

dr inż. Roman Gąckowski¹⁾
ORCID: 0000-0002-4456-3011

Determination of limit states of precast beams with large spans in densely ribbed floors, reinforced with CFCC composite tendons

Określenie stanów granicznych prefabrykowanych belek o dużej rozpiętości w stropach gęstożebrowych, zbrojonych cięgnami kompozytowymi CFCC

DOI: 10.15199/33.2025.10.25

Abstract: The aim of the analysis of the limit states of prestressed RS139 beams was to check the possibility of replacing steel tendons with CFCC composite tendons, increasing their load-bearing capacity. Five 3D numerical models of the densely ribbed floors were made, changing the spans from 6 to 15 meters and the number of beams from 1 to 5 in each rib. The results of the analysis based only on numerical models in a graphical and tabular way confirmed the thesis that CFCC tendons can be used in RS139 beams. In the future, the results should be verified by tests in laboratories.

Keywords: densely ribbed floors; prestressed concrete beams; limit states of the structure; CFCC composite tendons.

Streszczenie: Celem analizy stanów granicznych belek sprężonych RS139 było sprawdzenie możliwości zamiany cięgien stalowych cięgnami kompozytowymi CFCC, zwiększając ich nośność. Wykonano pięć modeli numerycznych 3D stropu gęstożebrowego, zmieniając rozpiętości od 6 do 15 metrów oraz liczbę belek od 1 do 5 w każdym żebrze. Wyniki analizy na podstawie modeli numerycznych potwierdziły w sposób graficzny i tabelaryczny tezę, że cięgna CFCC mogą być stosowane w belkach RS139. W przyszłości należy zweryfikować wyniki badaniami w laboratoriach.

Słowa kluczowe: stropy gęstożebrowe; belki strunobetonowe; stany graniczne konstrukcji; cięgna kompozytowe CFCC.

Carbon Fiber Composite tendons (CFCC) based on carbon fibers were widely used already at the turn of the 20th and 21st centuries in bridge structures in Asian and North American countries, i.e. in China, Japan, the USA and Canada [1, 2]. The first application of FRP (Fiber Reinforced Polymer) composites in civil engineering and construction took place after World War II. Examples of structures in which transverse and longitudinal prestressing reinforcement with CFCC tendons was used include: the Bridge Street Bridge in Southfield, Michigan, the first bridge in the USA in 2001; bridges over highways in Michigan M-39, M-50, M-102, M-66, M-86, I-75, M-3; the Little Pond Bridge in Fryeburg, Maine, USA in 2012; the Kittery Overpass Bridge; the bridge in Taylor County, Kentucky; the Innovation Bridge in Florida; the Long Key Bridge model (research on segmental prestressing with CFCC tendons); the Herning pedestrian bridge, Denmark; the Shinmiya Bridge; viaducts on the Hanshin Motorway in Japan [1, 2]. Based on experimental studies of bridge beams prestressed with composite tendons [3, 4], algorithms for the design of beams with rectangular, trapezoidal, or box sections [5÷8] were developed. Traditional steel tendons used for prestressing concrete structures are exposed to rapid corrosion due to unfavorable environmental conditions, radioactive radiation, or magnetic fields. Such problems do not occur in the case of CFCC

cięgna kompozytowe CFCC (ang. Carbon Fibre Composite Cables) na bazie włókien węglowych były powszechnie stosowane już na przełomie XX i XXI wieku w obiektach mostowych w krajach Azji i Ameryki Północnej, tj. w Chinach, Japonii, USA i Kanadzie [1, 2]. Pierwsze zastosowanie kompozytów polimerowych FRP (ang. Fiber Reinforced Polymer) w inżynierii lądowej i budownictwie nastąpiło po II wojnie światowej. Przykładem konstrukcji, w których zastosowano poprzeczne i podłużne zbrojenie sprężające cięgnami CFCC są: most Bridge Street Bridge w Southfield w stanie Michigan, pierwszy most w USA z 2001 r.; mosty nad autostradami w stanie Michigan M-39, M-50, M-102, M-66, M-86, I-75, M-3; most Little Pond Bridge w Fryeburgu w stanie Maine w USA z 2012 r.; Kittery Overpass Bridge; most w Taylor County w stanie Kentucky; most Innovation Bridge na Florydzie; model mostu Long Key (badania nad sprężaniem segmentowym cięgnami CFCC); kładka dla pieszych w Herning, Dania; most Shinmiya; wiadukty na autostradzie Hanshin w Japonii [1, 2]. Na podstawie badań eksperymentalnych belek mostowych sprężonych cięgnami kompozytowymi [3, 4] przygotowano algorytmy do wymiarowania belek o przekrojach prostokątnych, trapezowych czy skrzynkowych [5÷8]. Tradycyjne cięgna stalowe używane do sprężania konstrukcji betonowych są narażone na szybką korozję ze względu na niekorzystne warunki środowiskowe, promieniowanie radioaktywne lub działanie pola magnetycznego. Takich problemów nie ma w przypadku cięgien kompozytowych CFCC. Prowadzone na początku XXI wieku badania

¹⁾ Politechnika Częstochowska, Wydział Budownictwa;
roman.gackowski@pcz.pl

composite tendons. Experimental and analytical studies conducted in Japan and the United States at the beginning of the 21st century aimed to minimize the problem of corrosion of steel tendons. For this purpose, CFCC and CFRP composite tendons and bars were used, which increased the load-bearing capacity of prestressed elements, extended the service life of the structures, and accelerated the construction process of bridge structures [9]. The next step was to improve and introduce new materials in the process of manufacturing composite tendons and rods [10÷12]. In the article [13], the authors present modern strategies for structural strengthening of composite elements, proposing new directions for research development in this field.

In steel tendons, special attention should be paid to the correct selection of the cross-sectional dimensions of the element and the adoption of the standard cover thickness, which is difficult to achieve due to corrosion, especially for small-sized elements. In elements prestressed with CFCC tendons, minimal cover is sufficient. Only a few countries have developed guidelines for the design of individual structural elements reinforced with CFRP bars or CFCC tendons (USA, Japan, Canada). The development and implementation of design standards by organizations such as the American Concrete Institute (ACI) [14÷16], the Canadian Standards Association (CSA) [17, 18], and Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd. [19] represented a key step towards promoting the responsible use of CFRP and CFCC in engineering practice.

The article pays particular attention to the analysis of 3D models by numerical simulation of the RS139 prestressed beam structure and to the strength calculations of the beams using the developed algorithm with regard to the ultimate and serviceability limit states.

Characteristics of CFCC composite tendons

FRP composites consist of high-strength glass (GFRP), carbon (CFRP), aramid (AFRP) or basalt (BFRP) fibers embedded in a polymer matrix (usually polyester, epoxy, vinyl, phenolic, or polyurethane resin). Combining these two components produces materials with exceptional mechanical properties. Fillers and additives that influence the effect of ultraviolet radiation are also added to the polymer matrix, which is important during the transportation and storage of the rods on site. The fibers used in composite rods or tendons act as a skeleton that carries the main loads, and the type of fiber influences the mechanical properties, i.e., tensile strength and stiffness [20]. The choice of fiber depends on the technology and cost of manufacturing the composite rods or tendons. CFRP rods and CFCC tendons are anisotropic in nature [21].

