

Novus

STAVEBNÍCKY ČASOPIS

Arch.

SEPARÁTNY VÝTLAČOK

SLOVENSKÁ AKADEMIA VIED, BRATISLAVA

Inž. RICHARD BAREŠ, kandidát technických věd
vědecký pracovník Ústavu teoretické a aplikované mechaniky ČSAV, Praha

PŘÍČNÉ SPOLUPŮSOBENÍ PŘEFABRIKOVANÝCH TRÁMOVÝCH KONSTRUKCÍ A JEJICH VÝPOČET

1. Úvod

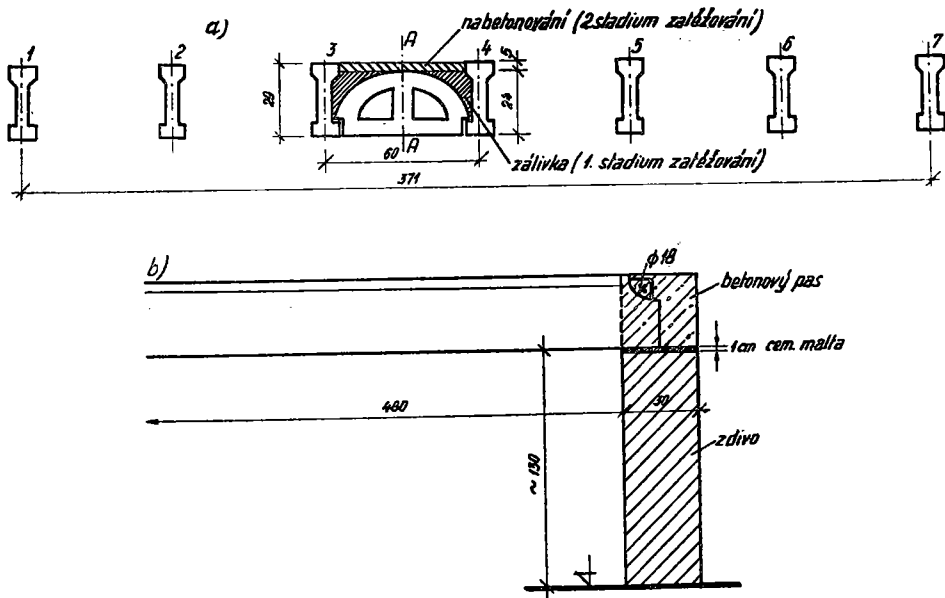
Před časem překvapily odbornou veřejnost výsledky zkoušek stropů z prefabrikovaných desek spojených pouze záhlvkou [1] tím, že ukázaly velké příčné roznášení zatížení.

Stropní konstrukce tvořené z prefabrikovaných železobetonových trámů tvaru I se škvárobetonovými vložkami jsou dnes vedle panelových stropních desek nejběžnější a nejčastěji užívané. Typisacním ústavem podle běžných předpisů byl proveden výpočet samostatného trámu bez ohledu na spolupůsobení s výplňovými vložkami, výplňovým a vyrovnávacím betonem a sousedními trámy; za stejných předpokladů byly prováděny kontrolní zkoušky jednotlivých trámů. Je pochopitelné, že tento postup vedl na jedné straně k předimenzování trámů více zatížených (např. trámů pod příčkami) a na druhé straně k tomu, že velké procento vyrobených nosníků, zvláště pro větší rozpětí, nevyhovělo kritériím, daným normou ČSN 72 3101 pro prefabrikáty.

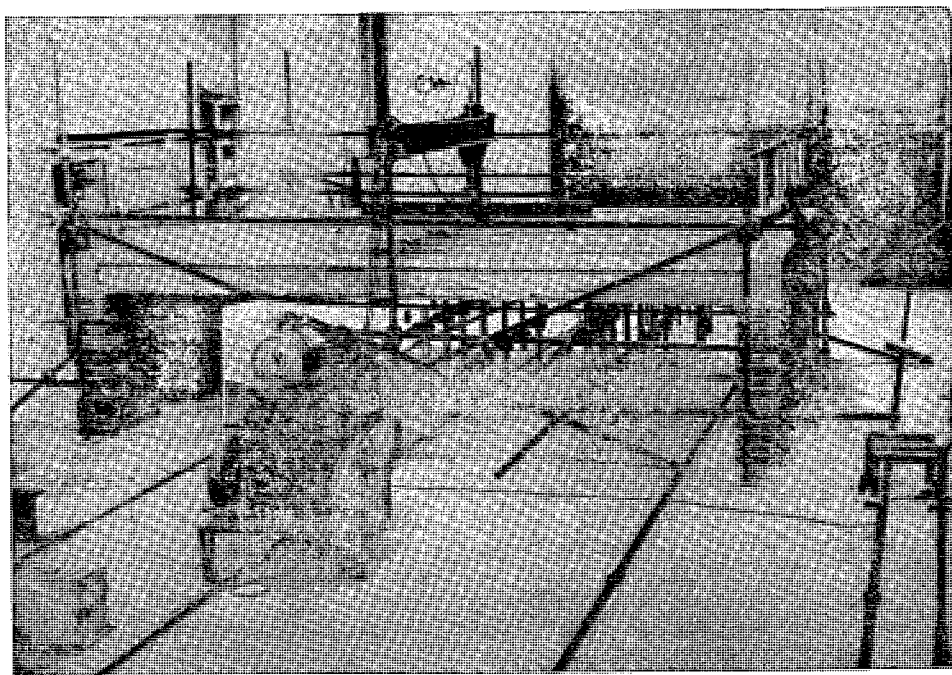
Aby bylo spolehlivě zjištěno chování těchto konstrukcí jako plošného celku, byly provedeny dvě zkoušky stropů, sestavených z trámů PZT 1-510 a PZT 3-510 s vložkami PLM 1-30 [2]. Výsledky jsou stejně překvapivé jako byly u zkoušek panelových stropů. Provedené zatěžovací zkoušky sloužily jako podklad k vypracování přibližného způsobu výpočtu stropů tohoto druhu [3]. Přesný výpočet celé konstrukce není ovšem nutný vzhledem k mnoha nepostížitelným vlivům, zvláště ve spojích jednotlivých prvků. Hledat novou metodu výpočtu nemělo by proto v tomto případě smysl. Poněvadž celková koncepce těchto stropních konstrukcí se blíží ortotropní desce, nabízí se použití některého známého početního postupu. Nejvýhodnější metoda bude jistě ta, která poměrně jednoduše, bez velkých matematických či početních operací především stanoví součinitele příčného roznášení.

2. Popis zkoušek

První ze zkoušek byla provedena v laboratorních podmínkách ve zkušební Ústavu pro zprůmyslnění stavebnictví ve Veselí nad Lužnicí. Ve zkušební hale byly vyzděny do výše 1,30 m zdi 30 cm silné na světlost 4,80 m. Do cementové malty tl. 1 cm bylo

