

Wpływ usztywnienia połączenia płatew–krokiew konstrukcji wsporczej paneli PV w świetle badań doświadczalnych w skali naturalnej

Influence of stiffening the purlin–rafter connection of the PV panels support structure in the light of experimental research on a natural scale

mgr inż. Andrzej Wojtycki

Politechnika Warszawska
Wydział Budownictwa,
Mechaniki i Petrochemii
andrzej.wojtycki@pw.edu.pl
ORCID: 0009-0003-0616-4508

mgr inż. Bartosz Majchrzak

BUDMAT Systemy PV
bartosz.majchrzak2@budmat.com

mgr inż. Arkadiusz Ryciak

BUDMAT Systemy PV
arkadiusz.ryciak@budmat.com

dr hab. inż. Jadwiga Fangrat, prof. ITB

Instytut Techniki Budowlanej
Zakład Badań Ogniwych
j.fangrat@itb.pl
ORCID: 0000-0002-7871-0032

dr inż. Małgorzata Wydra

Politechnika Warszawska
Wydział Budownictwa,
Mechaniki i Petrochemii
malgorzata.wydra@pw.edu.pl
ORCID: 0000-0002-4629-9656

dr hab. inż. Wojciech Kubissa

Politechnika Warszawska
Wydział Budownictwa,
Mechaniki i Petrochemii
wojciech.kubissa@pw.edu.pl
ORCID: 0000-0001-5626-7917

Streszczenie

Przedmiotem artykułu jest analiza porównawcza wyników badań doświadczalnych dwóch typowych konstrukcji wsporczych paneli fotowoltaicznych zbudowanych z prefabrykowanych cienkościennych elementów stalowych o przekroju otwartym. Konstrukcje te były podobne zarówno pod względem gabarytu, jak i zastosowanych materiałów. Poddano je obciążeniom o takiej samej wartości i sposobie przyłożenia. Jediną różnicą pomiędzy zbadanymi modelami był sposób wykonania połączeń płatwi z krokwią. W jednej konstrukcji zastosowano popularne połączenie quasiprzegubowe, czyli przez skręcenie pojedynczą śrubą przylegających do siebie półek łączonych kształtowników. W drugiej konstrukcji dodano krótkie kątowniki łączące środki krokwi i płatwi, zapewniające podparcie widełkowe zgodne z wymaganiami normy [1]. Przykładane obciążenie imitujące wpływ obciążeń klimatycznych realizowano etapami,

a pracę konstrukcji dokumentowano poprzez rejestrację przemieszczeń w 15 charakterystycznych punktach pomiarowych. Porównanie uzyskanych wyników wykazało znaczną przewagę konstrukcji z dodatkowymi elementami usztywniającymi złącza płatew–krokiew: zaobserwowano zmniejszenie nawet o ponad 80% wartości przemieszczeń elementów oraz ogólny wzrost lokalnej i globalnej nośności konstrukcji. Usztywnienie węzłów i zmniejszenie ich podatności pozwoliło na uzyskanie współpracy tarczy tworzonej przez panele fotowoltaiczne, symulowane w badaniu przez zastępcze drewniane elementy płytowe. Powstała przepona tarczowa aktywnie przeciwdziałała zwichrzeniu płatwi, powoduje globalne wyrównanie sił wewnętrznych, zmniejszenie podatności całego układu na zwichrzenie i utratę stateczności, a w efekcie przekłada się na znacząco większą nośność konstrukcji.

Słowa kluczowe stalowe konstrukcje cienkościennie, profile gięte na zimno, badania doświadczalne, konstrukcja wsporcza paneli fotowoltaicznych

Abstract

This article presents a comparative analysis of experimental results for two typical photovoltaic panel support structures constructed from prefabricated, thin-walled, open-section steel elements. These structures were very similar in dimension and materials. They were also subjected to identical loads, both in terms of magnitude and application method. The only difference between the models tested was the method of constructing the purlin-rafter connections. The first structure uses a common quasi-articulated connection, i.e. the adjacent shelves of the connected sections are screwed together with a single screw. The second one featured an additional short angle connecting the rafter and purlin webs, providing fork-shaped support in accordance with the requirements of the [1]. The applied load, simulating the effect of climate loads, was applied in stages, and the

structure's performance was documented by recording displacements at 15 characteristic measurement points. Comparison of the results revealed a significant advantage for the structure with additional stiffening elements at the purlin-rafter joints: a reduction of element displacements by over 80% and a general increase in the local and global load-bearing capacity of the entire structure. Stiffening the joints and reducing their flexibility allowed for the co-operation of the shield created by the photovoltaic panels, simulated in the study by substitute wooden panel elements. The resulting shield diaphragm actively counteracts purlin buckling, causes global equalization of internal forces, reduces the entire system's susceptibility to warping and stability loss, and ultimately translates into a significantly greater load-bearing capacity of the structure.

