

mgr inż. Angelika Raczak^{1*)}

ORCID: 0000-0002-0960-3583

dr inż. Wiesław Kubiszyn¹⁾

ORCID: 0000-0003-4222-9228

Strengthening of the wood structure connections on punched metal plate fasteners subjected to tension

Wzmacnianie węzłów konstrukcji drewnianych na płytki kolczaste poddanych rozciąganiu

DOI: 10.15199/33.2025.07.10

Abstract. This article presents the results of (destructive) experimental tests in which the load-bearing capacity and efficiency of a strengthened punched metal plate fasteners connection subjected to axial tension was assessed. The joints of the metal plate fasteners were reinforced using perforated plates and screws, perforated plates and nails, and steel plates and bolts. The experimental tests and the obtained results enabled the identification of effective strengthening methods for joints made with punched metal plate fasteners, and proved the significant potential for practical application.

Keywords: timber structures; roof trusses; strengthening of connections; destructive testing.

Streszczenie. Artykuł przedstawia wyniki (niszczących) badań doświadczalnych, w których oceniano nośność i efektywność wzmocnionego złącza na płytki kolczaste poddanego osiowemu rozciąganiu. Złącza na płytki kolczaste zostały wzmocnione za pomocą płytek perforowanych i wkrętów, płytek perforowanych i gwoździ oraz blach stalowych i śrub. Zrealizowane badania doświadczenia i uzyskane wyniki pozwoliły na wskazanie efektywnych sposobów wzmocnienia węzłów na płytki kolczaste oraz potwierdziły duży potencjał do wykorzystania w praktyce.

Słowa kluczowe: konstrukcje drewniane; więzary dachowe; wzmacnianie połączeń; badania niszczące.

Wood as a structural material has gained increasing attention in the construction industry, particularly in the context of the pursuit of sustainable development. Among the solutions applied in timber structures, the wooden trusses occupy a prominent position, representing one of the most widely used load-bearing systems, especially for roof coverings with small to medium spans.

A key factor that influences both the load-bearing capacity and stiffness of the trusses is the method of connecting their individual components. One of the most commonly employed solutions in this regard is the use of punched metal plate fasteners, which are characterised by simplicity of installation combined with high effectiveness in providing durable and reliable connections [1 ÷ 3]. This technology has gained widespread popularity due to its efficiency, ease of assembly, and reduction in the number of fastening elements, which leads to a reduction in production and installation costs [4, 5]. Despite its widespread application, this method remains an active topic of research, particularly in terms of the analysis of connection capacity. An effective connection should be able to transfer forces of the same order of magnitude as those present in connected members, regardless of local defects in the wood [6, 7]. Furthermore, connections should not induce excessive stress concentrations that could cause the failure of the wood structure [8, 9].

The reliability of timber structures connected with metal plate fasteners, as well as their proper performance throughout their useful life, is influenced by numerous factors at various stages of design and construction. Changes in design standards, which serve as the basis for calculations and design procedures, have

Drewno jako materiał konstrukcyjny cieszy się zainteresowaniem w budownictwie, przede wszystkim w kontekście dążenia do zrównoważonego rozwoju. Wśród rozwiązań stosowanych w konstrukcjach drewnianych szczególnie miejsce zajmują kratownice, które stanowią jedno z najbardziej rozpowszechnionych układów nośnych, szczególnie w przypadku przekryć dachowych o małej i średniej rozpiętości.

Kluczowym elementem wpływającym na nośność oraz sztywność kratownic jest sposób łączenia ich poszczególnych elementów. Jednym z najpowszechniej stosowanych rozwiązań są płytki kolczaste, które charakteryzują się prostotą wykonania, a zarazem dużą efektywnością w zapewnianiu trwałych i wytrzymałych połączeń [1 ÷ 3]. Technologia ta zyskała popularność dzięki efektywności, łatwości montażu oraz redukcji liczby wymaganych elementów łączących, co prowadzi do zmniejszenia kosztów produkcji i montażu [4, 5]. Mimo że metoda ta jest powszechnie stosowana, to wciąż stanowi przedmiot badań. Szczególnie dotyczy to analizy nośności połączeń. Poprawnie zaprojektowane połączenie powinno zapewniać przenoszenie sił porównywalnych z tymi, które występują w łączonych elementach, niezależnie od lokalnych wad drewna [6, 7]. W połączeniach nie powinna pojawić się zbyt duża koncentracja naprężeń prowadząca do zniszczenia struktury drewna [8, 9].

Niezawodność konstrukcji drewnianych z połączeniami na płytki kolczaste oraz ich poprawne funkcjonowanie zależą od wielu czynników, które występują na poszczególnych etapach projektowania, prefabrykacji i montażu. Zmiany w normach, które stanowiły podstawę obliczeń i projektowania, spowodowały zaostrzenie wymagań dotyczących konstrukcji drewnianych łączonych płytkami kolczastymi [10]. Norma

¹⁾ Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury

^{*)} Correspondence address: angelikaraczak@prz.edu.pl

led to stricter requirements for timber structures joined using punched metal plate fasteners [10]. The standard PN-EN 1995-1-1 [11] introduced several modifications to the methodology to determine the load-bearing capacity of dowel-type fastened connections compared to the previously applicable standard PN-B-03150:2000 [12]. Such structures were often designed with minimal safety margins, with the utilisation of members and joints reaching from 95% to 100%. As a result, the highly optimised nature of these structures means that even minor modifications introduced at a later stage require a reinforcement of the structure [13]. Other reasons for strengthening such structures include, among others: increases in service loads due to changes in the functional use of the structure, errors committed during the fabrication of the structure and its components, improper transportation or inadequate storage conditions prior to assembly, usage inconsistent with the intended purpose or design assumptions, and irresponsible human actions.

The issue of strengthening connections made with punched metal plate fasteners has not yet been thoroughly investigated in destructive experimental tests. There is a lack of precise information on the effectiveness of this type of strengthening, as well as detailed guidelines for the design or assessment of the load-bearing capacity of strengthened connections. The only indication available in the national annex of the PN-EN 1995-1-1 standard, in Section NA.2.8.4.2 [14], is the method to determine the load-bearing capacity of connections made using fasteners with similar stiffness, where it is recommended to consider the load-bearing capacity of fasteners that transfer a smaller portion of the force in the connection / element with a factor of 0.65.

