17

Archiv.

ŽPRÁVY

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 prefabrikovaných trámových konstrukcí 30

Výpočet montovaných stropů
z prefabrikovaných nosníků
průřezu I s výplněmi ze
škvárobetonových vložek 65

VÝPOČET MONTOVANÝCH STROPŮ Z PREFABRIKOVANÝCH NOSNÍKŮ PRŮŘEZU I S VÝPLNĚMI ZE ŠKVÁROBETONOVÝCH VLOŽEK

Ing. Richard Bareš,
kandidát technických věd

1. Úvod

Podkladem pro vypracování způsobu výpočtu montovaných stropů z prefabrikovaných nosníků průřezu I s výplněmi ze škvárobetonových vložek byly dvě zatěžovací zkoušky těchto stropních konstrukcí. Z výsledků těchto zkoušek především vyplynulo, že je nutno, chceme-li obdržet výsledky blížící se skutečnosti, uvažovat stropní konstrukci jako celek a nikoliv navrhovat a posuzovat každý nosník samostatně.

Přesný výpočet celé konstrukce není ovšem vzhledem k mnoha nepostižitelným vlivům, zvláště ve spojích jednotlivých prvků možný. Hledat novou metodu výpočtu by proto nemělo v tomto případě smysl.

Poněvadž se celková koncepce těchto stropních konstrukcí blíží ortotropní desce, nabízí se použití některého známého početního postupu. Nejvýhodnější metoda bude jistě ta, která poměrně jednoduše, bez velkých matematických nebo početních operací především stanoví součinitele příčného roznášení.

2. Určení součinitele příčného roznášení

Nejvýhodnější z metod výpočtu se jeví metoda Guyonova-Massonnetova [1] [2], podle které se stanoví součinitelé příčného roznášení jako poměry průhybů jednotlivých nosníků k průměrnému průhybu, který by vznikl při zatížení všech trámů současně týmž zatížením rozděleným na všechny trámy rovnoměrně. Hodnoty součinitelů jsou závislé na dvou rozměrových parametrech ϑ a α, pro jejichž různé velikosti jsou sestaveny tabulky [3] příčinkových pořadnic v 9 bodech celkové šířky. Při tom jak souřadnic místa, ve kterém dech celkové šířky. Při tom jak souřadnic místa, ve kterém účinek hledáme, tak souřadnic působiště břemene se používá poměrově.

Parametr tuhosti v kroucení α lze podle výsledků zkoušek [4] brát vždy s dostatečnou přesností rovný jedné, tedy $\alpha = 1$. Druhý průřezový parametr (příčného ztužení) má tvar

$$\vartheta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_T}{\rho_p}} \qquad (1)$$

kde b - polovina šířky konstrukce, l - rozpětí, ρ_T - jednotková ohybová tuhost v podélném směru a ρ_p - jednotková ohybová tuhost v příčném směru.

Moment setrvačnosti na jednotku délky v podélném směru $'I_T$ se určí za předpokladu, že celý průřez, tj. nosník s polovinou vložky na obou stranách, i s příp. nabetonováním je monolitický. Moment setrvačnosti na jednotku délky 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

$$'I_p = \frac{'I_p}{100} \qquad (2)$$

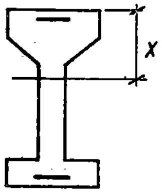
kde $'I_p$ je moment setrvačnosti na délkovou jednotku náhradního průřezu stejné výšky jako v konstrukci, avšak bez uvažování otvorů. K rozdílným vlastnostem materiálů není třeba přihlížet a je možno předpokládat stejný modul pružnosti v obou směrech, takže v předchozím vzorci bude pod odmocninou místo poměru tuhostí pouze poměr jednotkových momentů setrvačnosti $'I_T/'I_p$

Na příkladě zkoušky ve Veselí nad Lužnicí ukážeme si stručně výpočet součinitele příčného roznášení K podle Guyona-Massonneta. Podstatně názornější je druhý způsob vyjádření součinitele příčného roznášení <u>k</u> podle volného průhybu. Součinitel příčného roznášení <u>k</u> vyjadřuje poměr průhybů jednotlivých nosníků k volnému průhybu jednoho samostatného nosníku pod týmž zatížením. Převod součinitelů K podle Guyona-Massonneta na součinitele <u>k</u> podle volného průhybu lze obdržet přibližně vydělením prvních počtem trámů.