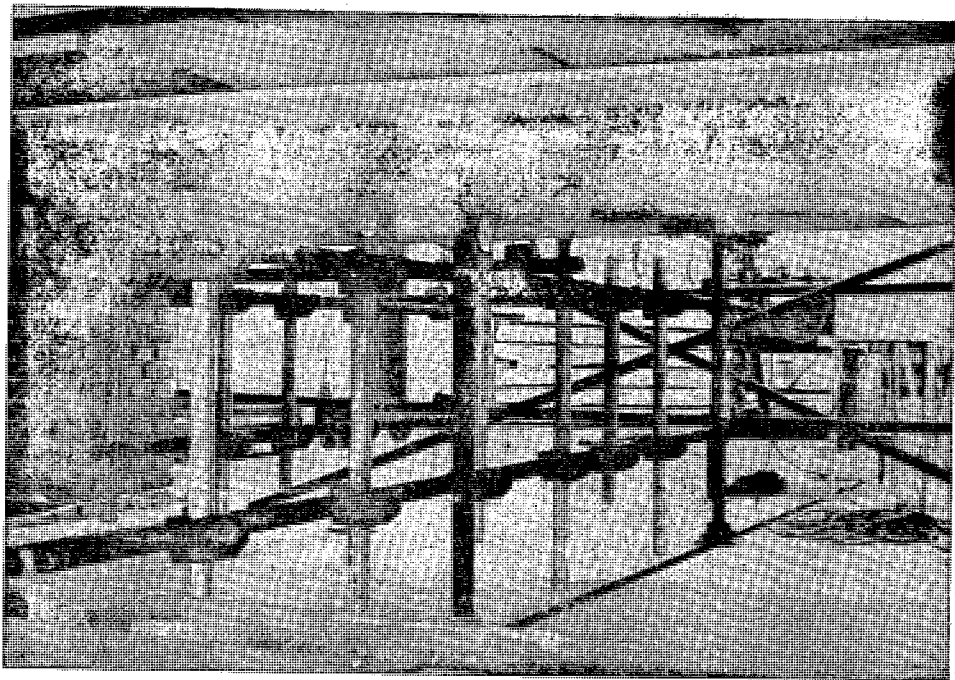


Obr. 1. Uspořádání zkoušky stropu ve Veselí n. Luž. a) Příčný řez, b) řez A—A.



Obr. 2. Pohled na uspořádání zkoušky prefabrikovaného stropu zkušebně ÚZS ve Veselí n. Luž.

osazeno 7 nosníků PZT 1-510, vysokých 29 cm, o osové vzdálenosti 60 cm, takže celková šířka konstrukce byla 3,71 m. Mezi nosníky byly na sucho osazeny škváro-betonové vložky a klín mezi vložkami a nosníky byl zalit řídkým betonem. Poté okem v hlavách nosníků byl provlečen 1 prut \varnothing 18 a hlavy byly zabetonovány, takže na zdech byly vytvořeny pasy 30/30 cm. Použitý beton na závluku i na pas byl zn. 135



Obr. 3. Měřicí zařízení k měření průhybů jednotlivých nosníků.

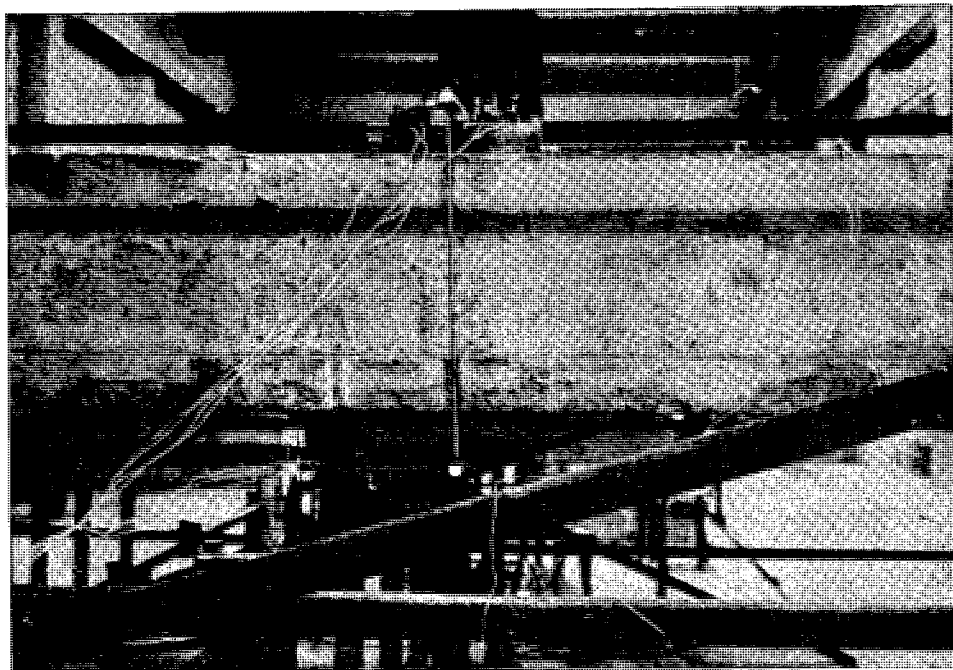
z portlandského cementu zn. 350 (obr. 1, 2.). Po 14 dnech byla konstrukce zkoušena. Zatížení bylo vyvozováno na lámací dráze tlakovým 10 t válcem (píšťalou) a roznašecím zařízením bylo postupně na všech nosnicích aplikováno zatížení dvěma břemeny ve třetinách rozpětí. Zatěžovací stupně byly $644 \div 8074$ kg přibližně po 500 kg. Po zatížení byla konstrukce vždy odlehčena na první stupeň, tj. na 644 kg.

Podle katalogu stavebních hmot [4] je největší moment zbývající pro přenesení užitečného zatížení 890 kgm, čemuž odpovídá při daném roznesení zatížení tlak 1002 kg. Je tedy již druhý zatěžovací stupeň roven podle „katalogu“ největšímu dovolenému zatížení, ačkoli napětí krajních vláken nosníku, jak dále uvidíme, je pouze zlomkem napětí dovoleného.

Po vyzkoušení byla mezi nosníky nabetonována 4,5 cm silná vrstva z betonu o pevnosti asi 170 kg/cm^2 , takže celý strop byl vyrovnán na výšku 29 cm. Po nabetonování byla konstrukce znovu zkoušena stejným způsobem jako poprvé. Na konec byl zatěžován střední trám až do porušení. Pro tento druhý případ změnil se ohro-

bový moment příslušný užitému zatížení na 723 kgm, což odpovídá tlaku válce 803 kg.

Čtení bylo prováděno až po úplném ustálení. Tlak válce byl kontrolován jednak elektricky profilovým ukazatelem zn. Regula o rozsahu 100 atm, jednak manometrem, umístěným přímo na válci, zn. Prema o rozsahu též 100 atm. Pod každým nosníkem v polovině a ve čtvrtině rozpětí byly osazeny setinové indikátorové hodinky, stejně



Obr. 4. Osazení strunových tensometrů.

jako na podporách nad každým nosníkem. Mimoto byly měřeny deformace horních a spodních vláken nosníků, asi 20 cm od středu rozpětí, strunovými tensometry (obr. 3, 4) s netlumeným kmitáním.

Druhá ze zkoušek byla uskutečněna ve III. patře novostavby obytného domu v Praze 6. Strop byl proveden běžným způsobem z nosníků PZT 1-510 a PZT 35-10 se škvárobetonovými vložkami PLM 1-30, přičemž v době zkoušky nebylo provedeno nabetonování mezi nosníky, nýbrž pouze zalití klínových spar mezi nosníky a tvárnicemi. Zatížení bylo realizováno ocelovými hranoly (cágly), kladenými přes dva střední nosníky uprostřed rozpětí na šířku 60 cm.