The primary method of strengthening existing joints is the addition of additional components, most commonly secured using dowel-type fasteners [15]. Steel and compressed wood [3] are popular materials used to strengthen connections in timber structures. An example of joint reinforcement with punched metal plate fasteners is the use of steel plate connectors and steel screws.

This article presents the results of experimental (destructive) tests, in which the load bearing capacity and effectiveness of the strengthened metal plate fastener connection were evaluated. These connections were subjected to axial tensile loading along the fibres of the connected timber components. The punched metal plate fastener joints were strengthened using perforated plates and screws, perforated plates and nails, as well as steel plates and bolts.

Aim and scope of the Experimental Research

The purpose of the research was to determine the maximum load bearing capacity of joints with punched metal plate fasteners, first in their unreinforced state and then after strengthening, and to assess the effectiveness of the applied strengthened. Additionally, the objective was to observe the failure modes of both the timber elements and the connectors and to analyze their behavior under load. The joints tested were subjected to tensile forces acting along the axis of the test specimen. The research conducted is an extension of the experimental work presented in [15, 16].

The research programme included three groups of joints made of C24 grade spruce timber. The details of the tested specimens are presented in Table 1, while the diagrams and dimensions of selected test samples are shown in Figure 1.

PN-EN 1995-1-1 [11] wprowadziła kilka zmian w sposobie wyznaczania nośności połączeń trzpieniowych w stosunku do PN-B-03150:2000 [12]. Konstrukcje tego typu projektowano niejednokrotnie z ograniczonym zapasem nośności, a stopień wyťaženia elementów prętowych oraz ich połączeń wynosił $95 \div 100\%$. Tak zoptymalizowana konstrukcja sprawia, że nawet niewielkie zmiany wprowadzane na późniejszych etapach wymagają jej wzmocnienia [13]. Inne przyczyny wzmocniania tego typu konstrukcji to m.in.: zwiększenie obciążeń eksploatacyjnych wynikających ze zmiany sposobu użytkowania konstrukcji, błędy popełnione w wykonawstwie konstrukcji i jej elementów, niepoprawny transport lub sposób składowania przed montażem konstrukcji, eksploatacja niezgodna z przeznaczeniem, założeniami projektowymi oraz nieodpowiedzialne działania człowieka.

Zagadnienie wzmocniania złączy z użyciem płytek kołczastych nie zostało jeszcze dokładnie rozpoznane w eksperymentalnych badaniach niszczących. Brakuje precyzyjnych informacji na temat efektywności tego typu wzmocnienia oraz szczegółowych zaleceń dotyczących projektowania lub oceny nośności połączeń wzmocnionych. Jedyną wskazówką, która znajduje się w krajowym załączniku normy PN-EN 1995-1-1, w punkcie NA. 2.8.4.2 [14], jest sposób określania nośności połączeń wykonanych z użyciem łączników o podobnej podatności, gdzie nośność łączników przenoszących mniejszą część siły występującej w połączeniu/elementie zaleca się uwzględniać ze współczynnikiem 0,65.

Podstawowym sposobem wzmocnienia istniejących węzłów jest dołączenie dodatkowych elementów, najczęściej mocowanych za pomocą łączników trzpieniowych [15]. Popularnym materiałem do wzmocniania połączeń konstrukcji drewnianych jest stal oraz skompresowane drewno [3]. Przykładem wzmocnienia węzłów na płytki kołczaste jest zastosowanie stalowej blachy węzłowej oraz śrub stalowych.

Artykuł przedstawia wyniki niszczących badań doświadczalnych, w których oceniano nośność i efektywność wzmocnionego złącza na płytce kołczaste. Połączenia zostały poddane osiowemu rozciąganiu siłą działającą wzdłuż włókien łączonych elementów drewnianych. Złącza na płytce kołczaste zostały wzmocnione za pomocą płytek perforowanych i wkrętów, płytek perforowanych i gwoździ oraz blach stalowych i śrub.

Cel i zakres badań doświadczalnych

Badania miały na celu **określenie nośności granicznej niewzmocnionych, a następnie wzmocnionych złączy na płytce kołczaste oraz efektywności wzmocnienia**. Przeanalizowano formę zniszczenia zarówno elementów drewnianych, jak i łączników oraz ich zachowania podczas obciążenia. Badane złącza zostały obciążone siłą rozciągającą działającą wzdłuż osi elementu badawczego. Przeprowadzone badania stanowią kontynuację prac eksperymentalnych przedstawionych w [15, 16].

Program badawczy obejmował trzy grupy złączy wykonanych z drewna świerkowego klasy C24. Charakterystykę badanych elementów przedstawiono w tabeli 1, a schematy oraz wymiary wybranych próbek badawczych na rysunku 1.

Table 1. Summary of test elements

Tabela 1. Zestawienie elementów badawczych

Research group/ Grupa badawcza	Sample name/ Nazwa próbki	Cross section b x h [mm]/ Przekrój b x h [mm]	Length L [mm]/ Długość L [mm]	Type of joint/ Rodzaj łącznika	Number of samples/ Liczba próbek
GR1	PK1 ÷ PK7	45 x 195	1202	T150 punched metal plate fasteners T150/plytka kolczasta T150	7
GR2	PPW1 ÷ PPW7	45 x 195	1202	perforated plate NP20/160/400/ plytka NP20/160/400	7
	PPG1 ÷ PPG8	45 x 195	1202	screws CSA 5x35/wkręty CSA 5 x 35	8
	BLS1 ÷ BLS7	45 x 195	1202	perforated plate NP20/160/400/ plytka NP20/160/400	7
GR3	PKPW1 ÷ PKPW7	45 x 195	1202	nails CNA 4x40/gwoździe CNA 4 x 40	8
	PKPG1 ÷ PKPG8	45 x 195	1202	steel plate 6x195x400/ blacha 6 x 195 x 400	7
	PKBS1 ÷ PKBS7	45 x 195	1202	bolt M12x80 grade 8.8/ śruba M12 x 80 kl. 8.8	7
	PKBS1 ÷ PKBS7	45 x 195	1202	punched metal plate fasteners T150/ plytka kolczasta T150	7