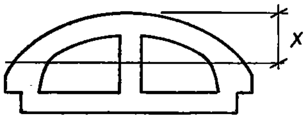
Vyjádřeno v procentech je tedy

$$k\% \doteq \frac{K}{n}\,100. \qquad (3)$$

a/ <u>Výpočet v případě bez nabetonování</u>



F=262,50 cm2
x=16,34 cm
I=30900 cm4



Obr.1.
Železobetonový prefabrikát

E_b = 350000 kg/cm2

E_a = 2100000 kg/cm2

n = 6

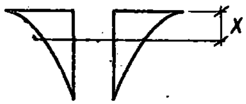
Obr.2.
Škvárobetonové vložky

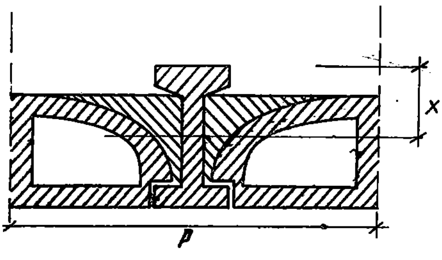
F = 735 cm2

x′= 13,8 cm

x = 18,3 cm

I = 41283 cm4





Obr.3.
Betonové klíny mezi nosníky a vložkami

F = 196 cm2

x = 9,16 cm

I_T= 2140 cm4

Obr.4.
Celý průřez

F = 1193,5 cm2

x = 16,17 cm

I_T= 30900+41283+2140+2.1/2.14,0^2.
.7^2+262,50.0,83^2+735.2,13^2 =
= 87464 cm4.

Jednotkový moment setrvačnosti v podélném směru

$$^{1}I_T = \frac{I_T}{p} = \frac{87464}{60} = 1450 \text{ cm}^3.$$

Jednotkový moment setrvačnosti v příčném směru podle předpokladů dříve uvedených

$$^{1}I_P = 1/12 \,.1.24{,}5^3 = 1228 \text{ cm}^3$$

a po redukci

$$^{1}\bar{I}_P = {}^{1}I_P/100 = 1228/100 = 12{,}28 \text{ cm}^3.$$

Parametr příčného ztužení ϑ při účinné šířce 2b = 7p = = 7.60 = 420 cm a rozpětí l = 495 cm vychází

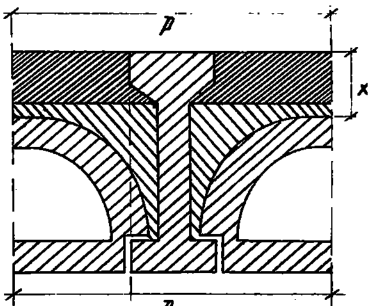
$$\vartheta = \frac{210}{495} \sqrt[4]{\frac{1450}{12{,}28}} = 1{,}395,$$

což přesně souhlasí s hodnotou parametru ϑ = 1,40, který byl zjištěn při zatěžovací zkoušce.

b/ <u>Výpočet v případě s nabetonováním</u>

K složkám dříve uvedeným přistupují ještě hodnoty pro vrstvu vyrovnávacího betonu mezi trámy, 4,5 cm tlustou: F = 220,5 cm2, x = 2,25 cm, I = 372 cm4.