In recent years, CFRP and CFCC materials have become a viable alternative to traditional steel reinforcement in concrete structures thanks to advances in polymer chemistry, improved production techniques and the development of reliable design guidelines, and have found applications in the aerospace, marine and automotive industries, where their high strength-to-weight ratio and resistance to environmental conditions were of key importance [22].

eksperymentalne i analityczne w Japonii i Stanach Zjednoczonych miały zminimalizować problem korozji cięgien stalowych. W tym celu zastosowano cięgna i pręty kompozytowe CFCC i CFRP, które zwiększyły nośność elementów sprężonych, wydłużyły żywotność konstrukcji oraz przyspieszyły proces realizacji obiektów mostowych [9]. Kolejnym krokiem było ulepszanie i wprowadzanie nowych materiałów w procesie wytwarzania cięgien i prętów kompozytowych [10÷12]. W artykule [13] autorzy przedstawiają nowoczesne strategie wzmacniania strukturalnego elementów kompozytowych, proponując nowe kierunki rozwoju badań w tej dziedzinie.

W cięgnach stalowych należy zwrócić szczególną uwagę na prawidłowe dobranie wymiarów przekroju poprzecznego elementu oraz przyjęcie normowej grubości otuliny, co ze względu na korozję jest rzeczą trudną do zrealizowania szczególnie przypadku elementów o małych gabarytach. W elementach sprężanych cięgnami CFCC wystarczy minimalne otulenie. Tylko w kilku krajach opracowano wytyczne do projektowania poszczególnych elementów konstrukcji zbrojonych prętami CFRP lub cięgnami CFCC (USA, Japonia, Kanada). Opracowanie i wdrożenie norm projektowych przez organizacje, takie jak American Concrete Institute (ACI) [14÷16], Canadian Standards Association (CSA) [17, 18] oraz Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd. [19], stanowiło kluczowy krok w kierunku upowszechnienia odpowiedzialnego stosowania CFRP i CFCC w praktyce inżynierskiej.

W artykule zwrócono szczególną uwagę na analizę modeli 3D przez symulację numeryczną konstrukcji belek sprężonych RS139 oraz na obliczenia wytrzymałościowe belek, stosując opracowany algorytm z uwagi na stany graniczne nośności i użytkowości.

Charakterystyka cięgien kompozytowych CFCC

Kompozyty FRP składają się z wysokowytrzymałych włókien szklanych (GFRP), węglowych (CFRP), aramidowych (AFRP) lub bazaltowych (BFRP), osadzonych w matrycy polimerowej (najczęściej żywicy poliestrowej, epoksydowej, winylowej, fenolowej lub poliuretanowej). Połączenie tych dwóch składników pozwala na uzyskanie materiałów o wyjątkowych właściwościach mechanicznych. Do matrycy polimerowej dodaje się również wypełniacze i dodatki mające wpływ na działanie promieni ultrafioletowych, co jest ważnym czynnikiem podczas transportu i składowania prętów na budowie. Włókna stosowane w kompozytowych prętach lub cięgnach spełniają rolę szkieletu, który przenosi obciążenia główne, a rodzaj włókien wpływa na właściwości mechaniczne, tj. wytrzymałość na rozciąganie i sztywność [20]. Wybór włókien zależy od technologii i kosztów wykonania prętów lub cięgien kompozytowych. Pręty CFRP oraz cięgna CFCC mają naturę anizotropową [21].

W ostatnich latach materiały CFRP i CFCC stały się realną alternatywą tradycyjnego zbrojenia stalowego w konstrukcjach betonowych dzięki rozwojowi w dziedzinie chemii polimerów, udoskonaleniu technik produkcyjnych i opracowaniu wiarygodnych wytycznych projektowych oraz znalazły zastosowanie w przemyśle lotniczym, kosmicznym, morskim oraz motoryzacyjnym,

CFCC tendons are a specific type of CFRP reinforcement, developed and patented by the Japanese company Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd. [19]. They are a composite consisting of multiple strands of carbon fibers embedded in a thermosetting epoxy resin matrix. CFCC tendons are available in various strand configurations (e.g., 1×7, 1×19, 1×37) and with various diameters (from approximately 5 mm to over 40 mm) [20, 21]. The stranded, thin carbon fiber elements provide high flexibility compared to CFRP rods, which facilitates winding onto drums and enables long transport to the construction site. Individual strands in CFCC tendons are often wrapped with yarn (e.g., polyester) for mechanical protection and UV radiation. Cross-sections of typical CFCC tendons are shown in Figure 1.

The main characteristics of CFCC composite tendons include:

- very high tensile strength ($1.4 \div 2.1 \text{ kN/mm}^2$), comparable to or exceeding the strength of high-grade steel prestressing tendons. The guaranteed values of the breaking load, which depends on the diameter and strand configuration, are presented in Table 1. Similarly to CFRP bars, CFCC tendons exhibit linear-elastic behavior up to brittle failure [14÷16];

- high modulus of elasticity, the values of which are $137 \div 165 \text{ GPa}$ (in the case of prestressing steel from 190 to 210 GPa) and constitute 77÷93% of the modulus of prestressing steel [14÷16]. The smaller modulus is important when checking the SLS serviceability limit states (deflections) due to the stiffness of the structure and causes the distance over which the entire prestressing force is transferred to the concrete to be shorter in the case of CFCC composite tendons than in the case of steel tendons (CFCC tendons with a diameter of 15.2 mm have a section length of 65 mm, and steel tendons have a section length of 110 mm) [14÷16];

- high adhesion of CFCC tendons to concrete, potentially twice as strong as steel tendons;

- excellent fatigue resistance, better than that of prestressing steel;

- very low relaxation of CFCC tendons, comparable to that of prestressing steel;

gdzie kluczowe znaczenie miały ich duża wytrzymałość w stosunku do masy oraz odporność na warunki środowiskowe [22].

Cięgna CFCC to specyficzny typ zbrojenia CFRP, opracowany i opatentowany przez japońską firmę Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd. [19]. Są one kompozytem składającym się z wielu pasm włókien węglowych zatopionych w matrycy z termoutwardzalnej żywicy epoksydowej. Cięgna CFCC występują w różnych konfiguracjach splotu (np. 1×7, 1×19, 1×37) i o różnej średnicy (od ok. 5 mm do ponad 40 mm) [20, 21]. Splecione pojedyncze cienkie elementy z włókien węglowych zapewniają dużą elastyczność w porównaniu z prętami CFRP, co ułatwia zwijanie na bębny i umożliwia długi transport na budowę. Poszczególne pasma w cięgnach CFCC są często owinięte przędzą (np. poliestrową) w celu ochrony mechanicznej i przed promieniowaniem UV. Przekroje poprzeczne typowych cięgien CFCC przedstawiono na rysunku 1.

Do głównych cech charakterystycznych cięgien kompozytowych CFCC należy zaliczyć:

- bardzo dużą wytrzymałość na rozciąganie ($1,4 \div 2,1 \text{ kN/mm}^2$), porównywalną lub przewyższającą wytrzymałość wysokogatunkowych stalowych cięgien sprężających.

