

dr inż. Andrzej Kysiak¹⁾
ORCID: 0000-0002-0842-2051

Analysis of design and execution deficiencies in roof trusses

Analiza błędów projektowych i wykonawczych więźb dachowych

DOI: 10.15199/33.2025.11.17

Abstract. The article presents the most common design and execution errors in traditional wooden roof structures and timber-frame buildings. It discusses the impact of incorrect structural schemes and faults in carpentry joints on the load-bearing capacity and durability of the structure. Attention is drawn to typical execution errors in shaping carpentry joints as well as deviations from the standard requirements for the use of dowel-type fasteners.

Keywords: roof truss; carpentry joint; thrust truss; execution errors.

Streszczenie. W artykule przedstawiono najczęściej występujące błędy projektowe i wykonawcze w konstrukcjach tradycyjnych dachów drewnianych i w budynkach szkieletowych. Omówiono wpływ nieprawidłowych schematów statycznych oraz błędów w połączeniach ciesielskich na nośność i trwałość konstrukcji. Zwrócono uwagę na typowe błędy wykonawcze kształtowania połączeń ciesielskich oraz odstępstwa od normowych warunków stosowania łączników trzpieniowych.

Słowa kluczowe: więźba dachowa; połączenie ciesielskie; więźar rozporowy; błędy wykonawcze.

The construction of the roof is one of the most important stages of building a house, and any mistakes made during the construction of the roof truss can lead not only to difficulties during the use of the building but also to serious consequences, including excessive deflection and damage to the roof structure elements, or even to a building failure. Traditional roof trusses of gable roofs have clear static schemes and should not cause difficulties during execution. In practice, however, numerous examples of built houses prove that both during design and execution, there are frequent errors in shaping the connections between elements of the roof truss, as well as unjustified deviations from the intended static behavior of the structure. Knowledge of the most common design and execution errors during the construction of a roof structure is the best way to avoid them.

The roof truss should be made according to a design developed in compliance with the recommendations contained in the Regulation of the Minister of Development and Technology on the detailed scope and form of the building design [1]. Structural calculations of timber structures should be performed based on Eurocode 5 [2], taking into account the set of load standards specified in Eurocode 1 [3]. Residential roof trusses belong to the simplest types of timber structures, but design errors can occur, related to incorrect assumptions of the static-strength analysis, insufficient bracing, or inappropriate selection of cross-sections or wood class. A common mistake is the unjustified simplification of project documentation, especially by omitting detailed design drawings of structural joints.

The most frequent execution errors include the use of timber of inadequate class or moisture content, ignoring natural defects such as knots and cracks, lack of proper impregnation and protection against pests, deviations from design

Wykonanie dachu to jeden z najważniejszych etapów budowy domu, a ewentualne błędy popełnione podczas wykonania konstrukcji więźby dachowej mogą prowadzić nie tylko do trudności podczas eksploatacji budynku, ale również do poważnych konsekwencji, w tym nadmiernych ugięć i uszkodzeń elementów konstrukcji dachu, a nawet do katastrofy budowlanej. Tradycyjne więźary dachowe dachów dwuspadowych mają przejrzyste schematy statyczne i nie powinny sprawiać trudności podczas ich wykonywania. W stanie faktycznym, liczne przykłady budowanych domów dowodzą, że zarówno podczas projektowania, jak i wykonawstwa dochodzi do nieprawidłowego kształtowania połączeń elementów więźby dachowej oraz do nieuzasadnionych odstępstw od założonej pracy statycznej więźby dachowej. Znajomość najczęściej występujących błędów projektowych i wykonawczych podczas budowy konstrukcji dachu to najlepszy sposób, aby przed nimi się uchronić.

Więźba dachowa powinna być wykonana wg projektu budowlanego opracowanego zgodnie z zaleceniami zawartymi w rozporządzeniu Ministra Rozwoju i Technologii w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego [1]. Obliczenia statyczne konstrukcji drewnianych powinny być wykonywane na podstawie normy Eurokod 5 [2] z uwzględnieniem zestawu norm obciążeniowych Eurokod 1 [3]. Więźby dachowe budynków mieszkalnych należą do najprostszych typów konstrukcji drewnianych, ale zdarzają się błędy projektowe związane z niewłaściwym przyjęciem schematów obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, niedostatecznym usztywnieniem konstrukcji, doбором nieodpowiednich przekrojów elementów nośnych lub klasy drewna. Powszechnym błędem jest nieuzasadnione upraszczanie dokumentacji projektowej zwłaszcza w zakresie pominięcia detali rozwiązań projektowych węzłów.

Do najczęściej popełnianych błędów wykonawczych można zaliczyć zastosowanie drewna o niewłaściwej klasie lub wilgotności, ignorowanie wad naturalnych, takich jak sęki i pęknięcia, pomijanie odpowiedniej impregnacji i ochrony przed szkodnikami, odstępstwa od rozwiązań projektowych połączeń i nieprawidłowe stosowanie łączników. Wyniki badań nośności złączy gwoździowanych przeprowadzone przez Larsa Völlmecke i in. dowodzą, że właściwy układ

¹⁾ Politechnika Częstochowska, Wydział Budownictwa; andrzej.kysiak@pcz.pl

details in joints, and incorrect use of fasteners. Research by Lars Völlmecke et al. shows that the proper arrangement of nail connections and the quality of their execution have a key impact on the load-bearing capacity, stiffness, and durability of timber structures [4]. Research by Kilian Krauss et al. indicates the decisive importance of the location and selection of fasteners for ensuring the proper structural performance of timber-frame buildings [5].

The aim of this article is to analyze the most frequent design and execution errors in traditional wooden structures, with particular emphasis on roof trusses and timber-frame buildings, and to present practical conclusions regarding the assessment of truss connections in the light of the requirements of Eurocode 5.

Incorrect static schemes of roof trusses

The most common roof structure used in Poland is the rafter-and-collar beam truss, in which the horizontal elements – the collar beams – support the rafters at mid-span and prevent their excessive deflection. Proper connection of collar beams with rafters reduces the buckling length of the collar beams and stiffens the roof in the longitudinal direction. In the structural calculations of trusses without an attic floor, the supports at the collar beam-rafter joints are treated as movable supports, whereas in cases where the truss is braced at the collar beam level by a floor, the supports are considered immovable. The collar beams are compression members that transfer part of the wind load from the windward side to the opposite rafter, producing a negative bending moment in it.

Based on my own experience, I can state that contractors often assign a different role to collar beams, treating them like tie beams in purlin-and-tie trusses – that is, as tension members resisting the spreading forces of the roof. In purlin-and-tie trusses, the tie beams embrace the rafter on both sides and connect to purlins and posts with notched joints, forming bracing in the truss plane. The rafters, posts, and tie beams lying in one plane form main trusses, while the remaining pairs of rafters form secondary, unbraced trusses. Interchanging tie beams and collar beams or incorrectly shaping the collar beam-rafter joints results in structural instability of the roof truss.