Pro celý průřez obr. 5 je:



$$F = 1414{,}0 \text{ cm2}$$
$$x = 13{,}95 \text{ cm}$$
$$I_T = 30900 + 41283 + 2.1/36.14^4 + 1/12\ 49.4{,}5^3 + 262{,}50.1{,}39^2 + 735.4{,}35^2 + 196 \,.\, 4{,}78^2 + 220{,}5 \,.\, 11{,}70^2 = 121587 \text{ cm}^4.$$

Obr.5.
Celý průřez

Jednotkový moment setrvačnosti v podélném směru

$$^{1}I_T = \frac{121587}{60} = 2025 \text{ cm}^3$$

a v příčném směru

$$^{1}I_P = 1/12 \cdot 1 \cdot 29^3 = 2030 \text{ cm}3,$$

což po redukci dává

$$^{1}\bar{I}_P = \frac{2030}{100} = 20{,}30 \text{ cm}^3.$$

Pro tyto hodnoty momentů setrvačnosti vychází parametr příčného ztužení

$$\vartheta = 0{,}42424 \sqrt[4]{\frac{2025}{20{,}30}} = 1{,}333,$$

což také dobře souhlasí s hodnotami plynoucími ze zatěžovací zkoušky

Pro hodnoty ϑ takto vypočtené ($\vartheta = 1.4$) a pro $\alpha = 1$ nalezneme z Massonnetových tabulek např. pro zatížení uprostřed účinné šířky b tyto hodnoty součinitele příčného roznášení K:

Průřez	-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	0,2309

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

3. Stanovení průřezu působícího v podélném ohybu

Rozhodujícím činitelem při výpočtu napětí nebo deformací je ohybová tuhost EI. Žádnou z obou částí tohoto součinitele nelze však určit tak, aby jejich hodnota odpovídala skutečnosti, a nemá také smysl snažit se určit modul pružnosti nebo moment setrvačnosti samostatně. Budeme proto vždy, pokud to bude možné, určovat pouze součin EI, čímž získáme spolehlivější podklad pro početní řešení než určováním E a I samostatně.

Pro zatížení dvěma břemeny ve třetinách rozpětí prostého nosníku je průhyb uprostřed

$$y = \frac{M'l^2}{EJ} \; 0{,}1065 .$$

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

$$EJ = \frac{M'l^2}{y} \; 0{,}1065 ,$$

přičemž M'je ohybový moment redukovaný podle příčinkové čáry příčného roznášení k, kterou jsme obdrželi ze změřených průhybů a vypočítali v předchozí kapitole.

Pomocí vypočtené tuhosti EI můžeme stanovit křivost

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

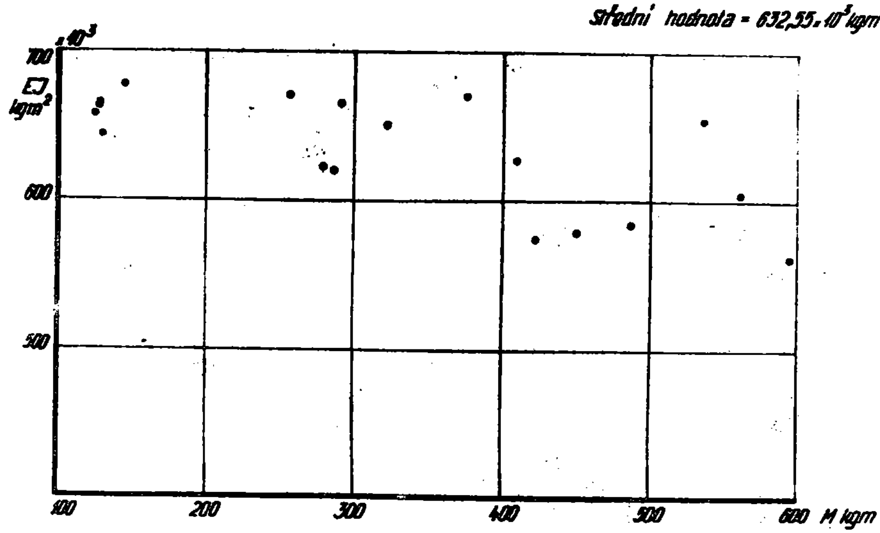
Poněvadž byly měřeny také deformace horních a spodních vláken nosníků, můžeme dále určit polohu neutrálné osy průřezu. Je-li ε_h přetvoření horních vláken nosníků, plyne vzdálenost neutrálné osy od horního povrchu trámů ze vztahu

$$e = \frac{\varepsilon_h}{\omega}$$

Uvedeným postupem byly u stropní konstrukce zkoušené ve Veselí n.Luž. zjištěny hodnoty EI a e pro různé zatěžovací stupně při zatížení různých nosníků.