Wartości gwarantowane siły zrywającej, która zależy od średnicy i konfiguracji splotu, przedstawiono w tabeli 1. Podobnie jak pręty CFRP, cięgna CFCC wykazują liniowo-sprężyste zachowanie aż do kruchego zerwania [14÷16];

- duży moduł sprężystości podłużnej, którego wartości wynoszą $137 \div 165 \text{ GPa}$ (w przypadku stali sprężającej od 190 do 210 GPa) i stanowi 77÷93% modułu stali sprężającej [14÷16]. Mniejszy moduł ma znaczenie przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowości SLS (ugięcia) ze względu na sztywność konstrukcji oraz powoduje że odległość, na której cała siła sprężająca zostaje przekazana na beton, jest w przypadku cięgien kompozytowych CFCC mniejsza niż cięgien stalowych (cięgien CFCC o średnicy 15,2 mm długość odcinka wynosi 65 mm, a cięgien stalowych 110 mm) [14÷16];

• dużą przyczepność cięgien CFCC do betonu, potencjalnie dwukrotnie większą niż cięgien stalowych;

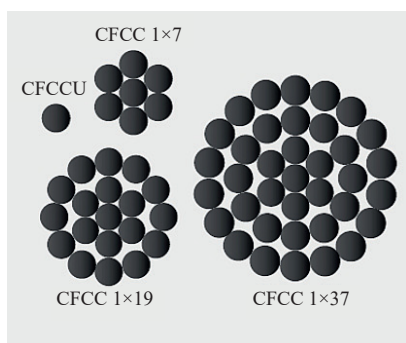


Fig. 1. Types of carbon fiber composite tendons CFCC [14÷16, 19]

Rys. 1. Rodzaje cięgien kompozytowych z włóknami węglowymi CFCC [14÷16, 19]

Table 1. Specifications and properties of tendons based on [14÷16, 19]

Tabela 1. Specyfikacje i właściwości cięgien CFCC na podstawie [14÷16, 19]

Designation/ Oznaczenie	Diameter/ Średnica [mm]	Effective cross-sectional area/ Efektywne pole przekroju [mm ²]	Breaking force/ Siła zrywająca [kN]	Unit weight/ Masa jednostkowa [g/m]	Elastic modulus/ Moduł sprężystości [GPa]
CFCC U	5.0	15.9	40.4	30	165
	5.3	17.9	31.7	34	160
	9.7	59.5	105.6	112	160
CFCC 1×7	7.9	31.1	79.3	60	150
	12.5	75.6	192.5	146	150
	15.2	115.6	294.4	223	150
	19.3	186.7	475.6	360	150
	13.0	83.3	147.8	159	150
	15.9	125.0	221.7	238	150
	29.1	416.7	739.1	794	150
CFCC 1×19	34.3	567.0	1.342.0	1.095	145
CFCC 1×37	40.9	798.7	1.765.0	1.544	145

- less susceptible to creep than GFRP or AFRP aramid tendons; in the case of CFCC tendons, long-term stresses must be limited to prevent rupture under permanent load;

- density of 1.5 g/cm^3 , which is 1/5 the density of prestressing steel;

- a significantly lower coefficient of linear expansion than steel (in the case of CFCC tendons, $\alpha_t = 1.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, and for prestressing steel, $\alpha_t = 11.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) [14÷16];

- conductivity/Magnetism – the material in CFCC is non-magnetic (relative magnetic permeability is approximately 1.0) and does not conduct electricity, eliminating electromagnetic interference;

- flexibility – the design of CFCC tendons allows the cable to be wound onto drums and facilitates its installation compared to rigid steel bars;

- excellent resistance to corrosion, elevated temperatures, acids, bases and other chemical compounds and alkaline environments, which makes CFCC an ideal material for use in aggressive environments (marine, industrial, areas with high salinity).

The problem with using CFCC tendons for prestressing structures is the lack of an optimal anchorage system, which is associated with the low resistance of composite tendons to forces acting perpendicular to their axis. Currently, research is being conducted in the USA and Japan on two types of anchorages: bond-type anchors based on bond forces, and mechanical anchors [21, 22]. When using CFCC tendons for prestressing structures, calculations should include losses from slippage at the anchorage, from elastic deformation of the concrete, and from concrete shrinkage and creep, similarly to steel tendons, taking into account the differences in the material parameters of the prestressing tendons. Relaxation of CFCC tendons is calculated as the sum of the relaxation of the matrix, the fibers, and the relaxation of the straightening fibers during prestressing.

Currently, laboratories in Japan and the USA are conducting research on smart carbon fibers used in CFCC tendons that are oxidation-induced (OIF) to utilize the oxidation process to enhance the self-healing ability of composites cracks at temperatures above 370°C [23].

Characteristics of the ribbed slab with prestressed concrete beams RS139

This article presents the results of a comparative analysis of selected ultimate and serviceability limit states for a prestressed RS139s beam with steel tendons and an RS139c beam with CFCC tendons, using a design algorithm developed by me in accordance with applicable standards [14÷16] and [24÷29]. In multi-ribbed floors, the main load-bearing elements are composite ribs, consisting of RS139 beams, non-structural or structural blocks, and on-site structural concrete topping [30, 31].

Using the software and data provided in [32], five 3D numerical models of the floors were created, each with a different number of beams in each rib – model I with one, model II with two, model III with three, model IV with four, and model V

- doskonałą odporność zmęczeniową lepszą niż stali sprężającej;

- bardzo małą relaksację cięgien CFCC porównywalną z relaksacją stali sprężającej;

- mniejszą podatność na pękanie niż cięgna szklane GFRP czy cięgna aramidowe AFRP; w przypadku cięgien CFCC należy ograniczyć naprężenia długotrwałe, aby zapobiec zerwaniu pod obciążeniem stałym;

- gęstość równą $1,5 \text{ g/cm}^3$, co stanowi 1/5 gęstości stali sprężającej;

- znacznie mniejszy współczynnik rozszerzalności liniowej niż stali (w przypadku cięgien CFCC $\alpha_t = 1,0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, a stali sprężającej $\alpha_t = 11,5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) [14÷16];

- przewodność/magnetyzm – materiał w CFCC jest niemagnetyczny (przenikalność magnetyczna względna wynosi ok. 1,0) i nie przewodzi prądu elektrycznego, eliminując zakłócenia elektromagnetyczne;

- elastyczność – konstrukcja cięgien CFCC umożliwia zwijanie kabla na bębny i ułatwia jego układanie w porównaniu ze sztywnymi prętami stalowymi.

- doskonałą odporność na korozję, podwyższoną temperaturę, działanie kwasów, zasad i innych związków chemicznych oraz środowisko alkaliczne, co czyni CFCC idealnym materiałem do stosowania w agresywnych środowiskach (morskich, przemysłowych, obszarach o dużym zasoleniu).

Problemem stosowania cięgien CFCC do sprężania konstrukcji jest brak optymalnego systemu zakotwień, co wiąże się z małą wytrzymałością cięgien kompozytowych na siły działające prostopadle do ich osi. Obecnie w USA i Japonii prowadzone są badania nad dwoma typami zakotwień: bond-type bazującym na siłach przyczepnościowych oraz zakotwieniem mechanicznym [21, 22]. Stosując cięgna CFCC do sprężania konstrukcji, należy w obliczeniach uwzględnić straty od poślizgu w zakotwieniu, od odkształceń sprężystych betonu oraz od skurczu i pęcznienia betonu, podobnie jak w przypadku cięgien stalowych, uwzględniając różnicę parametrów materiałowych cięgien sprężających. Relaksację cięgien CFCC oblicza się jako sumę relaksacji matrycy, włókien i relaksacji prostujących się włókien podczas naprężania cięgien.