The joints with punched metal plate fasteners (Group GR1) were preassembled and delivered by a specialized factory producing prefabricated timber roof trusses. In these joints, the timber elements were connected using a pair of MiTek T150 punched metal plate fasteners with a thickness of 1.5 mm and dimensions of 176 mm x 185 mm. In the second group of joints (GR2), a pair of perforated plates NP20/160/400 was used, initially connected with 2 x 24 CSA 5 x 35 mm screws and, in the next stage of the research, with 2 x 26 CNA 4 x 40 mm nails. Additionally, in Group GR2, a connection was tested in which a pair of steel plates with dimensions 6 x 195 x 400 mm were fastened using grade 8.8 2 x 3 M12 x 80 mm bolts. The steel plates were made of S235 JR steel. The joints of the third group (GR3) were a combination of Groups GR1 and GR2 (Figure 1). The joints of Group GR2 and the reinforcement of the joints of Group GR3 were assembled in the research laboratory.

Connectors were installed in accordance with the rules for mechanical fastener spacing specified in Chapter 8 of the standard PN-EN 1995-1-1 [11]. The connectors were supplied by a specialised manufacturer of fasteners for timber structures. Special anchoring fixtures were designed and manufactured to mount the specimens in the testing machine. Carbon steel

Złącza na płytki kolczaste GR1 zostały wykonane i dostarczone przez wykwalifikowany zakład wytwarzający prefabrykowane drewniane więzary dachowe, w którym połączono elementy drewniane parą płytek kolczastych MiTek T150 o grubości 1,5 mm i wymiarach 176 mm x 185 mm. W drugiej grupie złączy GR2 zastosowano parę płytek perforowanych NP20/160/400 łączonych najpierw 2 x 24 wkrętami CSA 5 x 35 mm, a w kolejnym etapie badań 2 x 26 gwoździami CNA 4 x 40 mm. W grupie zbadano również połączenie, w którym zastosowano parę blach stalowych o wymiarach 6 x 195 x 400 mm zamocowanych za pomocą 2 x 3 śrub M12 x 80 mm klasy 8.8. Blacha została wykonana ze stali S235 JR. Złącza trzeciej grupy GR3 stanowiły wynikowe połączenie złączy grup GR1 i GR2 (rysunek 1). Złącza grup GR2 i GR3 wykonano w laboratorium badawczym.

Łączniki mechaniczne zamocowano zgodnie z zasadami ich rozmieszczania podanymi w rozdziale 8 normy PN-EN 1995-1-1 [11]. W celu zamocowania próbek w maszynie wytrzymałościowej zaprojektowano i wykonano specjalne uchwyty kotwiące ze stali węglowej S235JR. Do osadzenia próbek w szczękach maszyny wytrzyma-

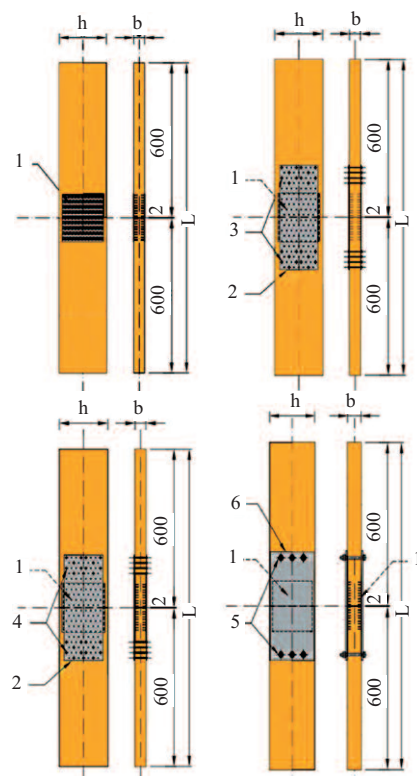


Fig. 1. View of the test elements: 1 – metal plate fasteners MiTek T150 176 x 185 mm; 2 – NP20/160/400 plate; 3 – CSA screws 5 x 35 mm: 2 x 24 pcs; 4 – CNA nails 4 x 40 mm: 2 x 13 pcs; 5 – M12 x 80 bolts, grade 8.8: 6 pcs; 6 – steel plate 6 x 195 x 400 mm

Rys. 1. Widok badanych elementów: 1 – płytka kolczasta MiTek T150 176 x 185 mm; 2 – płytka NP20/160/400; 3 – wkręty CSA 5x35: 2 x 24 szt.; 4 – gwoździe CNA 4 x 40: 2 x 13 szt.; 5 – śruby M12 x 80 kl. 8.8: 6 szt.; 6 – blacha 6 x 195 x 400

S235JR plates were used for their fabrication. The samples were fixed in the grips of the testing machine using 8.8 M12 x 100 mm grade 8.8 bolts, while anchoring in the testing machine was achieved using 10.9 M30 x 300 mm grade 10.9 threaded rods.

Physical and Mechanical Properties of Wood

The physical and mechanical properties of the tested wooden elements were determined:

- moisture content;
- surface temperature of the element;
- tensile strength parallel to the grain.

The **moisture content** of the elements tested was measured using the resistance method with a moisture metre. The average moisture content of the elements in the respective groups was as follows:

- GR1: $T_{avg} = 11.0\%$;
- GR2: for PPW samples, $T_{avg} = 11.4\%$; for PPG samples, $T_{avg} = 10.2\%$; for BLS samples, $T_{avg} = 11.3\%$;
- GR3: for PKPW samples, $T_{avg} = 10.4\%$; for PKPG samples, $T_{avg} = 11.2\%$; for PKBS samples, $T_{avg} = 11.7\%$.