Keywords thin-walled steel structures, cold-formed profiles, experimental research, photovoltaic support structure

WPROWADZENIE

Dążenie do ograniczenia użycia paliw kopalnych, takich jak węgiel, ropa naftowa i gaz ziemny, stało się priorytetem w polityce klimatycznej i energetycznej wielu państw, w tym Unii Europejskiej. Wynika ono nie tylko z potrzeby redukcji emisji gazów cieplarnianych w związku z postępującymi zmianami klimatu, lecz także konieczności zapewnienia bezpieczeństwa energetycznego [2, 3]. Wiele krajów świata stawia sobie za cel osiągnięcie tzw. neutralności klimatycznej do 2050 (m.in. w Unii Europejskiej [4]) lub 2060 r. (m.in. Chiny). Najprostszym sposobem na realizację tych założeń jest rozwój odnawialnych źródeł energii (OZE), takich jak energia wodna, słoneczna i wiatrowa, który pozwala na ograniczenie zużycia paliw kopalnych [3, 5].

W 2024 r. po raz pierwszy w nowoczesnej historii czysta energia dostarczyła ponad 40% globalnej energii elektrycznej. Z kolei, według raportu Ember [6], 2025 był w Unii Europejskiej pierwszym rokiem, w którym wiatr i słońce wygenerowały więcej energii elektrycznej niż paliwa kopalne.

Zgodnie z tym raportem przez ostatnie 20 lat farmy słoneczne były najszybciej rozwijającym się dostawcą energii na świecie, a w ciągu ostatnich 3 lat moc zainstalowanej energetyki słonecznej podwoiła się. Oprócz dachów budynków i przydomowych ogródków panele fotowoltaiczne (PV) można spotkać również na dużych,

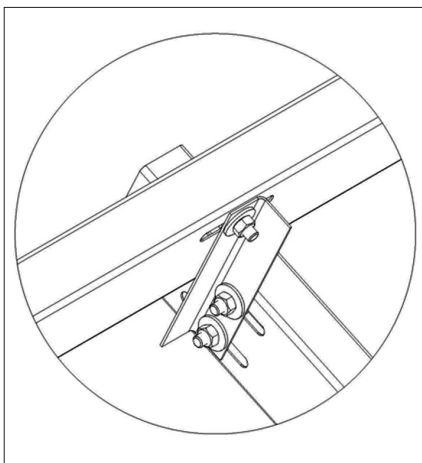
kilkuhektarowych obszarach. Takie miejsca, na których zainstalowane jest co najmniej kilka tysięcy paneli PV połączonych poprzez własną stację transformatorową do sieci energetycznej, nazywa się farmami fotowoltaicznymi.

Do podparcia tyłu paneli potrzebne są specjalne konstrukcje. Ze względu na znaczny udział w całkowitym koszcie budowy farmy powinny być one projektowane i wykonywane w sposób optymalny pod względem wytrzymałościowym oraz ekonomicznym. Próba znalezienia złotego środka spowodowała, że w ogromnej większości powstających farm fotowoltaicznych stosuje się przestrzenne struktury z cienkościennej kształtowników giętych na zimno. Są one lekkie i tańsze od innych rozwiązań. Elementy kształtowane na zimno ze stali trwale powleczonej metalicznymi powłokami antykorozyjnymi charakteryzują się odpowiednią trwałością, a do montażu złożonej z nich konstrukcji nie potrzeba ciężkiego sprzętu.

Praca ustrojów zbudowanych z profili cienkościennych różni się od pracy klasycznych konstrukcji powstających na bazie kształtowników walcowanych na gorąco. Ze względu na znaczną smukłość ścianek są to rozwiązania wrażliwe na złożone zjawiska utraty stateczności: wyboczenie lokalne, odkształcenie konturu (wyboczenie dystorsyjne) oraz sprzężone formy wyboczenia globalnego, np. zwichrzenie giętno-skrętne.

W elementach zginanych (płatwiach i krokwiach) systemów PV najczęściej stosuje się otwarte profile cienkościenne o przekroju ceowym, w których środek ścinania nie pokrywa się ze środkiem ciężkości profilu. Oznacza to, że przyłożone obciążenie poprzeczne oprócz momentu zginającego powoduje również powstanie momentu skręcającego i wymusza zastosowanie teorii prętów cienkościennych. Przyjęte w normach (m.in. [1, 7, 8]) klasyczne koncepcje (np. przekroju efektywnego) opierające się na uproszczonych formułach analitycznych są niewystarczające w przypadku skomplikowanych konfiguracji węzłowych i mogą prowadzić do niedoszacowania ryzyka awarii lub przewymiarowania.

Tradycyjna mechanika konstrukcji prętowych zakłada swobodne skręcanie zgodne z zasadą de Saint-Venanta, co jest poprawne w przypadku profili pełnych i zamkniętych. Profile otwarte charakteryzują się jednak niewielką sztywnością na czyste skręcanie i ulegają deplanacji (tzn. przestrzennemu wypaczeniu przekroju poprzecznego z jego płaszczyzny) [9, 10]. Zgodnie z teorią Własowa [11], gdy swoboda deplanacji zostaje skrzepowana (np. w węzłach, podporach), generują się dodatkowe naprężenia normalne i styczne od skręcania nieswobodnego [9, 12–14]. Rozkład ten charakteryzuje bimoment, czyli statyczny ekwiwalent układu sił wywołującego podłużne odkształcenia pól przekroju w przeciwnych kierunkach.