a/ <u>Případ bez nabetonování</u>

Hodnoty pro trám přímo zatížený jsou uvedeny v tabulce 1. Průměrná hodnota EI činí 632,55 . 10^3 kgm^2 a průměrná hodnota e je 13,91 cm. Grafické znázornění těchto hodnot v závislosti na velikosti redukovaného ohybového momentu M je v obrázcích 6 a 7. Je vidět, že s rostoucím zatížením se součin EI zmenšuje a neutrálná osa se pohybuje směrem k hornímu povrchu; při tom se blíží jak součin EI, tak poloha neutrálné osy v mezích dovolených zatížení určité mezní hodnotě, která se procentuálně podstatně neliší od hodnoty střední.

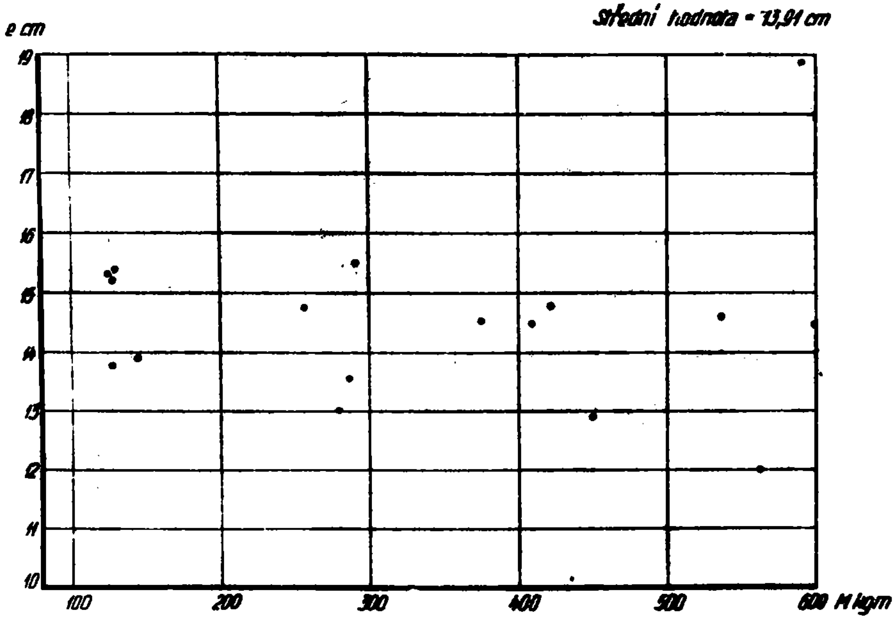


Obr. 6 .
Ohybová tuhost trámu (EJ) bez nabetonování

Přibližně můžeme pro výpočet v pružném oboru, tj. v rozsahu dovolených zatížení, uvažovat střední hodnotu jak součinu EI, tak i polohy neutrálné osy e, aniž se dopustíme větší ohyby 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 montovaných prvcích, z materiálu tak různorodého jako v našem případě.

