

ZPRÁVY

ÚSTAVU TEORETICKÉ A APLIKOVANÉ MECHANIKY

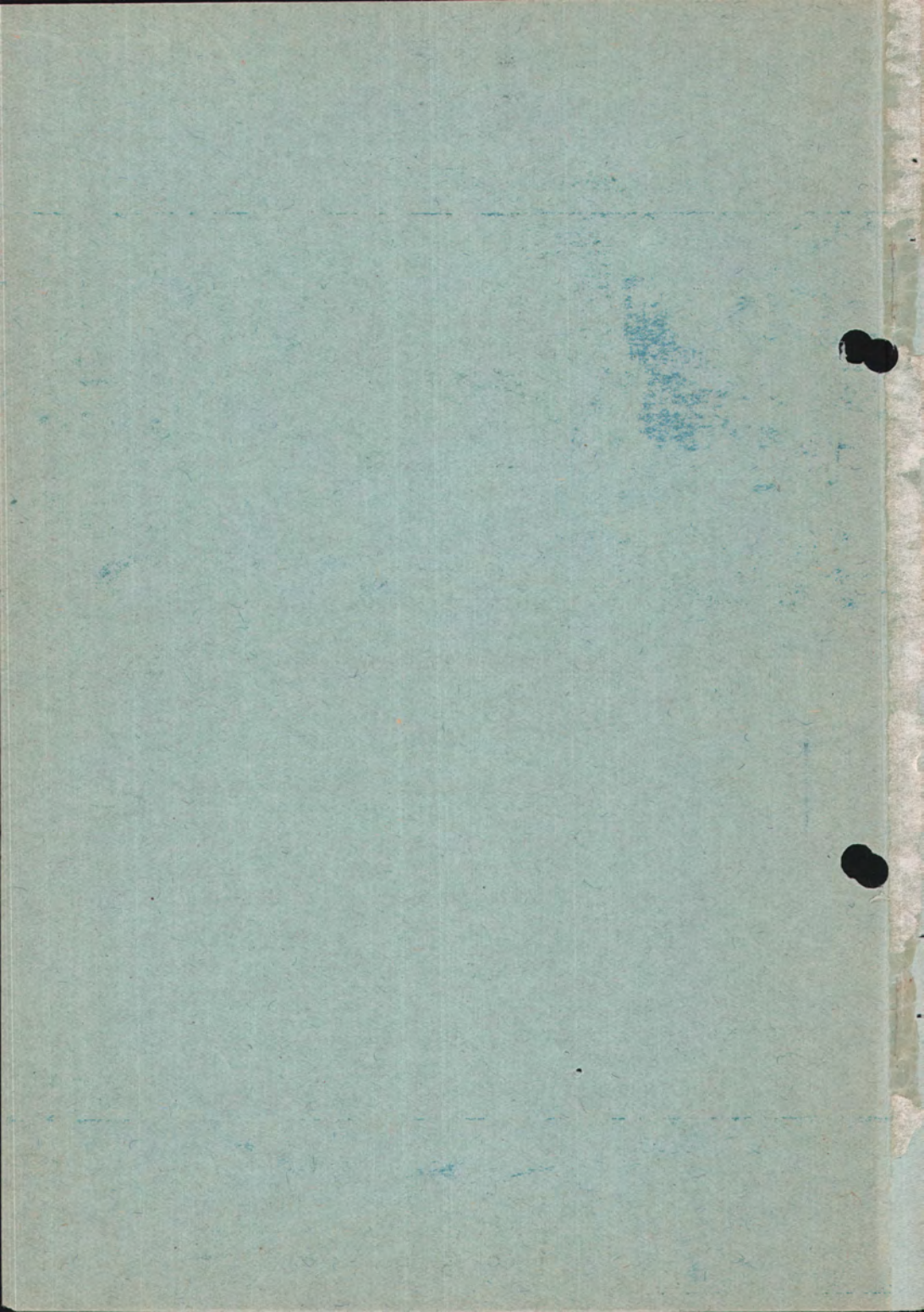
— ÚTAM — ČSAV —

ČESKOSLOVENSKÁ AKADEMIE VĚD

- Ing. Milík TICHÝ :
kandidát technických věd
Měření křivosti ohybové čáry
při zatěžování nosníku 1
- Ing. Richard BAREŠ :
kandidát technických věd
Příčné spolupůsobení prefabri-
kovaných trámových konstrukcí 30
Výpočet montovaných stropů
z prefabrikovaných nosníků
průřezu .I s výplněmi ze
škvárobetonových vložek 65

PRAHA

1 9 5 9



Методы измерения кривизны линии изгиба
при загрузении балок

Р е з ю м е

При экспериментальном решении некоторых исследовательских задач на области теории изгиба балок должна быть известна зависимость между изгибающим моментом и кривизной линии изгиба. Эта зависимость может быть установлена с помощью нескольких методов, которые по существу можно разделить на три следующих основных группы:

- а/ метод измерений преобразования по высоте сечения
- б/ метод измерений абсолютных изгибов балки относительно опоры
- в/ метод измерений относительных изгибов балки на верхней или нижней поверхности /измерения трехточечным измерителем кривизны/.

Использование того или иного метода зависит от преследуемых целей и от условий испытаний.

Первый метод пригоден обычно в тех случаях, когда нам желательно определить кривизну на весьма коротком отрезке балки. Однако на результаты измерений часто влияют местные нарушения. Для определения средней кривизны в более обширной области может быть применен метод измерения изгиба балки. Например, по величине изгиба балки, загруженной двумя сосредоточенными грузами /2/ можно определить параметры зависимости между изгибающим моментом и кривизной линии изгиба; определение величины кривизны может быть проведено и непосредственно - с помощью приближенного соотношения /3/.

Для измерений кривизны на различных местах балки наиболее пригоден трехточечный измеритель кривизны /рис. 4/. Последний может быть применен как для определения средней кривизны, так и для определения местных нарушений. Результаты измерений могут быть использованы для статистической обработки.

Измерения с помощью измерителя кривизны страдают погрешностями, возникающими в результате наличия приближенных предположений и случайностей, вызванных конструкцией прибора и способом измерений.

При применении приближенного соотношения /4/ величина погрешности может достигнуть значения порядка максимально острых долей процента замеренной кривизны.

Величина кривизны в измеряемой области обычно изменяется; при вычислениях на основании измерений величину кривизны, полученную по соотношению /2/, можно принимать за среднюю величину.

Математический анализ, приведенный в пар. 2-3, показывает, что такое предположение точно лишь в тех случаях, когда кривизна в измеряемой области изменяется линейно. В случае отсутствия линейности приведенное выше предположение вызывает погрешности, зависящие от степени нелинейности. При анализе был рассмотрен случай, когда изменения кривизны в интервале измерений могут быть выражены алгебраической функцией типа, приведенного в уравнении /7/. Решение задачи было приведено для двух следующих случаев, а именно: для случая, когда функция /7/ справедлива во всем интервале измерений и для случая, когда ее справедливость распространяется лишь на часть интервала. Общий случай расчета приводит к полной и неполной функции бета. На двух примерах показан расчетный прием с помощью таблиц I-III; примеры, однако показывают, что в обычных случаях погрешность можно пренебречь, т.к. она не превышает 2 %.

Случайные ошибки при измерениях вызываются сопротивлением часов, неравномерным нагревом прибора и, наконец, собственным осаживанием измерителя изгиба. Из результатов измерений с помощью измерителей кривизны в диапазоне 40 и 80 см получается вероятная ошибка

$$\Delta\omega_{40} = \pm 0,014 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}$$

или
$$\Delta\omega_{80} = \pm 0,0038 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}$$

так что точность прибора и для небольших величин измеряемой кривизны можно считать вполне пригодной.

PRÍČNÉ SPOLUPŮSOBENÍ PREFABRIKOVANÝCH TRÁMOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Richard Bareš
kandidát technických věd

1. Úvod

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

Stropní konstrukce z prefabrikovaných železobetonových trámů průřezu I se škvárobetonovými vložkami jsou dnes vedle panelových stropních desek nejběžnější a nejčastěji se jich užívá. Typisací ústav provedl podle běžných předpisů výpočet samostatného trámu bez zřetele 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 normy ČSN 72 3101 pro prefabrikáty. Aby bylo spolehlivě zjištěno ohevnání 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. Výsledky jsou stejně překvapivé, jako byly u zkoušek panelových stropů.

2. Popis zkoušek

První ze zkoušek byla provedena v laboratorních podmínkách ve zkušebně Ústavu pro zprůmyslnění stavebnictví ve Veselí nad Lužnicí.

Ve zkušební hale byly dvě výše 1,30 m vyzděny zdi 30 cm tlusté na světlost 4,80 m. Do cementové malty tloušťky

1 m bylo osazeno 7 nosníků PŽT 1 - 510 vysokých 29 cm s osovou vzdáleností 60 cm, takže celková šířka konstrukce byla 3,71 m. Mezi nosníky byly na sucho osazeny škvárcobetonové vložky a klín mezi vložkami a nosníky byl zalit řídkou betonovou směsí. Poté byl okem v hlavách nosníků provlečen l s 18 mm a hlavy byly zabetonovány, takže na zdech byly vytvořeny pasy průřezu 30/30 cm. Na záhlivku i na pas se použilo betonu značky 135 z portlandského cementu třídy 350. (Obr. 1,2,3). Po 14 dnech byla konstrukce zkoušena. Zatížení na lamičací dráze bylo vyvozováno tlakovým desetitunovým válcem (píšťalou) a roznášecím zařízením bylo postupně na všech nosnicích aplikováno zatížení dvěma břemeny ve třetinách rozpětí. (obr. 3) Zatěžovací stupně byly: 644, 1084, 1574, 2019, 2544, 3004, 3474, 3964, 4494, 5040, 6019, 7074 a 8074 kg. Po zatížení byla konstrukce vždy odlehčena na první stupeň, tj. na 644 kg.