In residential buildings, due to relatively small spans (6–9 m), purlin-and-tie trusses are rarely used, and the rafter-and-collar truss is most commonly designed. Unfortunately, carpenters tend to treat the collar beams as ties preventing rafter displacement, rather than as compression members supporting them. Consequently, collar beams are often placed alongside the rafters without any traditional carpentry joints, connected only with a single bolt. In the truss fragment shown in Photo 1, one of the collar beams was not connected to the rafter at all – it was only fastened from below with a single screw to the purlin resting on the collar beams. In this truss, the purlins were mounted on the

połączeń i jakość ich wykonania ma kluczowy wpływ na nośność, sztywność oraz trwałość konstrukcji drewnianych [4]. Wnioski z badań przeprowadzonych przez Kiliana Kraussa i in. wskazują na decydujące znaczenie rozmieszczenia i doboru łączników w zapewnieniu prawidłowej pracy konstrukcji budynków szkieletowych [5].

Celem artykułu jest analiza najczęstszych błędów projektowych i wykonawczych w tradycyjnych konstrukcjach drewnianych, ze szczególnym uwzględnieniem więźb dachowych i budynków szkieletowych oraz przedstawienie praktycznych wniosków dotyczących oceny połączeń elementów więźb dachowych w świetle wymagań Eurokodu 5.

Niewłaściwe schematy statyczne więźb dachowych

Najczęściej wykonywaną w Polsce konstrukcją dachową jest więźba krokwiowo-jętkowa, w której elementy poziome, czyli jętki, podpierają krokwie w połowie ich długości i zapobiegają nadmiernemu ich ugięciu. Właściwe połączenie jętek z krokwiami zapewnia zmniejszenie długości wyboczeniowej jętek i usztywnienie dachu w kierunku podłużnym. W obliczeniach statycznych więźarów bez stropu jętkowego, podpory w miejscu połączenia jętek z krokwiami traktuje się jako podpory przesuwne, natomiast w przypadku usztywnienia więźby w poziomie jętek stropem, podpory traktuje się jako nieprzesuwne. Jętki są elementami ściskanymi, które przenoszą część obciążenia wiatrem od strony wewnętrznej na krokiew przeciwną, wywołując w niej moment ujemny. Na podstawie własnych doświadczeń mogę stwierdzić, że bardzo często wykonawcy przypisują jętkom inną rolę, traktując je tak jak kleszcze w więźbach płatwiowo-kleszczowych, tj. jako elementy rozciągane, przeciwstawiające się siłom rozpierającym dach. W więźarach płatwiowo-kleszczowych, kleszcze obejmują dwustronnie krokiew i łączą na wręb płatwie i słupki, tworząc usztywnienie w płaszczyźnie więzara. Krokwie, słupki i kleszcze leżące w jednej płaszczyźnie tworzą więzary pełne, a pozostałe pary krokwi tworzą więzary puste, nieusztywnione kleszczami. Zamienne stosowanie kleszczy i jętek oraz niewłaściwe konstruowanie połączeń jętek z krokwiami skutkuje niestabilnością konstrukcji więźby dachowej.

W budynkach mieszkalnych, ze względu na małą rozpiętość 6–9 m, rzadko stosowana jest więźba płatwiowo-kleszczowa, a najczęściej projektowana jest więźba krokwiowo-jętkowa. Niestety cieśle traktują jętki jak ściągi zapobiegające przemieszczaniu się krokwi, a nie jako element ściskany podpierający krokwie i dostawiają jętki do boku krokwi bez wykonywania jakichkolwiek połączeń ciesielskich, łącząc je najczęściej tylko na jedną śrubę. W przypadku fragmentu więźby przedstawionego na fotografii 1, jedna z jętek nie została w ogóle połączona z krokwią, a jedynie przykręcona jedną śrubą od dołu do płatwi leżącej na jętkach. W więźbie tej zamontowano płatwie na jętkach z założeniem, że będą one pełnić rolę usztywnienia podłużnego połączy dachu. Nie zostały jednak podparte słupami, dlatego nie zwiększały nośności więźby dachowej, a jedynie stanowiły dodatkowe jej obciążenie. Bez sztywnego połączenia płatwi z krokwiami nie zapewniają one również właściwego usztywnienia podłużnego. Zastosowanie rozwiązania z płatwami leżącymi na jętkach jest zasadne tylko wówczas, gdy ich końce wysunięte za ścianę szczytową budynku stanowią podparcie pary krokwi nieposiadających jętek. Krokwie te obciążone ciężkim po-

collar beams with the assumption that they would act as longitudinal bracing for the roof slope. However, since they were not supported by posts, they did not increase the load-bearing capacity of the truss – they only added extra weight. Without rigid connections between the purlins and rafters, proper longitudinal bracing was also not ensured.

Using purlins placed on collar beams is justified only when their ends protruding beyond the gable wall provide support for a pair of rafters without collar beams.

Rafters carrying a heavy ceramic tile roof should have support in four places, not only at the wall plates. The purlins, however, do not need to run along the entire building length – it is sufficient if they are placed on the last two pairs of collar beams at the ends of the building.

A common execution error is unauthorized modification of cross-sections or joint details without consulting the designer. An example is a roof truss with a span of 9.5 m, designed as a purlin-and-tie truss, where the load from the rafters was transferred to the purlins and then to the posts. In the roof cross-section, the designer presented a main truss with tie beams located below the purlins, embracing the rafters and posts on both sides, forming in-plane bracing. In the roof plan, however, tie beams were marked on every pair of rafters – similar to the collar beams in a rafter-and-collar truss. In the structural design section, calculations were made as for a rafter-and-collar truss supported by two post walls, assuming rafter cross-sections of 8×16 cm, double collar beams $2 \times 6 \times 16$ cm, and intermediate purlins 16×16 cm. During construction, the contractor made unauthorized structural changes, completely altering the static scheme of the truss. The designed double collar beams were installed much higher to allow attic adaptation for residential use, and the intermediate purlins were laid on top of the collar beams, eliminating support from the post walls (Photo 2). Without verification calculations, the contractor assumed that increasing the cross-section of rafters and collar beams from 8×16 cm to 7×18 cm would ensure the required strength and serviceability. From a structural perspective, placing collar beams higher was unfavorable, as it significantly increased the span of the rafters between supports (wall plate and collar beam).

After the roof covering with ceramic tiles was completed, significant deflections of the rafters