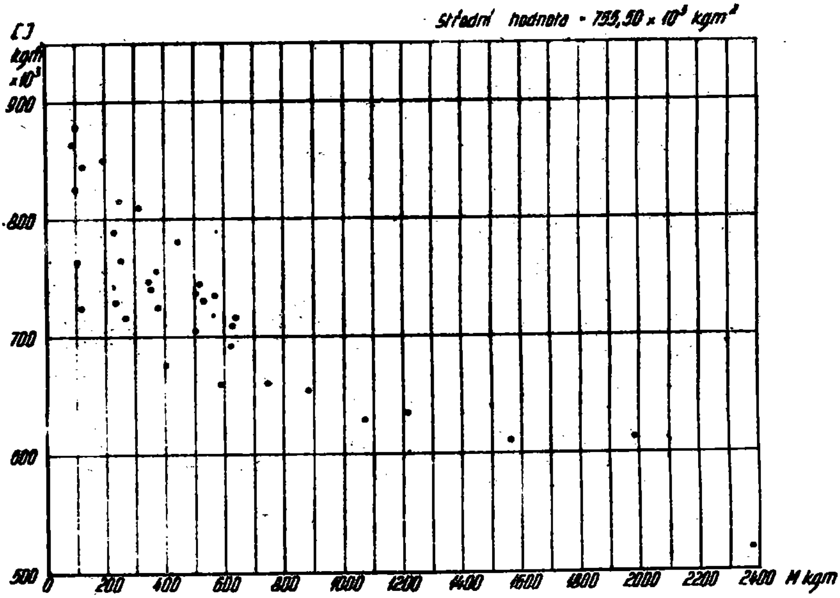
b/ <u>Případ s nabetonováním</u>

Průměrná hodnota EI je 755,5 .10^3 kgm^2 a průměrná hodnota e je 10,41 cm. Vliv nabetonované vrstvy mezi nosníky je dosti značný, jak je vidět ze středních hodnot součinu EI a z polohy neutrálné osy e. Součin EI se proti případu bez nabetonování zvětšil asi o 20 % a neutrálná osa se posunula k hornímu okraji tak, že se její vzdálenost od něho zmenšila proti případu bez nabetonování asi o 25 %. Průběh těchto hodnot je obdobný jako v předešlém případě. Hodnoty vyčíslené v tabulce 2 jsou v obr. 8 a 9 vyneseny graficky. Opět lze použít přibližně středních hodnot součinu EI a vzdálenost neutrálné osy e; vliv nabetonování lze jednoduše zahrnout zvětšením součinu EI, resp. zmenšením vzdálenosti neutrálné osy e od horních vláken trámů asi o 20 až 25 %.



Obr. 7.
Vzdálenost neutrálné osy (e) bez nabetonování

Správný výpočet napětí nosníků je do značné míry závislý 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 tlačená část, neboť vložky nejsou nijak vzájemně spojeny, a mohou se tedy od počátku zatěžování v tažené části od sebe oddělovat.



Obr. 8.
Ohybova tuhost trámu (EJ) s nabetonováním

a/ <u>Výpočet v případě bez nabetonování</u>

Z rovnovány statických momentů části průřezu nad neutrálnou osou a pod ní, za předpokladu změřených modulů pružnosti

E_b trámů = 350 000 kg/cm2
E_b zálivky = 100 000 "
E_b vložek = 100 000 "
E_a výztuže = 2 100 000 kg/cm2

plyne vzdálenost neutrálné osy od horních vláken nosníků

e = 13,25 cm;

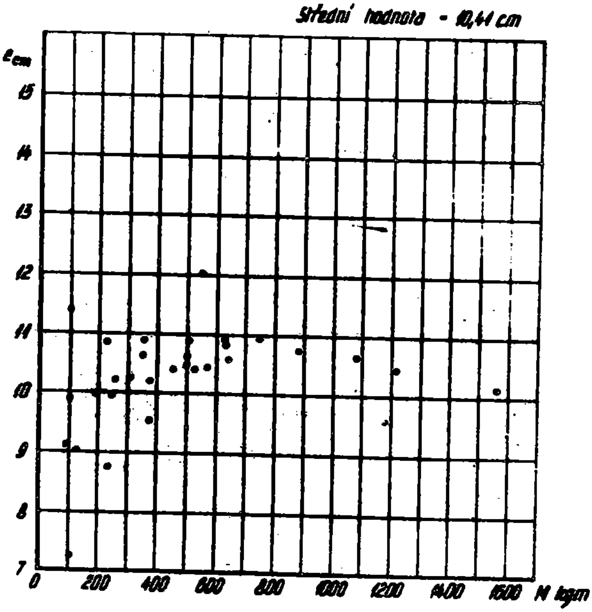
moment setrvačnosti vychází

I = 17334,4 cm4

a součin EJ (E_b = 350 000 kg/cm2)

$$EI = 607 \cdot 10^3 \text{ kgm2.}$$

Shoda s naměřenými hodnotami je postačující.
U polohy neutrálné osy je chyba asi 5 %, což je podstatně méně než chyba střední změřené hodnoty e, která je asi 25 %.
U tuhosti EI je rovněž chyba asi 5 %; vzhledem k přesnosti určení střední hodnoty je zanedbatelná.