During the tests, the surface temperature of the tested element was also recorded using a thermal detector (Bosch PTD 1 device). The average surface temperature of the elements tested for the respective groups was as follows:

- GR1: $T_{avg} = 21.2^\circ\text{C}$;
- GR2: for PPW samples, $T_{avg} = 20.6^\circ\text{C}$; for PPG samples, $T_{avg} = 20.8^\circ\text{C}$; for BLS samples, $T_{avg} = 21.1^\circ\text{C}$;
- GR3: for PKPW samples, $T_{avg} = 20.6^\circ\text{C}$; for PKPG samples, $T_{avg} = 20.8^\circ\text{C}$; for PKBS samples, $T_{avg} = 21.1^\circ\text{C}$.

Tensile strength parallel to the grain was tested using a Cometech universal testing machine at the Building Materials Laboratory of the Rzeszów University of Technology. The tests were carried out on small, defect-free samples according to the standards PN-81/D-04107:1981 [17] and PN-EN 380:1998 [18]. A total of 20 samples were prepared and tested, following the procedures specified in PN-77/D-04227 [19]. The results of the static tensile tests indicated that the average tensile strength of the wood parallel to the grain was $f_{t,0,T_{avg}} = 85.79 \text{ MPa}$, with a standard deviation of $s = 3.70 \text{ MPa}$ and a coefficient of variation of $v = 2.25\%$.

Experimental Research

Destructive tensile strength tests of the connections of groups GR1, GR2, and GR3 were conducted at the Structural Testing Laboratory of the Rzeszów University of Technology using an INSTRON 1200 kN-J1D universal testing machine. The tests were carried out according to the applicable standards EN 1075:2014 [20] and PN-EN 26891:1997 [21].

Before testing, a detailed geometric survey of the samples was carried out, including measurements of cross-sectional dimensions, fastener arrangement, and deviations from straightness, in accordance with the requirements of standards PN-EN 336:2013-12 [22] and PN-EN 14545:2011 [23].

The testing procedure involved the sealing of the specimen in the anchoring fixtures of the universal testing machine and the installation of the measuring apparatus. Subsequently, the

łościowej wykorzystano śruby M12 x 100 klasy 8.8, a do zakotwienia w maszynie wytrzymałościowej pręt gwintowany M30 x 300 kl. 10.9.

Analiza właściwości fizycznych i mechanicznych drewna

Określano właściwości fizyczne i mechaniczne drewna badanych elementów:

- wilgotność;
- temperaturę na powierzchni elementu;
- wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien.

Wilgotność elementów pomierzono w trzech miejscach metodą rezystancyjną za pomocą wilgotnościomierza. Średnia wilgotność elementów z poszczególnych grup wyniosła:

- GR1: $w_{sr} = 11,0\%$;
- GR2: próbek PPW: $w_{sr} = 11,4\%$, próbek PPG: $w_{sr} = 10,2\%$; próbek BLS – $w_{sr} = 11,3\%$;
- GR3 próbek PKPW: $w_{sr} = 10,4\%$, próbek PKPG: $w_{sr} = 11,2\%$, próbek PKBS: $w_{sr} = 11,7\%$.

Podczas badań rejestrowano także temperaturę na powierzchni elementu badawczego za pomocą detektora termicznego. Średnia jej wartość w przypadku elementów z poszczególnych grup wyniosła:

- GR1: $T_{sr} = 21,2^\circ\text{C}$;
- GR2: próbek PPW: $T_{sr} = 20,6^\circ\text{C}$; próbek PPG: $T_{sr} = 20,8^\circ\text{C}$; próbek BLS: $T_{sr} = 21,1^\circ\text{C}$;
- GR3: próbek PPW: $T_{sr} = 20,6^\circ\text{C}$; próbek PPG: $T_{sr} = 20,8^\circ\text{C}$; próbek BLS: $T_{sr} = 21,1^\circ\text{C}$.

Badania wytrzymałości na rozciąganie wzdłuż włókien przeprowadzono za pomocą maszyny wytrzymałościowej Cometech w Laboratorium Materiałów Budowlanych Politechniki Rzeszowskiej na podstawie badań małych próbek bez wad zgodnie z PN-81/D-04107:1981 [17], PN-EN 380:1998 [18]. Do badań użyto dwudziestu próbek, które zostały pobrane i przygotowane zgodnie z normą PN-77/D-04227 [19]. Statyczna próba rozciągania wykazała, że średnia wytrzymałość na rozciąganie drewna wzdłuż włókien wynosi $f_{t,0,sr} = 85,79 \text{ [MPa]}$, odchylenie standardowe $s = 3,70 \text{ [MPa]}$, a współczynnik zmienności $v = 2,25 \text{ [%]}$.

Badania eksperymentalne

Badania niszczące nośności na rozciąganie połączeń grup GR1, GR2 oraz GR3 przeprowadzono zgodnie z normami EN-1075:2014 [20] oraz PN-EN 26891:1997 [21] w Laboratorium Badań Konstrukcji Politechniki Rzeszowskiej za pomocą maszyny wytrzymałościowej INSTRON 1200kN-J1D.

Przed przystąpieniem do badań dokonano szczegółowej inwentaryzacji geometrycznej próbek, obejmującej pomiar przekroju poprzecznego, rozmieszczenia łączników oraz odchyłek od prostoliniowości, zgodnie z wymaganiami norm PN-EN 336:2013-12 [22] i PN-EN 14545:2011 [23].

Procedura badawcza obejmowała zamocowanie próbek w uchwytach kotwiących maszyny wytrzymałościowej oraz przyrządów pomiarowych, po czym próbki zostały poddane

specimens were subjected to axial tensile loading parallel to the grain of the wooden elements. A view of the test setup is shown in photo 1. The tests were carried out until the specimens failed. The loading procedure was carried out according to the guidelines specified in clause 8 of the standard [21]. For connections in group GR1 (unstrengthened), a predicted load of $F_N = 85$ kN was adopted. Strengthened connections was designed to be approximately 50% of the F_N force value of the F_N . The installation of the strengthening elements was preceded by a preliminary loading of the GR1 joint at 30% of the maximum F_N force.