Obecnie ośrodki laboratoryjne w Japonii i USA prowadzą badania nad inteligentnymi włóknami węglowymi stosowanymi w cięgnach CFCC, które są indukowane utlenianiem (OIF) w celu wykorzystania procesu utleniania do zwiększenia zdolności samonaprawy pęknięć kompozytów w temperaturze powyżej 370°C [23].

Charakterystyka stropu gęstożebrowego z belkami strunobetonowymi RS139

W artykule przedstawiono wyniki analizy porównawczej wybranych stanów granicznych nośności i użyteczności w przypadku belki sprężonej RS139s cięgnami stalowymi oraz RS139c cięgnami CFCC, z wykorzystaniem algorytmu do wymiarowania opracowanego przeze mnie zgodnie z obowiązującymi normami [14÷16] i [24÷29]. W stropach gęstożebrowych głównymi elementami nośnymi są żebra zespolone, składające się z belek RS139, pustaków niekonstrukcyjnych lub konstrukcyjnych oraz nadbetonu konstrukcyjnego układanego na budowie [30, 31].

with five (optionally RS139s/RS139c) beams. Each model assumed a different span from 6 to 15 m. Currently, only RS139s beams up to 10 m span are manufactured and used in design. The solutions proposed in this article, using RS139c beams with CFCC tendons, may be used in the future. The cross-section of the RS139c beam after using CFCC tendons and CFRP bars is shown in Figure 2. The beam dimensions and cross-section were assumed as in [32].

For the static calculations of the floor, the loads assumed were the same as in [32], modifying only the loads related to the CFCC tendons and CFRP bars, i.e.:

- load from partition walls (equivalent load): $1,2 \text{ kN/m}^2$;
- live load according to [33] use category A: $2,0 \text{ kN/m}^2$;

- concrete topping weight according to [32]: according to the number of RS139 beams used;

- RS139c/RS139c beam weight: $0,200 \text{ kN/m}/0,200 \text{ kN/m}$;

- span of the analyzed floor: from 6 to 15 meters in 0.1 meter increments;

- standard rib spacing with RS139c/RS139c beam: $60 \text{ cm}/60 \text{ cm}$;

- floor thickness (RP25 blocks + 9.0 cm concrete topping): 34 cm;

- beam support on the wall: 5,0 cm;

- concrete class of RS139c beams: C50/60;

- supplementary concrete class (concrete topping in the slab) and composite rib: C25/30;

- CFCC composite tendons prestressing the RS139c beam: CFCC 6,80 ($1 \times \varphi 2,3 + 6 \times \varphi 2,3$); $f_{pk} = 2137 \text{ MPa}$;

- CFRP bars (f_4 i $\varphi 10$) in the RS139c beams and in the CFRP mesh f_4 : $f_{yk} = 535 \text{ MPa}$.

Selected results of the ULS and SLS analysis of the ribs of a multi-ribbed ceiling

Based on 3D numerical models and strength calculations, the results of a comparative analysis of RS139s and RS139c beams in multi-ribbed floors with respect to the ULS and SLS limit states are presented. For static and strength calculations, the RS139c beams were reinforced with 6.8 mm diameter CFCC tendons and $\varnothing 4$ and $\varnothing 10$ CFRP bars, while the RS139s beams were reinforced with T6.85 Y2060S7 steel tendons and $\varnothing 4$ and $\varnothing 10$ B500SP steel bars.

Numerical studies of 3D models and analysis of the obtained calculation results are frequently used in publications prior to experimental studies [34–36]. This article examines the possibility of replacing steel tendons with CFCC composite tendons in RS139 beams of multi-ribbed floors using finite element analysis software. Laboratory experiments are required to verify the obtained results, which I plan to do.

Using [33] and standards [24–29], a shortened procedure for analyzing the performance of RS139s and RS139c beams of multi-ribbed floors is presented.

Korzystając z oprogramowania oraz danych zawartych w [32], wykonano pięć modeli numerycznych 3D stropów, w których uwzględniono różną liczbę belek w każdym żebrowie – model I z jedną, model II z dwoma, model III z trzema, model IV czterema i model V z pięcioma belkami opcjonalnie RS139s/RS139c. W każdym modelu przyjęto różną rozpiętość od 6 do 15 m. Obecnie tylko belki RS139s do rozpiętości 10 metrów są wykonywane i stosowane w projektowaniu.

Proponowane w artykule rozwiązania stosowania belek RS139c z cięgnami CFCC mogą być wykorzystywane w przyszłości. Przekrój poprzeczny belki RS139c po zastosowaniu cięgien CFCC i prętów CFRP przedstawiono na rysunku 2. Wymiary i przekrój belki przyjęto jak w [32].

Do obliczeń statycznych stropu przyjęto obciążenia, takie jak w [32], modyfikując jedynie obciążenia związane z cięgnami CFCC i prętami CFRP, tj.:

- obciążenie od ścianek działowych (obciążenie zastępcze): $1,2 \text{ kN/m}^2$;

- obciążenie użytkowe zgodnie z [33] kategoria użytkowania A; $2,0 \text{ kN/m}^2$;

- ciężar nadbetonu wg [32]: zgodnie z ilością zastosowanych belek RS139;

- ciężar belki RS139c/RS139c: $0,200 \text{ kN/m}/0,200 \text{ kN/m}$;

- rozpiętość analizowanego stropu: od 6 do 15 metrów z krokiem co 0,1 metra;

- rozstaw klasyczny żebrow z belką RS139c/RS139c: $60 \text{ cm}/60 \text{ cm}$;

- grubość stropu (pustaki RP25 + nadbeton 9,0 cm): 34 cm;

- oparcie belek na murze: 5,0 cm;

- klasa betonu belek RS139c: C50/60;

- klasa betonu uzupełniającego (nadbeton w płycie i żebrowie zespolonym): C25/30;

- cięgna kompozytowe CFCC sprężające belkę RS139c: (CFCC 6,80 ($1 \times \varnothing 2,3 + 6 \times \varnothing 2,3$); $f_{pk} = 2137 \text{ MPa}$;

- pręty CFRP ($\varnothing 4$ i $\varnothing 10$) w belkach RS139c oraz w betonie uzupełniającym siatka CFRP $\varnothing 4$: $f_{yk} = 535 \text{ MPa}$.

Wybrane wyniki analizy stanów ULS i SLS żebra stropu gęstożebrowego

Na podstawie wykonanych modeli numerycznych 3D oraz obliczeń wytrzymałościowych przedstawiono wyniki analizy porównawczej belek RS139s i RS139c w stropach gęstożebrowych ze względu na stan graniczny ULS i SLS. Do obliczeń statycznych i wytrzymałościowych przyjęto w belkach RS139c zbrojenie w postaci cięgien sprężających CFCC o średnicy 6,8 mm i prętów CFRP o $\varnothing 4$ i $\varnothing 10$, natomiast w belkach RS139s cięgna stalowe T6,85 ze stali Y2060S7 i pręty o $\varnothing 4$ i $\varnothing 10$ ze stali B500SP.