Obr. 9.
Vzdálenost neutrálné osy (e) s nabetonováním

b/ <u>Výpočet v případě s nabetonováním</u>

Za stejných předpokladů jako předešle vychází vzdálenost neutrálné osy od horních vláken nosníků

$$e = 10{,}81 \text{ cm.}$$

Moment setrvačnosti I vychází dále

$$I = 22184{,}55 \text{ cm4}$$

a součin $EI = 775{,}0 \cdot 10^3$ kgm2.

Shoda s výsledky měření, vyjádřenými středními hodnotami je opět dobrá; u polohy neutrálné osy e je zde rozdíl asi 4 %, u součinu EI asi 3 %. Tyto chyby jsou rovněž vzhledem k přesnosti určení střední hodnoty zanedbatelné.

4. Závěr

Známe-li při výpočtu takovýchto konstrukcí součinitele příčného roznášení, jakož i způsob působení průřezu v podélném ohybu, tj. tuhost EI a polohu neutrálné osy e, snadno již můžeme vypočíst napětí betonu nebo výztuže tramů.

Výpočet příčného roznášení podle Guyona-Massonneta je při uvážení správného součinitele ϑ, popř. α poměrně velmi přesný a hlavně velmi rychlý, kdežto výsledky získané při výpočtu napětí nejsou zcela přesné a mohou být v určitých případech zatíženy podstatnou chybou.

V každém případě nám uvedený způsob výpočtu umožňuje získat názor o napětí jednotlivých prvků stropní konstrukce.

Tabulka 1

Zatížený trám	Zatěžovací stupeň	Součinitel příčného roznášení k	Redukovaný ohybový moment M´-kgm	Průhyb y-cm	Tuhost $EI.10^{-3}$ kgm^2	Křivost $\omega .10^{3}$ m^{-1}	Poměrná deformace horních vláken $\varepsilon .10^{4}$	Neutrální osa e - cm
4	1	0,352	128,0	0,0503	665	0,193	0,266	13,77
	2	0,365	280,0	0,1179	622	0,450	0,587	13,02
	3	0,360	409,0	0,1701	626	0,653	0,948	14,50
	4	0,358	562,5	0,2432	604	0,932	1,120	12,00
3	1	0,345	125,2	0,0499	658	0,191	0,292	15,30
	2	0,336	257,0	0,1000	671	0,383	0,564	14,75
	3	0,331	376,0	0,1467	670	0,561	0,818	14,55
	4	0,342	537,0	0,2148	653	0,824	1,206	14,62
2	1	0,400	145,0	0,560	677	0,214	0,297	13,90
	2	0,421	322,0	0,1293	650	0,495	0,555	11,90
	3	0,428	487,0	0,2180	584	0,835	0,912	10,90
5	1	0,358	130,0	0,0529	643	0,202	0,311	15,40
	2	0,381	292,0	0,1149	665	0,440	0,681	15,50
	3	0,371	422,0	0,1921	574	0,737	1,090	14,80
	4	0,380	596,0	0,2767	562	1,060	1,535	14,50
6	1	0,352	128,0	0,0505	663	0,193	0,294	15,20
	2	0,376	287,0	0,1209	620	0,463	0,628	13,55
	3	0,396	450,0	0,2030	579	0,779	1,002	12,90