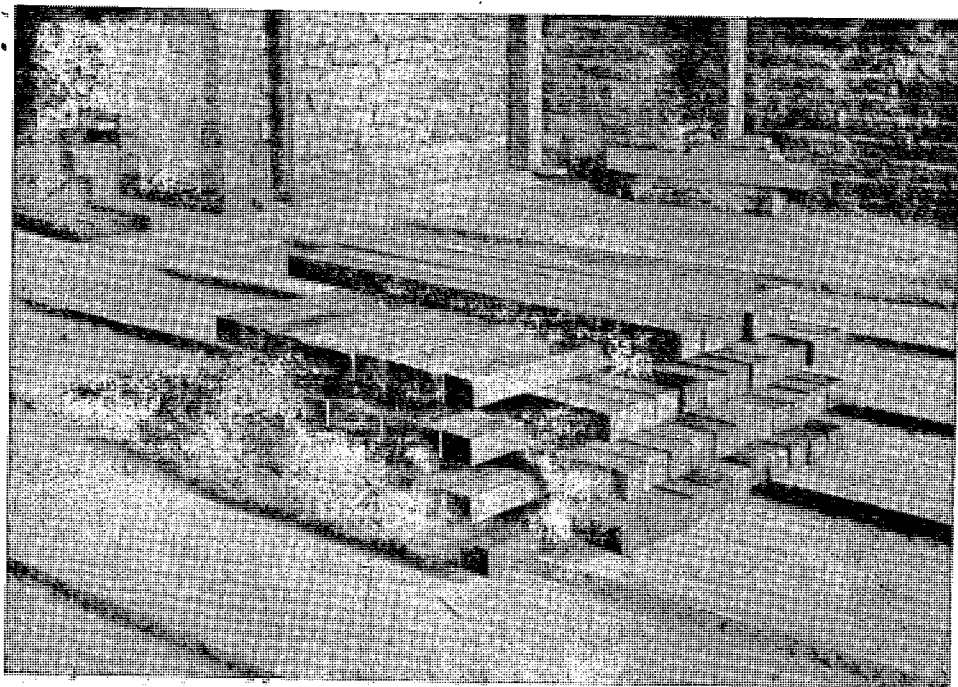
Pro užité zatížení z ohybového momentu $M = 890$ kgm vychází váha cáglů na 1 nosník při daném rozložení 765 kg. Byly voleny stupně 500, 1000, 1500, 1700 a 1900 a zatížení bylo pokládáno třikrát. Měřeny byly průhyby ve středu a u podpor všech nosníků indikátorovými hodinkami. Z naměřených hodnot pro každý stupeň jsou uváděny průměrné hodnoty (obr. 5).

3. Výsledky měření

A. Strop zkoušený laboratorně ve Veselí n. Luž.

Hlavním účelem zkoušky bylo určit velikost příčného roznášení, tj. určit, kolik procent přeneso přímo zatížený trám z aplikovaného zatížení a kolik přenesou z tohoto zatížení trámy sousední.

Vyhodnocení příčného roznášení může se provést dvěma způsoby. Buď se stanoví součinitel příčného roznášení poměrem průhybů jednotlivých nosníků k „průměrnému“ průhybu, který by vznikl při zatížení všech trámů současně tímtéž zatížením,

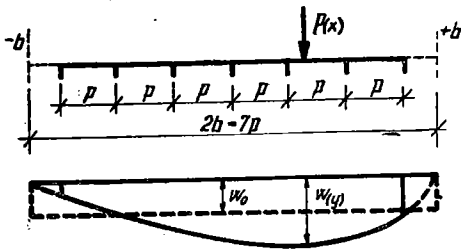


Obr. 5. Zatěžování stropu z prefabrikovaných nosníků v novostavbě obytného domu v Praze 6.

rozděleným na všechny trámy rovnoměrně (např. metoda Guyon—Massonnetova) [5,6], nebo poměrem jednotlivých průhybů k „volnému“ průhybu jednoho samostatného nosníku pod tímtéž zatížením.

Metoda Guyon—Massonnetova nahrazuje konstrukci ortogonálně anisotropní, nebo krátce ortotropní deskou, tedy deskou, která má ve dvou kolmých směrech různé vlastnosti, obecně také ohybovou tuhost. Zavádí poměr vertikálního posunutí (průhybu) $w(x)$ bodu desky účinkem zatížení $p(x)$ k průhybu w účinkem zatížení p , které bude rovnoměrně rozloženo po celé šířce desky, jako součinitel příčného roznášení K . Obecné zatížení $p(x)$ nahrazuje zatížením harmonickým $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$

a předpokládá, že příčné roznesení zatížení mezi jednotlivé trámy bude stejné pro jakékoli přímkové zatížení. Řešení parciální diferenciální rovnice čtvrtého řádu pro každý jednotlivý případ odpadá, neboť



Obr. 6.

roz-
nášení K pro nulovou torsní tuhost $\alpha = 0$
vypočtených Guyonem a pro úplnou
torsní tuhost $\alpha = 1$, vypočtených Masson-
netem v závislosti na poměrných pořad-
nicích působiště břemene, místa, ve kterém
je účinek hledán, a parametru příčného
ztužení ϑ . Pro v kroucení obecně tuhou
konstrukci, tedy pro α v intervalu $(0; 1)$
lze pro součinitele příčného roznášení po-
užít interpolačního vzorce. Velkou výhodou
této metody je, že po vypočtení průřezo-
vých parametrů ϑ a α téměř okamžitě ob-
držíme pořadnice příčinkové čáry příčného
roznášení; další velkou výhodou je, že

není třeba interpolovat ve dvou směrech, poněvadž se nepoužívá ploch, nýbrž čar.

Rozměrové parametry, na nichž jsou závislé hodnoty příčného roznášení podle Guyon—Massonneta, jsou tyto:

a) součinitel příčného ztužení

$$\vartheta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\varphi_T}{\varphi_P}},$$

kde $2b$ — „účinná“ šířka, tj. n -násobná vzdálenost nosníků, je-li nosníků n ,

l — rozpětí,

φ_T — jednotková tuhost v podélném směru,

φ_P — jednotková tuhost v příčném směru.

Jeho hodnota se pohybuje v praktických případech v mezích od 0,4 do 2,0.

b) součinitel tuhosti v kroucení

$$\alpha = \frac{\gamma_T + \gamma_P}{2 \sqrt{\varphi_T \cdot \varphi_P}},$$

kde γ_T a γ_P — jednotkové tuhosti v kroucení v podélném a příčném směru,

φ_T a φ_P — jako nahoře.

Vyhodnocení naměřených hodnot provedeme tak, že nejdříve doplníme ohybové čáry v příčném směru na účinné šířce konstrukce $2b = n \cdot p$, kde p je osová vzdálenost nosníků. Potom změříme plochu F_w , omezenou vodorovnou osou a ohybovou čarou (např. součtem lichoběžníků).

Průměrný průhyb příčného řezu konstrukce je dán rovnicí

$$w_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} w(y) dy;$$

dělíme-li obě strany této rovnice hodnotou w_0 a zavedeme-li označení

$$K_{(y)} = \frac{w_{(y)}}{w_0}$$

lze psát, že

$$\frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} K_{(y)} dy = 1.$$

Změřená průhybová čára je lineárně zkrslena, takže bude

$$c \frac{F_w}{2b} = 1$$

z čehož

$$c = 1/w_0 = \frac{2b}{F_w}$$

a z toho dále

$$K_{(y)} = c \cdot w_{(y)}.$$

Přibližně sčítáním lichoběžníků je

$$F_w \doteq b/4 \left[\frac{w_1}{2} + w_2 + w_3 + \dots + w_8 + \frac{w_9}{2} \right],$$

což dosazeno do horního vztahu pro c dává

$$c \doteq \frac{8}{\frac{w_1}{2} + w_2 + \dots + w_8 + \frac{w_9}{2}}.$$

Poněvadž poloha břemene je v bodech $\pm 2/7 b$, $\pm 4/7 b$, $\pm 6/7 b$ a nikoliv, jak předpokládají Guyon—Massonnet, v bodech $\pm 1/4 b$, $\pm 1/2 b$, $\pm 3/4 b$, b , nelze s výjimkou středního bodu přímo srovnávat naměřené hodnoty s teoretickými, vypočtenými Massonnetem [7]. Pro dva případy zatížení v $e = 6/7 b$ a $e = 4/7 b$ byly vypočteny správné součinitelé příčného roznášení pro $\alpha = 1$ a $\vartheta = 1,4$ z rovnice, odvozené Guyonem [8]. Pro zatížení v $e = 0$ bylo použito tabulek Massonnetových [7]. Za uvedených předpokladů jsou teoretické hodnoty součinitele K podle tab. 1.

