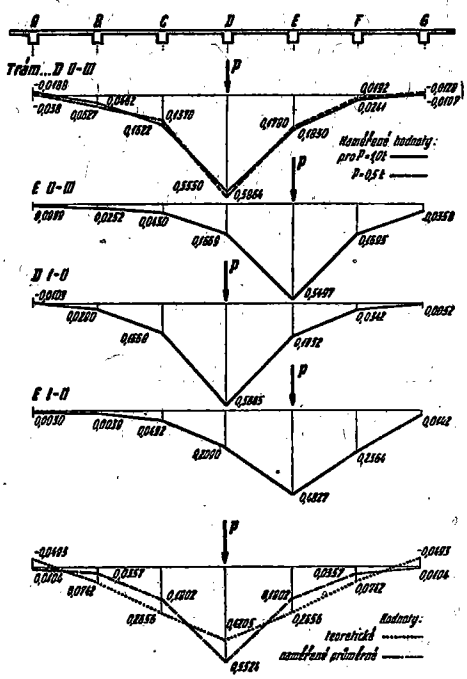
$y''' = 0{,}00039024 \cdot x - 0{,}0011046 = 0$

Z toho souřadnice přechodného průřezu $x = c = 2{,}83056$ m.

Podporové momenty [pomocí vztahu (1)]:
$M_a = -1/2 \cdot 532 \cdot 0{,}698031\ (2 \cdot 2{,}83056 - 0{,}698031) = -921$ kgm
$M_b = -1/2 \cdot 532 \cdot 1{,}11691\ (2 \cdot 3{,}24944 - 1{,}11691) = -1598$ kgm

Mezipodporový moment

$$M_c = 2458 - 921 - 678 \frac{2{,}83056}{6{,}08} = 2458 - 921 - 315 = 1221 \text{ kgm}$$



Obr. 11. Příčinkové čáry příčného roznášení

Posouvající síly
$\mathfrak{T} = 1617$ kg
$T_{III} = 1617 - 111 = 1506$ kg
$T_{II} = 1617 + 111 = 1728$ kg
$\Delta T = 215$ kg, $\Delta T/2 = 108$ kg

Ve sloupci 10 tabulky II. vypočteme posouvající síly T_{skut} ve všech 15 bodech, ve sloupci 11 nejdříve postupným součtem ΔT obdržíme podíl M/a a po vynásobení hodnotou $a = 0{,}405333$ m obdržíme M_{skut}.

3. Ve sloupci třetím napíšeme poměry průhybů theoretických k vypočteným z rovnice v oddílu 1, t. j. $y_T / y^o_M = k_1$. Další sloupec vyplní theoretický průběh součinu $E_T I_T$. Podle methody c nalezneme ve sloupci 6 $\mathfrak{M}/a = y^o_M$. 6084, 6124, z toho postupnými součty $\mathfrak{T}$, $\mathfrak{R}$ a konečně M násobené poměrem součinitelů vetknutí C_T/C_M ve sloupcích 7, 8 a 9.

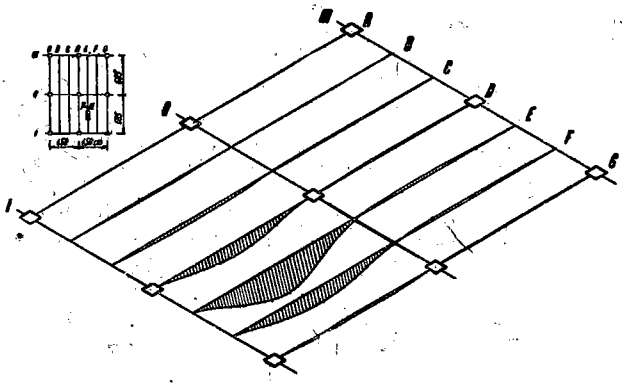
4. Srovnáním ohybových momentů sloupce 11 a ideálných břemen ve sloupci 8 obdržíme průběh $(E_M J_M)_{skut}$ (sloupec 12).

5. Do sloupce 13 zaneseme koeficient k_3 v závislosti na nalezených momentech M_{skut} (sl. 11), do sloupce 14 skutečný modul pružnosti E_{skut}. Vydělíme-li tímto modulem hodnoty $(E_M J_M)_{skut}$, obdržíme ve sloupci 15 průběh J_{skut}.

6. Z poměrů momentů ve sl. 11 a 9 obdržíme poměr $C_M/C_T = k_2$ (sloupec 16). Z theoretických průhybů y_T (sloupec 2) určíme c_T (sloupec 17) a z toho

konečně ve sloupci 18 skutečný součinitel vetknutí c_M.