Střední hodnota EI . . . . 632,55 . 10^3 kgm2

" " e . . . . 13,91 cm

Tabulka 2

Zatížený trám	Zatěžovací stupeň	Součinitel příčného roznášení k	Redukovaný ohybový moment M'-kgm	Průhyb y-cm	Tuhost $EI.10^{-3}$ kgm^2	Křivost $\omega.10^3$ m^{-1}	Poměrná deformace horních vláken $\varepsilon.10^4$	Neutrální osa e - cm
4	1	0,248	90,0	0,0272	864,0	0,104	0,0948	9,12
	2	0,254	194,0	0,0595	851,0	0,228	0,227	9,97
	3	0,277	314,0	0,1012	810,0	0,388	0,398	10,25
	4	0,290	455,0	0,1525	780	0,584	0,606	10,40
	5	0,294	573,0	0,2035	735	0,780	0,815	10,45
3	3	0,314	356,0	0,1254	740	0,481	0,525	10,90
	4	0,324	509,0	0,1785	744	0,685	0,746	10,90
	5	0,328	640,0	0,2340	715	0,895	0,949	10,60
6	1	0,278	101,0	0,0300	878	0,115	0,1135	9,87
	2	0,324	248,0	0,0793	816	0,304	0,303	9,95
	3	0,329	374,0	0,1292	755	0,495	0,473	9,56
	4	0,337	530,0	0,1891	730	0,726	0,757	10,40
5	1	0,278	101,0	0,0319	825	0,122	0,1390	11,40
	2	0,301	230,0	0,0782	798	0,292	0,3170	10,85
	3	0,306	348,0	0,1217	747	0,465	0,495	10,63
	4	0,319	501,0	0,1773	737	0,580	0,7140	10,48
	5	0,323	630,0	0,2319	710	0,888	0,9720	10,92
4	2	0,333	255,0	0,0871	764	0,334	0,3410	10,20
	3	0,332	377,0	0,1354	726	0,519	0,5300	10,20
	4	0,320	502,5	0,1865	705	0,713	0,7580	10,62
	5	0,322	628,0	0,2363	693	0,907	0,9850	10,83
	6	0,319	747,0	0,2943	662	1,128	1,2350	10,95
	7	0,322	883,0	0,3508	656	1,341	1,4450	10,76
	8	0,336	1070,0	0,4420	631	1,692	1,8050	10,65
	9	0,336	1220,0	0,5009	636	1,920	2,0092	10,46
	10	0,352	1564,0	0,6675	612	2,555	2,5850	10,15
	11	0,374	1986,0	0,8440	615	3,230	-	-
	12	0,388	2380,0	1,1932	520	4,580	-	-

Střední hodnoty: EI = 755,50 kgm2, e = 10,41 cm

Předloženo: 26.3. 1958.

Lektor:
Prof.Ing. Dr Milan Mencl

Berechnung montierter Decken aus präfabrizierten Trägern vom Querschnitt I mit Füllungen aus Schlackenbetoneinlagen

Zusammenfassung

Auf Grund von durchgeführten Belastungsproben zweier Decken aus präfabrizierten Trägern vom Querschnitt I mit Füllungen aus Schlackenbetoneinlagen wurde eine Berechnungsmethode dieser montierten Konstruktionen ausgearbeitet.

Da die Ergebnisse von Proben zeigten, dass es notwendig ist eine Deckenkonstruktion als Ganzes und nicht als ein System einzelner Träger in Erwägung zu ziehen, wurde für die Berechnung die Guyon-Massonnetmethode verwendet, nach welcher die Trägerroste berechnet werden und die von der Voraussetzung ausgeht, dass die Konstruktion sich als eine orthotrope Platte verhält. Durch diese Methode kann man verhältnismässig einfach und mit genügender Genauigkeit den Koeffizienten der Lastverteilung bestimmen in Abhängigkeit von zwei dimensionslosen Querschnittsparametern.

Den Parameter der Querversteifung kann man näherungsweise bestimmen, wenn man das Trägheitsmoment auf die Längeneinhait in der Längsrichtung unter der Voraussetzung erwägt, dass der ganze Querschnitt (Träger, Einlagen und Aufbetonierung) monolitisch ist; das Trägheitsmoment auf die Längeneinheit in Querrichtung kann man ersetzen durch ein Hundertsteil des Trägheitsmomentes des Ersatzquerschnittes von gleicher Höhe, jedoch ohne Berücksichtigung der Hohlräume. Dabei braucht man nicht die Unterschiede im Elastizitätsmodul zu berücksichtigen und man kann ihn als gleich in beiden Richtungen annehmen.