Numeryczne badania modeli 3D i analiza uzyskanych wyników z obliczeń są często stosowane w publikacjach przed podjęciem badań eksperymentalnych [34–36]. W artykule zbadano możliwości zastąpienia stalowych cięgien cięgnami kompozy-

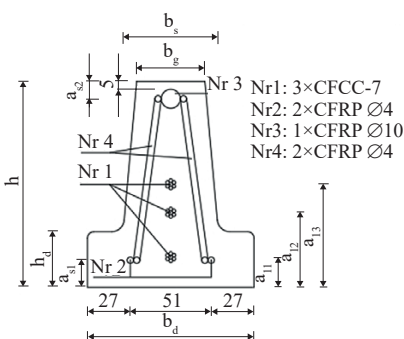


Fig. 2. Cross-section of RS139c prestressed concrete beam after the use of CFCC tendons and CFRP bars

Rys. 2. Przekrój poprzeczny belki strunobetonowej RS139c po zastosowaniu cięgien CFCC i prętów CFRP

ULS analysis – bending. The principles of cross-section design and verification of ultimate limit states are contained in [25÷28]. Bending moments were calculated in the most stressed floor cross-sections. The effective width range b_{eff} of the supplementary concrete with the RS139s and RS139c beams was determined according to the design solution presented in [37]. The bending resistance of the ribs M_{Rd} is determined by formula (1) according to [25÷28]. The final ULS analysis results and trend lines resulting from the numerical analysis are presented in Figure 3.

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} F_A (d - 0,5 \frac{F_A}{b_{eff} f_{cd}}) \quad (1)$$

where:

$F_A = (n_p F_{pk} + F_{rk})$;

$\gamma_R = 1,0$ – global safety factor for the ultimate moment;

d – design height;

b_{eff} – effective width of the compression zone;

f_{cd} – design compressive strength of the infill concrete in the compressed part of the cross-section;

n_p – number of active prestressing tendons in RS139s and RS139c beams;

F_{pk} – failure force of a single prestressing tendon;

$F_{rk} = A_s f_{yk}$ for reinforcing steel with a total cross-section of A_s in an RS139s beam or CFCC tendons with a total cross-section of A_s in an RS139c beam.

Based on Figure 3, depending on the number of RS139c beams in the ribs of the multi-rib floor, the load-bearing capacity is, respectively: 97.6% ($1 \times RS139c$ L = 7.3 m); 99.32% ($2 \times RS139c$ L = 12.8 m). With a larger number of RS139c beams in a rib and using CFCC tendons and CFRP bars, a larger span and a greater reserve of load-bearing capacity can be obtained, i.e.: 99.45% ($3 \times RS139c$ L = 16.7 m); 99.95% ($4 \times RS139c$ L = 19.3 m); 99.92% ($5 \times RS139c$ L = 20.6 m). Similarly, in the case of RS139s beams, the load-bearing capacity is: 98.65% ($1 \times RS139s$ L = 7.2 m); 99.77% ($2 \times RS139s$ L = 12.6 m). With a larger number of RS139s beams in a rib, a larger span and a greater reserve of load-bearing capacity can be obtained, i.e.: 99.0% ($3 \times RS139s$ L = 16.4 m); 99.32% ($4 \times RS139s$ L = 19.0 m); 99.4% ($5 \times RS139s$ L = 20.4 m).

SLS analysis –

crack width perpendicular to the element axis.

The SLS serviceability limit state related to the crack width perpendicular to the element axis was verified according to [37] and [25÷28]. The crack width was determined using formula (2). The final results of the SLS analysis with respect to cracking and the trend lines resulting from the numerical analysis are presented in Figure 4.

towymi CFCC w belkach RS139 stropów gęstożebrowych przy użyciu oprogramowania do analizy elementów skończonych. W celu weryfikacji otrzymanych wyników należy przeprowadzić badania eksperymentalne w laboratoriach, co planuję wykonać.

Korzystając z [33] oraz norm [24÷29] przedstawiono skróconą procedurę, na podstawie której dokonano analizy pracy belek RS139s i RS139c stropu gęstożebrowego.

Analiza ULS – zginanie. Zasady wymiarowania przekrojów oraz sprawdzanie stanów granicznych nośności zawarte są w [25÷28]. W najbardziej wyczerpanych przekrojach stropu obliczono momenty zginające. Zasięg szerokości współpracującej b_{eff} betonu uzupełniającego z belkami RS139s i RS139c określono zgodnie z rozwiązaniem konstrukcyjnym przedstawionym w [37]. Nośność żeber na zginanie M_{Rd} określa się wzorem (1) zgodnie z [25÷28]. Końcowe wyniki analizy ULS oraz linie trendu w wyniku analizy numerycznej przedstawiono na rysunku 3.

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} F_A (d - 0,5 \frac{F_A}{b_{eff} f_{cd}}) \quad (1)$$

gdzie:

$F_A = (n_p F_{pk} + F_{rk})$;

$\gamma_R = 1,0$ – globalny współczynnik bezpieczeństwa dla momentu granicznego;

d – wysokość obliczeniowa;

b_{eff} – szerokość efektywna strefy ściskanej;

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu uzupełniającego w części ściskanej przekroju poprzecznego;

n_p – liczba aktywnych cięgien sprężających w belkach RS139s i RS139c;

F_{pk} – siła niszcząca pojedyncze cięgno sprężające;

$F_{rk} = A_s f_{yk}$ dla stali zbrojeniowej o całkowitym przekroju A_s w belce RS139s lub cięgien CFCC o całkowitym przekroju A_s w belce RS139c.

Na podstawie rysunku 3, w zależności od liczby belek RS139c w żebrach stropu gęstożebrowego, nośność wynosi odpowiednio: 97,6% ($1 \times RS139c$ L = 7,3 m); 99,32% ($2 \times RS139c$ L = 12,8 m). Przy większej liczbie belek RS139c w żebrze stosując cięgna CFCC i pręty CFRP, można uzyskać większą rozpiętość i większy zapas nośności, tj. 99,45% ($3 \times RS139c$

L = 16,7 m);

99,95% ($4 \times RS139c$

L = 19,3 m);

99,92% ($5 \times RS139c$

L = 20,6 m). Ana-

logicznie w przy-

padku belek

RS139s nośność

wynosi odpo-

wiednio: 98,65%

($1 \times RS139s$

L = 7,2 m);

99,77% ($2 \times RS139s$

L = 12,6 m). Przy

większej liczbie be-

lek RS139s w że-

brze, można uzy-

skać większą roz-

piętość i większy

zapas nośności, tj.:

99,0% ($3 \times RS139s$

L = 16,4 m);

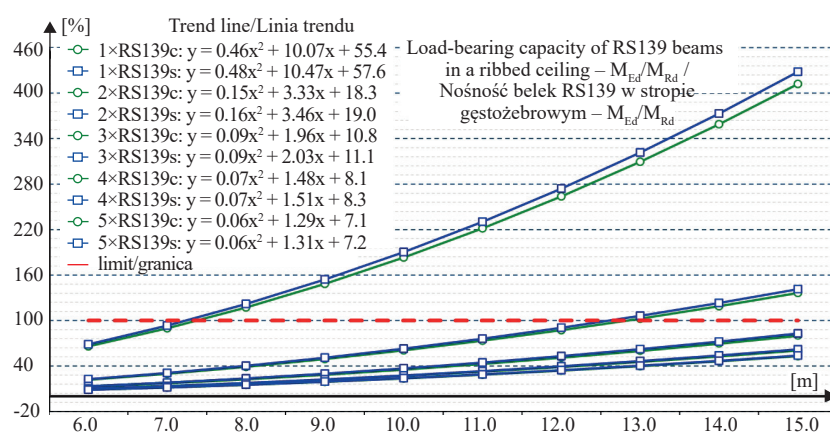


Fig. 3. M_{Ed}/M_{Rd} diagram for RS139s and RS139c beams depending on the number of beams in the rib: 1xRS139s (1xRS139c) one beam; 2xRS139s (2xRS139c) two beams; 3xRS139s (3xRS139c) three beams; 4xRS139s (4xRS139c) four beams; 5xRS139s (5xRS139c) five beams in the rib of the densely ribbed floors