Rys. 1. Dodatkowy element łączący płatew z krokwią w konstrukcji K-2

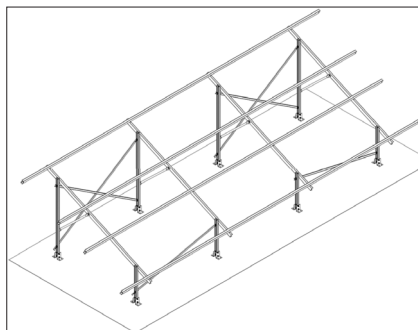
Globalna oraz lokalna nośność układu cienkościennego jest funkcją wielu parametrów materiałowych i geometrycznych. Kluczowymi czynnikami są: sztywność i podatność węzłów, efekt pracy quasitarczowej oraz lokalne parametry połączeń.

Połączenia profili cienkościenne, ze względu na lokalne deformacje ścianek pod wpływem docisku, rzadko można traktować jako idealnie sztywne lub nominalnie przegubowe według [15]. Są one klasyfikowane jako węzły podatne, a ich rzeczywista charakterystyka moment–obrót bezpośrednio determinuje globalny rozkład sił wewnętrznych oraz podatność całego układu na zwichrzenie. Obecność sztywnych paneli PV w płaszczyźnie połączy może tworzyć tarczę usztywniającą, przeciwdziałającą wyboczeniu płaty. Wystąpienie tego zjawiska jest jednak ściśle uwarunkowane ciągłością przekazywania sił ścinających z przepony poprzez odpowiednio zaprojektowane połączenia do konstrukcji głównej. Natomiast problemem często pojawiającym się w kontekście wytrzymałości samych połączeń jest poślizg przy ścinaniu.

Przedmiotem artykułu jest analiza porównawcza badań doświadczalnych dwóch konstrukcji wsporczych paneli PV. Konstrukcje te były podobne gabarytowo i materiałowo. Poddano je takim samym obciążeniu zarówno pod względem wartości, jak i sposobu przyłożenia. Jedyną różnicą pomiędzy zbadanymi modelami był sposób wykonania połączeń płaty z kro-

kwią. W wariantcie bazowym połączenie zostało zrealizowane w sposób najczęściej stosowany w tego typu konstrukcjach, czyli przez bezpośrednie skręcenie pojedynczą śrubą przylegających do siebie półek. W wariantcie drugim poza takim połączeniem wprowadzono dodatkowo krótki kątownik mocowany do środków łączonych profili (rys. 1).

Podczas analizy wyników skupiono się na porównaniu przemieszczeń uzyskanych przy poszczególnych poziomach obciążenia w obu konstrukcjach. Celem badań było sprawdzenie wpływu lokalnej sztywności połączenia krokiew–płatew na globalną stateczność giętno-skrętną i nośność całej konstrukcji wsporczej paneli PV. Zmiana lokalnej sztywności połączenia była realizowana poprzez dodanie krótkiego kątownika mocowanego do środków obu łączonych profili. Ten



Rys. 2. Schemat badanej konstrukcji

element zmienia charakter podparcia płaty na krokwi z quasiprzegubowego na wi-dełkowy. Porównanie przemieszczeń oraz obciążeń niszczących badanych konstrukcji pozwoliło określić realny wpływ zastosowanego rozwiązania na globalną nośność układu i może prowadzić do jego upowszechnienia w praktyce projektowania oraz wykonawstwa konstrukcji nośnych farm fotowoltaicznych.

BADANIA DOŚWIADCZALNE

Konstrukcje wsporcze

W badaniach doświadczalnych wykorzystano dwie konstrukcje wsporcze pod moduły PV w skali naturalnej. Reprezentowały one typowe rozwiązania stosowane w takich ustrojach. Zbudowane były z prefabrykowanych cienkościenne elementów zimnogiętych o przekroju otwartym, połączonych śrubami z wykorzystaniem wydłużonych otworów owalnych. Konstrukcje montowano i badano wewnątrz budynku, w kontrolowanych warunkach, bez wpływu czynników atmosferycznych.

Konstrukcje obejmowały cztery ramy w rozstawie 2,80 m, składające się z dwóch słupów w rozstawie 2,70 m, połączonych krokwią nachyloną w stosunku do poziomu pod kątem 25°. Pomiedzy słupem tylnym a krokwią zastosowano ukośny zastrzał. Na krokwiach umieszczono cztery płaty



Fot. 1. Konstrukcja K-1

ciągle pracujące w układzie trzyprzęsłowym z obustronnymi wspornikami o wysięgu 0,95 m. W przęsłach skrajnych zastosowano stężenia: pomiędzy słupami tylnymi – krzyżowe, a pomiędzy przednimi – pojedyncze. Słupy zakotwiono do posadzki betonowej w sposób sztywny, odtwarzający zamocowanie w podłożu gruntowym.