Tabulka 1

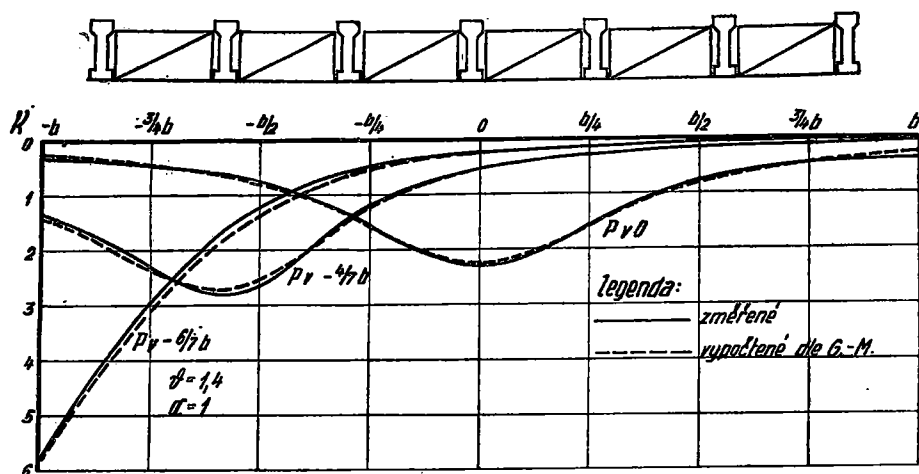
Poloha břemene	Poloha průřezu								
	$-b$	$-3/4 b$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3/4 b$	b
$-6/7 b$	5,8643	3,0266	1,3600	0,5739	0,2309	0,0905	0,0299	0,0148	0,0070
$-4/7 b$	1,3982	2,3454	2,4863	1,2101	0,5218	0,2964	0,1652	0,1006	0,0491
0	0,2309	0,4101	0,8126	1,5538	2,2108	1,5538	0,8126	0,4101	0,2309

Pro srovnání jsou uvedeny v tab. 2 naměřené hodnoty součinitele K pro stejné zatěžovací případy jako v předchozí tabulce.

Tabulka 2

Poloha břemene	Poloha průřezu								
	$-b$	$-3/4 b$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3/4 b$	b
$-6/7 b$	5,810	2,880	1,180	0,494	0,239	0,141	0,086	0,052	0,023
$-4/7 b$	1,381	2,303	2,681	1,165	0,552	0,296	0,169	0,104	0,068
0	0,338	0,473	0,794	1,514	2,208	1,482	0,732	0,452	0,348

Na obr. 7 jsou znázorněny křivky příčného roznášení naměřené a teoretické. Je vidět, že pro předpoklady $\alpha = 1$ a $\vartheta = 1,4$ teoretické výsledky se velmi dobře přibližují skutečnosti. Pro zatížení uprostřed je shoda dokonalá a konstrukce se chová jako úplně tuhá v kroucení ($\alpha = 1$). Pro zatížení blízké ke kraji, vlivem nedokonalého spojení trámů, tuhost v kroucení se zmenšuje. Neklesne však, jak bylo zjištěno mnohými srovnáními s vypočtenými teoretickými hodnotami níže, než odpovídá parametru $\alpha = 0,82$.

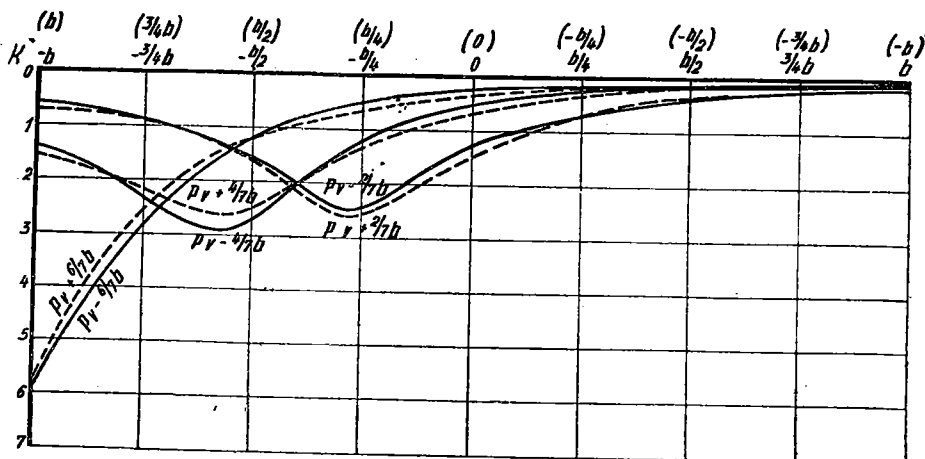


Obr. 7. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30 bez nabetonování. Srovnání příčkových čar příčného roznášení naměřených a vypočtených podle Guyon—Massonneta pro zatížení dvěma os. břemeny ve $1/3$ rozpětí.

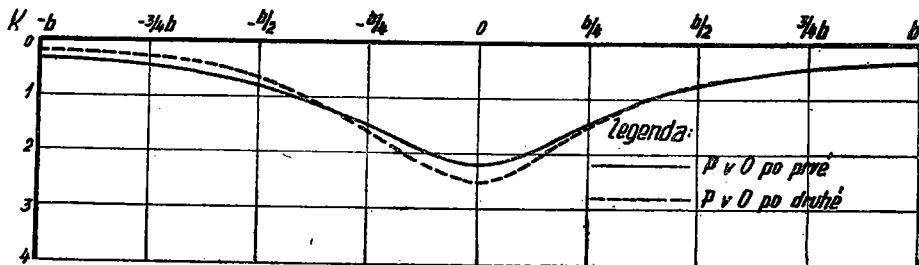
Jak již dříve uvedeno, bylo úmyslně porušeno spojení mezi trámy a vložkami přetížáním některých trámů. Přesto, že po tomto zásahu působilo mezi nosníky pouze tření, neliší se hodnoty součinitele příčného roznášení podstatně od hodnot před

porušením. Na obr. 8 jsou porovnány křivky příčného roznášení pro zatížení na trámech symetrických ke středu, tj. 1, 2, 3 a 7, 6, 5, na obr. 9 srovnání čar při zatížení trámu 4 po prvé (před úmyslným porušením spojení) a po druhé (po porušení spojení). Vyjadřují tedy tyto obrázky poměr příčného roznášení před a po porušení příčného spojení zálivkou.

Při přetěžování došlo vždy k objevení trhlin na trámu a k vyčerpání jeho únosnosti dříve než k porušení v příčném směru. To potvrzuje závěry P. M. Morise [9], ke kterým došel při studiu chování isotropních desek na mezi únosnosti, že příčné ohybové momenty jsou jen malým zlomkem momentů podélných a při dimensování



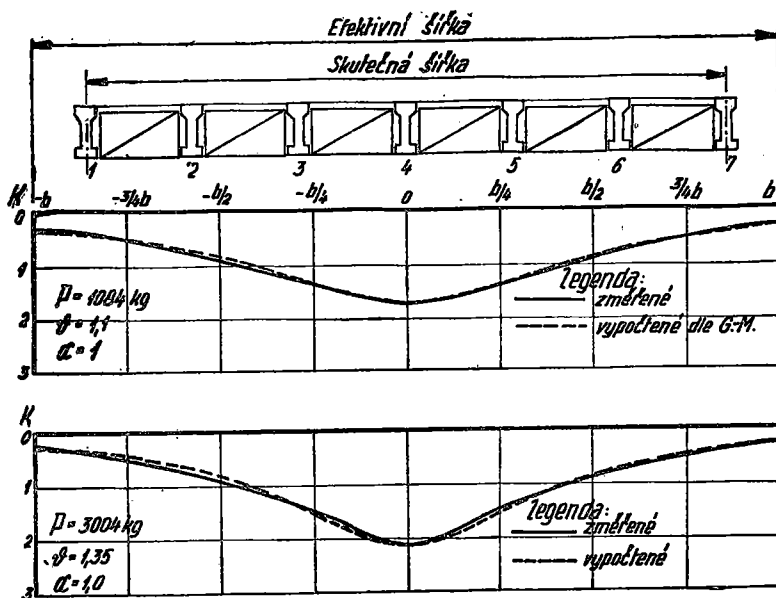
Obr. 8. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30 bez nabetonování. Srovnání příčkových čar příčného roznášení K při zatížení na trámech 1a 7, 2a 6, 3a 5.