Podle Katalogu stavebních hmot [2] je největší ohybový moment vypočtený pro předepsaný minimální stupeň bezpečnosti 1413 kg.

Při teoretickém rozpětí 4,95 m a za předpokladu prostého uložení nosníku je příslušné zatížení

$$g = \frac{1413}{4,95^2} \cdot 8 = 462 \text{ kg/m'}$$

Váha nosníku je 284 kg, oěž dává $g_1 = \frac{284}{5,09} = 55,9 \text{ kg/m'}$

" vložek je 28 kg, oěž dává $g_2 = \frac{28}{0,295} = 95,0 \text{ kg/m'}$

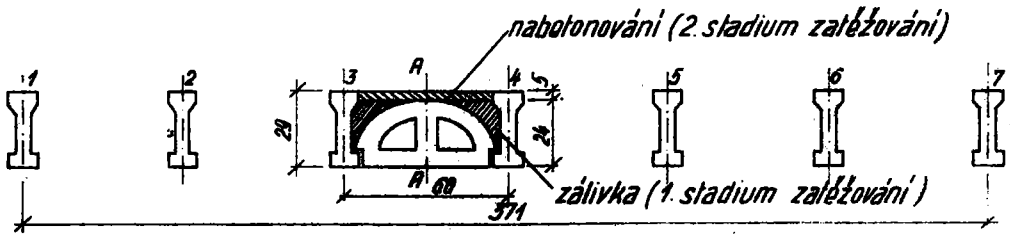
Váha záhlivky je 0,12.0,08.0,295.2.1/2.2200 =

$$= 6,24 \text{ kg, oěž dává } g_3 = \frac{6,24}{0,295} = 21,1 \text{ kg/m'}$$

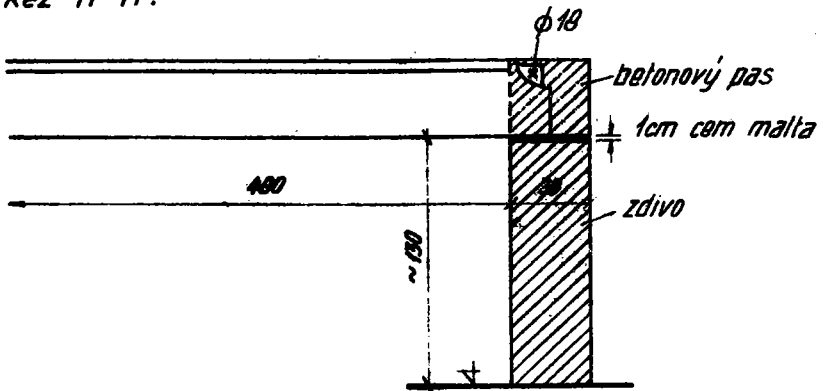
Celkem vlastní váha konstrukce $g_r = 172,0 \text{ kg/m'}$

Na ostatní zatížení zůstává 462,0 - 172,0 = 290 kg/m';
tomu odpovídá ohybový moment

$$M = 1/8.290 \cdot 4,95^2 = 890 \text{ kgm.}$$



Řez A-A.



Obr. 1.

Uspořádání zkoušky stropu ve Veselí n./Luž.

Při zatížení dvěma osamělými břemeny vzdálenými od středu nosníku $165/2 = 82,5$ cm vychází pro tento moment velikost břemen

$$P = \frac{890}{1,65} = 538 \text{ kg.}$$

Tomu odpovídá tlak válce na roznášecí zařízení $2P = 2.538 - 74 = 1002$ kg. Je tedy již druhý zatěžovací stupeň roven největšímu dovolenému zatížení podle Katalogu, ačkoli napětí krajních vláken nosníku, jak dále uvidíme, je pouze zlomkem napětí dovoleného.

Po vyzkoušení stropu pro zatížení postupně na trámech 4,3,2,1 byla konstrukce přetížena na trámech 2,3 a

Po vyzkoušení byla mezi nosníky nabetonována vrstva 4,5 om tlustá z betonu pevnosti asi 170 kg/cm², takže celý strop byl vyrovnán na výšku 29 om. 14 dní po nabetonování byla konstrukce znovu zkoušena stejným způsobem jako po prvé. Nakonec byl zatěžován střední trám až do porušení.

Nabetonováním vrstvy mezi nosníky se stálé zatížení zvětší o 0,05 . 0,49 . 2200 = 53,9 kg/m' a na ostatní zatížení zbude 290 - 53,9 = 236 kg/m'; tomu odpovídá ohybový moment

$$M = 1/8.236 . 4,95^2 = 723 \text{ kgm,}$$

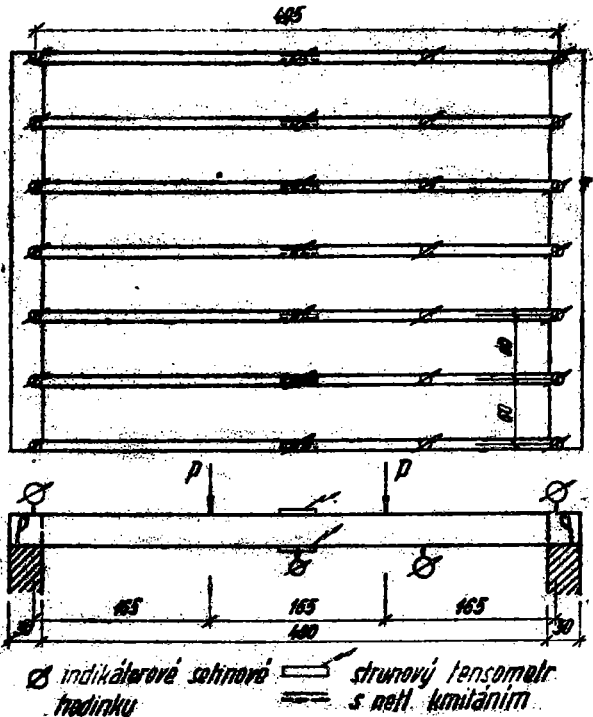
velikost břemen $P = 723 / 1,65 = 438 \text{ kg}$

a tlak váloce $2P = 802 \text{ kg.}$

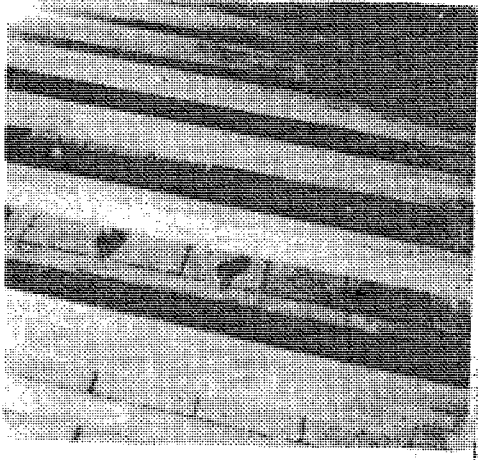
Čtení měřících přístrojů bylo prováděno až po úplném ustálení. Tlak váloce byl kontrolován jednak elektricky profilovým ukazatelem zn. Regula s rozsahem 100 atm, jednak manometrem, zn. Prema s rozsahem též 100 atm, umístěným přímo na váloci.

Pod každým nosníkem v polovině a ve čtvrtině rozpětí, jakož i na podporách nad každým nosníkem byly osazeny setinové indikátorové hodinky. Mimo to byly měřeny deformace horních a spodních vláken nosníků asi 20 om od středu rozpětí strunovými tensometry s netlumeným kmitáním (obr. 4).

Druhá ze zkoušek byla uskutečněna ve III. patře novostavby obytného domu v Praze 6 díky pochopení stavbyvedoucího a vedení prováděcího podniku. Strop byl zhotoven úplně běžným způsobem z nosníků PZT 1-510 a PZT 3 - 510 se škvárobetonovými vložkami PIM 1 - 30, přičemž v době zkoušky nebylo provedeno nabetonování mezi nosníky, nýbrž byly jen zalaty klínové spáry mezi nosníky a tvárnice (obr. 5). Nosníky 5,6,7 a 8 byly zesílené (příčkové), poněvadž šlo o prostor kuchyně a příslušenství, nosníky 1,2,3 a 4 byly normální. Zatížení bylo realizováno ocelovými hranoly

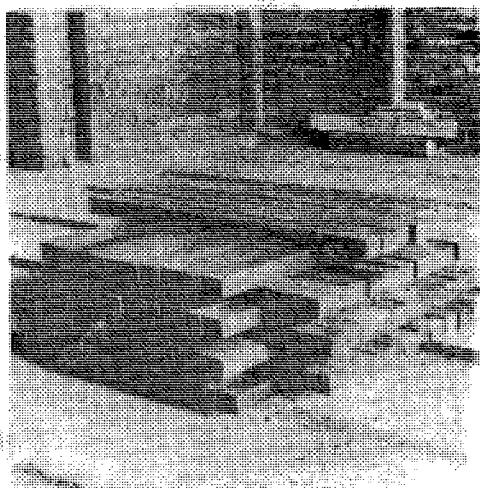


Obr. 4. Schema uspořádání zkoušky stropu z prefabrikovaných nosníků ve zkušebně ve Veselí n./Luž.



