

WIELOETAPOWY EKSPERYMENT CZTEROPUNKTOWEGO ZGINANIA DREWNIANO-BETONOWEJ BELKI ZESPOLONEJ

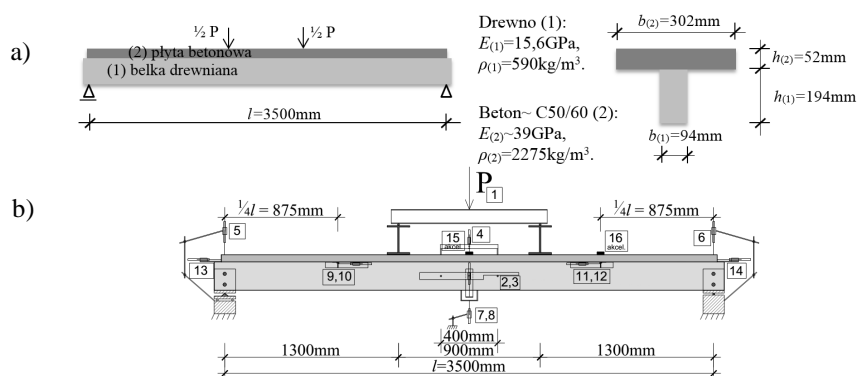
Mariusz CZABAK, Zbigniew PERKOWSKI
Politechnika Opolska, Opole, Polska

1. Wprowadzenie

Choć koncepcja konstrukcji drewniano-żelbetowych znana jest od wielu lat [6], to w ostatnich czasach ponownie można zauważyć coraz częstsze przykłady realizacji takich ustrojów nośnych (np. rewitalizacje stropów zabytkowych kamienic [5], drugorzędne mosty, kładki dla pieszych [7]). W ślad za tym można zaobserwować wzrost zainteresowania omawianym tematem przez wielu badaczy (np. [1-3]). Z uwagi na stwierdzony przez autorów brak w literaturze wyczerpujących danych eksperymentalnych w zakresie pomiarów zmian częstotliwości drgań swobodnych tego typu elementów przy wzrastającym obciążeniu, a także badań warunków pracy złącza żebra drewnianego i górnej płyty betonowej w kontekście wystąpienia jego równoczesnego ścinania i ściskania/rozciągania, w pracy przedstawiono wyniki własnych badań eksperymentalnych ukierunkowanych na ten temat.

2. Badania laboratoryjne

Schemat belki, rozmieszczenie czujników i podstawowe parametry materiałowe jej warstw przedstawiono na rys. 1.

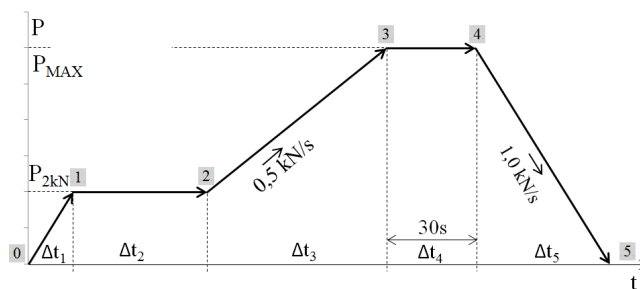


Rys. 1. a) Schemat statyczny, parametry materiałów i przekrój poprzeczny belki zespolonej.
b) Schemat stanowiska i rozmieszczenie czujników.

Fig. 1. a) The static scheme, material parameters and cross-section of composite beam.
b) The scheme of test stand and lay-out of sensors.

W przypadku zastosowanego schematu można założyć w przybliżeniu stałość krzywizny warstw w części środkowej elementu. Przykładanie siły w trakcie eksperymentu realizowane było przez pojedynczy tłok obciążający trawers. Kompletny opis wykonania belki zespolonej, w tym opis użytych materiałów, sposób określenia modułów Younga betonu i drewna oraz rodzaj i układ łączników, był już publikowany w [4]. Zastosowane czujniki mierzyły (rys. 1b): siłę przykładową przez tłok (1), krzywiznę w osi żebra drewnianego po obu stronach przekroju (2,3), krzywiznę na górnej powierzchni płyty betonowej (4), przemieszczenia pionowe nad lewą i prawą podporą (5,6), przemieszczenie pionowe belki w środku jej rozpiętości z obu stron przekroju (7,8) (dzięki umieszczeniu dwóch czujników po dwóch stronach przekroju elementu możliwe było dodatkowe zweryfikowanie stopnia skręcenia podczas próby zginania), poślizgi w $\frac{1}{4}$ rozpiętości (9-12) i na końcach belki (13,14), akcelerometry w $\frac{1}{2}$ rozpiętości (15) i w $\frac{1}{4}$ rozpiętości (16) (o częstotliwości próbkowania 6kHz).