Całą konstrukcję wykonano ze stalowych elementów prefabrykowanych, łączonych ze sobą śrubami ocynkowanymi M12 klasy 8.8 i dokręcano momentem o wartości 85 Nm w celu uzyskania parametrów odpowiadających charakterowi połączenia ciernego. Otwory na elementy złączne wykonano w większości jako wydłużone owalne, co przy montażu w warunkach placu budowy pozwala na eliminację wszystkich niedokładności produkcyjnych oraz montażowych i uzyskanie zakładanej geometrii konstrukcji. Ze względu na większą dokładność montażu warunki laboratoryjne nie wymagają takich otworów, ale zdecydowano się na ich zastosowanie w celu zachowania maksymalnej zgodności z rzeczywistymi konstrukcjami.

Konstrukcja składała się z elementów ze stali S350GD z powłoką metaliczną Magnelis® ZM310 – były to:

- słupy: C80/50/15 × 2,50,
- krokwie: C96/47/14 × 1,50,
- płatwie: C102/53/15 × 1,50,
- zastrzały: RO42,5 × 1,50,
- stężenia: U44/19,5 × 1,50.

Przebadane modele różniły się od siebie tylko sposobem połączenia płatwi z krokwią. W modelu pierwszym, nazwanym K-1, za pomocą jednej śruby M12 połączono półkę górną krokwi z półką dolną płatwi. Takie rozwiązanie spotyka się w większości konstrukcji wsporczych PV. W drugiej konstrukcji, nazwanej K-2, poza opisaną śrubą wprowadzono dodatkowy kątownik L36/36 × 2,0 o długości 182 mm, połączony dwiema śrubami M10 ze środkiem krokwi i jedną śrubą M10 ze środkiem płatwi w jego górnej części (rys. 1). Masa dodatkowych elementów usztywniających (kątowników) wyniosła 5,46 kg, czyli 2,3% masy całej konstrukcji referencyjnej równej 234,89 kg.

W świetle normy [1] połączenie płatwi z krokwią zastosowane w konstrukcji K-1 jest przykładem podparcia quasiprzegubowego, które co prawda blokuje przemieszczenia pionowe, ale jednocześnie pozwala na skręcenie przekroju i drastycznie obniża nośność na zwichrzenie. Natomiast połączenie z konstrukcji K-2 stanowi rodzaj podparcia widelkowego, czyli najbardziej efektywnego zabezpieczenia belki przed skręceniem i zwichrzeniem, powszechnie stosowanego w projektowaniu według [1].

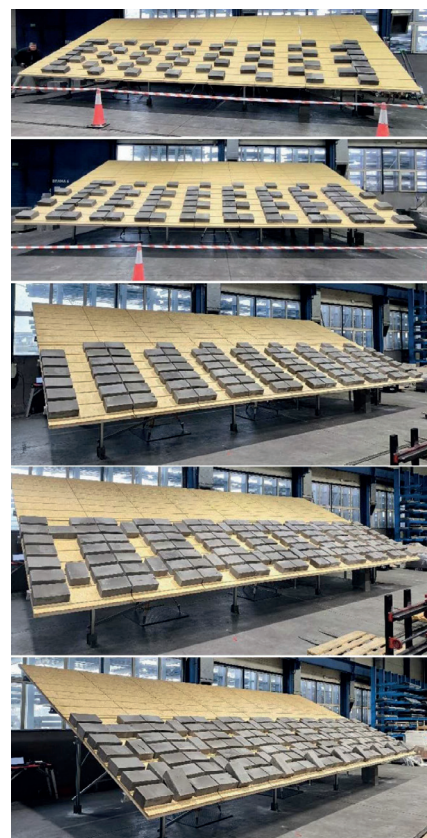
Jako poszycie tzw. stołu zastosowano płyty OSB o grubości 12 mm, obramowane kantówkami drewnianymi o przekroju 30 × 40 mm, analogiczne pod względem ugięć z pojedynczymi panelami PV o wymiarach 1134 × 2384 mm. Ułożono je pionowo w dwóch rzędach i dziewięciu kolumnach (układ V2 × 9), tworząc stół o wymiarach 10,37 × 4,79 m i powierzchni 49,63 m², nachylony do poziomu pod kątem 25°. Mocowanie poszczególnych płyt do płatwi wykonano na pomocą samowiercących wkrętów stalowych o średnicy 4,5 mm, po cztery sztuki na płytę. Najniższy punkt powierzchni stołu znajdował się na wysokości 800 mm, a najwyższy – 2950 mm nad poziomem posadzki.