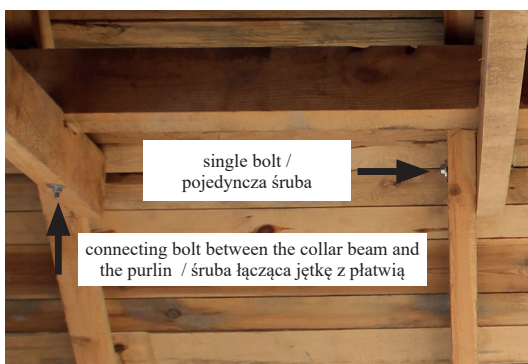


Photo 1. Incorrect way of connecting collar beams with rafters

Fot. 1. Nieprawidłowy sposób łączenia jętek z krokiewiami

w którym obciążenie od krokwi przekazywane było na płatwie, a następnie na słupy. Na przekroju poprzecznym dachu przedstawiono wiązar pełny z kleszczami usytuowanymi pod płatwiami, obejmującymi obustronnie krokwie i słupy, tworząc usztywnienie w płaszczyźnie wiązara. Na rzucie więźby dachowej oznaczono natomiast kleszcze na każdej parze krokwi, tak jak jętki w wiązarze krokwiowo-jętkowym. W części konstrukcyjnej zamieszczono obliczenia wykonane jak w przypadku ustroju krokwiowo-jętkowego podpartego dwoma ścianami stolcowymi, przyjmując przekrój krokwi 8×16 cm, jętek dwugąłęziowych $2 \times 6 \times 16$ cm, płatwi pośrednich 16×16 cm. W trakcie budowy wykonawca dokonał samowolnych zmian w konstrukcji więźby dachowej, zmieniając całkowicie jej schemat statyczny. Projektowane jętki dwugąłęziowe zamontowano znacznie wyżej z uwagi na adaptację poddasza na pomieszczenia mieszkalne, a płatwie pośrednie ułożono na jętkach, rezygnując z podparcia ich dwoma ścianami stolcowymi (fotografia 2). Wykonawca bez obliczeń sprawdzających założył, że zwiększenie przekroju krokwi i jętek z 8×16 cm na przekrój 7×18 cm zapewni zachowanie stanów granicznych nośności i użytkowości elementów więźby dachowej. Należy zaznaczyć, że ze względów statyczno-wytrzymałościowych wyższe usytuowanie jętek było niekorzystne dla schematu dachu jętkowego, ponieważ istotnie zwiększyła się długość krokwi pomiędzy punktami podparcia, czyli murlatą i jętką.

Po wykonaniu pokrycia z dachówek ceramicznych doszło do istotnych ugięć krokwi na odcinkach od murlat do jętek objawiających się przekroczeniem dopuszczalnych odchylek płaszczyzny pokrycia z dachówki zakładkowej. Wykonane przez wykonawcę jętki nie mogły ponadto pełnić właściwej swojej funkcji, ponieważ nie miały zakładanych w projekcie przewiązek.

Przykładem błędów projektowych mających wpływ na zróżnicowanie ugięć krokwi i powstanie efektu „falowania” połaci dachowej jest przyjęcie w projekcie różnych rozstawów wiązarów, różnych przekrojów krokwi czy też nadmierna długość okapu.



Photo 2. Trusses with two-branch collar beams without support of a queen post wall

Fot. 2. Wiazary z dwugąłęziowymi jętkami bez podparcia ścianą stolcową

occurred between the wall plates and collar beams. These deflections exceeded the permissible deviation limits for the plane of the tiled roof surface. The collar beams installed by the contractor could not perform their intended structural role because the designed bracings were missing.

An example of a design error causing differences in rafter deflection and the resulting “wavy” roof surface is the use of variable truss spacing, different rafter cross-sections, or excessive eaves length. In a typical rafter-and-collar truss structure over a building composed of two segments, 8 m and 9 m wide, the designer varied the rafter spacing from 80 cm to 100 cm. At locations where chimney ducts, roof windows, and hatches were planned, double rafter cross-sections were used. The length of the projecting eaves section in the 9 m-wide segment was 80 cm, but in order to maintain a continuous roof line, the unsupported section of the 8 m segment rafters extended over 170 cm (Figure 1).

As a result of the performed static and strength calculations, it was found that rafter deflections varied from 1 cm (for doubled cross-sections) up to more than 3 cm at the end of the eaves. The consequence of these incorrect design assumptions was the formation of “waves” on the ceramic-tile roof surface and the necessity to strengthen the truss structure.

A frequent design and execution error is the lack of essential structural elements – such as diagonal braces, ridge beams, or wind braces – on the roof truss drawings, even though they are necessary for longitudinal bracing of the roof.

Use of timber with an underestimated strength class

Traditional roof trusses are generally made of solid timber, but for larger spans where the required element height exceeds available dimensions, glued laminated timber (BSH) is used. BSH timber is increasingly popular not only because of its high strength, but also due to its aesthetic appearance, dimensional stability, and natural look. The production of BSH involves dry lamellas, which significantly minimizes the risk of warping and cracking due to changes in ambient humidity. The optimal moisture content for glulam ensuring stability and durability is about 12%.

Growing investor demands often lead designers to adopt higher timber strength classes (C30 and above) in order to achieve smaller cross-sections. However, in practice, due to limited availability and the higher price of high-class timber, contractors frequently use lower-grade wood than

W przypadku typowej więźby krokwiowo-jętkowej nad budynkiem złożonym z dwóch segmentów o szerokościach 8 m i 9 m, projektant zróżnicował rozstaw krokwi od 80 cm do 100 cm, a w miejscach przejść przez dach przewodów kominowych oraz otworów na okna i wyłaz dachowy zastosował podwójny przekrój krokwi. Długość wysuniętego odcinka krokwi na długości okapu segmentu szerokości 9 m wynosiła 80 cm, ale przy zachowaniu ciągłej linii połączi, niepodparty odcinek krokwi segmentu szerokości 8 m miał długość ponad 170 cm (rysunek 1).

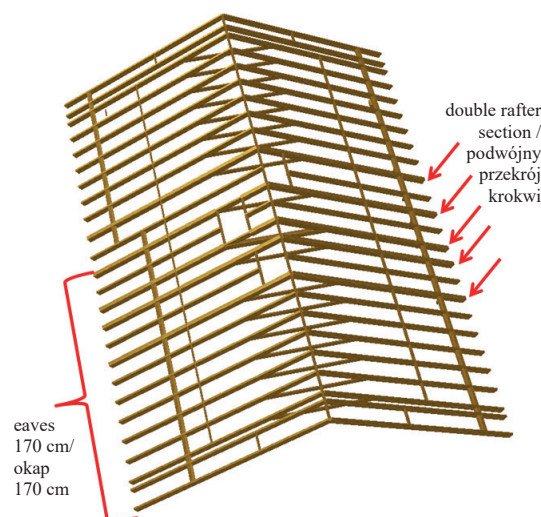


Fig. 1. Excessive eaves length and variable rafter cross-sections

Rys. 1. Nadmierna długość okapu oraz zmienne przekroje krokwi więźby

Fig. own work

Rys. opracowanie własne

W wyniku wykonanych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych więźby stwierdzono, że ugięcie krokwi w poszczególnych fragmentach połączi dachowej wahało się od 1 cm w przypadku krokwi o dwukrotnie zwiększonym przekroju, aż do ponad 3 cm na końcu okapu. Skutkiem błędnych założeń projektowych było „falowanie” połączi dachowej krytej dachówką ceramiczną i konieczność wzmacniania konstrukcji więźby.

Często spotykanym błędem w projektach budowlanych i wykonawczych jest brak rysowanych na rzutach więźby dachowej podstawowych elementów konstrukcyjnych dachu: zastrzałów, belek kalenicowych czy wiatrownic zapewniających usztywnienie dachu w kierunku podłużnym.

Stosowanie drewna o zaniżonej klasie wytrzymałości

Do wykonywania tradycyjnych więźb dachowych wykorzystuje się drewno lite, jedynie w przypadkach gdy dla większych rozpiętości wymagana wysokość elementów przekracza parametry dostępnego drewna litego, wykorzystuje się drewno klejone. Drewno klejone BSH zdobywa coraz więcej zwolenników nie tylko z powodu dużej wytrzymałości, ale również ze względu na swoją estetykę, stabilność wymiarową i naturalny wygląd. Produkcja drewna BSG odbywa się z suszonych lameli, co w znacznym stopniu minimalizuje ryzyko odkształceń i pęknięcia drewna pod wpływem zmian wilgotności otoczenia. Optymalna wilgotność drewna klejonego zapewniająca stabilność i trwałość konstrukcji wynosi około 12%.