Rys. 3. Wykres M_{Ed}/M_{Rd} w przypadku belek RS139s i RS139c w zależności od liczby belek w żebrze: 1xRS139s (1xRS139c) jedna belka; 2xRS139s (2xRS139c) dwie belki; 3xRS139s (3xRS139c) trzy belki; 4xRS139s (4xRS139c) cztery belki; 5xRS139s (5xRS139c) pięć belek w żebrze stropu gęstożebrowego

$$w_k = s_{(r, \max)} (\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}) \leq w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \quad (2)$$

where:

$s_{r, \max}$ – maximum crack spacing;

ϵ_{sm} – mean reinforcement strain calculated taking into account the effect of forced deformations and the effect of tensile stiffening

ϵ_{cm} – mean concrete strain between cracks

Based on Figure 4, depending on the number of RS139c beams in the ribs of the multi-ribbed floor, the allowable cracking is: 98.35% (1×RS139c L = 10.2 m), 98.52% (2×RS139c L = 13.0 m), and 99.15% (3×RS139c L = 14.7 m), respectively. With a larger number of RS139c beams in a rib, using CFCC tendons and CFRP bars, a larger span can be obtained while maintaining the permissible crack width perpendicular to the element axis, i.e.: 98.49% (4×RS139c L = 15.8 m); 99.39% (5×RS139c L = 16.7 m). Similarly, in the case of RS139s beams, the permissible cracking

is, respectively: 98.85% (1×RS139s L = 11.1 m); 99.93% (2×RS139s L = 14.1 m). With a larger number of RS139s beams in a rib, a larger span can be obtained while maintaining the permissible cracking, i.e. 99.42% (3×RS139s L = 15.8 m); 99.76% (4×RS139s L = 17.0 m); 99.44% (5×RS139s L = 18.1 m).

SLS Analysis – deflection of the floor rib. The effective deflection

f_a of the multi-ribbed floors was determined as the difference between the total deflection w_t and the deflection w_a (Formula 3), occurring immediately after removing the mounting supports under the RS139s or RS139c beam [25÷28]. The final results of the deflection analysis, as the ratio of the final deflection f_a to the allowable effective deflection $f_{lim} = L_{eff}/500$ according to standards [25÷28] and [37, 38], are presented in Figure 5. The calculations of the limit states of the composite rib deflection took into account the concrete creep coefficient $\phi_b = 1.0$ and the concrete topping creep coefficient $\phi_n = 2.0$ in the precast RS139s and RS139c beams. The difference in shrinkage strains between the beam and the concrete topping was assumed as $\epsilon_{cs} = 40 \times 10^{-5}$. The values of the creep and shrinkage coefficients were determined based on the analysis of tests conducted by prestressed concrete element manufacturers and teams designing multi-ribbed floors with prestressed beams [29, 32] and guidelines [14÷16, 19]. The final results of the ULS analysis with respect to deflections and the trend

99,32% (4×RS139s L = 19,0 m); 99,4% (5×RS139s L = 20,4 m).

Analiza SLS – szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu. Stan graniczny użyteczności SLS związany z szerokością rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu sprawdzono zgodnie z [37] oraz [25÷28]. Szerokość rozwarcia rys wyznaczono ze wzoru (2). Końcowe wyniki analizy SLS z uwagi na zarysowanie oraz linie trendu w wyniku analizy numerycznej przedstawiono na rysunku 4.

$$w_k = s_{(r, \max)} (\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}) \leq w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \quad (2)$$

gdzie:

$s_{r, \max}$ – maksymalny rozstaw rys;

ϵ_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia obliczone z uwzględnieniem wpływu odkształceń wymuszonych oraz wpływu usztywnienia przy rozciąganiu;

ϵ_{cm} – średnie odkształcenie betonu między rysami.

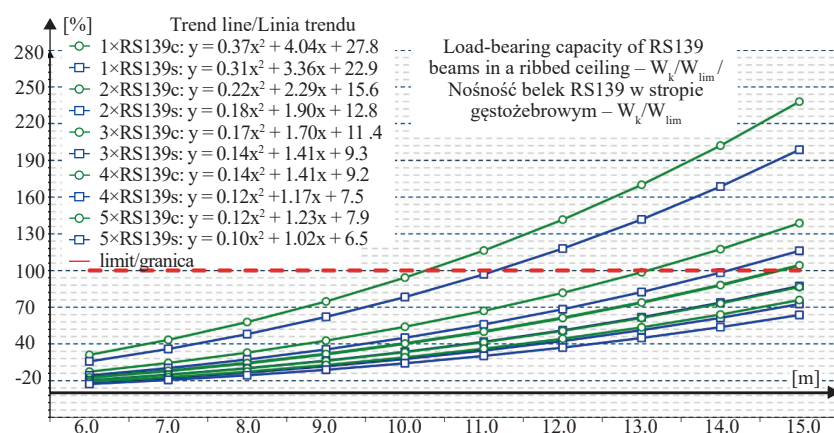


Fig. 4. w_k/w_{lim} diagram for RS139s and RS139c beams depending on the number of beams in the rib: 1xRS139s (1xRS139c) one beam; 2xRS139s (2xRS139c) two beams; 3xRS139s (3xRS139c) three beams; 4xRS139s (4xRS139c) four beams; 5xRS139s (5xRS139c) five beams in the rib of the densely ribbed floors

Rys. 4. Wykres w_k/w_{lim} w przypadku belek RS139s i RS139c w zależności od liczby belek w żębrze: 1xRS139s (1xRS139c) jedna belka; 2xRS139s (2xRS139c) dwie belki; 3xRS139s (3xRS139c) trzy belki; 4xRS139s (4xRS139c) cztery belki; 5xRS139s (5xRS139c) pięć belek w żębrze stropu gęstożębrowego

Na podstawie rysunku 4 w zależności od liczby belek RS139c w żębrach stropu gęstożębrowego, dopuszczalne zarysowanie wynosi odpowiednio: 98,35% (1×RS139c L = 10,2 m); 98,52% (2×RS139c L = 13,0 m) oraz 99,15% (3×RS139c L = 14,7 m). Przy większej liczbie belek RS139c w żębrze, stosując ciągną CFCC i pręty CFRP, można uzyskać większą rozpiętość z zachowaniem dopuszczalnej szerokości rys prosto-

padłych do osi elementu, tj.: 98,49% (4×RS139c L = 15,8 m); 99,39% (5×RS139c L = 16,7 m). Analogicznie w przypadku belek RS139s dopuszczalne zarysowanie wynosi odpowiednio: 98,85% (1×RS139s L = 11,1 m); 99,93% (2×RS139s L = 14,1 m). Przy większej liczbie belek RS139s w żębrze można uzyskać większą rozpiętość z zachowaniem dopuszczalnego zarysowania, tj. 99,42% (3×RS139s L = 15,8 m); 99,76% (4×RS139s L = 17,0 m.); 99,44% (5×RS139s L = 18,1 m).