The following parameters were recorded during the tests:

- vertical displacements along the axis of the tested joint;
- value of the failure load;
- failure modes of the connection.

Displacement measurements were performed using a noncontact method with the ARAMIS Adjustable 12 M digital image correlation system. The system camera was positioned so that its optical axis was perpendicular to the joint axis of the tested (photo 1). Measurement markers in the form of adhesive stickers were placed on the surface of each test element, 12 markers for each test group. Relative displacements (slips) between the connected elements were recorded at 5-second intervals. The force applied to the specimen was measured using the load cell of the INSTRON 1200 kN J1D universal testing machine.

osiowemu rozciąganiu wzdłuż włókien elementów drewnianych. Widok stanowiska badawczego przedstawiono na fotografii 1. Badania prowadzono aż do momentu zniszczenia próbek. Procedura obciążania realizowana była zgodnie z wytycznymi zawartymi w punkcie 8 normy [20]. W przypadku złącza grupy GR1 (niewzmocnione) przyjęto prognozowane obciążenie $F_N = 85$ kN. Wzmocnienie połączeń zaprojektowano na ok. 50% wartości siły F_N . Montaż elementów wzmacniających poprzedzono wstępnym obciążeniem złącza GR1, wynoszącym 30% maksymalnej siły F_N .

W trakcie badań rejestrowano następujące parametry:

- przemieszczenia pionowe wzdłuż osi badanego złącza;
- wartość siły niszczącej;
- formę zniszczenia połączenia.

Pomiar przemieszczeń realizowano metodą bezkontaktową z wykorzystaniem systemu cyfrowej korelacji obrazu ARAMIS Adjustable 12 M. Kamera systemu została ustawiona tak, aby jej oś optyczna była prostopadła do badanego połączenia (fotografia 1). Na powierzchni każdego elementu testowego umieszczono 12 markerów pomiarowych w przypadku każdej grupy badawczej. Rejestracja przemieszczeń względnych (poślizgów) między łączonymi elementami odbywała się w odstępach co 5 s. Pomiar siły przyłożonej do próbki realizowany był za pomocą głowicy pomiarowej maszyny wytrzymałościowej INSTRON 1200 kN J1D.

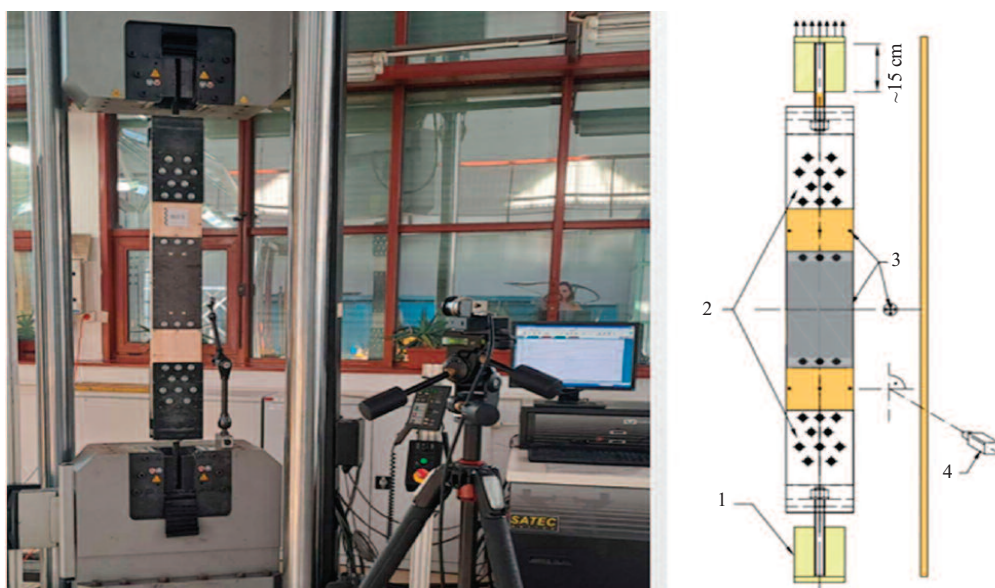


Photo 1. View of the testing setup: 1 – jaws of the testing machine; 2 – anchoring bracket; 3 – measurement points; 4 – ARAMIS system camera
Fot. 1. Widok stanowiska badawczego: 1 – szczęki maszyny wytrzymałościowej; 2 – uchwyt kotwiący; 3 – punkty pomiarowe, 4 – kamera systemu ARAMIS

Results and Analysis

A key outcome of the tests on the connections of groups GR1, GR2, and GR3 were the force-displacement ($F-v$) curves and the failure modes of the joints tested. Displacements measured by the ARAMIS system were recorded as the average of three distances between the nearest measurement points [15, 16], using the GOM Correlate software. In cases where wood failure occurred in the immediate vicinity of a measurement point, the corresponding

Wyniki i analiza badań

Efektem badań połączeń grup GR1, GR2 i GR3 były wykresy zależności siła F – przemieszczenie v oraz forma zniszczenia badanych złączy. Przemieszczenia pomierzone systemem ARAMIS odczytywano jako średnią z trzech pomiarów odległości pomiędzy najdalej wysuniętymi punktami pomiarowymi [15, 16] za pomocą oprogramowania GOM Correlate. W przypadkach, gdy do zniszczenia drewna dochodziło w bezpośrednim sąsiedztwie punktu pomiarowego, uzyskany wynik

result was excluded from the final analysis. The resulting static equilibrium paths were used to determine the failure load. The maximum load of a given joint was taken as the highest recorded force value during the testing or the moment when the displacement reached 15 mm, according to the guidelines specified in Section 8 of standard [21]. The force-displacement curves obtained for the joints in group GR1 are presented in Figure 2a, while those for groups GR2 and GR3, based on tests using steel plates and bolts, are presented in Figures 2b and 2c, respectively. The results of all the groups tested are summarized in Table 2.