Obciążenia

Grawitacyjne obciążenie konstrukcji, imitujące np. obciążenie śniegiem, realizowano etapami poprzez równomierne obciążanie powierzchni poszycia prostopadłościennymi bloczkami betonowymi o wymiarach 120 × 240 × 380 mm i średniej masie 23,20 kg. Ze względów bezpieczeństwa zdecydowano się na obciążanie tylko dolnej części powierzchni stołu – można je było wykonać z poziomu podłoża. Zaplanowano pięć etapów obciążania o następujących wartościach:

- ok. 14,34 kN (1. etap),
- ok. 20,48 kN (2. etap),
- ok. 26,63 kN (3. etap),
- ok. 32,77 kN (4. etap),
- ok. 36,87 kN (5. etap).

4. etap odpowiadał obciążeniu niszczącemu konstrukcji K-2 obliczonemu w ramach wstępnej analizy nośności układu.



Fot. 2. Kolejne etapy obciążenia konstrukcji

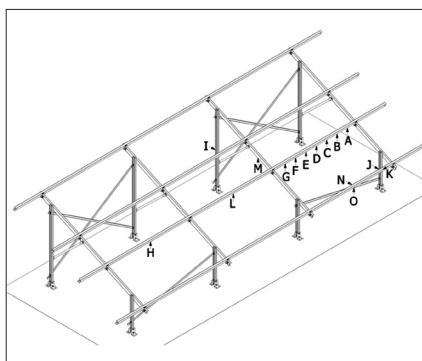
Zniszczenie konstrukcji K-1 nastąpiło w trakcie realizacji 3. etapu obciążenia przy wartości zbliżonej do 70% obliczonego obciążenia niszczącego. Natomiast ze względu na brak zniszczenia modelu K-2 po realizacji 5. etapu konstrukcję tę dodatkowo dociążono do uzyskania jej zniszczenia.

Metody badawcze i analiza wyników

Dokumentowanie przebiegu badań polegało na pomiarze przemieszczeń pionowych i poziomych w 15 punktach za pomocą czujników zegarowych.

Wartości przemieszczeń pionowych rejestrowano w przeszle skrajnym płatwi pośredniej (pkt A–H) i skrajnej (pkt O), przeszle środkowym płatwi pośredniej (pkt L) oraz w środku rozpiętości krokwi (pkt M). Przemieszczenia poziome mierzono w środku rozpiętości przeszla skrajnego płatwi skrajnej (pkt N) oraz w połowie wysokości słupa przedniego (pkt J, K) i tylnego (pkt I).

Analiza wyników badań eksperymentalnych ma na celu nie tylko określenie wartości sił niszczących, ale także wyjaśnienie



Rys. 3. Lokalizacja punktów pomiarowych przemieszczeń

mechanizmów zniszczenia. Z uwagi na wysoką złożoność zjawisk niestateczności w ustrojach cienkościennych standardowe procedury normowe bywają niewystarczające do dokładnego określenia rzeczywistej pracy całej konstrukcji. Zgodnie z wytycznymi normy [16] (Załącznik D: Projektowanie wspomagane badaniami) dopusz-

cza się i rekomenduje wykorzystanie badań doświadczalnych do weryfikacji nośności oraz walidacji zaawansowanych modeli numerycznych.

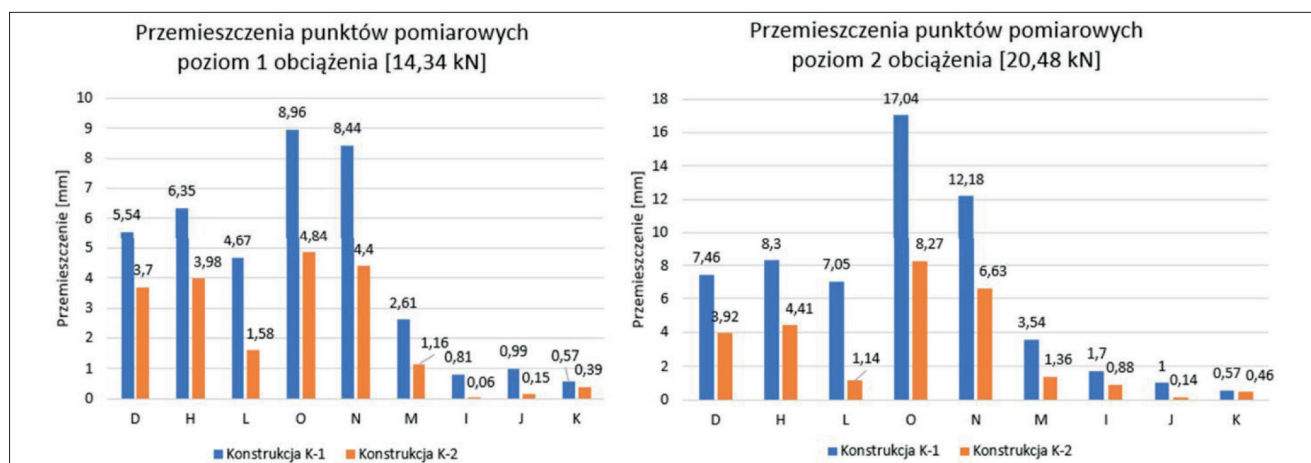
WYNIKI I DISKUSJA

Wyniki przemieszczeń wybranych, charakterystycznych punktów obu konstrukcji dla poszczególnych etapów obciążenia przedstawiono w tab. 1 i 2. Ze względu na zniszczenie konstrukcji referencyjnej w trakcie aplikacji obciążenia 3. etapu porównanie przemieszczeń można było wykonać jedynie dla 1. i 2. etapu.