Rosnące wymagania inwestorów powodują, że projektanci często przyjmują do obliczeń klasę drewna C30 i wyższą, aby uzyskać jak najmniejsze przekroje elementów konstrukcyjnych. W praktyce budownictwa drewnianego w związku z ograniczoną dostępnością drewna w odpowiedniej klasie i znacznej różnicy w kosztach, często dochodzi do stosowania do wykonania więźb dachowych innej klasy drewna niż założono w projekcie. Eurokod 5 określa zależność pomiędzy gatunkiem drewna, klasą sortowniczą i klasą wytrzymałości. Sortowanie wytrzymałościowe drewna polega na wizualnej ocenie przetartej sztuki tarcicy i na nadaniu jej jednej z trzech klas sortowniczych: wyborowej KW; średniej jakości KS i niższej jakości KG.

specified in the design. According to Eurocode 5, there is a correlation between wood species, sorting class, and strength class. Strength grading involves visual assessment of each piece of sawn timber and assigning one of three quality classes: KW – superior quality, KS – medium quality, KG – low quality. The C24 strength class corresponds to KS-grade spruce or pine, while C30 corresponds to the KW grade. Since only about 3–6% of the total volume of sawn wood can typically be classified as KW, this material is much more expensive and harder to obtain. According to PN-EN 1995-1-1 Eurocode 5 [2], timber elements thicker than 22 mm used in construction must be marked. The marking of structural timber includes: a certification mark (CE) confirming compliance with EU standards, and an identification mark indicating its strength properties (e.g., class C24).

Execution errors in shaping roof-truss joints

Strict adherence to Eurocode 5 standards in the design of timber-to-timber joints should ensure structural stability and user safety. For roof structures in particular, the choice of proper joining technology is crucial. Designs of residential roof trusses often omit detailed solutions of joints or reinforcements, leaving such decisions to the contractor. The most frequent construction errors concern: improper shaping of tension joints, which causes excessive deformations, and failure to maintain joint centricity, leading to bending moments in the connections.

In the commonly used rafter-and-collar truss, the main problem is to ensure a stable connection between the compressed collar beams and the rafters. In a correctly executed carpentry joint known as the “dovetail” joint, collar beams press the pair of rafters apart and limit their deflection. Originally, this connection was reinforced by driving a wooden peg through a pre-drilled hole running through both joined elements. The peg’s primary function was not to transfer load, but to prevent mutual sliding of the connected members.

Static calculations of a 3D model of the rafter-to-collar “dovetail” joint, carried out by Jerzy Jasieńko, showed that pegged dovetail joints can transfer compression as well as limited tension forces [6]. Since the joint works mainly in bearing, it should be shaped so that the lower contact surface between rafter and collar is as large as possible. A larger angle between the tenon and mortise contact surfaces also provides greater joint stiffness. High accuracy in cutting the carpentry joint is essential – gaps exceeding 5 mm reduce stiffness by about 30% and load-carrying capacity by about 13% [6].

Dovetail joints between collar beams and rafters can be adapted to tie-beam-to-rafter connections, but a common mistake is cutting the ends of the collar beams too shallowly (only 1–2 cm). When elements made of wet wood are installed between rafters and collars, large gaps often appear after drying.

Klasa wytrzymałościowa drewna C24 odpowiada klasie sortowniczej KS drewna sosnowego lub świerkowego, natomiast klasa C30 – klasie sortowniczej KW. W związku z tym, że w praktyce z całej masy drewna można wysortować po przetarciu tylko ok. 3–6% drewna klasy KW, jest ono znacznie droższe i trudno dostępne na rynku. Zgodnie z normą PN-EN 1995-1-1 Eurokod 5 [2] drewno o grubości co najmniej 22 mm wykorzystywane do budowy konstrukcji powinno być oznakowane. Sposób znakowania tarcicy konstrukcyjnej obejmuje dwa główne aspekty: oznakowanie certyfikujące (znak CE) potwierdzające zgodność z normami unijnymi oraz oznakowanie identyfikujące jej cechy wytrzymałościowe (np. klasę C24).

Błędy wykonawcze kształtowania połączeń elementów więźb dachowych

Precyzyjne stosowanie norm Eurokod 5 przy projektowaniu połączeń między elementami drewnianymi powinno zapewnić ich stabilność i bezpieczeństwo użytkowania. W przypadku bezpieczeństwa konstrukcji dachu kluczowy jest dobór właściwych technologii połączeniowych. Projekty więźb dachowych budynków mieszkalnych zazwyczaj nie zawierają szczegółowych rozwiązań połączeń lub wzmocnień elementów konstrukcyjnych, pozostawiając te decyzje wykonawcom. Najczęściej popełniane błędy wykonawcze dotyczą wadliwego ukształtowania połączeń rozciąganych powodującego nadmierne odkształcenia oraz braku zachowania centryczności węzłów skutkujące wystąpieniem momentów zginających.

W najczęściej stosowanej więźbie krokwiowo-jętkowej podstawowym problemem jest zapewnienie stabilnego połączenia ściskanych jętek z krokwiami. W prawidłowo wykonanym połączeniu ciesielskim na tzw. jaskółczy ogon jętki rozpięrały parę krokwi i ograniczały ich ugięcie. Połączenie to początkowo wzmacniano przez wbicie kołka w nawiercony otwór przewiercony przez oba łączone elementy. Główną funkcją kołka nie było przenoszenie obciążeń w złączu, a zapobieganie przesunięciu łączonych elementów względem siebie.

Obliczenia statyczne trójwymiarowego modelu połączenia krokwi z jętką typu „na jaskółczy ogon” wykonane przez Jerzego Jasieńko wykazały, że kołkowane połączenie na jaskółczy ogon może przenosić zarówno ściskanie, jak i pewne obciążenia rozciągające [6]. Ze względu na fakt, że połączenie to pracuje przede wszystkim na docisk, powinno być tak ukształtowane, aby dolna płaszczyzna styku krokwi z jętką była możliwie jak największa. Większy kąt między powierzchniami kontaktu czopa i gniazda zapewnia ponadto znacznie większą sztywność połączenia. Bardzo ważna jest dokładność wykonania złącza ciesielskiego, ponieważ luzy przekraczające 5 mm powodują przy rozciąganiu spadek sztywności nawet o ok. 30% i nośności o ok. 13% [6].

Połączenia jętek z krokwiami na jaskółczy ogon można adaptować do połączeń kleszczy z krokwiami, ale nie można popełniać błędów polegających na zbyt płytkim przycinaniu końców jętek na głębokość 1–2 cm. W przypadku montażu elementów z mokrego drewna pomiędzy jętkami i krokwiami powstają znaczne szczeliny.

Alternatywą dla złącza na jaskółczy ogon jest połączenie doczołowe na czop lub z zastosowaniem blach stalowych. Takie złącze występuje w sytuacji, gdy osie jętek i krokwi pokrywają się w rzucie. Połączenie doczołowe wymaga bardzo dokładnego

An alternative to the dovetail is a butt joint with a tenon or the use of steel plates. Such a joint occurs when the axes of the collar beam and rafter coincide in plan view. The butt joint requires precise cutting of the collar end at the same angle as the rafter slope so that the members fit tightly together. The tenon joint reinforced with one or two wooden pegs is a traditional and reliable form of the collar-to-rafter connection, though labor-intensive and difficult to execute on-site. Nowadays, when rafters and collar beams have the same width, toothed plates or perforated steel plates are often used. Experimental research presented by Angelika Raczak et al. [7] showed that truss joints reinforced with perforated plates and screws achieve much higher load capacities than predicted by design calculations. Similarly, N. Satheeskumar et al. [8] proposed a finite-element method for assessing the load capacity of fastened joints in timber-frame structures reinforced with perforated plates.