Obr. 5. Pohled na stropní konstrukci a měřicí zařízení při zkoušce stropu v novostavbě v Praze Dejvicích

(cágly) kladenými přes dva střední nosníky uprostřed rozpětí na šířku 60 cm. (obr.6)



Obr. 6. Zatěžování stropu z prefabrikovaného nosníků v novostavbě obytného domu v Praze - Dejvicích

Po odeštení vlastní váhy zbývá na ostatní zatížení (jako v předešlém případě) moment $M = 890 \text{ kgm}$. Při zatížení ve středu rozpětí na šířce 60 cm vychází jeho velikost z rovnice

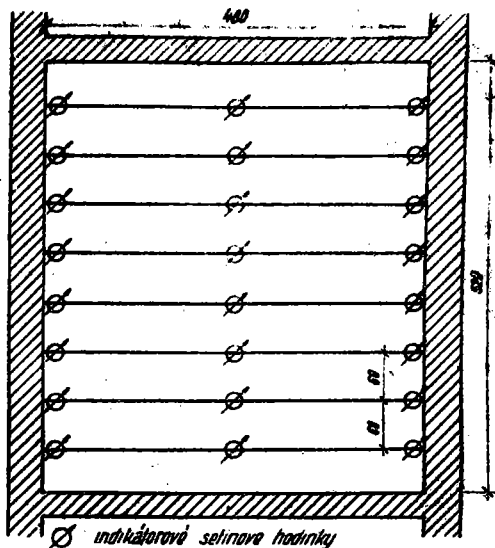
$$M = 0,698 p,$$

což dává

$$p = \frac{890}{0,698} = 1274 \text{ kg/m}^2.$$

Váha zátěže je tedy $0,60 \cdot 1274 = 765 \text{ kg}$ pro jeden nosník, pro dva nosníky je $Q = 1530 \text{ kg}$. Aby se nosníky popř. neporušily, byly voleny stupně 500, 1000, 1500, 1700, 1900 kg a zatížení bylo pokládáno třikrát.

Měřeny byly průhyby ve středu a u podpor všech nosníků indikátorovými hodinkami (obr.7). Z hodnot naměřených pro každý stupeň jsou dále uvedeny průměrné hodnoty.



Obr.7. Osazení měřicích přístrojů při zkoušce stropu z prefabrikovaných nosníků v novostavbě obytného domu v Praze Dejvicích.

3. Výsledky měření

A. Strop zkoušený laboratorně ve Veselí n./Luž.

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

Příčné roznášení se může vyhodnotit dvojnásobem. Buď se stanoví součinitelé příčného roznášení poměrem průhybů jednotlivých nosníků k "průměrnému" průhybu, který by vznikl při zatížení všech trámů současně týmž zatížením rozděleným na všechny trámy rovnoměrně (např. metoda Guyonova - Massennetova [3] [4], nebo poměrem jednotlivých průhybů k "volnému" průhybu jednoho samostatného nosníku pod týmž zatížením.

Metoda Guyonova - 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 z rovnoměrně rozloženo po celé šířce desky, jako součinitele příčného roznášení K . Obecné zatížení $p/x/$ nahrazuje zatížením harmonickým $p/x/ = p_1 \sin \frac{\pi x}{2b}$ a předpokládá, že příčné roznesení zatížení mezi jednotlivé trámy bude stejné pro jakékoli příčkové zatížení. Řešení parciální diferenciální rovnice čtvrtého řádu pro každý jednotlivý případ odpadá, neboť lze použít tabulek součinitele příčného roznášení K pro nulovou torsní tuhost $\alpha = 0$, vypočtených Guyonem, a pro úplnou torsní tuhost $\alpha = 1$, vypočtených Massonnetem, v závislosti na poměrných pořadnicích působivé břemene, místa, ve kterém je účinek hledán, a parametru příčného ztužení μ . Pro konstrukci obecně tuhou v kroucení, tedy pro μ v intervalu $\langle 0; 1 \rangle$, lze pro součinitele příčného roznášení použít interpolačního vzorce. Tato metoda má tu velkou výhodu, že po vypočtení průřezových parametrů μ a α téměř okamžitě obdržíme pořadnice příčkové čáry příčného roznášení; další velkou výhodou je to, že není třeba interpolovat ve dvou směrech, poněvadž se nepoužívá ploch, nýbrž čar.

Rozměrové parametry, na nichž jsou závislé hodnoty příčného roznášení podle Guyona - Massonneta, jsou tyto:

a) Součinitel příčného ztužení

$$\mu = \frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{\rho_T}{\rho_D}}$$

kde je $2b$ - "účinná" šířka, tj. n -násobená vzdálenost nosníků, je-li nosníků n ,

l - rozpětí,

ρ_T - jednotková tuhost v podélném směru,

ρ_D - 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

$$\kappa = \frac{G_T + G_P}{2 \sqrt{\rho_T \cdot \rho_P}}$$

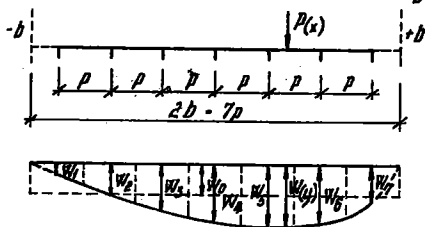
kde G_T a G_P jsou jednotkové tuhosti v kroucení v podélném a příčném směru.

Jeho hodnota se pohybuje mezi nulou při nulové tuhosti v kroucení a jednotkou u isotropní desky.

Vyhodnocení naměřených hodnot provedeme tak, že nejdříve doplníme ohybové čáry v příčném směru na účinné šířce konstrukce $2b = 7p$, 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 (Obr. 8) 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 dále psát, že

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

Obr. 8.

Průhyb v příčném řezu konstrukce.

Změřená průhybová čára je lineárně zkruslena, takže bude

$$c \frac{F_w}{2b} = 1, \text{ z čehož}$$

$$c = 1/w_0 = \frac{2b}{F_w}, \text{ a z toho dále}$$

$$K/y/ = c \cdot w/y/ \cdot$$

Přibližně sčítáním lichoběžníků jest

$$F_w \hat{=} b/4 (w_1/2 + w_2 + w_3 + \dots + w_8 + w_9/2),$$

což dosazeno do horního vztahu pro c dává

$$c \hat{=} \frac{8}{w_1/2 + w_2 + \dots + w_8 + w_9/2} \cdot$$

Pro různé polohy břemene a různé stupně zatížení je měřítko zmenšení neboli obrácená hodnota průměrného průhybu z posledního vzorce dána v tabulce 1.

Tab. 1 - Měřítke zmenšení c

	Stupeň zati- žení ZF-kg	Zatížení na nosníku							
		-6/7 b	-4/7 b	-2/7b	0	0 po druhé	2/7 b	4/7 b	6/7 b
bez nabeto- nování	1000	0,004020	0,005080	0,004911	0,005582	0,004957	0,004775	0,004950	0,005055
	1500	0,001767	0,002554	0,002360	0,002575	0,002176	0,002377	0,002214	0,001832
	2000	-	0,001391	0,001583	0,001763	0,001473	0,001338	0,001383	-
	2500	-	-	0,001119	0,001194	0,001029	0,000970	-	-
	3000	-	-	0,000861	-	-	-	-	-
s nabetonová- ním	1000	0,004720	0,005305	0,006150	0,006440	0,006290	0,006140	0,006550	0,005650
	1500	-	0,002525	0,002582	0,003000	0,002705	0,002780	0,002970	-
	2000	-	0,001605	0,001700	0,001932	0,001730	0,001780	0,001783	-
	2500	-	0,001107	0,001281	0,001340	0,001220	0,001273	0,001250	-
	3000	-	-	0,000980	0,001032	0,000948	0,000975	-	-
	3500	-	-	-	-	0,000757	-	-	-
	4000	-	-	-	-	0,000635	-	-	-
	4500	-	-	-	-	0,000534	-	-	-
	5000	-	-	-	-	0,000462	-	-	-
	6000	-	-	-	-	0,000370	-	-	-
	7000	-	-	-	-	0,000311	-	-	-
	8000	-	-	-	-	0,000229	-	-	-

Součinitelé příčného roznašení K jsou uvedeni v tabulkách 2 a 3 postupně pro všechny zatěžovací stupně, nejdříve pro strop bez nabetonování, potom s nabetonováním.

Z vyhodnocení naměřených průhybů ve formě součinitelů příčného roznašení vyplývá, že se konstrukce téměř vždy

Tabulka 2 - Součinitelů příčného roznášení K (strop bez nabetonování)

Poloha zatížení	Zat. stupeň 2P kg	Poloha průřezu								
		-b	-3/4b	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3/4 b	b
-6/7 b	1084	5,430	2,890	1,290	0,556	0,278	0,145	0,0805	0,0423	0,0201
	1574	6,190	2,880	1,070	0,433	0,201	0,138	0,092	0,062	0,025
	prům.	5,810	2,880	1,180	0,494	0,239	0,141	0,086	0,052	0,023
-4/7 b	1084	1,270	2,310	2,640	1,220	0,559	0,315	0,178	0,101	0,050
	1574	1,481	2,158	2,669	1,239	0,580	0,294	0,179	0,107	0,066
	2019	1,391	2,441	2,733	1,036	0,516	0,278	0,150	0,104	0,089
prům.	1,381	2,303	2,681	1,165	0,552	0,296	0,169	0,104	0,068	
-2/7 b	1084	0,540	0,908	1,547	2,406	1,449	0,737	0,393	0,221	0,138
	1574	0,566	0,908	1,557	2,336	1,443	0,705	0,377	0,236	0,193
	2019	0,618	0,910	1,544	2,304	1,430	0,771	0,415	0,237	0,158
	2544	0,593	0,873	1,589	2,405	1,441	0,761	0,364	0,201	0,134
	3004	0,473	0,749	1,593	2,600	1,461	0,723	0,361	0,198	0,155
prům.	0,558	0,870	1,566	2,410	1,446	0,749	0,382	0,219	0,156	
0	1084	0,307	0,407	0,754	1,541	2,289	1,535	0,726	0,424	0,352
	1574	0,338	0,464	0,798	1,506	2,205	1,480	0,735	0,450	0,360
	2019	0,367	0,494	0,811	1,525	2,142	1,455	0,749	0,467	0,334
	2544	0,334	0,527	0,812	1,493	2,187	1,457	0,717	0,466	0,346
prům.	0,338	0,473	0,794	1,514	2,208	1,482	0,732	0,452	0,348	
0 po druhé	1084	0,169	0,297	0,694	1,660	2,478	1,487	0,719	0,321	0,323
	1574	0,152	0,272	0,642	1,632	2,252	1,501	0,729	0,435	0,322
	2019	0,162	0,270	0,641	1,671	2,505	1,502	0,678	0,455	0,339
	2544	0,154	0,298	0,700	1,667	2,500	1,491	0,700	0,411	0,288
prům.	0,159	0,284	0,669	1,658	2,509	1,495	0,706	0,430	0,318	
2/7 b	1084	0,048	0,096	0,239	0,645	1,530	2,565	1,745	0,917	0,592
	1574	0,057	0,114	0,273	0,670	1,570	2,701	1,420	0,875	0,671
	2019	0,067	0,125	0,395	0,629	1,439	2,535	1,673	0,880	0,595
	2544	0,039	0,116	0,281	0,660	1,458	2,620	1,669	0,878	0,601
prům.	0,053	0,110	0,372	0,651	1,499	2,590	1,627	0,888	0,615	
4/7 b	1084	0,049	0,059	0,124	0,297	0,698	1,436	2,385	2,180	1,610
	1574	0,049	0,063	0,111	0,322	0,710	1,325	2,480	2,192	1,550
	2019	0,041	0,066	0,135	0,303	0,680	1,272	2,601	2,215	1,410
	prům.	0,047	0,063	0,123	0,307	0,696	1,344	2,489	2,196	1,523
6/7 b	1084	0,025	0,050	0,111	0,242	0,445	0,810	1,425	2,580	4,640
	1574	0,022	0,033	0,062	0,136	0,288	0,532	0,964	2,530	6,870
	prům.	0,024	0,042	0,087	0,189	0,344	0,671	1,194	2,555	5,755