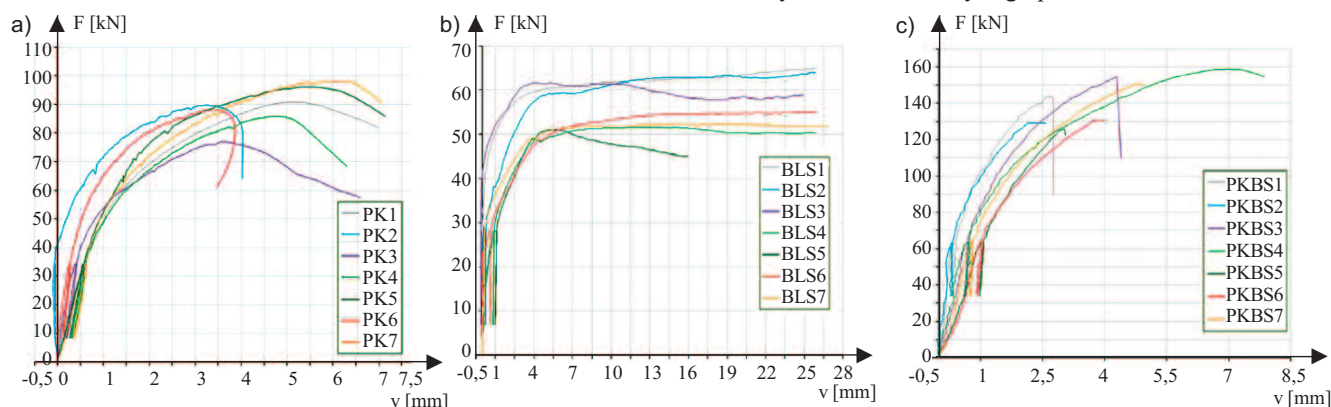


Fig. 2. Force-displacement curve for the joints group: a) GR1 (PK); b) GR2 (BLS); c) GR3 (PKBS)

Rys. 2. Wykres zależności siła – przemieszczenie w przypadku złączy grup: a) GR1 (PK); b) GR2 (BLS); c) GR3 (PKBS)

The analysis of the presented curves reveals a clear distinction between two stages of joint behaviour [15, 16]. The first stage ends at approximately 50% of the failure load and is characterised by small displacements. As the load increases, the joint enters the second stage, where a significant increase in displacement is observed along with a relatively small increase in force.

The appearance of negative displacement values (Figure 2) indicates the initial process of adjustment of the fastener to the wood structure – both within the grips and in the joint itself. The displacements recorded in the failure load for groups GR1 and GR3 groups were minor and did not exceed 10 mm, while in group GR2 these values were higher, reaching nearly 15 mm.

The average failure loads and the calculated characteristic forces were determined in accordance with Annex D, clause D7.2 of the standard PN-EN 1990:2004/Ap1 [24] are summarized in Table 2.

The sum of the characteristic load bearing components obtained from the joint tests in groups GR1 and GR2 differs

był pomijany w analizie końcowej. Otrzymane w ten sposób ścieżki równowagi statycznej posłużyły do wyznaczenia siły niszczącej. Za obciążenie graniczne danego złącza przyjmowano największą zarejestrowaną wartość siły uzyskaną podczas badania bądź moment, w którym przemieszczenie osiągnęło wartość 15 mm – zgodnie z wytycznymi zawartymi w punkcie 8 normy [21]. Wykresy uzyskanych ścieżek równowagi statycznej złączy grupy GR1 przedstawiono na rysunku 2a, natomiast grup GR2 i GR3 na przykładzie badań złączy z wykorzystaniem blachy stalowej i śrub odpowiednio na rysunku 2b i 2c. Wyniki badań wszystkich analizowanych grup zestawiono w tabeli 2.

Na podstawie analizy wyodrębniono dwa etapy pracy złączy [15, 16]. Pierwszy etap kończy się osiągnięciem ok. 50% wartości siły maksymalnej i charakteryzuje się niewielkimi przemieszczeniami. Wraz ze wzrostem obciążenia złącze przechodzi w drugi etap pracy, w którym obserwuje się znaczny przyrost przemieszczeń przy jednoczesnym niewielkim wzroście siły.

Ujemne wartości przemieszczeń (rysunek 2a) wskazują na początkowy proces dopasowywania się łączników do struktury drewna – zarówno w obrębie uchwytów, jak i samego złącza. Zarejestrowane przemieszczenia przy sile niszczącej grup GR1 i GR3 były nieznaczne i nie przekraczały 10 mm, natomiast w grupie GR2 wartości te osiągały wartość zbliżoną do 15 mm.

Średnie wartości siły niszczącej oraz obliczone siły charakterystyczne wyznaczone zgodnie z załącznikiem D, punkt D7.2 PN-EN 1990:2004/Ap1 [24] przedstawiono w tabeli 2.

Suma wartości poszczególnych składowych nośności charakterystycznej otrzymanej z badań złączy grup GR1 i GR2 różni się od wartości nośności charakterystycznej złączy

Table 2. Test results

Tabela 2. Wyniki badań

Research group/ Grupa badawcza	Sample name/ Nazwa próbki	Force $\bar{F}_{\max}$ [kN]/ Siła $\bar{F}_{\max}$ [kN]	Displacement $\bar{v}$ [mm]/ Przemieszczenie $\bar{v}$ [mm]	Standard deviation S [kN]/ Odchylenie standardowe S [kN]	Coefficient of variation V [%]/Współczynnik zmienności V [%]	Force F_k [kN]/ Siła F_k [kN]
GR1	PK	89,33	4,7	7,04	7,88	74,61
	PPW	61,86	14,0	4,47	7,22	52,52
GR2	PPG	66,60	14,9	3,49	5,24	59,67
	BLS	55,44	15,0	6,45	11,63	41,96
GR3	PKPW	161,29	6,3	14,39	8,92	131,21
	PKPG	147,27	5,4	17,49	11,88	112,29
	PKBS	141,93	4,0	13,36	9,41	114,01

from the characteristic load-bearing capacity of the joints in group GR3 by approximately 3% – in the case of connections using perforated plates with screws and steel plates with bolts. However, when strengthened with perforated plates and nails, this difference is significantly larger, reaching nearly 16%. Only in this latter case would it be justified to apply the provision [14], according to which the load-bearing capacity of the GR2 group joints should be reduced using a reduction factor of 0.65.