Obr. 9. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30 bez nabetonování. Srovnání příčkových čar příčného roznášení K středního trámu před a po porušení příčného spojení zálivkou.

podle běžné praxe vždy dojde k porušení v podélném směru dříve, než v příčném; přitom se až do stadia porušení nemění podstatně ani způsob ani velikost příčného roznášení.

Nabetonováním 4,5 cm vrstvy se podstatně zmenšil průměrný průhyb, což odpovídá dalšímu zvětšení tuhosti v podélném směru. Naproti tomu příčné roznášení se podstatně nezměnilo a pouze při menších stupních zatížení je patrné. Při zvětšování zatížení blíží se hodnoty příčného roznášení hodnotám, obdrženyým před nabetonováním.



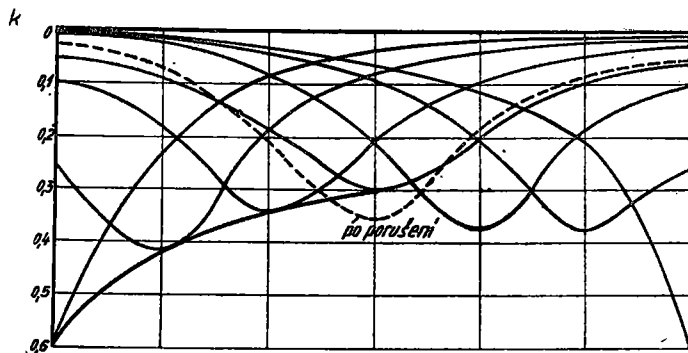
Obr. 10. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30 s nabetonováním. Srovnání příčkových čar příčného roznášení naměřených a vypočtených podle Guyon—Massonneta pro zatížení dvěma os. břemeny ve $1/3$ rozpětí.

váním. Ještě znatelněji projevovala se při této úpravě konstrukce jako úplně tuhá v kroucení a lze ve všech případech použít parametru v kroucení $\alpha = 1$. Parametr příčného ztužení pohybuje se od hodnoty $\varphi = 1,1$ pro nízké zatěžovací stupně ($P = 1,084 \text{ t}$) až k hodnotě $\varphi = 1,35$ pro vyšší stupně ($P = 3,004 \text{ t}$), tedy k hodnotě φ , odpovídající chování konstrukce bez nabetonování (obr. 10).

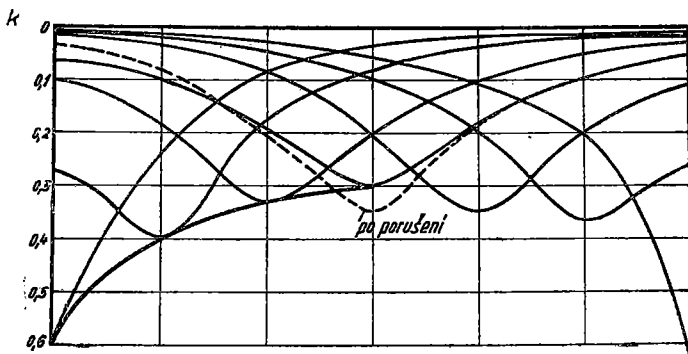
Při dalším zatěžování středního trámu odpovídalo příčné roznášení při stupni $P = 5,040 \text{ t}$ parametrům $\varphi = 1,5$ a $\alpha = 1$, při dalších stupních ($P = 6,019 \text{ t}$; $7,074 \text{ t}$; $8,074 \text{ t}$) se zvětšoval parametr příčného ztužení již nepatrně, avšak zmenšila se tuhost v kroucení a tedy parametr α až asi k hodnotě $\alpha = 0,6$ při $P = 8,074 \text{ t}$. Od zatížení $P = 6,019 \text{ t}$ zvětšovaly se průhyby zatíženého nosníku velmi rychle, ve velkém množství začaly se tvořit trhlinky v jeho tažených částech a zdatelně se začaly oddělovat trámy 2 a 6 od vložek a krycího betonu směrem ke středu šířky, takže průhyb středního nosníku stačily sledovat pouze 4 pole. Při $P = 8600 \text{ kg}$ došlo k úplnému vyčerpání únosnosti středního trámu dosažením meze pružnosti výztuže, nadměrnému jeho průhybu a v důsledku toho k úplnému oddělení tohoto trámu od ostatních porušením vložek a nabetonované vrstvy. K náhlému zvětšení průhybu

přispěla také okolnost, že při cca 8500 kg došlo na obou stranách k porušení obvodového věnce kroucením a tedy k náhlé změně stupně vetknutí nosníku.

Vyhodnocení příčného roznášení podle „volného“ průhybu jednoho nosníku provedeme tak, že předpokládáme, že součet průhybů všech nosníků v konstrukci



Obr. 11. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30. Příčinkové čáry příčného roznášení k v $1/2$ rozpětí trámů (bez nabetonování).



Obr. 12. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30. Příčinkové čáry příčného roznášení k v $1/4$ rozpětí trámů (bez nabetonování).

musí být vždy roven průhybu jednoho ideálního nosníku samostatného. Obdržíme tím vztah

$$\sum w_m = w_i$$

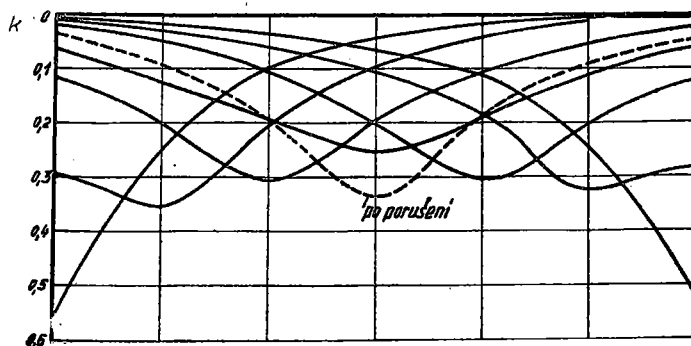
a součinitel příčného roznášení

$$k = \frac{w_m}{w_i} = \frac{w_m}{\sum w_m}$$

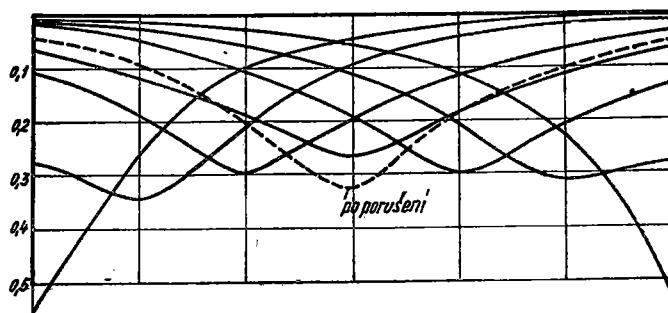
Tento podstatně názornější druhý způsob vyjádření součinitelů příčného roznášení k podle volného průhybu lze přibližně obdržet vydělením součinitelů K podle Guyon—Massoneta počtem trámů.

V obr. 11 a 12 jsou uvedeny takto stanovení součinitelů příčného roznášení k vždy průměrnou hodnotou pro každou polohu břemene v $1/2$ rozpětí a ve $1/4$ rozpětí.