Tabulka 3 - Součinitelé příčného roznášení K (strop s nabetonováním)

Poloha zatížení	Zat. stupeň 2P kg	poloha průřezu								
		-b	-3/4b	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3/4b	b
-6/7 b	1084	4,370	2,870	1,290	0,624	0,260	0,136	0,086	0,042	0,034
-4/7 b	1084	1,995	2,150	2,120	1,294	0,701	0,382	0,202	0,117	0,053
	1574	1,870	2,240	2,320	1,300	0,682	0,334	0,126	0,038	0,025
	2019	1,735	2,250	2,380	1,318	0,648	0,321	0,137	0,064	0,022
	2544	1,950	2,240	2,415	1,250	0,615	0,277	0,166	0,055	0
-2/7 b	1084	0,867	1,190	1,750	2,210	1,455	0,830	0,430	0,215	0,092
	1574	0,620	0,990	1,630	2,130	1,395	0,840	0,445	0,196	0,119
	2019	0,580	0,987	1,635	2,190	1,410	0,833	0,425	0,186	0,099
	2544	0,544	1,010	1,640	2,262	1,390	0,805	0,408	0,167	0,077
	3004	0,548	0,980	1,672	2,270	1,352	0,775	0,411	0,196	0,117
0	1084	0,309	0,547	0,953	1,398	1,750	1,468	0,960	0,573	0,374
	1574	0,270	0,585	0,995	1,418	1,785	1,418	0,945	0,565	0,300
	2019	0,256	0,542	0,964	1,440	1,960	1,410	0,937	0,522	0,310
	2544	0,262	0,515	0,911	1,445	2,040	1,445	0,845	0,502	0,316
	3004	0,217	0,491	0,895	1,501	2,100	1,461	0,832	0,465	0,289
	prům.	0,263	0,536	0,944	1,440	1,927	1,440	0,894	0,525	0,318
0 po- druhé do po- rušení	1084	0,138	0,352	0,868	1,540	2,405	1,520	0,755	0,365	0,252
	1574	0,162	0,379	0,835	1,452	2,360	1,515	0,813	0,433	0,189
	2019	0,121	0,377	0,800	1,490	2,343	1,555	0,840	0,429	0,204
	2544	0,244	0,366	0,855	1,525	2,275	1,521	0,793	0,415	0,244
	3004	0,265	0,426	0,854	1,470	2,242	1,470	0,854	0,426	0,265
	3474	0,272	0,408	0,795	1,468	2,225	1,510	0,855	0,454	0,288
	3964	0,242	0,400	0,815	1,430	2,230	1,493	0,852	0,502	0,318
	4494	0,214	0,374	0,775	1,480	2,360	1,472	0,834	0,454	0,238
	5040	0,185	0,342	0,781	1,550	2,320	1,590	0,786	0,407	0,259
	6019	0,148	0,274	0,777	1,577	2,470	1,601	0,785	0,333	0,207
	7074	0,075	0,224	0,740	1,650	2,620	1,650	0,715	0,286	0,155
	8074	0,009	0,115	0,630	2,130	2,740	1,590	0,596	0,167	0,060
2/7 b	1084	0,098	0,215	0,405	0,725	1,417	1,930	1,655	1,135	0,920
	1574	0,092	0,183	0,408	0,806	1,421	2,100	1,625	1,058	0,730
	2019	0,071	0,173	0,379	0,789	1,589	2,141	1,578	0,975	0,670
	2544	0,076	0,153	0,382	0,803	1,470	2,170	1,652	0,969	0,714
	3004	0,097	0,161	0,385	0,731	1,452	2,260	1,637	0,975	0,682
4/7 b	1084	0,065	0,105	0,210	0,445	0,826	1,430	1,880	2,060	2,020
	1574	0,030	0,095	0,231	0,460	0,772	1,170	2,195	2,180	2,005
	2019	0,021	0,075	0,192	0,396	0,785	1,342	2,200	2,095	1,780
	3004	0,005	0,100	0,200	0,400	0,800	1,340	2,230	2,120	1,580
6/7 b	1084	0,023	0,056	0,113	0,266	0,441	0,713	1,380	2,830	4,350

chová jako úplně tuhá v kroucení, tj. jako isotropní deska, to znamená, že můžeme vždy uvažovat $\alpha = 1$. Hodnota ν se pohybuje okolo 1,4.

Peněvadž poloha břemene je v bodech $\pm 2/7 b$, $\pm 4/7 b$, $\pm 6/7 b$ a nikoliv, jak předpokládá 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 [5]. Pro dva případy zatížení: $e = 6/7 b$ a $e = 4/7 b$ byly vypočtení správní součinitelé příčného roznášení pro $\alpha = 1$ a $\nu = 1,4$ z rovnice odvozené Guyonem [6]

$$K_i = \frac{\sigma}{2sh^2 \sigma} \left[(\sigma ch \sigma + sh \sigma) ch \nu \chi - \nu \chi sh \sigma sh \nu \chi + \frac{D_s D_w}{3sh \sigma ch \sigma - \sigma} + \frac{Q_s Q_w}{3sh \sigma ch \sigma + \sigma} \right],$$

kde

$$D_n = (\sigma ch \sigma - sh \sigma) ch \nu n - sh \sigma \nu n sh \nu n,$$

$$Q_n = (2sh \sigma + \sigma ch \sigma) sh \nu n - sh \sigma \nu n ch \nu n,$$

$$\nu = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{D_s}{\rho E}}, \quad \psi = \frac{\pi l}{b}, \quad \beta = \frac{\pi y}{b}, \quad \sigma = \nu \pi, \quad \chi = \pi - |\beta - \psi|.$$

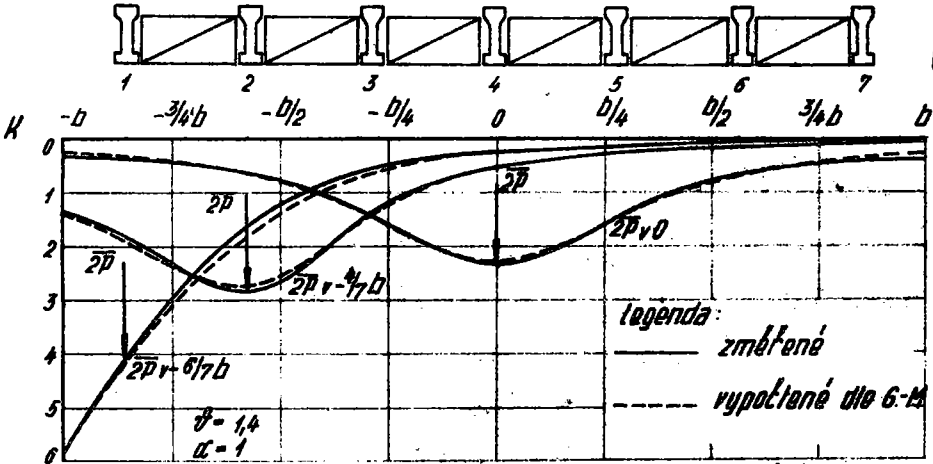
Pro zatížení v $e = 0$ bylo použito tabulek Massonnetových [5]. Za uvedených předpokladů jsou teoretické hodnoty součinitele K uvedeny v tab. 4.

Tabulka 4 - Teoretické hodnoty souč. příčného roznášení K podle [5].

Poloha břemene	Poloha průřezu								
	-b	-3/4 b	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3/4 b	b
-5/7 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

Na obr. 9 jsou znázorněny křivky příčného roznášení naměřené a teoretické. Je vidět, že za předpokladu $\alpha = 1$ a $\nu = 1,4$ se teoretické výsledky velmi dobře přibližují skutečnosti. Pro zatížení uprostřed je shoda dokonalá a konstrukce se chová jako úplně tuhá v kroucení ($\alpha = 1$). Pro zatížení blízké se ke kraji se tuhost v kroucení vlivem nedokonalého

spojení trámů zmenšuje. Neklesne však, jak bylo zjištěno mnohými srovnáními s vypočtenými teoretickými hodnotami, níže než odpovídá parametru $\alpha = 0,82$.