When such joints are made on site, perforated plates should be installed using system ring-shank nails (CNA) or structural screws (CSA). Unfortunately, on many building sites, improper fasteners are used. Photo 3 shows an example of an incorrect connection between a rafter and a wall plate using a steel angle bracket fixed with smooth nails, wood screws, and even a drywall screw.

To ensure proper performance, perforated plates must always be installed in pairs, on both sides of the connected elements. This prevents the creation of eccentricity and additional bending stresses in the joint. When nailing the plates, the center of gravity of the nail group should pass through the axis of the timber element. It is absolutely necessary to comply with Eurocode 5 § 8.3.1.4, which specifies minimum edge distances for fasteners in loaded and unloaded members.

From a practical standpoint, contractors prefer the simplest solution – the lap joint, using dowel-type fasteners such as nails, screws, or bolts. In this connection, the collar beam and rafter are not coaxial; the collar rests against the side of the rafter. To ensure a proper lap joint, the minimum spacing and edge distances for fasteners must be observed, depending on the diameter of the screws used. These normative values are given in Eurocode 5, Tables 8.2 and 8.4.

Lap joints made with structural screws (ESCR type) are recommended for small collar beams, for example those supporting the ridge beam. However, this type of connection must not be used when collar beams simultaneously serve as ceiling joists. In such cases, bolted joints should be used, following the same hole-spacing rules as for screws. The load capacity of bolted joints can be significantly increased by using toothed Bulldog rings. Table 1 below shows the calculated characteristic load capacity of

cięcia jętki pod kątem zgodnym z nachyleniem krokwi, aby elementy ściśle do siebie przylegały. Połączenie na czop zaopatrzony w pojedynczy lub podwójny kołek jest klasyczną formą stabilnego połączenia jętek z krokwiami, ale znacznie bardziej pracochłonne i stwarza bardzo duże problemy w warunkach cięcia na placu budowy. Obecnie w przypadku łączenia krokwi i jętek o tej samej szerokości wykorzystuje się płytki kołczaste lub perforowane. Badania eksperymentalne przedstawione w pracy [7] przez Angelikę Raczak i in. wykazały, że złącza na płytki kołczaste oraz węzły kratownic drewnianych wzmocnione płytkami perforowanymi i śrubami osiągają znacznie większą nośność niż wykazują obliczenia projektowe. N. Satheeskumar i in. w pracy [8] zaprezentowali natomiast metodę oceny nośności połączeń elementów budynku szkieletowego z wykorzystaniem płytek perforowanych za pomocą metody elementów skończonych.

W przypadku wykonywania tego typu połączeń na budowie perforowane płytki powinny być montowane za pomocą systemowych gwoździ pierścieniowych CNA lub wkrętów ciesielskich CSA. Niestety na wielu budowach do złączy z blach stalowych wykorzystuje się niepoprawne łączniki. Na fotografii 3 przedstawiono przykład niewłaściwego połączenia krokwi z murlatą za pomocą łącznika kąтового, do montażu którego użyto gwoździ gładkich, wkrętów do drewna, a nawet wkrętu do płyt gipsowo-kartonowych.

W przypadku połączeń z zastosowaniem płytek perforowanych należy przestrzegać zasady, aby montować je parami, po obu stronach łączonych elementów. Zapobiega to tworzeniu się mimośrodów i wprowadzaniu do połączenia dodatkowych obciążeń. Gwoździując płytki w obu elementach, należy dążyć do takiego układu, aby środek ciężkości grupy gwoździ przechodził przez oś elementu drewnianego. Bezwarunkowo należy przestrzegać zasad rozmieszczania łączników wskazanych w normie Eurokod 5 pkt 8.3.1.4 dotyczących minimalnej odległości od krawędzi obciążonych i nieobciążonych elementów.

Z praktycznego punktu widzenia wykonawcy preferują najprostsze połączenia jętek z krokwiami w formie połączenia nakładkowego za pomocą łączników trzpieniowych: gwoździ, wkrętów lub śrub. W takim przypadku jętka i krokiew nie są współosiowe, a jętka krawędzią przylega do boku krokwi. W celu poprawnego wykonania tego typu złącza wymagane jest zachowanie minimalnej odległości łączników od krawędzi łączonych elementów i końca jętki w zależności od średnicy stosowanych wkrętów. Wartości

normowe podaje Eurokod 5, w tabelach 8.2 lub 8.4.

Połączenie nakładkowe z użyciem wkrętów ciesielskich ESCR zalecane jest w przypadku łączenia małych jętek, np. podpierających belkę kalenicową. Wykluczone jest stosowanie tego typu złącza w przypadku, gdy jętka pełni jednocześnie funkcję belek stropowych. Wówczas stosuje się połączenia śrubowe, dla których obowiązują takie same zasady rozmieszczania otworów na śruby jak dla wkrętów ciesielskich. Nośność połączeń śrubowych można znacznie zwiększyć, stosując pierścienie

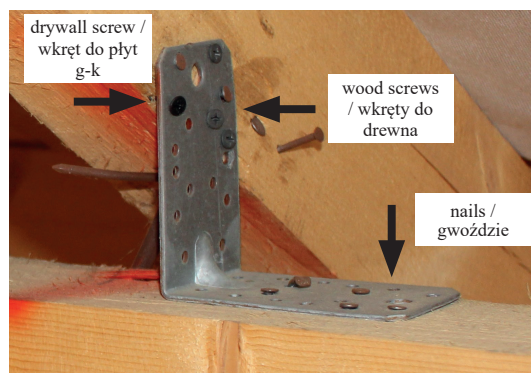


Photo 3. Incorrect connection of the rafters with the wall plate

Fot. 3. Nieprawidłowe połączenie krokwi z murlatą

a connection made with a single M12 bolt in C24 timber according to PN-EN 1995-1-1:2010, § 8.2.2. The results indicate that using a Bulldog ring Ø 117 mm increases the joint capacity almost fourfold.

To facilitate the proper assembly of bolted joints, it is acceptable to temporarily connect the collar beam to the rafters with structural screws during drilling and bolt installation. However, such screws must later be removed, since they cannot be treated as equivalent connectors to bolts (Photo 4). If the screws are left in place, the connectors are exposed to uneven load distribution under stress – they do not share the load equally, which may cause damage to the joint.

It is unacceptable for the contractor to decide independently to replace bolts with screws, for example, using two 8 mm-diameter screws instead of one M12 bolt. Such an error can reduce the load capacity of the connection by 3–4 times. According to EN 1995-1-1 [2], this is not permitted because bolts and screws are treated as different types of fasteners – they have different mechanical properties, load-transfer mechanisms, and design principles. Other workmanship errors – such as using incorrect nails, too many nails, or failing to pre-drill bolt holes – can lead to splitting of the timber in connected members. Roofs of timber-frame buildings are most often made of prefabricated trusses joined with toothed plates or prefabricated roof panels, though they can also take the form of traditional roof trusses. In the latter case, it is recommended that the truss be shaped so that the rafters bear directly above wall studs.