Porovnání hodnot pro jednu polovinu a jednu čtvrtinu rozpětí ukazuje, že velikost i způsob příčného roznášení se nemění po délce rozpětí. Je-li vůbec patrna



Obr. 13. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30. Příčinkové čáry příčného roznášení k v $1/2$ rozpětí trámů (s nabetonováním).

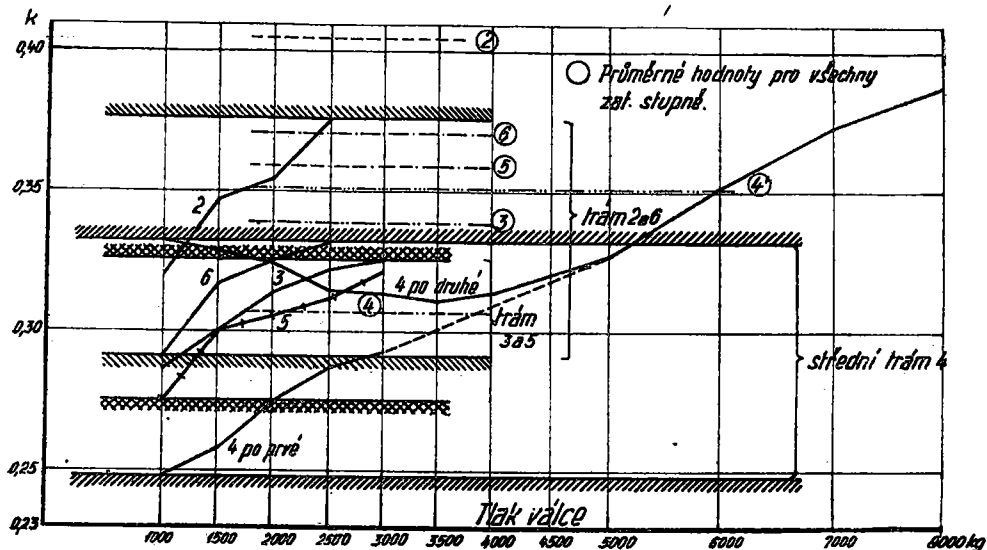


Obr. 14. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30. Příčinkové čáry příčného roznášení k v $1/4$ rozpětí trámů (s nabetonováním).

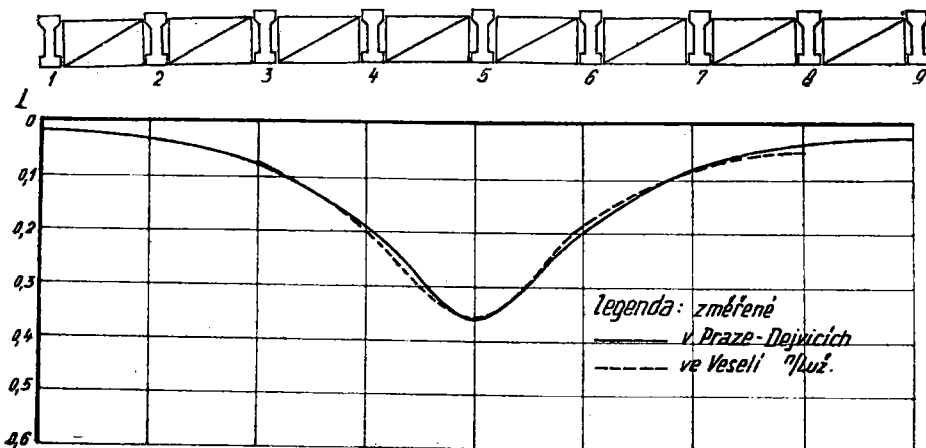
změna, potom pravidelně zlepšuje se příčné roznášení od středu směrem k podporám. Budeme-li tedy usuzovat na prostorové chování plošných konstrukcí z hodnot stanovených pro střed rozpětí, zůstaneme vždy na straně bezpečnosti. Stejně výsledky obdržíme pro druhý případ s nabetonováním, jak je patrné z obr. 13 a 14, kde jsou však uvedeny hodnoty pro zatížení $P = 1574$ kg. V obr. 15 je znázorněn úbytek příčného roznášení v závislosti na procentu zatížení, které přenáší přímo zatížený nosník. Je vidět, že ve všech případech se pohybuje toto procento pro střední nosník a zatěžovací stupně až do $P = 5,3$ t (tj. asi 500 % návrhového zatížení) v oblasti mezi 24,8 a 32,8 %, pro nosníky 3 a 5 do zatížení 3000 kg mezi 27,5 a 32,6 % a pro nosníky 2 a 6 do zatížení 2500 kg mezi 29,1 a 37,6 %. V obrázku jsou také vyznačeny průměrné hodnoty pro konstrukci bez nabetonování (čísla trámů v kroužku).

B. Strop v novostavbě obytného domu v Praze 6

Součinitel příčného roznášení stanovíme přibližně tím způsobem, že budeme předpokládat součet průhybů všech nosníků $\sum w_m$ roven dvojnásobku průhybu jednoho volného nosníku w_i . Použitím vztahu $k_m = \frac{w_m}{w_i}$ dostáváme hodnoty příčného roz-



Obr. 15. Rozmezí změn pořadnic příčkových čar příčného roznášení přímo zatížených trámů se zvětšujícím se zatížením.



Obr. 16. Prefabrikovaný strop z nosníků PZT 1-510 a vložek PLM-30 bez nabetonování v Praze 6 a ve Veselí n. Luž. Příčková čára příčného roznášení k .

nášení podobné těm, které byly vypočteny ve druhé části předcházejícího případu (obr. 16). Vidíme, že i zde je způsob příčného roznášení podobný a že přímo zatížený nosník přebírá pouze okolo jedné třetiny působícího zatížení. Pro porovnání je na témže obrázku vynesena též čára příčného roznášení stropu, zkoušeného ve Veselí n. Lužnicí při zatížení středního nosníku po druhé (bez nabetonování). Shoda obou čar je výtečná a lze říci, že velikost příčného roznášení není podstatně ovlivněna stupněm vetknutí ani druhem a rozdělením zatížení po délce nosníku. Dále také plyne, že velikost příčného roznášení se nesnižuje, jsou-li zatíženy sousední dva trámy současně, při dostatečném počtu trámů v jejich okolí po obou stranách.

4. Početní určení součinitele příčného roznášení

Při výpočtu parametru příčného ztužení ϑ určí se moment setrvačnosti na jednotku délky v podélném směru i_T za předpokladu, že celý průřez, tj. nosník s polovinou vložky na obou stranách i s příp. nabetonováním je monolitický.

Moment setrvačnosti v příčném směru bude velmi značně zmenšován tím, že se vložky mohou otáčet po vyčerpání soudržnosti mezi betonem zálivky a jednotlivými prvky, k čemuž dojde již při poměrně nízkých zatíženích. Jak bylo zjištěno, lze předpokládat ohybovou tuhost v příčném směru na délkovou jednotku závislou na hodnotě redukovaného momentu setrvačnosti $i = i_p/100$, kde i_p je moment setrvačnosti na délkovou jednotku náhradního průřezu o stejné výšce jako v konstrukci, avšak bez uvažování otvorů. K rozdílným vlastnostem materiálů není třeba přihlížet a je možno předpokládat stejný modul pružnosti v obou směrech. Tím v předchozím vzorci bude pod odmocninou místo poměru tuhostí pouze poměr jednotkových momentů setrvačnosti i_T/i_p . Parametr tuhosti v kroucení může být brán vždy, podle dříve uvedených výsledků, roven jedné.