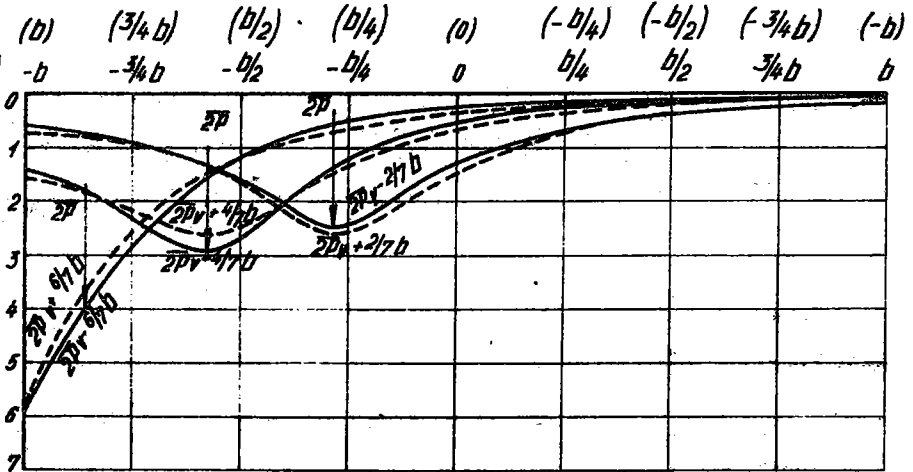
Obr. 9.

Příčinkové čáry příčného roznášení teoretického a skutečného pro strop z nosníků PZT 1-150 a vložek PLM - 30 bez nabetonování.

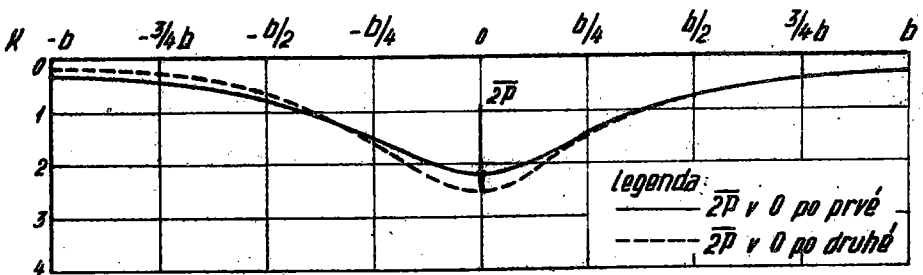
Z výsledků měření je také patrné, že poměrně značně spolupůsobí vložky v podélném ohybu. To odpovídá zvětšování průměrné hodnoty průhybu $w_0 = 1/0$ při pohybu břemene od středu k okrajům.

Jak již bylo dříve uvedeno, bylo přetížením některých trámů úmyslně porušeno spojení mezi trámy a vložkami. Přestože po tomto zásahu působilo mezi nosníky pouze tření, neliší se hodnoty součinitele příčného roznášení podstatně od hodnot před porušením. Na obr. 10 jsou porovnány křivky příčného roznášení pro zatížení na trámech polo-

žených symetricky ke středu, tj. na trámech 1,2,3 a 7,6,5, a na obr.11 je 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 porušením příčného spojení záhlvkou a po něm.



Obr.10. Srovnání příčinkových čar příčného roznášení K při zatížení na trámech 1 a 7, 2 a 6, 3 a 5



Obr.11. Srovnání příčinkových čar příčného roznášení K středního trámu 4 před a po porušení příčného spojení záhlvkou.

Při přetěžování se na zatíženém trámu vždy objevily trhliny a jeho únosnost byla vyčerpána dříve, než nastala porušení v příčném směru. To potvrzuje závěry, ke kterým došel P.B. Morice [7] při studiu chování isotropních desek na mezi únosnosti, že příčné ohybové momenty jsou jen malým zlomkem momentů podélných a že při dimensování podle běžné praxe vždy dojde k porušení v podélném směru dříve než ve směru příčném; při tom se až do stadia porušení nemění podstatně ani způsob, ani velikost příčného roznášení.

Jak plyne z první tabulky, nabetonováním vrstvy 4,5 cm tlusté se podstatně zmenšil průměrný průhyb, což odpovídá dalšímu zvětšení tuhosti v podélném směru. Naproti tomu příčné roznášení se podstatně nezměnilo a je patrné pouze při menších stupních zatížení. Při zvětšování zatížení se hodnoty příčného roznášení blíží hodnotám zjištěným před nabetonováním. Nepatrné rozdíly jsou způsobeny zvětšením tuhosti v příčném směru vždy v části mezi dvěma nosníky, přičemž celková příčná tuhost zůstala bez podstatné změny, neboť nabetonovaná vrstva se vzhledem k malé pevnosti použitého betonu brzy oddělila od nosníků.

Při této úpravě se konstrukce ještě znatelněji projevovala jako úplně tuhá v kroucení a ve všech případech lze použít parametru v kroucení $\alpha = 1$. Parametr příčného ztužení se pohybuje od hodnoty $\mu = 1,1$ pro nízké zatěžovací stupně ($\overline{2F} = 1,064$ t) až k hodnotě $\mu = 1,35$ pro vyšší stupně ($\overline{2F} = 3,004$ t), tedy k hodnotě μ , odpovídající chování konstrukce bez nabetonování (tab.5, obr. 12).

Při dalším zatěžování střední trámu odpovídalo příčné roznášení při stupni $\overline{2F} = 5,040$ t parametrem $\mu = 1,5$ a $\alpha = 1$, při dalších stupních ($\overline{2F} = 6,019$ t; $7,074$ t; $8,074$ 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 $\overline{2F} = 8,074$ t. Od zatížení $\overline{2F} = 6,019$ t se průhyb zatíženého nosníku velmi rychle zvětšoval, začaly se ve velkém množství tvořit

trhlíčky v jeho tažených částech a znatelně 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 $\bar{Z}F = 8600$ kg došlo k úplnému vyčerpání únosnosti středního trámu dosažením meze pružnosti výztuže, k 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 ta okolnost, že se asi při 8500 kg porušil na obou stranách obvodový věnec kroucením, takže nastala náhlá změna stupně vektutí nosníku.

Tab. 5 - Srovnání teoretických a měřených hodnot souč. příčného roznášení K pro strop s nabetonováním

		Poloha průřezu								
		-b	-3/4 b	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3/4 b	b
1084 kg	teor.	0,3985	0,5848	0,9142	1,4075	1,7691	1,4075	0,9142	0,5848	0,3985
	měř.	0,3090	0,5470	0,9530	1,3980	1,7500	1,4680	0,9600	0,5730	0,3740
3004 kg	teor.	0,2551	0,4375	0,8308	1,5321	2,1304	1,5321	0,8308	0,4375	0,2551
	měř.	0,2170	0,4910	0,8950	1,5010	2,1000	1,4610	0,8320	0,4650	0,2890

Vyhodnocení příčného roznášení podle "volného" průhybu jednoho nosníku provedeme tak, že předpokládáme, že součet průhybů všech nosníků v konstrukci musí být vždy roven průhybu jednoho ideálního nosníku samostatného. Obdržíme tím vztah

$$\sum w_m = w_1$$

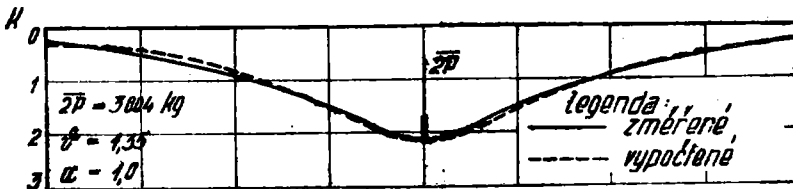
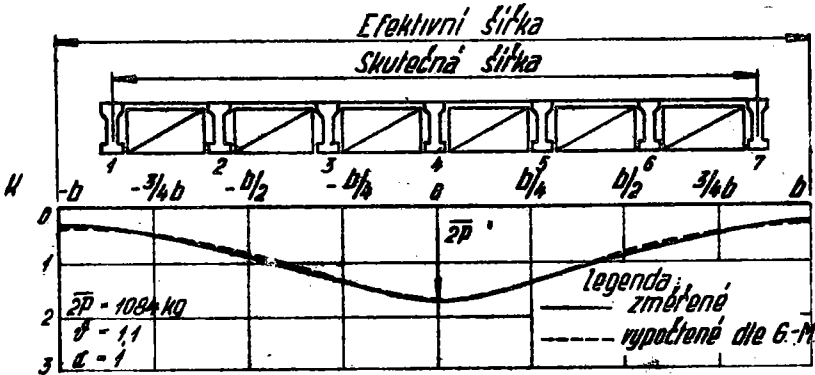
a součinitel příčného roznášení bude

$$k = \frac{w_m}{w_1} = \frac{w_m}{\sum w_m}$$

Součinitelé příčného roznášení k takto stanovení jsou uvedeni vždy průměrnou hodnotou pro každou polohu břemene v tabulce 6 v 1/2 rozpětí a v tabulce 7 ve 1/4 rozpětí.

Tabulka 6 - Součinitelé příčného rozložení k v 1/2 rozpětí (strop bez nabetonování)

Zatížení trám	Poloha průřezu						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,6000	0,2340	0,0851	0,0369	0,0237	0,0117	0,0089
2	0,2570	0,4163	0,1825	0,0752	0,0378	0,0203	0,0109
3	0,0998	0,1802	0,3454	0,2044	0,0976	0,0452	0,0362
4	0,0569	0,0929	0,1981	0,3159	0,1911	0,0885	0,0562
4 po druhém	0,0302	0,0732	0,2118	0,3588	0,1857	0,0860	0,0544
5	0,0118	0,0283	0,0812	0,2122	0,3725	0,1864	0,1063
6	0,0080	0,0149	0,0375	0,0978	0,2062	0,2062	0,2603
7	0,0040	0,0078	0,0255	0,0538	0,1078	0,2057	0,5950



Obr. 12.