Belkę obciążano wieloetapowo. Początkowo, w celu wyeliminowania ewentualnych „luzów” układu, został on próbnie obciążony siłą 5kN i odciążony. Następnie belkę dociążano i odciążano według przebiegu pokazanego na rys. 2, kolejno przy wartościach siły P_{MAX} od 10kN co 10kN, aż do jej zniszczenia, które nastąpiło przy $P_{MAX}=90kN$. Wyczerpanie nośności w pierwszej kolejności nastąpiło w wyniku ścięcia z prawej strony elementu drewnianego w warstwie tuż pod końcami łączników. W trakcie każdego cyklu, przed przystąpieniem do właściwego etapu dociążania, każdy z elementów stanowiska badawczego był weryfikowany zarówno pod kątem jego usytuowania, jak i działania. W tym celu przykładano siłę początkową o wartości 2kN i weryfikowano całe oprzyrządowanie (Δt_2). W kolejnym etapie równomiernie zwiększano siłę z szybkością 0,5kN/s (Δt_3), aż do osiągnięcia zakładanej siły maksymalnej (P_{MAX}). Układ pozostawał obciążony przez 30s (Δt_4), po czym następowało jego pełne odciążenie z szybkością 1kN/s (Δt_5). W trakcie procesu obciążenia mierzono czujnikami 1-14 przemieszczenia, a po zakończeniu każdego cyklu akcelerometrami 15 i 16 drgania swobodne, które wzbudzano słabymi uderzeniami młotka w górną powierzchnię płyty w środku rozpiętości belki.

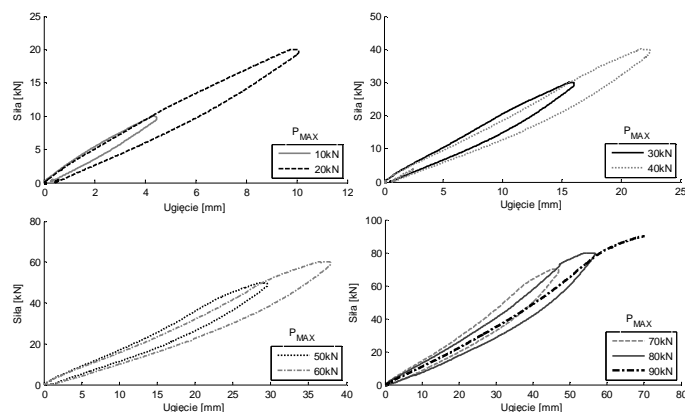


Rys. 2. Schemat obciążania belki.
Fig. 2. The scheme of loading the beam.

3. Wyniki

Na rys. 3 pokazano wykresy zależności obciążenia P od ugięć belki w środku rozpiętości. Ugięcie obliczono jako różnicę pomiędzy wartościami średnimi przemieszczeń pionowych zmierzonych przez czujniki 7 i 8 (środek rozpiętości) oraz 5 i 6 (nad podporami). Na wykresach można zauważyć pętle histerezy, powiększające się wraz ze wzrostem obciążenia maksymalnego, jednak przy pełnym odciążeniu, niezależnie od poziomu obciążenia, przemieszczenia dążą z powrotem w przybliżeniu do zera. Oznacza to,

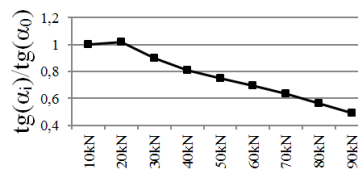
że badana belka drewniano-betonowa wykazywała cechy reologiczne już w trakcie krótkotrwałego obciążenia, a także nie występowały istotne odkształcenia plastyczne na skutek działania naprężeń normalnych w przekroju belki. Pozwala to stwierdzić, że belka zachowywała się przy zginaniu jak typowy układ lepkosprężysty. Analizując z kolei zmiany tangensa kąta nachylenia stycznych do krzywych obciążenie-przemieszczenie na początku kolejnych cykli, stwierdzono jego sukcesywne malenie, przy czym zmniejszył się on około 2-krotnie w ostatnim cyklu obciążenia w porównaniu do cyklu pierwszego (rys. 4).



Rys. 3. Wykresy obciążenia w funkcji ugięcia w środku rozpiętości belki.
Fig. 3. Graphs of load vs. deflection in the midspan of beam.