Porównanie wartości pomiarów przemieszczeń wszystkich głównych elementów konstrukcji w ich punktach charakterystycznych wykazało znacznie mniejsze deformacje drugiego układu (K-2). Maksymalne różnice, dochodzące do 93%, zanotowano

w słupie tylnym. W płatach największe różnice, ok. 84%, wystąpiły w przęśle środkowym płatwi pośredniej. Znaczne różnice przemieszczeń pomiędzy konstrukcjami dotyczyły wszystkich elementów ustroju.

W obu konstrukcjach zniszczenie nastąpiło na wsporniku krokwi jako skrócenie jej przekroju. W konstrukcji K-1 zostało zainicjowane poprzez deformację środnika i znaczny obrót węzła. Z kolei konstrukcja K-2, zabezpieczona przed obrotem węzła przez wprowadzony kątownik usztywniający, została zniszczona poprzez „złamanie” krokwi w miejscu połączenia ze słupem, zainicjowane deformacją półek i lokalną utratą stateczności części ściskanych. Zniszczenie w konstrukcji K-2 nastąpiło przy znacznie większym całkowitym obciążeniu (ok. 39 kN) niż w przypadku konstrukcji K-1 (ok. 23 kN) – różnica o prawie 70%.



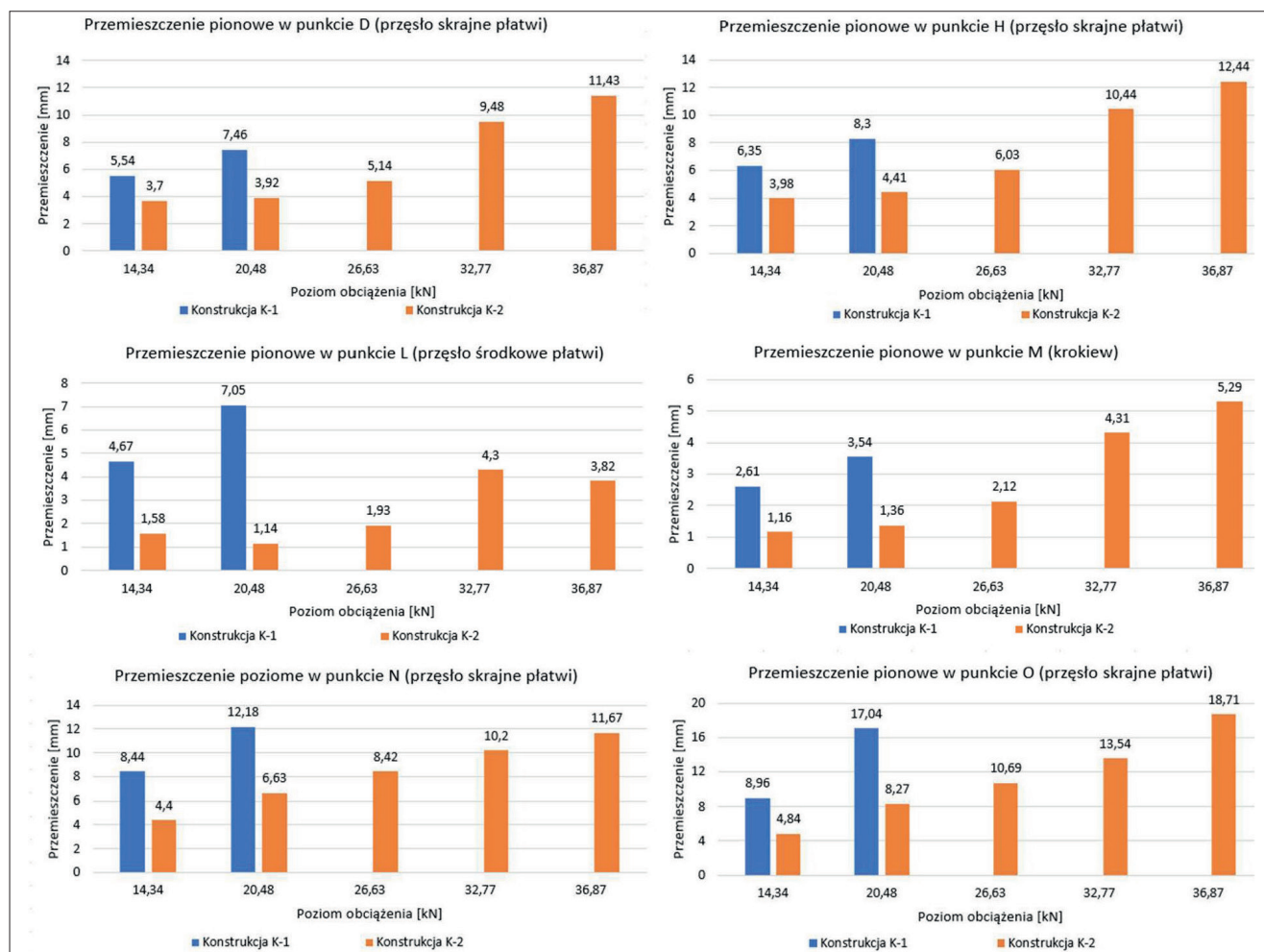
Rys. 4. Porównanie przemieszczeń punktów pomiarowych dla 1. i 2. etapu obciążenia