Příčinkové čáry příčného rozložení teoretického a skutečného pro strop z nosníků PZT 1 - 510 a vložek PIM-30 s nabetonováním

Tabulka 7 - Součinitelé příčného roznášení k ve $1/4$ rozpětí (strop bez nabetonování)

Zatí- žen trám	Poloha průřezu						
	1	2	3	4.	5	6	7
1	0,5860	0,2427	0,0861	0,0379	0,0221	0,0143	0,0098
2	0,2757	0,3937	0,1763	0,0802	0,0391	0,0211	0,0136
3	0,0987	0,1812	0,3328	0,2083	0,1001	0,0485	0,0299
4	0,0609	0,0974	0,1986	0,2988	0,1898	0,0950	0,0596
4 po druhé	0,0341	0,0789	0,2089	0,3434	0,1824	0,0935	0,0579
5	0,0178	0,0345	0,0838	0,2059	0,3466	0,1997	0,1109
6	0,0113	0,0177	0,0413	0,1015	0,2000	0,3660	0,2617
7	0,0077	0,0120	0,0235	0,0550	0,1113	0,2142	0,6247

Graficky jsou tyto hodnoty znázorněny v obr. 13.

Porovnání hodnot pro jednu polovinu a jednu čtvrtinu rozpětí ukazuje, že velikost i způsob příčného roznášení se pe-
délce rozpětí nemění. Je-li změna vůbec patrná, zlepšuje se
zpravidla příčné roznášení od středu k podporám. Budeme-li
tedy usuzovat na prostorové ohování plošných konstrukcí z
hodnot stanovených pro střed rozpětí, zůstaneme vždy na
straně bezpečnosti.

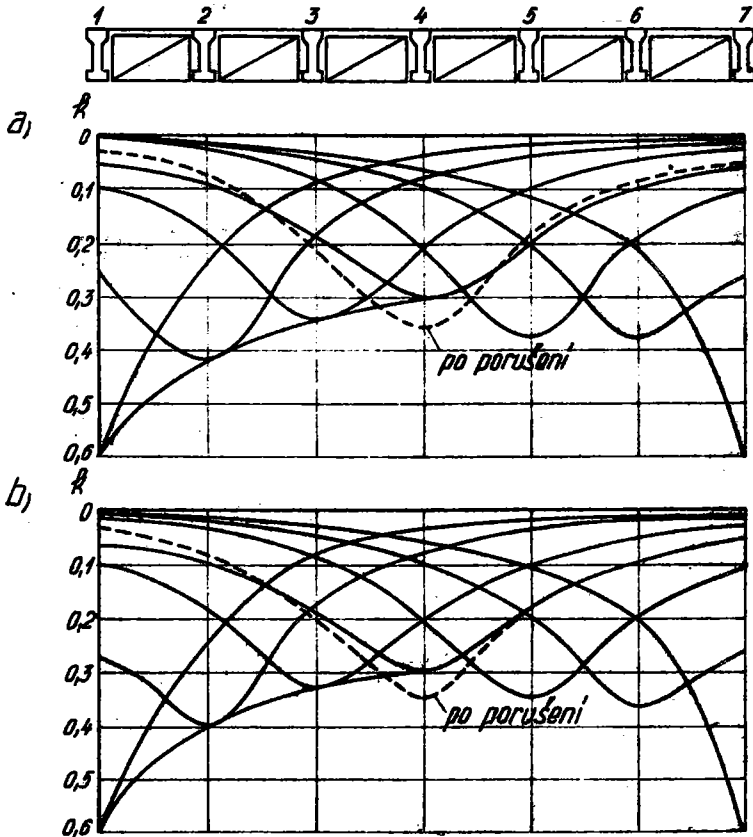
Stejně výsledky obdržíme pro druhý případ s na-
betonováním, jak je patrné z tab. 8 a 9 a z obr. 14, kde
jsou však uvedeny hodnoty pro zatížení $\overline{2P} = 1574$ kg. V obr.
15 je znázorněn úbytek příčného roznášení v závislosti na
procentu zatížení, které přenáší nosník přímo zatížený. Je
vidět, že se ve všech případech pohybuje toto procento:

pro střední nosník a zatěžovací stupně až do $\overline{2P} = 5,3$ t
(tj. asi 500 % návrhového zatížení) v oblasti mezi 24,8 a
33,2 %,

pro nosníky 3 a 5 do zatížení 3 t mezi 27,5 a 32,6 %,

pro nosníky 2 a 6 do zatížení 2,5 t mezi 29,1 a 37,6 %.

V obrázku jsou také vyznačeny průměrné hodnoty pro konstrukci bez nabetonování (čísla trámů v kroužku).

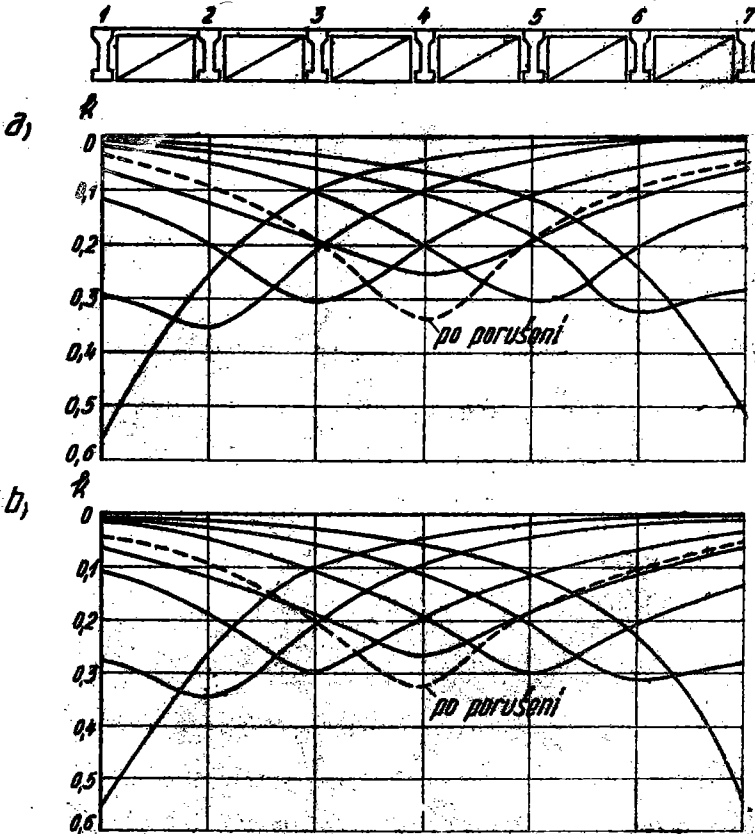


Obr. 13.

Příčinkové čáry příčného roznášení k - bez nabetonování:

a) v polovině rozpětí trámů,

b) ve 1/4 rozpětí trámů

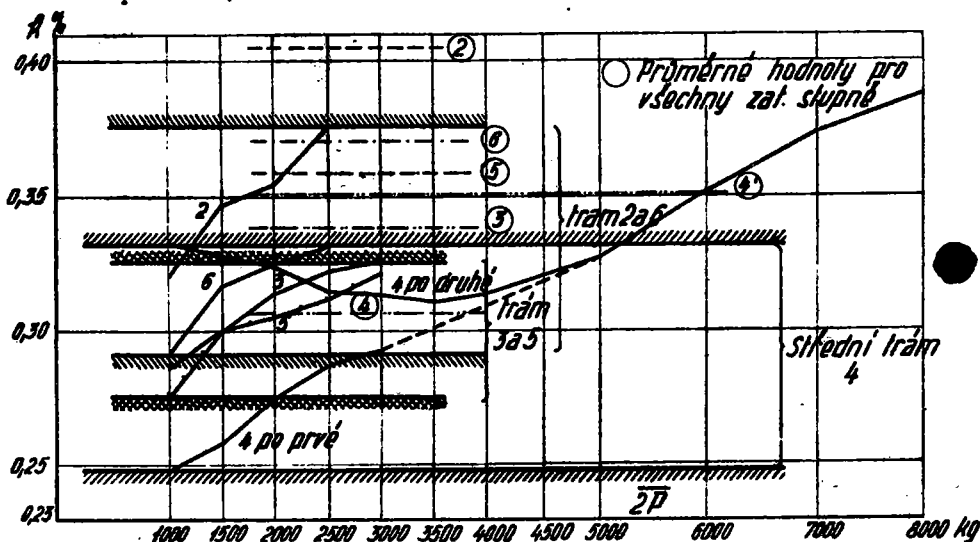


Obr. 14.