Pro strop zkoušený ve Veselí nad Lužnicí v případě bez nabetonování vychází pro celý průřez plocha $F = 1193,5 \text{ cm}^2$, moment setrvačnosti $I_T = 87464 \text{ cm}^4$ a vzdálenost těžišové osy od horních vláken $x = 16,17 \text{ cm}$. Jednotkový moment setrvačnosti v podélném směru $i_T = \frac{I_T}{P} = 1450 \text{ cm}^3$; jednotkový moment setrvačnosti v příčném směru podle dříve uvedených předpokladů $i_p = 1228/100 = 12,28 \text{ cm}^3$. Parametr příčného ztužení při účinné šířce $2b = 7p = 7 \times 60 = 420 \text{ cm}$ a rozpětí $l = 495 \text{ cm}$ vychází

$$\vartheta = \frac{210}{495} \sqrt[4]{\frac{1450}{12,28}} = 1,395,$$

což přesně odpovídá hodnotám parametru, který byl zjištěn zatěžovací zkouškou. V případě s nabetonováním je $i_T = 2025 \text{ cm}^3$ a v příčném směru $i_p = 20,30 \text{ cm}^3$. Pro tyto hodnoty momentů setrvačnosti vychází parametr příčného ztužení $\vartheta = 0,42424 \sqrt[4]{\frac{2025}{20,30}} = 1,333$, což také dobře odpovídá hodnotám, plynoucím ze zatěžovací zkoušky.

Pro takto vypočtené hodnoty ϑ a pro $\alpha = 1$ nalezneme z Massonnetových tabulek

např. pro zatížení uprostřed účinné šířky b tyto hodnoty součinitele příčného roz-
nášení K :

Tabulka 3

	$-b$	$-3/4 b$	$-b/2$	$-b/4$	$0 B/4$	$b/2$	$3/4 b$	b	
K	0,2309	0,4101	0,8126	1,5538	2,2108	1,5538	0,8126	0,4101	0,239

Dále pak počítáme již každý nosník samostatně pro část zatížení, plynoucí z pří-
činkové čáry příčného roznášení. Je ovšem otázkou, jak spolupůsobí v podélném
ohybu vložky a nabetonování. V dalším provedeme rozbor této otázky a návrh na
početní postup.

5. Početní stanovení průřezu působícího v podélném ohybu

Rozhodujícím činitelem při výpočtu napětí či deformací je ohybová tuhost EI .
Pro zatížení dvěma břemeny ve třetinách rozpětí prostého nosníku je průhyb
uprostřed

$$y = \frac{M'}{6 EI} (3/4 l^2 - m^2).$$

Známe-li průhyb a zatížení, můžeme určit z této rovnice součin

$$EI = \frac{M'}{6y} (3/4 l^2 - m^2),$$

při čemž M' je ohybový moment redukovaný podle příčinkové čáry příčného roz-
nášení k , obdržené ze změřených průhybů a vypočtené v předchozí kapitole. Pomocí
takto vypočtené tuhosti EI můžeme stanovit křivost

$$\omega = \frac{M'}{EI}.$$

Poněvadž byly měřeny také deformace horních a spodních vláken nosníků, můžeme
dále určit plochu neutrálné osy průřezu. Je-li ϵ_h přetvoření horních vláken nosníků,
plyne vzdálenost neutrálné osy od horního povrchu trámů ze vztahu

$$x = \frac{\epsilon_h}{\omega}.$$

Uvedeným postupem byly zjištěny hodnoty EI a x pro stropní konstrukci zkoušenou
ve Veselí n. Luž. pro zatížení různých nosníků pro různé zatěžovací stupně.

V případě bez nabetonování vychází pro přímo zatížený trám průměrná hodnota
 $EI = 632,5 \cdot 10^8 \text{ kgm}^2$ a průměrná hodnota $x = 13,91 \text{ cm}$. Grafické znázornění

těchto hodnot v závislosti na velikosti redukovaného ohybového momentu M' je v obr. 17 a 18. Je vidět, že se zvětšujícím zatížením se součín EI zmenšuje a neutrálná osa se pohybuje směrem k hornímu povrchu; při tom se blíží jak součín EI , tak poloha neutrálné osy v mezích dovolených zatížení určité mezní hodnotě, která se procentuálně neliší značně od hodnoty střední.

Přibližně můžeme vzít v úvahu, pro výpočet v pružném oboru, tj. v rozsahu dovolených zatížení střední hodnotu jak součín EI , tak i polohy neutrálné osy x , aniž bychom se dopustili podstatně větší chyby, než při uvažování přesnějšího průběhu v závislosti na velikosti ohybového momentu. Tento předpoklad je oprávněn i z toho důvodu, že není možno postihnout všechny nepřesnosti a odchylky v prvcích montovaných, zvláště z tak různorodého materiálu jako v našem případě.

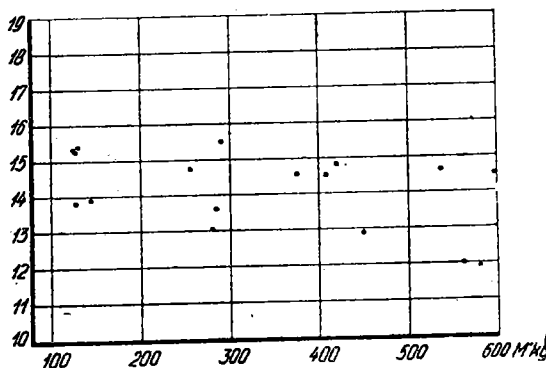
V případě s nabetonováním je průměrná hodnota $EI = 755,5 \cdot 10^3 \text{ kgm}^2$ a $x = 10,41 \text{ cm}$. Vliv nabetonované vrstvy mezi nosníky je, jak vidět ze středních hodnot součín EI a polohy neutrálné osy x , dosti značný. Sou-

čin EI se zvětšil asi o 20 % proti případu bez nabetonování, neutrálná osa se posunula k hornímu okraji, od něhož se vzdálenost zmenšila asi o 25 % proti případu bez nabetonování. Průběh těchto hodnot má stejné vlastnosti jako v předě-
šlém případě (obr. 19, 20). Opět lze použít přibližně středních hodnot součín EI a vzdálenosti neutrálné osy x ; vliv nabetonování lze jednoduše zahrnout zvětšením součín EI , resp. zmenšením vzdálenosti neutrálné osy x od horních vláken trámů asi o 20 % až 25 %.

Správný výpočet napětí nosníků je závislý do značné míry na volbě předpokladů. Na základě rozboru výsledků zatěžovacích zkoušek bylo zjištěno, že pro výpočet napětí je nejlépe předpokládat, že železobetonový průřez (nosník) působí v ohybu celý a z vložek a nabetonování pouze tlačena část, neboť vložky nejsou nijak spolu spojeny a mohou se od částku zatěžování v tažené části od sebe rozvírat.