Tab. 1. Przemieszczenia wybranych punktów pomiarowych dla 1. i 2. etapu obciążenia

Punkt pomiarowy	Element	Kierunek przemieszczenia	Przemieszczenie [mm]					
			1. poziom obciążenia (14,34 kN)			2. poziom obciążenia (20,48 kN)		
			konstrukcja K-1	konstrukcja K-2	różnica	konstrukcja K-1	konstrukcja K-2	różnica
D	płatw pośrednia, przęsło skrajne	pion	5,54	3,70	-33,2%	7,46	3,92	-47,5%
H		pion	6,35	3,98	-37,3%	8,30	4,41	-46,9%
L	płatw pośrednia, przęsło środkowe	pion	4,67	1,58	-66,2%	7,05	1,14	-83,8%
O	płatw skrajna, przęsła skrajne	pion	8,96	4,84	-46,0%	17,04	8,27	-51,5%
N		poziom	8,44	4,40	-47,9%	12,18	6,63	-45,6%
M	krokiew pośrednia	pion	2,61	1,16	-55,6%	3,54	1,36	-61,6%
I	słup tylny	poziom	0,81	0,06	-92,6%	1,70	0,88	-48,2%
J	słup przedni	poziom	0,99	0,15	-84,8%	1,00	0,14	-86,0%
K		poziom	0,57	0,39	-31,6%	0,57	0,46	-19,3%

Tab. 2. Przeszacowania wybranych punktów pomiarowych dla wszystkich etapów obciążenia

Punkt pomiarowy	Element	Kierunek przemieszczenia	Przemieszczenie [mm]						
			konstrukcja K-1		konstrukcja K-2				
			poziom obciążenia		poziom obciążenia				
			1. poziom 14,34 kN	2. poziom 20,48 kN	1. poziom 14,34 kN	2. poziom 20,48 kN	3. poziom 26,63 kN	4. poziom 32,77 kN	5. poziom 36,87 kN
D	płatew pośrednia, przęsto skrajne	pion	5,54	7,46	3,70	3,92	5,14	9,48	11,43
H		pion	6,35	8,30	3,98	4,41	6,03	10,44	12,44
L	płatew pośrednia, przęsto środkowe	pion	4,67	7,05	1,58	1,14	1,93	4,30	3,82
O	płatew skrajna, przęsto skrajne	pion	8,96	17,04	4,84	8,27	10,69	13,54	18,71
N		poziom	8,44	12,18	4,40	6,63	8,42	10,20	11,67
M	krokiew pośrednia	pion	2,61	3,54	1,16	1,36	2,12	4,31	5,29
I	słup tylny	poziom	0,81	1,70	0,06	0,88	1,14	0,85	1,35
J	słup przedni	poziom	0,99	1,00	0,15	0,14	0,92	-0,62	-0,63
K		poziom	0,57	0,57	0,39	0,46	0,62	0,74	0,83



Rys. 5. Porównanie przeszacowań wybranych punktów pomiarowych dla wszystkich etapów obciążenia



Fot. 3. Zniszczenie konstrukcji K-2

PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W ramach badań doświadczalnych przeprowadzono badania niszczące dwóch modelowych, typowych konstrukcji instalacji fotowoltaicznych, zbudowanych ze stalowych, zimnogiętych, cienkościennych profili o przekroju otwartym. Konstrukcje różniły się jedynie sposobem wykonania węzłów łączących krokwie z płatwiami.

W pierwszym przypadku węzły te miały konstrukcję najczęściej spotykaną w praktyce: quasiprzegubowe połączenie pojedynczą śrubą półek obu profili. W drugim przypadku wprowadzono dodatkowo krótki kątownik łączący środniki płatwi i krokwi, tworząc dzięki podparciu „słabszej” osi podparcie widelkowe, będące najbardziej efektywnym sposobem zabezpieczenia belki przed skręceniem i zwichrzeniem. Obciążenie konstrukcji, odzwierciedlające obciążenia klimatyczne, np. śniegiem, realizowano etapami, a wyznacznikiem globalnej stateczności układu były przemieszczenia mierzone w 15 charakterystycznych punktach. Zarejestrowano znaczne, dochodzące do 93% różnice przemieszczeń obu schematów w stosunku do identycznych obciążeń.

Zniszczenie obu konstrukcji nastąpiło na wsporniku dolnym krokwi, ale obciążenia, przy których wystąpiło, i przede wszystkim ich charakter, były skrajnie różne. Obciążenie niszczące konstrukcji K-2 było o ok. 70% większe niż konstrukcji K-1.