Fakty te świadczą o tym, że początkowa sztywność giętna badanej belki zespolonej podlegała degradacji przede wszystkim z uwagi na kruche uszkodzenia struktury materiałów, które pod koniec badań można już było obserwować gołym okiem w płycie betonowej. Pierwsze widoczne pęknięcie pojawiło się poprzecznie do osi belki przy lewej stronie trawersu w trakcie cyklu z $P_{MAX}=60kN$, a drugie symetrycznie do pierwszego przy prawej stronie trawersu podczas cyklu z $P_{MAX}=80kN$. Pęknięcia te zaraz po utworzeniu miały szerokości od 0,1mm do 0,2mm.

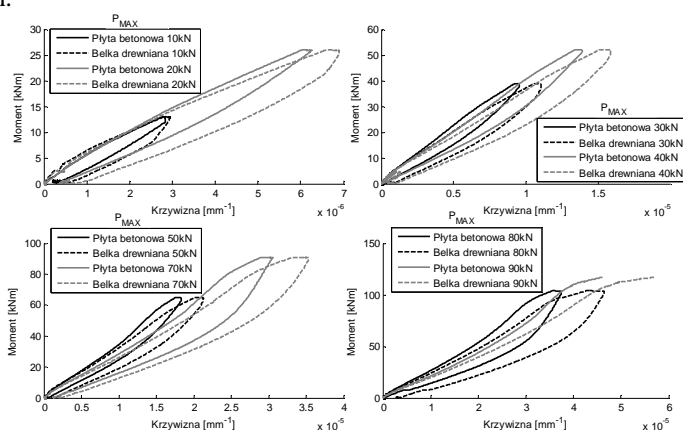
Dzięki zastosowaniu trzech krzywiznomierzy (czujniki 2, 3 i 4) w środku rozpiętości belki, w strefie stałego momentu zginającego, możliwa była z kolei kontrola postępu rozwarstwienia zastosowanego zespolenia pod wpływem przenoszonych obciążeń pionowych oraz sprawdzenie, do jakiego etapu obciążenia słuszne może być założenie płaskości zginanego przekroju w przypadku badanej belki. Na rys. 5 pokazano porównawczo zmierzony moment zginający w środku przęsła w funkcji krzywizn poszczególnych warstw belki. Podobnie jak na podstawie wykresów z rys. 3 można zauważyć, że belka przy zginaniu wykazuje przede wszystkim cechy lepkosprężyste oraz że nachylenie krzywych spada z cyklu na cykl, świadcząc o postępujących uszkodzeniach struktury materiałów belki. Ponadto, począwszy od cyklu, w którym $P_{MAX}=30kN$, krzywizny płyty betonowej i żebra drewnianego zaczynają różnić się coraz bardziej.



Rys. 4. Zmiana tangensa kąta nachylenia stycznych do krzywych z rys. 3 na początku cykli obciążenia w stosunku do cyklu pierwszego.

Fig. 4. The changes of tangent of inclination angle for the curves from Fig. 3 at the beginning of loading cycles relating to the first cycle.

W ostatnim cyklu obciążenia zmierzone krzywizny obu warstw belki różniły się już o około 20%, przy czym krzywizna elementu drewnianego była zawsze większa niż betonowego. Tak znaczne różnice krzywizn wskazują na fakt, że łączniki zespalające warstw belki podlegały nie tylko typowemu w ich przypadku ścinaniu, ale i także znacznemu działaniu sił pionowych.

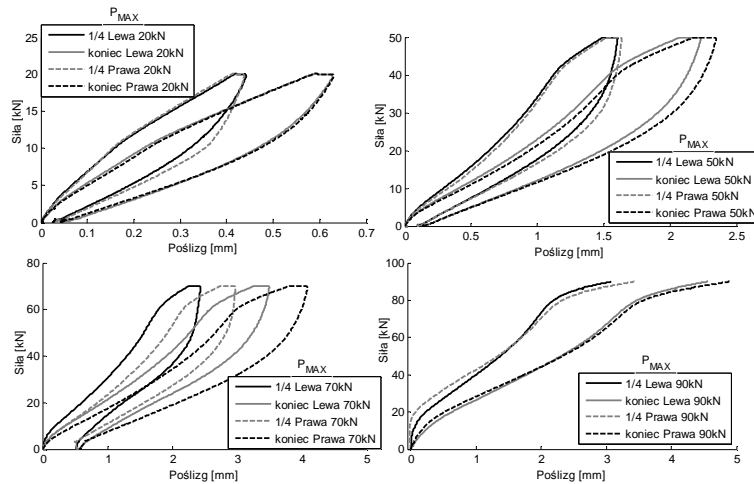


Rys. 5. Wykresy momentu zginającego w funkcji krzywizn warstw w środku rozpiętości belki.