Connections Failure Mode

When comparing the behaviour of strengthened and no strengthened joints, a similar damage pattern can be observed in both cases. In most of the specimens analysed, the dominant failure mechanisms included pull-out of the fastener, shear of the fastener, and damage to the wood structure in the vicinity of the connector holes. In the joints of group GR1 (unreinforced), the failure modes observed included the pull-out of the punched metal plate fasteners from the wood and block shear failure (photo 2). Local deformation of the shattered metal plate fasteners occurred at the points where the teeth were detached. The failure was symmetrical with respect to the joint axis.

The failure modes in the joints of group GR2 included the pulling and shear of screws and nails (photo 2b), as the ovalization of the well as hole and wood delamination along the grain for the bolted connections (photo 2c). The failure process progressed gradually and was dependent on the increasing tensile force. No significant damage to the perforated plates was observed; deformation was limited to local bending at the points of screw pull-out and shear, without any signs of plastic yielding. The steel plates used in the bolted connections remained undeformed.

In the strengthened joints of group GR3, only minor removal of punched metal plate fasteners, screws, and nails was observed (photo 3a). No instances of fastener shear were recorded. Both the perforated plates and the steel plates remained intact, showing no signs of plastic deformation or mechanical damage. The dominant failure mechanism in joints strengthened with steel plates and bolts was wood splitting around the connector

grupy GR3 o ok. 3%. W przypadku wzmocnienia za pomocą płytek perforowanych i gwoździ różnica ta jest wyraźnie większa i wynosi prawie 16%. Jedynie w tym przypadku uzasadnione byłoby zastosowanie zapisu z załącznika krajowego [14], zgodnie z którym nośność złączy grupy GR2 powinna zostać zredukowana za pomocą współczynnika 0,65.

Formy zniszczenia połączeń

Porównując zachowanie złączy wzmocnionych i niewzmocnionych, zaobserwowano zbliżony charakter uszkodzeń. W większości analizowanych próbek dominującymi mechanizmami zniszczenia były: wyrywanie i ścięcie łączników oraz uszkodzenia struktury drewna w pobliżu otworów. W złączach grupy GR1 (niewzmocnionych) zaobserwowano wyrywanie kolców płytek kolczastych z drewna oraz występowanie rozerwania blokowego (fotografia 2). Początkowe, jednostronne wyrwanie kolców spowodowało nieosiowe działanie siły. W miejscach tych doszło do lokalnej deformacji płytki kolczastej. Zniszczenie miało charakter niesymetryczny względem osi złącza.

W złączach grupy GR2 odnotowano wyrwanie i ścięcie wkrętów oraz gwoździ (fotografia 2b), a także owalizację otworów i rozwarstwienie się drewna wzdłuż włókien (fotografia 2c)

w przypadku połączenia śrubowego. Proces zniszczenia przebiegał stopniowo i był zależny od wartości siły rozciągającej. Nie stwierdzono istotnych uszkodzeń płytki perforowanej – odkształcenie ograniczało się jedynie do lokalnego wygięcia w miejscach wyrwania i ścięcia wkrętów, bez oznak uplastycznienia. Blacha stalowa zastosowana w połączeniach śrubowych pozostała nieodkształcona.

W złączach wzmocnionych należących do grupy GR3 odnotowano jedynie nieznaczne wyrwanie kolców płytek kolczastych, wkrętów oraz gwoździ (fotografia 3a). Nie zaobserwowano natomiast przypadków ścięcia łączników. Zarówno płytka perforowana, jak i blacha stalowa pozostały nienaruszone – nie wystąpiły oznaki ich uplastycznienia ani uszkodzenia mechanicznego. Dominującym mechanizmem zniszczenia w połączeniach wzmocnionych za pomocą blachy sta-

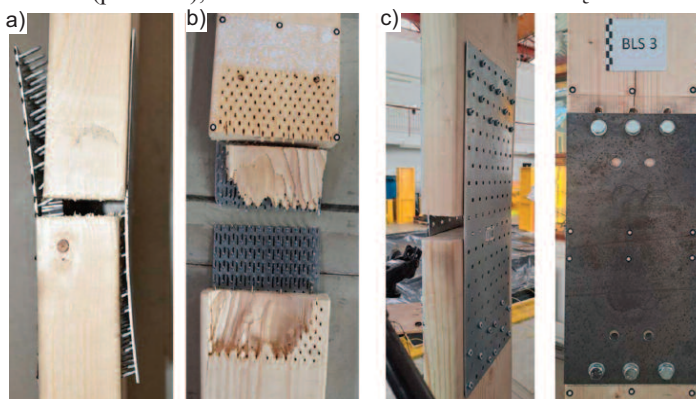


Photo 2. Modes of failure for the following joint groups: a) GR1 (PK); b) GR2 (PPW); c) GR2 (BLS)

Fot. 2. Formy zniszczenia złączy grup: a) GR1 (PK); b) GR2 (PPW); c) GR2 (BLS)



Photo 3. Failure of GR3 group joints: a) PKPG, PKBS; b) PKBS – transverse wood cracking

Fot. 3. Zniszczenie złączy grupy GR3: a) PKPG, PKBS; b) PKBS – pękanie poprzeczne drewna

holes, caused by forces acting perpendicular to the grain direction (photo 3b). The results obtained confirm the effectiveness of the applied strengthening methods.

Summary and Conclusions

Based on the test results, selected methods of strengthening the fasteners of the metal plate punched are recommended. All applied strengthening techniques significantly increased the load bearing capacity of the connections compared to those without reinforcement. The highest effectiveness was observed in connections strengthened with perforated plates and screws, as well as steel plates and bolts. The results demonstrated that, for connections with punched metal plate fasteners strengthened with perforated plates and nails, the load bearing capacity calculated according to the National Annex recommendations [14] is accurate.