Na podstawie badań doświadczalnych i uzyskanych wyników można sformułować następujące, ważne również dla praktyki inżynierskiej wnioski:

1. Fundamentalny wpływ na nośność badanych konstrukcji miało włączenie do współpracy poszycia imitującego panele fotowoltaiczne (realizowane poprzez zastosowanie dodatkowych kątowników), które w odpowiednich warunkach może tworzyć sztywną tarczę pełniącą funkcję stężającą w płaszczyźnie połąci. Może to zapobiec przedwczesnej utracie stateczności giętno-skrętnej poszczególnych elementów konstrukcji (głównie płatwi oraz krokwi) i znacznie zwiększa nośność całego ustroju.

2. Warunkiem współpracy konstrukcji wsporczej z poszyciem w celu powstania efektu tarczy jest odpowiednie wykonanie węzłów łączących krokiew z płatwią w sposób zapobiegający swobodnemu obrotowi deformacyjnemu i deplanacji.

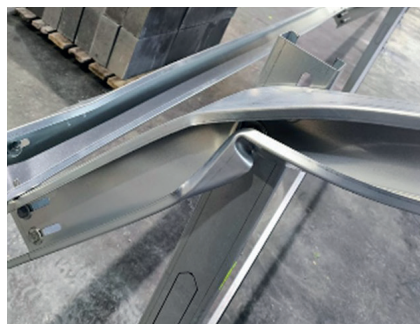
3. Powszechny sposób połączenia płatwi z krokwią pojedynczą śrubą scalającą przylegające do siebie półki jest de facto połączeniem quasiprzegubowym. Dodanie kątownika łączącego środniki obu profili pozwala na traktowanie tego układu jako podparcia widelkowego.

4. Użyte w badaniu doświadczalnym systemowe kątowniki łączące środniki płatwi

i krokwi (których masa stanowi ok. 2,3% całej konstrukcji) poprzez aktywację mechanizmu tarczowego pozwalają przy minimalnych kosztach dodatkowych znacząco, bo o ok. 70%, zwiększyć nośność całej konstrukcji i zmniejszyć jej przemieszczenia o prawie 93%. ■

Literatura

- [1] PN-EN 1993-1-1:2024-10. Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] Michalik S., Zieliński D., *Transformacja energetyczna w Polsce w świetle strategicznych dokumentów rządowych*, raport, Warszawa: Sieć Badawcza Łukasiewicz – ITECH Instytut Innowacji i Technologii, 2024.
- [3] Miczyńska-Kowalska M., „Rozwój proekologicznej energetyki w Polsce” w: *Nierówności Społeczne a Wzrost Gospodarczy*, nr 81 (1), 2025, s. 102–114.
- [4] Jędral W., „Transformacja polskiej energetyki w aspekcie neutralności klimatycznej” w: *Energetyka*, nr 1, 2024, s. 11–17.
- [5] Herudziński T., Swacha P., „Polacy wobec transformacji energetycznej i źródeł energii – perspektywa socjologiczna” w: *Przegląd Politologiczny*, nr 1, 2022, s. 81–93.
- [6] Petrovich B., „European Electricity Review 2026”, 2026 [dostęp: 14.05.2026], w: *Ember*, <https://ember-climate.org/insights/research/european-electricity-review-2026/>.
- [7] PN-EN 1993-1-5:2008. Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice.
- [8] PN-EN 1993-1-3:2025-11. Eurokod 3 – Design of steel structures – Part 1-3: Cold-formed members and sheeting.
- [9] Gosowski B., *Zginanie i skręcanie cienkościennych elementów konstrukcji metalowych*, Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2015.
- [10] Rapp P., Wrześniowski K., Wdowicki J., „Skręcanie nieswobodne prętów złożonych o przekroju otwartym” w: *Engineering Transactions*, t. 23, nr 4, 1975, s. 625–640.
- [11] Obrębski J.B., *Cienkościennie sprężyste pręty proste*, Warszawa: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 1999.
- [12] Bijak R., Kołodziej G., „Zginanie i skręcanie belek o przekroju monosymetrycznym” w: *Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, t. 63, nr 1/1/16, 2016, s. 315–322.
- [13] Szychowski A., „A theoretical analysis of the local buckling in thin-walled bars with open cross-section subjected to warping torsion” w: *Thin-Walled Structures*, t. 76, 2014, s. 42–55.
- [14] Galishnikova V., Gebre T.H., „The behaviour of thin-walled beam with restrained torsion” w: *Magazine of Civil Engineering*, t. 110, nr 2, 2022, s. 11007.
- [15] PN-EN 1993-1-8:2025-11. Eurokod 3 – Design of steel structures – Part 1-8: Joints.
- [16] PN-EN 1990:2025-10. Eurocode – Basis of structural and geotechnical design.



Fot. 4. Zniszczenie połączeń słup–krokiew i krokiew–płatw w konstrukcjach K-1 (z lewej) i K-2 (z prawej)