If the rafters are supported on top plates between the studs, it must be checked whether the top plate section between two studs can carry the load transmitted from the truss. In platform-frame buildings, the knee wall (attic wall) is attached only to the floor structure, which makes it prone to rotation under horizontal thrust forces. My calculations showed that in a balloon-frame building (Figure 2), where the wall studs are continuous from the foundation to the top of the knee wall, the floor diaphragm acts as a tie, allowing the transmission of a portion of the horizontal thrust from the roof truss.

Table 2 compares the results of the calculations of the ULS load-bearing capacity of the knee wall column cross-section for two cases of a frame building constructed using the platform method and the balloon method.

zębate Bulldog. W tabeli 1 przedstawiono wyniki obliczeń nośności połączenia jedną śrubą M12 klasy 4.6 drewna C24 zgodnie z normą PN-EN 1995-1-1:2010, pkt 8.2.2. Na podstawie wyników tych obliczeń można stwierdzić, że zastosowanie pierścienia Bulldog średnicy 117 mm zwiększa nośność prawie 4-krotnie.

W celu ułatwienia wykonania docelowego połączenia na czas wiercenia otworów i montażu śrub dopuszczalne jest tymczasowe połączenie jętki z krokiewiami wkrętami ciesielskimi, ale należy je później usunąć, ponieważ nie wolno ich traktować jako łączników równorzędnych ze śrubami (fotografia 4). Pozostawienie wkrętów powoduje, że łączniki pod wpływem obciążenia ulegają uszkodzeniu, ponieważ nie przenoszą sił w jednakowy sposób, zamiast współdziałać i dzielić obciążenie równomiernie.

Niedopuszczalne są sytuacje, gdy wykonawca podejmuje decyzję o zastąpieniu śrub wkrętami ciesielskimi, np. zamiast jednej śruby M12 dwa wkręty śr. 8 mm. Taki błąd powoduje zmniejszenie nośności połączenia nawet 3–4-krotne. Zgodnie z normą EN 1995-1-1 [2] takie rozwiązanie jest niedopuszczalne, ponieważ śruby i wkręty są traktowane jako odrębne typy łączników, o różnych właściwościach mechanicznych, sposobie przenoszenia obciążeń i zasadach obliczania nośności. Inne błędy wykonawcze, np. niewłaściwe gwoździe, zbyt duża liczba gwoździ, brak nawierceń w połączeniach śrubowych może powodować pękanie drewna w łączonych elementach.

Dachy budynków szkieletowych zazwyczaj wykonuje się w formie prefabrykowanych wiązarów łączonych na płytki kolczaste lub prefabrykowanych paneli dachowych, ale mogą mieć również postać tradycyjnych więźb dachowych. Wówczas zalecane jest takie ukształtowanie konstrukcji więźby, aby krokwie zostały oparte w miejscach bezpośrednio nad słupkami ściennymi. W przypadkach gdy krokwie są podparte na oczepach ścian pomiędzy słupkami, wymagane jest sprawdzenie, czy oczep ściany między parą słupków jest w stanie przenieść obciążenia z więźby. W budynkach szkieletowych wznoszonych metodą platformową ścianka kolankowa montowana jest jedynie w dolnej części do stropu i dlatego jest podatna na obrócenie wskutek działania siły poziomej rozporu. Wykonane przeze mnie obliczenia wykazały natomiast, że w przypadku budynku szkieletowego (rysunek 2) o konstrukcji balonowej, w którym słupki ścian są ciągłe od fundamentu do oczepu ściany kolankowej, strop pełni również rolę ściągą, co pozwala na przeniesienie pewnych sił rozporu przekazywanych przez więźbę.

W tabeli 2 porównano wyniki obliczeń wskaźników wykorzystania nośności SGN przekroju słupków ścianki kolankowej dla dwóch przypadków

Table 1. Characteristic load capacity of the connection using M12 screws and Bulldog ring

Tabela 1. Nośność charakterystyczna połączenia z użyciem śrub M12 i pierścienia Bulldog

Connection type / Typ połączenia	Load capacity / Nośność [kN]
M12 bolt / Śruba M12	7.8
Bolt + C1-50 / Śruba + C1-50	14.2
Bolt + C1-62 / Śruba + C1-62	16.6
Bolt + C1-75 / Śruba + C1-75	19.5
Bolt + C1-95 / Śruba + C1-95	24.5
Bolt + C1-117 / Śruba + C1-117	30.6



Photo 4. Example of using incorrect connectors

Fot. 4. Przykład zastosowania nieprawidłowych łączników

In the case of the balloon method, the suspended floor slab significantly balances the expansion forces from the truss and reduces the bending stresses of the columns in the knee wall area.

To avoid the problem of horizontal thrust transfer, roof trusses with spreading behavior – such as rafter and rafter-and-collar trusses – should be avoided in timber-frame buildings. In contrast, purlin-and-tie trusses generate much smaller support reactions than rafter-and-collar trusses.

Analysis of repair and strengthening methods for traditional carpentry truss joints

The collar-to-rafter joint is one of the most damage-prone areas in traditional timber trusses. Reinforcement of timber elements with longitudinal cracks is usually done using side overlays (fishplates) fastened with nails or other ductile connectors. In [9], it was shown that the flexibility of the joints has a significant influence on the behavior of composite timber members. Moreover, it is difficult to determine precisely to what extent the overlays share the load with the cracked element.

This effect is particularly noticeable in bent composite beams joined with continuous nailed overlays.

In some cases, where the number of connectors is small, the overlays may not contribute effectively to the structural behavior.

In cases where significant cracks appear in roof truss elements, it is crucial to correctly identify the often complex static scheme of the timber structure in order to choose an appropriate strengthening method. In [10], a method was presented for determining the load-bearing capacity and reinforcement of a historic roof truss, allowing both preservation of the original appearance and compliance with conservation requirements. The analyzed structure was a purlin-and-tie truss with lying posts joined by tie beams and braced longitudinally with diagonal struts. During the renovation of the building, the attic was adapted into a heated living space, causing rapid drying of the timber, followed by shrinkage, warping, twisting, and cracking. The authors of the roof assessment developed 3D calculation models and used them to analyze the strength of individual elements. The tensile and bending strength of the elements was analyzed according to Eurocode 5, assuming solid timber. For compression members, the load-be-

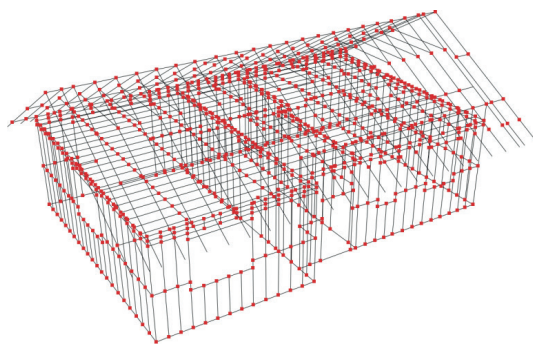


Fig. 2. 3D model of a frame building

Fig. Own work

Rys. 2. Model 3D budynku szkieletowego

Rys. Opracowanie własne

Table 2. Comparison of the cross-sectional load factors of selected knee wall columns for frame buildings of platform and balloon structures

Tabela 2. Porównanie wskaźników wyęczenia przekrojów wybranych słupków ścianki kolankowej w przypadku budynków szkieletowych o konstrukcji platformowej i balonowej

Building structure / Konstrukcja budynku	Utilization factors of studs [-] / Wskaźniki wyęczenia słupków [-]			
	1	2	3	4
Platform / Platformowa	1,760	1,032	1,375	1,108
Balloon / Balonowa	0,696	0,342	0,608	0,503

buildingu szkieletowego wznoszonego: metodą platformową i metodą balonową. W przypadku metody balonowej strop podwieszony do słupków w znacznym stopniu równoważy siły rozporu od więźby i redukuje naprężenia od zginania słupków w strefie ściany kolankowej.