Analiza SLS – ugięcie żebra stropu. Czynne ugięcie stropów gęstożębrowych f_a wyznaczono jako różnicę między całkowitym ugięciem w_t i ugięciem w_a (wzór 3), występującym bezpośrednio po usunięciu podpór montażowych pod belką RS139s lub RS139c [25÷28]. Końcowe wyniki analizy ze względu na ugięcie, jako stosunek ugięcia końcowego f_a do dopuszczalnej wartości czynnego ugięcia $f_{lim} = L_{eff}/500$ wg norm [25÷28] oraz [37, 38], przedstawiono na rysunku 5. W obliczeniach stanów granicznych ugięcia żeber zespolonych uwzględniono współczynnik pełzania betonu $\phi_b = 1,0$ oraz współczyn-

lines resulting from the numerical analysis are presented in Figure 5, which shows that:

$$f_a = w_t - w_a \leq f_{lim} = \frac{L_{eff}}{500} \quad (3)$$

depending on the number of RS139c beams in the ribs of the multi-rib floor, the permissible deflection is, respectively: 93.58% (1×RS139c L = 7.3 m); 98.25% (2×RS139c L = 10.5 m); 96.88% (3×RS139c L = 12.4 m); 96.91% (4×RS139c L = 13.3 m) and 99.02% (5×RS139c L = 13.8 m). Similarly, in the case of RS139s beams, the permissible deflection is, respectively: 96.69% (1×RS139s L = 7.4 m); 98.05% (2×RS139s L = 11.3 m); 99.11% (3×RS139s L = 12.5 m); 98.97% (4×RS139s L = 13.4 m) and 97.63% (5×RS139s L = 13.8 m).

After conducting a detailed analysis of the ULS and SLS limit states of the numerical models of the multi-ribbed floor with reinforced concrete ribs, which included one to five RS139s and RS139c beams, using different beam spans in the ribs (6÷15 m) in 10 cm increments (Figures 3, 4, 5), it was found that:

- the maximum span of the RS139c beams meeting the ULS and SLS limit states is as follows:

1×RS139c L = 7,3 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 97,6\%$, $w_k/w_{lim} = 47,44\%$, $f_a/f_{lim} = 93,58\%$); 2×RS139c L = 10,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 66,83\%$, $w_k/w_{lim} = 60,31\%$, $f_a/f_{lim} = 98,25\%$); 3×RS139c L = 12,4 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 54,83\%$, $w_k/w_{lim} = 66,04\%$, $f_a/f_{lim} = 96,88\%$); 4×RS139c L = 13,3 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 47,47\%$, $w_k/w_{lim} = 64,64\%$, $f_a/f_{lim} = 96,91\%$); 5×RS139c L = 13,8 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 44,84\%$, $w_k/w_{lim} = 61,84\%$, $f_a/f_{lim} = 99,02\%$);

- the maximum span of RS139s beams, meeting the ULS and SLS limit states, is: 1×RS139s L = 7,2 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 98,65\%$, $w_k/w_{lim} = 38,15\%$, $f_a/f_{lim} = 55,47\%$); 2×RS139s L = 10,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 69,29\%$, $w_k/w_{lim} = 50,26\%$, $f_a/f_{lim} = 95,01\%$); 3×RS139s L = 12,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 57,52\%$, $w_k/w_{lim} = 56,27\%$, $f_a/f_{lim} = 99,11\%$); 4×RS139s L = 13,4 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 49,4\%$, $w_k/w_{lim} = 55,11\%$, $f_a/f_{lim} = 98,97\%$); 5×RS139s L = 13,8 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 45,49\%$, $w_k/w_{lim} = 51,84\%$, $f_a/f_{lim} = 97,63\%$);

Conclusions

It is possible to use long-span prestressed concrete beams (10÷15 m) in the ribs of multi-ribbed floors, with prestressing reinforcement in the form of CFCC composite tendons

nik pełzania nadbetonu $\phi_n = 2,0$ w prefabrykowanych belkach RS139s i RS139c. Różnicę odkształceń skurczowych betonu belki i nadbetonu przyjęto jako $\epsilon_{cs} = 40 \times 10^{-5}$. Wartości współczynników pełzania i skurczu określono na podstawie analizy badań przeprowadzonych przez wytwórcę elementów strunobetonowych i zespoły zajmujące się projektowaniem stropów gęstożebrowych z belkami sprężonymi [29, 32] oraz wytycznych [14÷16, 19]. Końcowe wyniki analizy ULS ze względu na ugięcia oraz linie trendu w wyniku analizy numerycznej, przedstawiono na rysunku 5, z którego wynika, że:

$$f_a = w_t - w_a \leq f_{lim} = \frac{L_{eff}}{500} \quad (3)$$

w zależności od liczby belek RS139c w żebrach stropu gęstożebrowego, dopuszczalne ugięcie wynosi odpowiednio: 93,58% (1×RS139c L = 7,3 m); 98,25% (2×RS139c L = 10,5 m); 96,88% (3×RS139c L = 12,4 m); 96,91% (4×RS139c L = 13,3 m) oraz 99,02% (5×RS139c L = 13,8 m). Ana-

logicznie w przypadku belek RS139s dopuszczalne ugięcie, to odpowiednio: 96,69% (1×RS139s L = 7,4 m); 98,05% (2×RS139s L = 11,3 m); 99,11% (3×RS139s L = 12,5 m); 98,97% (4×RS139s L = 13,4 m) oraz 97,63% (5×RS139s L = 13,8 m).

Po przeprowadzeniu szczegółowej analizy stanów granicznych ULS i SLS wykonanych modeli numerycz-

nych stropu gęstożebrowego z żebrami żelbetowymi, w skład których wchodziły belki RS139s oraz RS139c (od jednej do pięciu), stosując różną rozpiętość belek w żebrach (6÷15 m) z krokiem co 10 cm (rysunki 3, 4, 5), stwierdzono, że:

- maksymalna rozpiętość belek RS139c, spełniających stany graniczne ULS i SLS, kształtuje się następująco: 1×RS139c L = 7,3 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 97,6\%$, $w_k/w_{lim} = 47,44\%$, $f_a/f_{lim} = 93,58\%$); 2×RS139c L = 10,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 66,83\%$, $w_k/w_{lim} = 60,31\%$, $f_a/f_{lim} = 98,25\%$); 3×RS139c L = 12,4 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 54,83\%$, $w_k/w_{lim} = 66,04\%$, $f_a/f_{lim} = 96,88\%$); 4×RS139c L = 13,3 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 47,47\%$, $w_k/w_{lim} = 64,64\%$, $f_a/f_{lim} = 96,91\%$); 5×RS139c L = 13,8 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 44,84\%$, $w_k/w_{lim} = 61,84\%$, $f_a/f_{lim} = 99,02\%$);

- maksymalne rozpiętość belek RS139s, spełniających stany graniczne ULS i SLS, wynosi: 1×RS139s L = 7,2 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 98,65\%$, $w_k/w_{lim} = 38,15\%$, $f_a/f_{lim} = 55,47\%$); 2×RS139s L = 10,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 69,29\%$, $w_k/w_{lim} = 50,26\%$, $f_a/f_{lim} = 95,01\%$); 3×RS139s L = 12,5 m ($M_{Ed}/M_{Rd} = 57,52\%$, $w_k/w_{lim} = 56,27\%$, $f_a/f_{lim} = 99,11\%$); 4×RS139s L = 13,4 m