Fig. 5. Graphs of bending moment vs. curvatures of layers in the midspan of beam.

Poślizgi pomiędzy warstwami belki odczytane z czujników 9, 10, 11 i 12 (rys. 6) pozwoliły m.in. sprawdzić, do jakiego poziomu obciążenia badana belka wykazywała symetrię swoich przemieszczeń, która powinna wynikać z narzuconego jej schematu statycznego. W istocie zachowanie takie można było obserwować do 5 cyklu. Z powodu powstania poprzecznego pęknięcia płyty przy lewej stronie trawersu pod koniec 6 cyklu poślizgi w cyklach 6, 7 i 8 nie wykazywały symetrii. Pod koniec 8 cyklu, kiedy powstało drugie widoczne pęknięcie płyty o symetrycznym ułożeniu w stosunku do pierwszego poślizgi powtórnie zaczęły wykazywać symetrię w 9 ostatnim cyklu obciążenia (rys. 6). Na podstawie wykresów z rys. 6 można także stwierdzić, że, począwszy od cyklu z $P_{MAX}=50kN$, występowały już trwałe odkształcenia plastyczne układu w strefach zakotwienia łączników warstw na skutek ich ścinania, ponieważ poślizgi nie zerowały się przy pełnym odciążeniu.

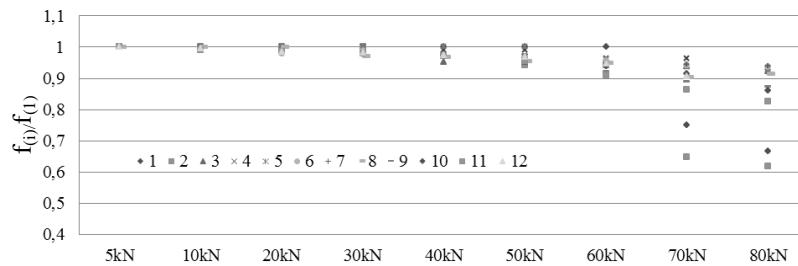
Po każdym cyklu obciążania belka była poddawana badaniom dynamicznym, mającym na celu określenie częstotliwości jej drgań swobodnych, przy czym przed pomiarami drgań za pomocą akcelerometrów 13 i 14 tłok wraz z trawersem były ściągane z belki. Dane z otrzymanych akcelerogramów zostały poddane szybkiej transformacji Fouriera. Na podstawie otrzymanych widm sygnałów wyznaczono kolejne częstotliwości 12 giętych postaci drgań, które podano w tab. 1. W efekcie zmiany sztywności układu, której spadki można globalnie ocenić m.in. na podstawie wykresów z rys. 3 i 4, również i w przypadku związanych z nią częstotliwości drgań swobodnych można zauważyć ich zmniejszanie się w kolejnych cyklach obciążenia. Na rys. 7 pokazano zmiany częstotliwości drgań w odniesieniu do ich wartości zmierzonych po wstępnym dociążeniu układu do 5kN. Na wykresie zaobserwować można m.in. wpływ zmian sztywności układu na zmiany kolejnych częstotliwości, co wynika z sukcesywnego uszkodzania struktury materiałów belki w trakcie kolejnych cykli obciążenia.



Rys. 6. Wykresy obciążenia w funkcji poślizgu pomiędzy warstwami belki w ¼ rozpiętości przęsa i nad podporami.
 Fig. 6. Graphs of force vs. slip between the layers of beam in the quarter of span and at the supports.

Tab. 1. Częstotliwości giętych drgań swobodnych belki po kolejnych cyklach obciążania.
 Tab. 1. Frequencies of natural flexural vibrations of beam after subsequent loading cycles.