Za těchto předpokladů plyne z rovnováhy statických momentů části průřezů nad a pod neutrálnou osou pro případ bez nabetonování poloha neutrálné osy $x = 13,25 \text{ cm}$, moment setrvačnosti $I = 17339,4 \text{ cm}^4$ a $EI = 607 \cdot 10^3 \text{ kgm}^2$ při uvažování hodnoty

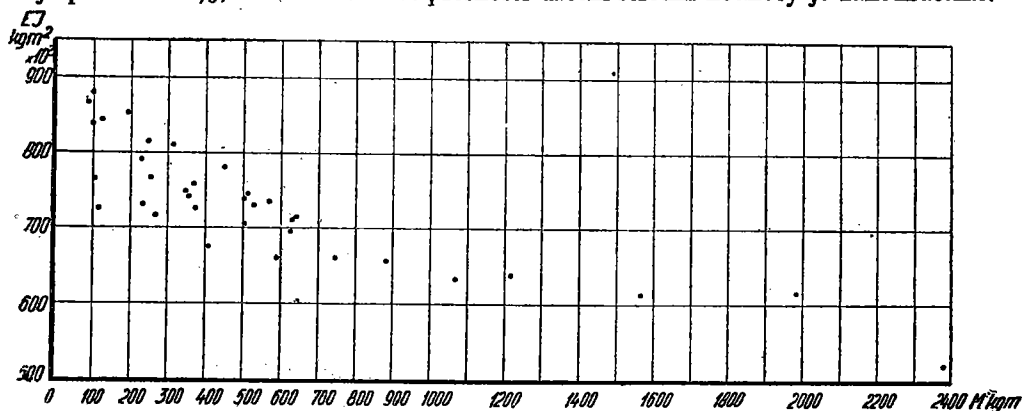
číslo 19



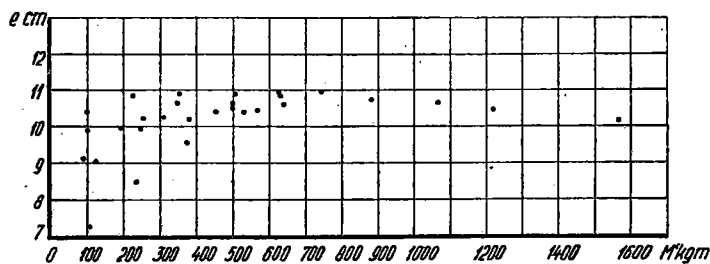
Obr. 18. e bez nabetonování. Střední hodnota = 13,91 cm.

modulu pružnosti betonu trámů $350\,000\text{ kg/cm}^2$, oceli $2\,100\,000\text{ kg/cm}^2$ a zálivky $100\,000\text{ kg/cm}^2$. Shoda s naměřenými hodnotami je postačující.

Pro případ s nabetonováním je $x = 10,81\text{ cm}$, $I = 22184,5\text{ cm}^4$ a $EI = 775 \cdot 10^3\text{ kgm}^2$. Shoda s výsledky měření, vyjádřená středními hodnotami je dobrá; chyba je přibližně 5 %, což vzhledem k přesnosti určení střední hodnoty je zanedbatelné.



Obr. 19. EI s nabetonováním. Střední hodnota = $755,50 \times 10^3\text{ kgm}^2$.



Obr. 20. e s nabetonováním. Střední hodnota = $10,41\text{ cm}$.

Závěr

V předchozích kapitolách byly podrobně zhodnoceny výsledky měření dvou stropních konstrukcí. Z obou zkoušek je patrné veliké příčné roznášení zatížení, ať s nabetonovanou vrstvou nebo bez ní. Můžeme říci, že přímo zatížený nosník převzme ze zatížení pouze okolo jedné třetiny. Zbytek $\frac{2}{3}$ zatížení přenesou sousední trámy. Efektivní ohybová tuhost nosníku, směrodatná pro podélný ohyb je podstatně zvětšována spolupůsobením škvárobetonových tvárnic, betonové zálivky, případně nabetonování. Neutrálná osa se posune směrem k horním vláknům, a to ztelněji při nabetonování horní vrstvy betonu. K porušení dochází překročením meze pružnosti oceli v přímo zatíženém nosníku při poměrně malém namáhání betonu (např. při $\sigma_a = 4600\text{ kg/cm}^2$ je $\sigma_b = 115\text{ kg/cm}^2$). Pevnosti betonu zálivky a horní vrstvy nemají podstatný vliv na uvedené zjevy.

Na základě těchto výsledků lze učinit závěr, že ve většině případů není zapotřebí např. pod příčky 15 cm silné dávat těžké staveništní prefabrikáty spolu s prefabri-

kovaným zesíleným (příčkovým) nosníkem, nýbrž že postačí k přenesení přitížení samotný zesílený nosník, případně s použitím zesílených nosníků sousedních.

Znamená to také, že pro lehké příčky 5 či 10 cm tlusté bude stačit menší zesílení výztuže prefabrikovaných nosníků, než se provádí doposud. Obdržené výsledky nás opravňují také se domnívat, že nosníky, které nesplní při kontrolních zatěžovacích zkouškách ustanovení normy ČSN 723101, vyhoví bezpečně pro předepsané zatížení v konstrukci.

Známe-li při výpočtu takových konstrukcí součinitele příčného roznášení, jakož i způsob působení průřezu v podélném ohybu, tj. tuhost EI a polohu neutrálné osy x , lehce již můžeme vypočítat napětí betonu nebo výztuže trámů.

Výpočet příčného roznášení podle Guyon—Massonneta je při uvážení správného součinitele ϑ , příp. α poměrně velmi přesný a hlavně velmi rychlý, zatím co je nutno zdůraznit, že výsledky obdržené při výpočtu napětí nejsou zcela přesné a mohou být v určitých případech zatíženy podstatnou chybou.

V každém případě nám dává uvedený způsob výpočtu možnost získání názoru o napětí jednotlivých prvků stropní konstrukce.

LITERATURA

1. Machač V., Příčné spolupůsobení prefabrikovaných stropních prvků spojených betonovou záhlvkou. Pozemní stavby č. 6, 1957. — 2. Bareš R., Příčné spolupůsobení prefabrikovaných trámových konstrukcí. Zprávy ÚTAV—ČSAV č. 17, v tisku. — 3. Bareš R., Výpočet montovaných stropů z prefabrikovaných nosníků I-průřezu s výplněmi ze škvárobetonových vložek. Zprávy ÚTAV—ČSAV č. 17, v tisku. — 4. Prefabrikované stavební dílce betonové, železobetonové a z předpjatého betonu. Katalog stavebních hmot. Ministerstvo stavebnictví, Výzkumný ústav stavebních hmot v Brně, SNTL, 1957. — 5. Guyon Y., Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées de France, 553—612, 1946. — 6. Massonnet Ch., Contribution au calcul des ponts à poutres multiples. Annales des Travaux Publics de Belgique č. 3, 5, 6, 1954. — 7. Massonnet Ch., Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples. Annales des Travaux Publics de Belgique 5, 1954. — 8. Guyon Y., Calcul des ponts — dalles. Annales des Ponts et Chaussées de France, 555—589 a 683—718, 1949. — 9. Morise P. B., The minimum transverse strength of slab bridges. Magazine of Concrete Research č. 23, 1956.

Рихард Бареш

ПОПЕРЕЧНОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ БАЛОЧНЫХ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ РАСЧЕТ

Автор рассматривает нагрузочные испытания сборных перекрытий состоящих из железобетонных балок и сравнивает полученные результаты измерений с величинами определенными расчетом по методу Гион—Массоне с учетом влияния шлакобетонных вставочных частей и соединяющего бетонного слоя между балками на поперечное совместное действие конструкции и величину прогибов. Статья также подает расчетное определение коэффициента поперечного распределения нагрузки и определение поперечного сечения действующего в продольном изгибе. Статья оканчивается оценкой результатов измерений.

Richard Bareš

DIE LASTVERTEILUNG UND DIE STATISCHE BERECHNUNG VON KONSTRUKTIONEN AUS BETONFERTIGTEILEN

Der Verfasser beschreibt zwei Belastungsprüfungen an Stahlbetondecken, welche aus Balkenfertigteilen hergestellt wurden. Er führt die daraus gewonnenen Meßergebnisse an und vergleicht sie mit den an Hand der Methode von Guyon—Massonnet berechneten Werten, mit besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Schlackenbetoneinlagen und der anbetonierten Schicht auf die Lastverteilung und auf die Größe der Durchbiegungen. Er befaßt sich weiters mit der mathematischen Bestimmung des Lastverteilungskoeffizienten und mit der Bestimmung des Querschnittes, welcher bei der Durchbiegung in der Längsrichtung wirkt. Zum Schluß gibt der Verfasser eine Auswertung der Meßergebnisse.

Ústav teoretické a aplikované mechaniky Československé akademie věd, Praha

Máj 1958