Der Parameter der Torsionssteifheit kann immer gleich eins genommen werden.

Durchgeführt wurde die Berechnung des Koeffizienten der Lastverteilung für eine Konstruktion, welche im

Laboratorium geprüft wurde, und die Ergebnisse wurden mit den gemessenen verglichen.

Im zweiten Teil der Abhandlung wird die Frage der Mitwirkung der Einlagen und der aufbetonierten Schichte in der Längsbiegung analysiert. Es wurde festgestellt, dass es am besten ist, für die Berechnung der Spannung in den Grenzen der Arbeitsbelastungen vorauszusetzen, dass der Eisenbetonquerschnitt (Träger) in der Biegung als Ganzes wirkt und von den Einlagen und der Aufbetonierung nur der unter Druck stehende Teil; dabei muss man verschiedene Elastizitätsmodule berücksichtigen.

Die Angeführte Berechnungsweise ermöglicht es eine Anschauung von der Spannung der einzelnen Elemente der Deckenkonstruktion der erwähnten Art zu gewinnen.

Расчет сборных перекрытий из заготовочных балок сечения I с вкладышами из шлакобетона

Р е з ю м е

На основании проведенных испытаний на нагрузку двух перекрытий из заготовленных балок сеч. I с вкладышами из шлакобетона был разработан способ расчета этих сборных конструкций.

Результаты испытаний показали, что конструкцию перекрытия следует рассматривать как одно целое, а не как систему отдельных балок. Поэтому для расчета перекрытий был использован метод Гюйона-Массонета для расчета составных балок, основанный на предположении, что поведение конструкции аналогично поведению ортотропной пластины. С помощью этого метода сравнительно просто и довольно точно можно определить величину коэффициента поперечной разноски в зависимости от двух безразмерных параметров сечения.

Параметр поперечной связи может быть определен приблизительно, учитывая момент инерции на единицу длины в продольном направлении и предполагая при том, что сечение целиком /балка, прокладка и слой бетона/ монолитно; момент инерции на единицу длины в поперечном направлении может быть заменен сотой частью момента инерции, заменяющего сечения той же высоты, однако без учета отверстий. Здесь можно пренебречь разностями модуля упругости и предполагать, что они в обоих направлениях одинаковы.

Параметр жесткости при кручении будем принимать всегда равным единице.

Был сделан расчет коэффициента поперечной разноски для конструкции, испытанной в лабораторных условиях. Полученные результаты были сопоставлены с данными измерений.

Во второй части работы рассматривался вопрос взаимодействия вкладышей и слоя бетона при продольном изгибе. Было обнаружено, что для расчета напряжения лучше всего предполагать в пределах рабочей нагрузки, что воздействие железобетонного сечения /балки/ при изгибе проявляется целиком, в то время как воздействие вкладышей и бетонных слоев проявляется лишь в пределах их сжатой части; при этом следует учитывать различные модули упругости.

Приведенный выше способ расчета дает возможность получить представление о напряжении отдельных элементов конструкции перекрытий такого типа.

Literatura

1. Guyon, Y.: Caloul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises (Annales des Ponts et Chaussées de France, str. 553--612, 1946).

2. Massonnet, Ch.: Méthode de caloul des ponts à poutres multiples tenant oompte de leur résistance à la torsion (AIPC Memoires X., Curych, str. 147 - 182, 1950).

3. Massonnet, Ch.: Compléments à la methode de caloul des ponts à poutres multiples (Annales des travaux publios de Belgique, č. 5, 1954).

4. Bareš, R.: Příčné spolupůsobení trámových konstrukcí (ÚTAM - Praha, dis., říjen 1956).

5. Bareš, R.: Příčné spolupůsobení prefabrikovaných trámových konstrukcí (Zprávy ÚTAM č. 7, 1958, Praha).