Příčinkové čáry příčného rozdělení k - s nabetonováním:

a) v polovině rozpětí trámů

b) ve 1/4 rozpětí trámů

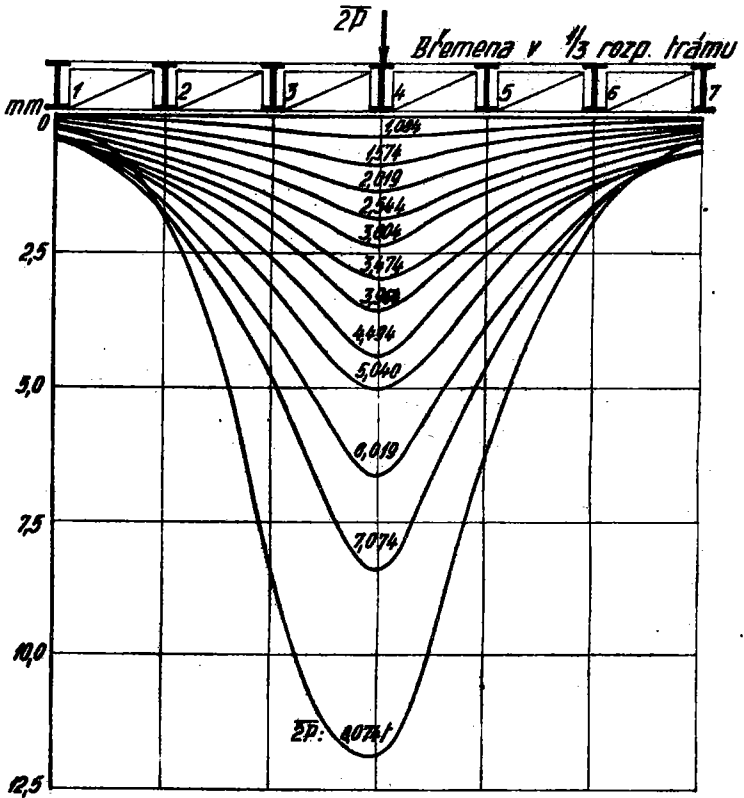


Obr.15. Změny pořadí příčinkových žar příčného rozdělení přímo zatížených trámů v závislosti na zatížení

Tab. 8 - Součinitelé příčného rozdělení k v 1/2 rozpětí (strop s nabetonováním)

Zatížen trám	poloha průřezu						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,5600	0,2550	0,0984	0,0422	0,0200	0,0069	0,0062
2	0,2940	0,3520	0,2020	0,0970	0,0410	0,0090	0,0043
3	0,1130	0,2010	0,3060	0,1980	0,1090	0,0501	0,0220
4	0,0600	0,1240	0,1920	0,2540	0,1920	0,1170	0,0614
4 po druhé	0,0363	0,0956	0,1970	0,3530	0,1960	0,0972	0,0435
5	0,0178	0,0470	0,1060	0,2020	0,3010	0,2020	0,1230
6	0,0078	0,0249	0,0567	0,1280	0,1710	0,3240	0,2860
7	0,0074	0,0155	0,0343	0,0638	0,1135	0,2440	0,5200

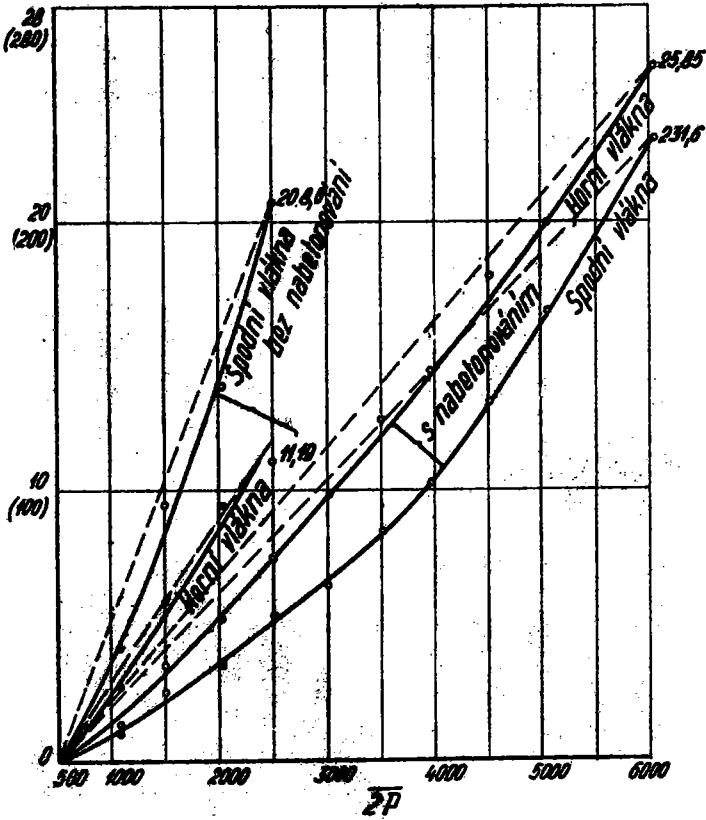
Na obr. 16 je znázorněna změna průhybů v příčném směru (uprostřed rozpětí) při zatěžování středního nosníku až do porušení vzhledem k základní hodnotě zatížení $2P = 644 \text{ kg}$.



Obr. 16.

Pružné průhyby uprostřed rozpětí při zkoušce do porušení

Obr. 17 ukazuje vzrůst deformačí horních a spodních vláken s přibývajícím zatížením pro případ s nabetonováním a bez něho.

$\epsilon \cdot 10^{-5}$ 

Obr. 17.

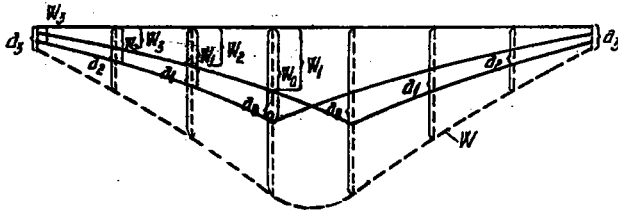
Závislost deformací horních a spodních vláken
trámů na zatížení

Tab. 9 - Součinitelé příčného roznášení k ve 1/4 rozpětí (strop s nabetonováním)

Zatížen trám	Poloha průřezu						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,5530	0,2660	0,0955	0,0528	0,0252	0,0077	-0,0011
2	0,2720	0,3420	0,2120	0,0974	0,0486	0,0218	0,0710
3	0,1080	0,1850	0,2940	0,1980	0,1180	0,0625	0,0314
4	0,0609	0,1180	0,1880	0,2620	0,1830	0,1210	0,0662
4 po druhém	0,0410	0,0897	0,2040	0,3240	0,1850	0,1045	0,0505
5	0,0157	0,0448	0,1060	0,1970	0,2980	0,2060	0,1320
6	0,0115	0,0230	0,0570	0,1130	0,2090	0,3100	0,2750
7	0,0172	0,0172	0,0357	0,0579	0,1190	0,2280	0,5250

B. Strop v novostavbě obytného domu v Praze 6

Součinitelé příčného roznášení stanovíme přibližně tím způsobem, že budeme předpokládat, že součet průhybů všech nosníků $\sum w_m$ je roven dvojnásobku průhybu jednoho volného nosníku w_1 .



Obr. 18.

Rozklad změřené šáry příčného roznášení W .

Označíme-li podle obr. 18. :

$$a_0 = w_0 + w_1$$

$$a_1 = w_1 + w_2$$

(a)

$$a_2 = w_2 + w_3$$

$$a_3 = w_3 + w_4$$

$$\text{je } 2 w_1 = 2 / a_0 + a_1 + a_2 + a_3 / \quad (b)$$

a můžeme psát, že přibližně

$$w_0 = w_1 - 2 / a_1 + a_3 / . \quad (c)$$

Ze vztahu (a) plynou potom průhyby w_1 , w_2 , w_3 a w_4 .

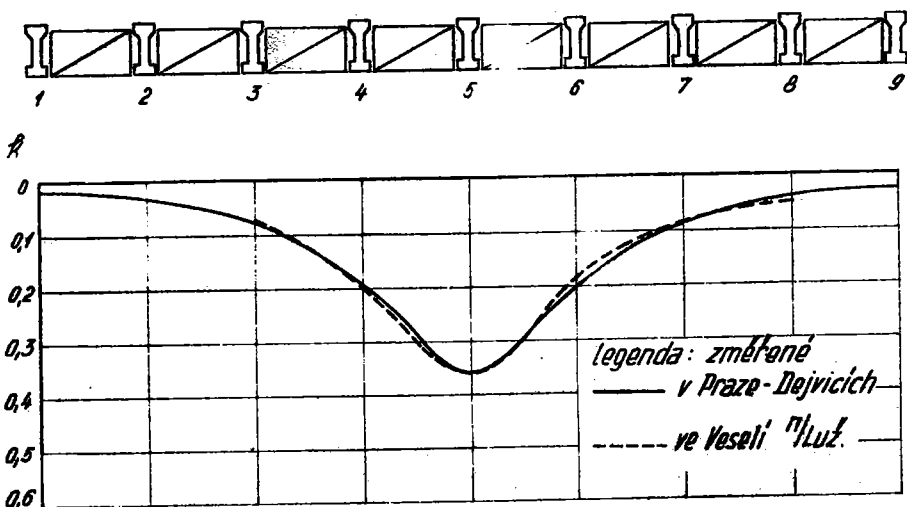
S použitím vztahu $k_m = \frac{w_m}{w_1}$ dostáváme hodnoty příčného roznášení (tab. 10) podobné těm, které byly vypočteny v druhé části vyhodnocení předchozího případu.

Tab. 10 - Součinitelé příčného roznášení k

Stupeň zatížení	Poloha průřezu				
	1	2	3	4	5
1000 kg	0	0,041	0,085	0,186	0,375
1500 kg	0	0,039	0,078	0,205	0,353
1900 kg	0	0,041	0,078	0,203	0,355
průměrně	0	0,040	0,080	0,198	0,361

Tyto hodnoty jsou uvedeny na obr. 19. Vidíme, že i zde je způsob příčného roznášení podobný a že nosník přímo zatížený přebírá pouze asi jednu třetinu působícího zatížení. Je nutno poznamenat, že hodnoty tab. 10 vzhledem k přibližnému vyhodnocení udávají nepříznivější příčné roznášení, než je skutečné.

Pro porovnání je na témže obrázku vynesena též čára příčného roznášení stropu zkoušeného ve Veselí n. Lužnicí při zatížení středního nosníku po druhé (bez nabato-



Obr. 19. Příčinková čára příčného roznášení k stropu z nosníků PŽT 1-510 a vložek PIM-30 bez nabetonování

nování). 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. Z výsledku zkoušky také plyne, že se při současném zatížení dvou sousedních trámů velikost příčného roznášení nesnižuje, je-li v jejich okolí po obou stranách dostatečný počet trámů.