Z výsledků bylo možno posoudit přesně celý stav konstrukce, způsob statického působení a odůvodnění chování jednotlivých prvků při zatěžování. Bylo zjiš-



Obr. 12. Celkový pohled na zatěžovanou část stropu při zatížení osamělým břemenem

těno značně menší vetknutí než se původně ve výpočtu předpokládalo, což mělo za následek podstatné zvětšení měřených průhybů proti průhybům vypočteným. Na průběhu momentu setrvačnosti se ukázal i vliv smykových trhlin a zvláště trhlin v desce, rovnoběžných s osou trámů. Základní strana momentového obrazce se posunula nahoru, podporové momenty se zmenšily proti theoretickým o 15 až 20 %, mezipodporové se zvětšily o 30 až 40 %. Na obr. 9, 10 je znázorněn charakteristický průběh theoretických a měřením získaných hodnot ohybových momentů, momentu setrvačnosti a součinitele vetknutí pro tento prvek.

Při této zkoušce bylo také sledováno příčné roznášení vlivem železobetonové monolitické desky. Theoreticky bylo příčné roznášení zjištěno přibližně podle Ch. Massonneta [6] pro velký počet příčníků s náhradnou tuhostí na jednotku délky (nahražení spojitou deskou) na pružných podporách a při zanedbání kroucení desky i trámů. Na obr. 11 jsou zjištěné příčinkové čáry příčného roznášení s porovnáním příčinkové čáry theoretické a stanovené průměrem ze čtyř měření. Na obr. 12 je celkový pohled na zatěžovanou část stropu při zatížení osamělým břemenem podle schematu. Bylo dále prokázáno, že velikost příčného roznášení se zvětšuje se zvětšující se vzdáleností od působícího břemene (po délce trámu). Uvážíme-li, že deska byla téměř nad každým trámem roztržena a u většiny trámů byla v části nebo v celém rozpětí od nich oddělena, je velikost příčného roznášení až překvapující. Z výsledků měření a ve shodě se zkouškami prof. Saligera [8] plyne, že je možné a v zájmu hospodárnosti žádoucí počítat u železobetonových stavebních konstrukcí trámových s monolitickou deskou zatížených osamělými břemeny a pod. (na př. příčkami) se značným příčným roznášením. Bezpečně lze počítat s tím, že bezprostředně zatížený trám přebírá 50 až 60 % zatížení, trámy nejbližší vlevo a vpravo po 15 až 20 %, další pak 3 až 4 % a konečně poslední (třetí po obou stranách) asi 1 % zatížení.

Některé methody vyhledávání skutečné napjatosti konstrukce, jež jsme tu uvedli, umožní lépe poznat chování konstrukce a určit s větší jistotou bezpečnost díla. Není ovšem ani zdaleka možno považovat tuto oblast za uzavřenou, naopak je nutné v budoucnu, při stálé tendenci zhospodárňování konstrukcí, na základě uvedených studií pokračovat a dále pozorně sledovat cesty vedoucí k nalezení hledisek, jež pro posouzení bezpečnosti hotového díla podle výsledků zatěžovací zkoušky vystihují skutečnost co nejlépe.

LITERATURA

1. Arnan, Reiner, Teinowitz: Research on Loading Tests of Reinforced Concrete Floor Structures. Jerusalem 1950.

2. Bažant Zd.: Stavebná mechanika, II. díl, Praha 1946.

3. Bezuchov: Ispytanije stroitělnych konstrukcij i sooruženij, Moskva 1954.

4. Journal of the American Concrete Institute (ACI 318-51), Detroit, 1951.

5. I. L. Korčinskij: Naturnyje ispytanija strojitělnych konstrukcij, Moskva 1951.

6. Massonnet Ch.: Contribution au calcul des ponts à poutres multiples, Annales des Travaux Publics de Belgique, 1950, (3, 5, 6).

7. Roš: Versuche und Erfahrungen... Bericht Nr. 99, EMPA, Curych 1937, 1938, 1943.

8. Saliger: Versuche über die Verteilung einer Linienbelastung in einer Rippenplatte, Armierter Beton 1912, str. 361.

9. Waitzmann K.: Stanovení pevnosti betonu v hotových konstrukcích (v tisku).

БАРЕШ Р.: ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ И ОЦЕНКА ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ.

Разработка плана испытаний, предпосылки получения надежных данных, недостатки встречающиеся при определении методики испытаний. План хода работ. Величина нагрузки и её длительность. Сравнение нашей практики с методикой принятой за рубежом. Методы применяемые при анализе результатов испытаний. Некоторые недостатки и вытекающие из них последствия. Точные методы анализа. Оптимальный метод для наших условий. Испытание под нагрузкой одной железобетонной конструкции как пример применения предлагаемого метода. Действие нагрузки в поперечном направлении.

Ing. RICH. BAREŠ: BELASTUNGSPROBEN VON BAUKONSTRUKTIONEN AUS STAHLBETON UND DIE BEWERTUNG DER PROBEN.

Die Projektierung, die Voraussetzungen und Mängel der Probe. Der Arbeitsplan. Die Grösse und Dauer der Belastung. Vergleich mit einigen fremden Vorschriften. Die üblichen Bewertungsmethoden der Belastungsprobe, ihre Mängel und deren Konsequenzen. Detaillierte Bewertungsmethoden und die für unsere Verhältnisse geeigneteste von ihnen. Die Belastungsprobe eines grossen Stahlbetonbaues und ein Beispiel der Verwendung dieser Methode. Resultate dieser Probe mit Rücksicht auf die Querübertragung.