W celu uniknięcia problemu przenoszenia sił rozporu powinno się unikać w budynkach szkieletowych więźb o schematach rozporowych, tzn. więźb krokwiowych i krokwiowo-jętkowych. W przypadku więźb płatwiowo-kleszczowych reakcje podporowe są znacznie mniejsze niż więźb krokwiowo-jętkowych.

Analiza metod naprawy i wzmacniania połączeń tradycyjnych wiązarów ciesielskich

Połączenie jętek z krokwiami jest jednym z najbardziej narażonych na uszkodzenia miejsc tradycyjnych wiązarów ciesielskich. Wzmocnienie elementów drewnianych, w których występują pęknięcia przebiegające równolegle do osi podłużnej,

wykonywane jest zazwyczaj za pomocą nakładek bocznych mocowanych przy użyciu gwoździ lub innych łączników podatnych. W pracy [9] wskazano, że wpływ podatności złączy na pracę drewnianych elementów zespolonych jest bardzo duży, a ponadto bardzo trudno jest obliczyć, w jakim stopniu nakładki te współpracują z elementem bezpośrednio obciążonym. Szczególnie widoczny jest on w przypadku zginanych prętów złożonych, w których zastosowano nakładki ciągłe połączone gwoździami. W niektórych przypadkach połączeń elementów krępych z nadbitkami przy małej liczbie łączników może okazać się, że nadbitki praktycznie nie biorą udziału w pracy konstrukcji.

W przypadku ujawnienia istotnych pęknięć elementów więźby dachowej niezwykle istotne jest właściwe rozpoznanie nieraz bardzo złożonego schematu statycznego konstrukcji drewnianej w celu przyjęcia właściwej metody jej wzmocnienia. W pracy [10] przedstawiono metodę wyznaczania nośności i wzmocnienia zabytkowej więźby w sposób umożliwiający zachowanie pierwotnego wyglądu oraz wymagań konserwatorskich. Przedmiotem analizy była więźba płatwiowo-kleszczowa o stolcach leżących połączonych kleszczami i usztywniona w kierunku podłużnym stężeniami ukośnymi. Z uwagi na przeprowadzony remont budynku, w czasie którego dokonano adaptacji poddasza na pomieszczenie ogrzewane, doszło do szybkiego wysychania drewna, a następnie jego kurczenia, paczania, skręcania i pęknięcia. Autorzy ekspertyzy dachu opracowali przestrzenne modele obliczeniowe i na ich podstawie dokonali analizy wytrzymałości poszczególnych

aring capacity was determined considering crack-induced weakening, using an analogy to double-member columns with spacers. Reinforcement of cracked compression elements with insufficient capacity was designed using M10 threaded rods stitching the longitudinal cracks at 50 cm spacing.

An example of a properly conducted analysis of a thrust-type roof truss that led to the design of necessary repairs was the expert report on a rafter-and-collar truss with two levels of collar beams additionally loaded by floors during the conversion of an attic to residential use. In [11], the authors described a roof structure failure caused by excessive deflection of the supporting floors, which served as supports for the truss posts. This led to horizontal displacement of supports on the lower purlin and the loss of support for the lower collar beams. The calculations revealed exceeding of both ultimate and serviceability limit states for the upper collar beam. The experts identified the main cause of the failure as the designer's neglect of horizontal forces, combined with connecting the beam supporting the rafters to the timber knee wall instead of a masonry wall – a solution typical for purlin-and-tie trusses. To restore safety, it was necessary to secure the lower purlin against further twisting and slippage of rafters from supports, and to reinforce the collar-to-rafter joints by adding wooden pads to the tenons and nailing the elements together with traditional plank overlays.

An interesting method of strengthening rafter-to-collar joints using steel inserts and polymer concrete was presented in [9].

It should be emphasized that in historic roof structures, numerous expert analyses based on static-strength calculations have shown that the utilization degree of load-bearing capacity of roof-truss elements rarely exceeds 20%. Historic roof trusses are usually over-stiffened, meaning that even if one element or carpentry joint fails, other elements take over its function [12]. Developing a proper repair or strengthening method for historic timber structures requires interdisciplinary diagnostics – combining not only technical assessment of the building's condition but also non-technical factors, important from the heritage conservation perspective [13].

Summary

Design errors cause the timber structure to behave incorrectly from the start, even if built accurately. Apart from obvious mistakes such as wrong analytical assumptions or inappropriate cross-sections of load-bearing elements, the most common defects include missing execution details and ambiguous drawings. Errors in static calculations due to incorrect structural schemes or omission of deformations and joint flexibility are particularly dangerous and difficult for contractors to detect.

Execution errors result from poor workmanship or inaccurate assembly – e.g. imprecise cutting, misalignment, defec-

elementów konstrukcji. Wytrzymałość elementów rozciąganych i zginanych analizowano wg Eurokodu, przyjmując je jako lite. W przypadku elementów ściskanych nośność wyznaczano z uwzględnieniem osłabienia pęknięciami, stosując analogię prętów dwugałęziowych z przewiązkami. Wzmocnienie spękanych elementów ściskanych o przekroczonej nośności zaprojektowano w formie prętów gwintowanych M10 zszywających pęknięcia podłużne w rozstawie co 50 cm.

Przykładem właściwie przeprowadzonej analizy układu statycznego dachu rozporowego zakończonej opracowaniem projektu niezbędnych napraw jest ekspertyza więźby krokwiowo-jętkowej z dwoma poziomami jętek dociążonej stropami w ramach modernizacji poddasza budynku na cele mieszkaniowe. W artykule [11] przedstawiono opis awarii konstrukcji dachu polegającej na powstaniu nadmiernych ugięć stropowych stanowiących podparcie słupów więźby skutkujących rozsunieniem się podpór na dolnej pławie i utratą podparcia na dolnych jętkach. Przeprowadzone obliczenia wykazały przekroczenia stanów granicznych nośności i użyteczności jętki górnej. Autorzy ekspertyzy jako główną przyczynę stanu awaryjnego konstrukcji uznali zlekceważenie przez konstruktora sił poziomych oraz połączenie belki stanowiącej podparcie krokwi z kolankową ścianką szkieletową zamiast z murem. Wskazano, że taki sposób łączenia jest charakterystyczny w przypadku dachów pławiuwo-kleszczowych. Niezbędne było zabezpieczenie pławie dolnej przed dalszym skręcaniem i zsunieniem się krokwi z podpory oraz wzmocnienie połączenia jętek z krokwiami przez dopasowanie podkładek na czopach jętek i zbitcie krokwi z jętkami tradycyjnie za pomocą nakładek z desek. Ciekawą metodę wzmacniania węzłów dachu jętkowego z zastosowaniem wkładek stalowych i polimerobetonu przedstawiono w artykule [9].