4. Závěr

V předchozí kapitole byly podrobně zhodnoceny výsledky měření dvou stropních konstrukcí. Z obou zkoušek je patrné velké příčné roznášení zatížení, ať s nabetonovanou vrstvou, nebo bez ní. Můžeme říci, že nosník přímo zatížený převezme ze zatížení pouze asi jednu třetinu. Zbytek 2/3 zatížení přenesou sousední trámy. Efektivní ohybová tuhost nosníku, směrodatná pro podélný ohyb, je podstatně zvětšová-

na spolupůsobení škvárobetonových tvárnic a betonové zálivky, popř. nabetonování. Neutrálná osa se posune směrem k horním vláknům, a to znatelněji při nabetonování horní vrstvy betonu. K porušení dochází překročením meze průtažnosti oceli v nosníku přímo zatíženém při poměrně malém namáhání betonu (např. při $\sigma_a = 4600 \text{ kg/cm}^2$ je $\sigma_b = 115 \text{ kg/cm}^2$). Pevnost betonu zálivky a horní vrstvy nemá na uvedené zjevy podstatný vliv.

Na základě těchto výsledků lze učinit závěr, že většinou není zapotřebí např. pod příčky 15 cm tlusté dávat těžké staveništní prefabrikáty spolu s prefabrikovaným zesíleným (příčkovým) nosníkem, nýbrž že k přenesení přetížení postačí samotný zesílený nosník, popř. s použitím zesílených nosníků sousedních. Znamená to také, že pro lehké příčky 5 nebo 10 cm tlusté bude stačit menší zesílení výztuže prefabrikovaných nosníků, než se doposud provádí. Tyto výsledky nás také opravňují k závěru, že nosníky, které nesplní při kontrolních zatěžovacích zkouškách ustanovení normy ČSN 72 3101, mohou v konstrukci pro předepsané zatížení bezpečně vyhovět.

Předloženo: 26.3.1958.

Lektor:

Prof. Ing. Dr Milan Mencl

Transverse load-distribution in Prefabricated
Beam Structures

Summary

The paper describes two loading tests carried out with floors consisting of prefabricated reinforced-concrete I - beams with fillers of slag-concrete blocs (Fig. 2). One of the tests was performed under laboratory conditions with a floor assembled in the testing hall (Fig. 1,3), the other test was conducted with a floor selected at random in one of the newly built apartment houses (Fig. 4 to 6). During the tests stresses and strains in the transverse direction were observed in two stages in order to determine the influence lines of transverse load distribution. During the first stage the floor was tested in such a manner that concrete was poured only in the wedge-shaped gaps between the beams and the fillers, while during the second stage the surface of the floor was levelled up by placing a layer of concrete between the beams (Fig.1).

It follows from the evaluation of measured deflections in the terms of transverse distribution coefficients that the structure behaves almost always like one completely rigid in torsion, i.e. in the conception of the Guyon-Massonnet's calculating method like an isotropic plate with the torsion rigidity coefficient $\alpha = 1$. During the first stage of the test the value of the transverse bracing parameter ν ranged in the neighbourhood of 1,4. As the load was moved toward the free edge, the value of the torsion rigidity coefficient decreased until it reached its minimum value $\alpha = 0,82$ for the load applied on the free edge. During the test of the floor performed in the test hall the transverse connection between the fillers and the beams was intentionally broken by overloading. Notwithstanding this fact the coefficients of transverse distribution did not differ substantially from those obtained before.

During the second stage of the test, after placing a 4,5-cm thick layer of concrete between the beams, the average deflection decreased substantially whereas the transverse distribution did not change substantially. In this case the coefficient of transverse bracing ranged from $\nu^l = 1,1$ at low loading steps to $\nu^l = 1,35$ for higher loading steps; thus it was approaching the value of $\nu^l = 1,4$ obtained during the first loading stage.

During the test of the floor to failure, cracks were always observed on the loaded beam and the beam load carrying capacity was exhausted prior to the failure in the transverse direction. As the load was increased, the transverse bracing coefficient increased gradually until it reached a value of $\nu^l = 1,5$ while the torsion rigidity coefficient α remained equal to one until the deflection of the loaded beam began to increase rapidly. Only then did it start to decrease until it attained a value of $\alpha = 0,6$ immediately before the failure.

The comparison of the values of transverse distribution coefficient for one half and for one quarter of the span shows that the magnitude and the mode of transverse distribution remains virtually constant along the length of the span. The comparison of values obtained during the tests with floors supported and loaded in various manner shows likewise that the magnitude of transverse distribution is substantially unaffected either by the degree of restraint or by the type and distribution of the load.

Generally it can be stated that a directly loaded beam carries only about one third of the load. The remaining two thirds of the load are carried by adjacent beams.

The effective bending rigidity of beams, which is decisive for longitudinal bending, is substantially increased by the contribution of slag-concrete blocks, by the poured concrete or possibly by the concrete layer. For this reason the failure occurs due to exceeding the yield stress

of the steel in the directly loaded beam at a relatively low compression stress in the concrete of the beam.

On the basis of these tests it is possible to arrange the structures rather economically under the partitions and in their vicinity and thus to save some reinforcement of strengthened partition - beams not complying with the requirements of Czechoslovak standards during their loading tests, can perform safely in structure under the specified loading.

Поперечное взаимодействие заготовочных сборных балочных конструкций

Р е з ю м е

В работе приводится описание двух испытаний на нагрузку перекрытий из заготовочных железобетонных балок сеч. I с вкладышами из шлакобетонных блоков. Первое испытание было произведено в лабораторных условиях на перекрытии, построенном на испытательной площадке /рис. 1 - 3/, а второе - на произвольно выбранном перекрытии на обычной новостройке жилого дома /рис. 4 - 6/. При испытаниях, осуществленных в двух стадиях, исследовались изменения прогибов и напряжений в поперечном направлении для определения линий влияния поперечной разности. В первой стадии испытания производилась лишь заливка клиновидных швов между балками и прокладкой, во второй же стадии поверхность перекрытия выравнивалась укладкой слоя бетона между балками /рис. I/.

В результате оценки замеренных величин прогибов, характеризуемых коэффициентами поперечной разности, можно сказать, что поведение конструкции почти во всех случаях характеризуется абсолютной жесткостью при кручении, т.е. что конструкция по расчетному методу Гэйона-Массонета может быть представлена в виде изогнутой пластины с коэффициентом жесткости при круче-

нии $\kappa = 1$. В первой стадии испытания значение параметра поперечной ν^L связи равнялось примерно 1,4. По мере приближения нагрузки к свободному краю значение коэффициента жесткости несколько уменьшалось; минимальное же значение $\kappa = 0,82$ было получено лишь тогда, когда нагрузка оказалась на свободном крае. При испытаниях перекрытия, осуществленных на экспериментальной площадке путем преднамеренной нагрузки, поперечная связь между прокладками и балками была нарушена. Однако, несмотря на это, значения коэффициентов поперечной разности перед разрушением и после него существенно не отличались друг от друга.

Во второй стадии испытания, после укладки бетонного слоя толщиной 4,5 см между балками, средний прогиб существенно уменьшился, однако же поперечная разность существенно не изменилась. Коэффициент поперечной связи изменился в пределах $\nu^L = 1,1$ при небольшой загруженности, до $\nu^L = 1,35$ при повышенной загруженности, т.е. приближался к значению $\nu^L = 1,4$, полученному в первой стадии загрузки.

При испытании перекрытия до разрушения, на загруженной балке были обнаружены трещины и его несущая способность была исчерпана еще перед разрушением в поперечном направлении. По мере увеличения нагрузки параметр поперечной связи постепенно увеличивался вплоть до значения $\nu^L = 1,5$, причем коэффициент жесткости при кручении κ равнялся единице вплоть до начала быстрого увеличения прогибов загруженной балки. Лишь после этого его значение уменьшилось, достигая перед разрушением значения $\kappa = 0,6$.

Сопоставление значений коэффициента поперечной разности для половины и четверти пролета показывает, что величина и способ поперечной разности по длине пролета почти не изменяется. Таким образом из сравнения значений, полученных при испытаниях перекрытий с различной укладкой и нагрузкой, вытекает, что на величину попереч-

ной разности не оказывают существенного влияния ни степень жесткости заделки, ни вид и распределение нагрузки. Вообще можно сказать, что непосредственно загруженная балка воспринимает лишь примерно третья часть нагрузки. Остальные две трети нагрузки воспринимаются соседними балками.

Эффективная жесткость балок на изгиб, имеющая значение для продольного изгиба, существенно повышается в результате взаимодействия шлакобетонных блоков и бетонной заливки или бетонного слоя. Поэтому разрушение происходит в результате превышения предела ползучести стали в непосредственно загруженной балке при сравнительно небольшом напряжении сжимаемого бетона балки.

На основании приведенных выше испытаний оказывается возможным специально выполнить более экономичные конструкции под раскосами и в их окрестности таким образом, чтобы часть арматуры армированных раскосных балок была сэкономлена. Результаты испытаний позволяют нам сделать вывод, что балки, оказавшиеся при контрольных испытаниях на нагрузку не соответствующими чехословацким стандартам, при определенной нагрузке все же могут быть безопасно использованы.

L i t e r a t u r a

1. Machač, V. : Příčné spolupůsobení prefabrikovaných stropních prvků spojených betonovou záhlívkou. (Pozemní stavby č. 6-1957).
2. "Prefabrikované stavební dílce betonové, žel.bet. a z předpjatého betonu", Katalog stav. hmot, ministerstvo stavebnictví, Výzkumný ústav stav. hmot v Brně, SNTL 1957.
3. Guyon, Y. : Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises (Annales des Ponts et Chaussées de France, str. 553-612, 1946).
4. Massonnet, Ch.: Contribution au calcul des ponts à poutres multiples (Ann. Travaux Publics de Belgique, seš. 3,5,6, 1950).
5. Massonnet, Ch.: Compléments à la methode de calcul des ponts à poutres multiples (Annales des travaux publics de Belgique, č. 5, 1954).
6. Guyon, Y. : Calcul des ponts - dalles (Annales des Ponts et Chaussées de France, str. 555-589 a 683-718, 1949).
7. Morice, P.B.: The minimum transverse strength of slab bridges, (Magazine of Concrete Research č. 23, 1956).