	5kN	10kN	20kN	30kN	40kN	50kN	60kN	70kN	80kN
$f_{(1)}$ [Hz]	24,49	24,49	24,49	24,49	24,49	24,49	24,49	18,37	16,33
$f_{(2)}$ [Hz]	69,39	69,39	69,39	69,39	67,35	65,31	65,31	44,9	42,86
$f_{(3)}$ [Hz]	132,7	132,7	132,7	130,6	126,5	126,5	126,5	124,5	122,4
$f_{(4)}$ [Hz]	181,6	181,6	179,6	181,6	169,4	169,4	169,4	151	146,9
$f_{(5)}$ [Hz]	255,1	253,1	251	255,1	216,3	214,3	210,2	210,2	204,1
$f_{(6)}$ [Hz]	314,2	312,2	308,2	310,2	306,1	302	300	295,9	293,9
$f_{(7)}$ [Hz]	373,5	369,4	367,3	367,3	363,3	359,2	355,1	353,1	351
$f_{(8)}$ [Hz]	449	449	449	436,7	434,7	428,6	426,5	406	410,2
$f_{(9)}$ [Hz]	540,8	532,7	530,6	528,6	526,5	526,5	498	479,6	471,4
$f_{(10)}$ [Hz]	744,9	740,8	734,7	730,7	724,5	720,4	700	681,6	640,8
$f_{(11)}$ [Hz]	861,2	853,1	849	842,9	836,7	822,4	783,7	742,9	712,2
$f_{(12)}$ [Hz]	998	993,9	983,7	981,6	973,5	967,3	944,9	904,1	



Rys. 7. Zmiany częstotliwości giętych drgań swobodnych belki w kolejnych cyklach obciążania w stosunku do ich wartości po pierwszym cyklu.
 Fig. 7. Changes of frequencies of natural flexural beam vibrations in the subsequent loading cycles relating to their values after the first cycle.

Względne zmiany częstotliwości wraz z postępem obciążenia wyraźniejsze dla wyższych częstotliwości. W przypadku pierwszej częstotliwości jej mierzalna zmiana występuje dopiero po pojawieniu się pierwszej widocznej rysy w płycie (po 6 cyklu obc.).

4. Wnioski

W efekcie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że badana belka po osiągnięciu obciążenia równego ok. 20% swej nośności zaczynała już podlegać pierwszym strukturalnym uszkodzeniom, wykazanym pośrednio za pomocą pomiarów jej przemieszczeń i częstotliwości drgań swobodnych, a pierwsze widoczne spękania w płycie betonowej belki powstały przy obciążeniu równym ok. 70% nośności. Stwierdzenie znacznych różnic krzywizn warstw belki oznacza ponadto, że w prętowych modelach obliczeniowych zginanych zespolonych kompozytów drewniano-betonowych, w stanach bliskich wyczerpaniu ich nośności, należy opisywać ugięcia osi ich warstw za pomocą osobnych funkcji (oznacza to m.in. potrzebę uwzględnienia nie tylko sztywności na ścinanie złącza, ale i na jego ściskanie/rozciąganie w kierunku pionowym przekroju).



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI



UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



Projekt współfinansowany ze środków Europejskiego Funduszu Społecznego

Literatura

- [1] Yeoh D., Fragiaco M.: Experimental behaviour of LVL–concrete composite floor beams at strength limit state, *Engineering Structures*, 2011, str. 2697-2707.
- [2] Khorsandnia N., Valipour H.R., Crews K.: Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL–concrete composite connections and beams, *Construction and Building Materials*, 37, 2012, str. 229-238.
- [3] Gutkowski R., Brown K., Shigidi A., Natterer J.: Laboratory tests of composite wood–concrete beams, *Construction and Building Materials* 22, 2008, str. 1059-1066 .
- [4] Czabak M., Perkowski Z.: Analiza eksperymentalna sztywności złącz w drewniano-żelbetowych belkach zespolonych na podstawie drgań własnych, *Roczniki Inżynierii Budowlanej*, 13, 2013, str. 71-74.
- [5] Rudziński L.: *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji drewnianych*, Wydawnictwo PŚ w Kielcach, Kielce, 2000.
- [6] Godycki-Ćwirko T., Kleszczewski J., Pawlica J.: Zespolony strop drewniano-żelbetowy, *Inżynieria i Budownictwo* 1982, 8-9, str. 193-197.
- [7] Rautenstrauch K., Mueller J., Simon A.: The first timber-concrete composite road bridge in Germany, *World Conference on Timber Engineering*, 2010.

MULTISTEP FOUR POINT BENDING TEST OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAM

Summary

The article presents the results of multistep four point bending test of timber-concrete composite beam. The construction element was cyclically and statically loaded and unloaded with the maximal value increasing in the subsequent cycles. During the loading cycles deflections, curvatures and interlayer slips of beam and between the cycles frequencies of its free vibrations were measured. The measurements allowed to state that a structural degradation of beam and related to it a decrease of beam stiffness started at load equal to 20% of total load capacity. Moreover it was found out basing on the direct measurements of curvatures of beam layers that they differed considerably also starting from the same level of load.