Należy stwierdzić, że w przypadku zabytkowych konstrukcji dachowych liczne ekspertyzy oparte na analizach statyczno-wytrzymałościowych wykazały, że stopień wykorzystania nośności elementów więźb dachowych nie przekracza zwykle 20%. Więźby dachowe zabytkowych konstrukcji dachowych cechuje zazwyczaj przesztynienie, co powoduje, że w przypadku zniszczenia jednego elementu lub połączenia ciesielskiego elementów więźby, ich rolę przejmują inne elementy wiażarów [12].

Opracowanie metody naprawy lub wzmacniania zabytkowych konstrukcji drewnianych wymaga stosowania interdyscyplinarnej diagnostyki, która oprócz aspektów technicznych oceny stanu technicznego budynku uwzględnia również zagadnienia nietechniczne, ale istotne z punktu widzenia konserwatorskiego [13].

Podsumowanie

W przypadku błędów projektowych, konstrukcja drewniana wykazuje nieprawidłową pracę pomimo poprawnego jej wykonania. Oprócz oczywistych błędów projektowych, związanych z przyjęciem niewłaściwych założeń obliczeniowych lub błędnym doбором przekrojów elementów konstrukcji nośnej, najczęstszymi wadami projektów są braki wymaganych informacji wykonawczych i niejednoznaczne rysunki. Niezwykle istotne i trudne do wykrycia przez wykonawców, na etapie realizacji konstrukcji, są błędy obliczeń statycznych, wynikające

tive joints, or incorrect fasteners. Serious defects threatening structural safety often arise from unauthorized changes made by contractors without consulting the designer, such as using timber of improper class or moisture content, altering cross-sections, changing spacing, or failing to protect the wood against moisture and fire.

To reduce execution errors, it is essential to provide effective training for roof-truss contractors through professional courses and to promote the guidelines of Eurocode 5. Design and working drawings should include detailed joint solutions and specified fastener requirements.

Truss joints must use system-approved solutions compliant with standards. For lap joints, minimum edge distances and fastener spacing rules from PN-EN 1995-1-1 must be observed. The use of non-specified or improvised connectors should be strictly avoided.

It is unacceptable to construct roof trusses based solely on simplified static diagrams or sketches, which often lead to misinterpretation by builders. For complex roofs, author supervision by the designer and frequent inspections by the site supervisor are strongly recommended.

Received: 14.07.2025

Revised: 28.08.2025

Published: 21.11.2025

z przyjęcia niewłaściwych schematów konstrukcyjnych lub braku uwzględnienia odkształceń lub podatności połączeń.

Błędy wykonawcze mogą wynikać z niewłaściwej jakości robót lub niedokładności montażu, np. niedokładności cięcia elementów, nieosiowości, wadliwych połączeń ciesielskich lub użycia niewłaściwych łączników. Bardzo istotne wady wykonawcze, zagrażające bezpieczeństwu konstrukcji wynikają zazwyczaj ze zmian wprowadzanych samowolnie przez wykonawców bez uzgodnienia z projektantem. Błędy te dotyczą zazwyczaj stosowania drewna o niewłaściwej klasie lub wilgotności, zmiany przekroju elementów nośnych, odstępstwa od projektowanego rozstawu elementów, braku zabezpieczenia drewna przed wilgocią i ogniem.

W celu ograniczenia ryzyka występowania błędów wykonawczych niezbędne jest prowadzenie efektywnej edukacji wykonawców więźb dachowych przez szkolenia branżowe oraz popularyzację wytycznych zawartych w Eurokodzie 5. Projekty budowlane i wykonawcze konstrukcji więźb dachowych powinny zawierać szczegółowe rysunki z rozwiązaniami węzłów i określone wymagania dotyczące łączników.

Połączenia elementów więźby powinny być realizowane przy użyciu systemowych rozwiązań zgodnych z wymaganiami normatywnymi. W przypadku połączeń nakładkowych należy przestrzegać minimalnej odległości łączników od krawędzi elementów, jak również zasad ich rozmieszczania wynikających z normy PN-EN 1995-1-1. Należy bezwzględnie unikać stosowania łączników nieprzewidzianych w projekcie.

Niedopuszczalna jest realizacja więźb dachowych wyłącznie na podstawie projektów zawierających jedynie ogólny schemat statyczny lub uproszczone szkice, co prowadzi często do dowolnej interpretacji rozwiązań przez wykonawcę. W przypadku złożonych konstrukcji dachowych zaleca się prowadzenie nadzoru autorskiego przez projektanta oraz częste kontrole inspektora nadzoru inwestorskiego.

Artykuł wpłynął do redakcji: 14.07.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 28.08.2025 r.

Opublikowano: 21.11.2025 r.

Literature

- [1] Obwieszczenie Ministra Rozwoju i Technologii z 12 lipca 2022 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Rozwoju w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (dz. U 2022 poz. 1679).
- [2] PN-EN 1995-1-1:2010 Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne – Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków; poprawki: PN-EN 1995-1-1:2010/NA:2010.
- [3] Eurokod 1 (EC 1, EN 1991): Oddziaływania na konstrukcje.
- [4] Völlmecke L, Krenzer A, Seim W. "Assessment of nailed connections in existing timber trusses", *Construction and Building Materials*, vol. 461, 2025, Art. no. 157143, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2025.157143.
- [5] Krauss K, Krenzer A, Seim W. "Performance of nailed sheathing-framing connections in wood structures", *Construction and Building Materials*, vol. 462, 2025, Art. no. 157248, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2025.157248.
- [6] Jasieński J, Kardysz M. (2006). Analiza pracy statycznej połączeń stosowanych w drewnianych konstrukcjach zabytkowych. W: Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych. Praca zbiorowa pod red. J. Jasieńskiego (i in.). Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 218–230.
- [7] 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. 70, no. 4, pp. 599–613, 2024, doi: 10.24425/ace.2024.151912.

[8] Satheeskumar N, Henderson DJ, Ginger JD, and C. H. Wang, "Finite element modelling of the structural response of roof to wall framing connections in timberframed houses", *Engineering Structures*, pp. 2536, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.12.034.

[9] Mielczarek Z, Lange M. „Naprawa oraz wzmacnianie elementów i konstrukcji drewnianych”, *Materiały Budowlane*, 2007; 2(414):27–30.

[10] Klimek A, Matkowski Z. „Analiza statyczno-wytrzymałościowa zabytkowej więźby dachowej osłabionej pęknięciami”, *Materiały Budowlane*, 2019; 6(562):21–23, DOI: 10.15199/33.2019.06.01.

[11] Schabowicz K, Stawiski B. „Nieprawidłowe wykonanie remontu dachu przyczyną awarii konstrukcji”, *Materiały Budowlane*, 2005;10(398):54–55.

[12] Kapela M. „Remonty zabytkowych konstrukcji dachowych”, *Materiały Budowlane*, 2004;11(387):46–47.

[13] Terlikowski W. "Problems and Technical Issues in the Diagnosis, Conservation, and Rehabilitation of Structures of Historical Wooden Buildings with a Focus on Wooden Historic Buildings in Poland", *Sustainability*, vol. 15, no. 1, art. 510, Dec. 2022, doi: 10.3390/su15010510.