The results also indicate the need for further development of design guidelines and standards for this type of strengthening, as the current provisions of the PN-EN 1995-1-1 standard [11] do not clearly specify methods for evaluating strengthened connections.

The described testing methodology can serve as a basis for further analyses and development of connection strengthening technologies in timber structures, especially those exposed to variable service conditions and material degradation. The results obtained will be used to validate numerical models and perform parametric analyses using the finite element method (FEM).

Received: 10.03.2025

Revised: 22.04.2025

Published: 23.07.2025

lowej i śrub było rozłupywanie drewna w okolicy otworów, spowodowane powstaniem siły prostopadłej do kierunku włókien (fotografia 3b). Otrzymane wyniki wskazują na skuteczność zastosowanych metod wzmocnienia.

Podsumowanie i wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników badań rekomenduje się wybrane sposoby wzmocnienia węzłów na płytki kołczaste. Wszystkie zastosowane metody wzmocnienia przyczyniły się do znacznego zwiększenia nośności połączeń w porównaniu z połączeniami niewzmocnionymi. Największą skuteczność wykazały złącza wzmacniane płytką perforowaną i wkrętami oraz blachą stalową i śrubami. Otrzymane wyniki badań wykazały, że w przypadku złączy na płytki kołczaste, wzmocnionych płytkami perforowanymi i gwoździami, obliczenie nośności wg zaleceń Załącznika Krajowego [14] jest poprawne.

Wyniki wskazują na potrzebę dalszego opracowywania wytycznych projektowych oraz normalizacyjnych tego typu wzmocnień, ponieważ obecne normy PN-EN 1995-1-1 [11] nie precyzują jednoznacznych sposobów oceny wzmacnianych połączeń.

Przedstawiona metoda badań może stanowić podstawę do dalszych analiz i rozwijania technologii wzmacniania połączeń w konstrukcjach z drewna, szczególnie narażonych na zmienne warunki eksploatacyjne i degradację materiałową. Otrzymane wyniki badań posłużą do walidacji modelu numerycznego i przeprowadzenia analizy parametrycznej z wykorzystaniem MES.

Artykuł wpłynął do redakcji: 10.03.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 22.04.2025 r.

Opublikowano: 23.07.2025 r.

Literature

- [1] Kisielewicz B., Kram D. Łączniki i połączenia we współczesnych konstrukcjach drewnianych przepustką do różnych form architektonicznych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2-A/2/2011, Zeszyt 11, str. 295 – 302.
- [2] Bról J. Konstrukcje drewniane. Nowoczesne złącza i łączniki. Builder, kwiecień 2015.
- [3] Kubiszyn W., Raczak A. Charakterystyka węzłów kratownic z drewna łączonych na płytki kołczaste oraz sposoby ich wzmacniania. Inżynieria i Budownictwo. Czasopismo Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, nr 7-8 2022.
- [4] Błaszczyński T. i inni. Dachy. Podstawy projektowania i wykonawstwa. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2014.
- [5] MiTek Industries Polska. Montaż prefabrykowanych wiązarów drewnianych łączonych płytkami kołczastymi MiTek. MiTek Poradnik montażu, Legnica, Luty 2019.
- [6] Ling Tingting, Mohrmann Sarah, Li Haitao, Bao Ningzhong, Gaff Milan, Lorenzo Rodolfo. Review on research progress of metal-plate-connected wood joints. Journal of Building Engineering. 2022, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105056>.
- [7] E. Borgström, Ed. Design of timber structures. Structural aspects of timber construction. Vol. 1, 2nd ed. Swedish Wood, 2016.
- [8] Nowak T., Kotwica E., Kotwica U., Nastulski K. Selected aspects of structural design of timber trusses with punched metal fasteners. Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW. Forestry and Wood Technology, nr 97/2017.
- [9] Tekić Ž, Djordjević S. Experimental Determination of Load Bearing Capacity of Connections Realized by Punched Metal Plate Fastener. Technics – our Civil Engineering, pp. 25–31, 2014.
- [10] Rajczyk M., Jończyk D. Przegląd metod wzmacniania konstrukcji drewnianych. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo 17/2011, str. 146 – 160.
- [11] PN-EN 1995-1-1:2010. Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [12] PN-B-03150: 2000. Konstrukcje drewniane – obliczenia statyczne i projektowanie.
- [13] <https://uprawnienia-budowlane.com/laczenie-drewnianych-konstrukcji-za-pomoca-kolczastych-plytek/>.
- [14] PN-EN 1995-1-1: 2010/NA: 2010. Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [15] Raczak A., Kubiszyn W., Nykiel D. Capacity of connections on punched metal plate fasteners made of spruce wood reinforced with perforated plates and screws. Archives of Civil Engineering. Vol. LXX ISSUE 4 2024, <https://doi.org/10.24425/ace.2024.151912>.
- [16] Raczak A. Połączenia na płytki kołczaste wzmocnione płytkami perforowanymi i gwoździami. Przegląd Budowlany, Tom: 96, Nr: 1, 2025, DOI: 10.5604/01.3001.0055.0056.
- [17] PN-81/D-04107:1981. Drewno. Oznaczanie wytrzymałości na rozciąganie wzdłuż włókien.
- [18] PN-EN 380:1998. Konstrukcje drewniane. Metody badań. Ogólne zasady badań pod obciążeniem statycznym.
- [19] PN-77/D-04227 Ogólne wytyczne pobierania i przygotowania próbek.
- [20] EN-1075:2014. Timber structures – Test methods – Joints made with punched metal plate fasteners.
- [21] PN-EN 26891:1997. Konstrukcje drewniane. Złącza na łączniki mechaniczne. Ogólne zasady określania wytrzymałości i odkształcalności.
- [22] PN-EN 336:2013-12. Drewno konstrukcyjne. Wymiary, dopuszczalne odchyłki.
- [23] PN-EN 14545:2011. Konstrukcje drewniane. Łączniki typu wkładek i pierścieni. Wymagania.
- [24] PN-EN 1990:2004/Ap1. Podstawy projektowania konstrukcji.