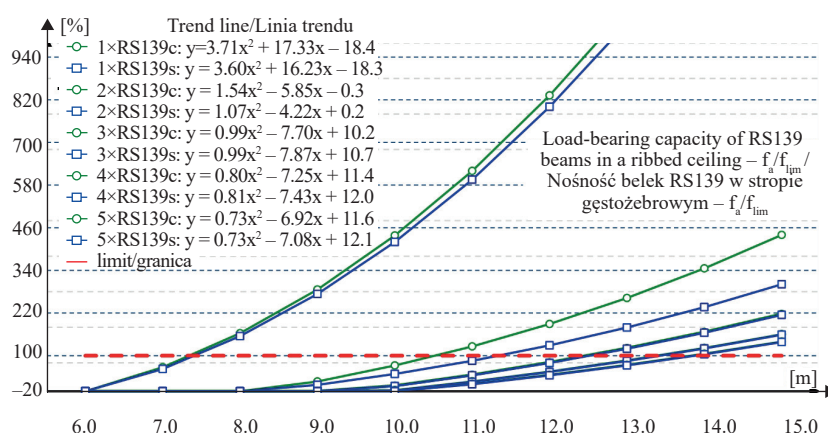


Fig. 5. f_a/f_{lim} diagram for RS139s and RS139c beams depending on the number of beams in the rib: 1xRS139s (1xRS139c) one beam; 2xRS139s (2xRS139c) two beams; 3xRS139s (3xRS139c) three beams; 4xRS139s (4xRS139c) four beams; 5xRS139s (5xRS139c) five beams in the rib of the densely ribbed floors

Rys. 5. Wykres f_a/f_{lim} w przypadku belek RS139s i RS139c w zależności od liczby belek w żebrze: 1xRS139s (1xRS139c) jedna belka; 2xRS139s (2xRS139c) dwie belki; 3xRS139s (3xRS139c) trzy belki; 4xRS139s (4xRS139c) cztery belki; 5xRS139s (5xRS139c) pięć belek w żebrze stropu gęstożebrowego

and CFRP bars. If the ultimate or serviceability limit states are exceeded, corrections should be made based on the materials, changes in the diameter of the CFRP composite rods, changes in the diameter of the CFCC prestressing tendons, or the amount of reinforcement in the supplementary concrete and in the prestressed concrete beam.

The most difficult condition to meet in long-span multi-ribbed floors is the SLS limit state, particularly deflection and cracking. Additional reinforcement in the form of meshes in the concrete topping is often used in designs, which, among other things, increases the stiffness of the entire floor. Additionally, additional reinforced concrete beams reinforced with CFRP composite bars can be designed perpendicular to the rib axis. These, together with the floor ribs, will form a grid connected at the top by a reinforced concrete slab (a concrete topping reinforced with composite mesh).

The main advantage of CFRP and CFCC is their exceptional corrosion resistance, which translates into significantly longer structural life and reduced maintenance costs, especially in aggressive environments. Alternatively, using composite reinforcement aims to build more durable infrastructure that is resistant to environmental degradation. Despite their many advantages, the use of CFRP and CFCC encounters barriers, such as high initial cost compared to steel, the brittle nature of the material requiring a different design approach, a low modulus of elasticity affecting serviceability limit states, and specialized installation and anchoring requirements (especially for CFCC tendons).

($M_{Ed}/M_{Rd} = 49,4\%$, $w_k/w_{lim} = 55,11\%$, $f_a/f_{lim} = 98,97\%$); $5 \times RS139s L = 13,8 m$ ($M_{Ed}/M_{Rd} = 45,49\%$, $w_k/w_{lim} = 51,84\%$, $f_a/f_{lim} = 97,63\%$);

Wnioski

Możliwe jest stosowanie belek strunobetonowych o dużej rozpiętości (10÷15 m) w żebrawach stropów gęstożebrowych, ze zbrojeniem sprężającym w postaci cięgien kompozytowych CFCC i prętów CFRP. W przypadku przekroczenia stanów granicznych nośności lub użyteczności należy wprowadzić korektę związaną z materiałami, zmianą średnicy prętów kompozytowych CFRP, zmianą średnicy cięgien sprężających CFCC lub ilości zbrojenia w betonie uzupełniającym i w belce strunobetonowej.

Najtrudniejszym warunkiem do spełnienia w stropach gęstożebrowych o dużej rozpiętości jest stan graniczny SLS, a szczególnie ugięcie i zarysowanie. Bardzo często w projektach stosuje się dodatkowe zbrojenie w postaci siatek w nadbetonie, co m.in. zwiększa sztywność całego stropu. Oprócz tego można zaprojektować, w kierunku prostopadłym do osi żeber, dodatkowe belki żelbetowe zbrojone prętami kompozytowymi CFRP, które razem z żebrami stropu będą stanowiły ruszt spięty od góry płytą żelbetową (nadbeton zbrojony siatkami kompozytowymi).

Główną zaletą CFRP i CFCC jest ich wyjątkowa odporność na korozję, co przekłada się na znaczne wydłużenie żywotności konstrukcji i redukcję kosztów utrzymania, szczególnie w agresywnych środowiskach. Stosując alternatywnie zbrojenie kompozytowe, dąży się do budowy bardziej trwałej infrastruktury, odpornej na degradację środowiskową. Pomimo wielu zalet, stosowanie CFRP i CFCC napotyka bariery, takie jak duży koszt początkowy w porównaniu ze stalą, kruchy charakter materiału wymagający odmiennego podejścia projektowego, mały moduł sprężystości wpływający na stany graniczne użyteczności, a także specjalistyczne wymagania dotyczące montażu i kotwienia (szczególnie w przypadku cięgien CFCC).

Received: 09.05.2025

Revised: 28.07.2025

Published: 23.10.2025

Artykuł wpłynął do redakcji: 09.05.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 28.07.2025 r.

Opublikowano: 23.10.2025 r.

Literature

- [1] Grace NF, Soliman AK, Abdel-Sayed G, Saleh KRI.: Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams. *Journal of Composites for Construction* 1998; vol. 2 (4): 186–194. DOI: 10.1061/(ASCE) 1090-0268 (1998)2:4 (186)
- [2] Grace NF, Abdel-Sayed G. Ductility of Prestressed Concrete Bridges Using CFRP Strands. *Concrete International* 1998; vol. 20 (6): 25–30
- [3] Grace NF, Abdel-Sayed G, Navarre FC, Nacey RB, Bonus W, Collavino L. Full-Scale Test of Prestressed Double-Tee Beam. *Concrete International* 2003; vol. 25 (4): 52–58
- [4] Grace NF, Tsuyoshi Enomoto, George Abdel-Sayed, Kensuke Yagi, Loris Collavino: Experimental study and analysis of a full-scale CFRP/CFCC double-tee bridge beam. *PCI Journal* 2003; vol. 48 (4): 120–139. DOI: 10.15554/pci.07012003.120.139
- [5] Grace NF, Singh SB. Design approach for Carbon Fiber Reinforced Polymer prestressed concrete bridge beams, *ACI Structural Journal*, 2003, 100 (3), 365–376

- [6] Grace NF, Sreejith Puravankara, Saju Sachidanandan: Behavior of Prestressed Concrete Box-Beam Bridges Using CFRP Tendons. *PCI Journal* 2006; 51 (2): 26–41, DOI: 10.15554/pci.03012006.26.41
- [7] Mossakowski P. Pręty z kompozytów polimerowych z włóknami do zbrojenia betonowych konstrukcji inżynierskich. *Drogi i Mosty* 2006; vol. 5 (1): 35–52
- [8] Bischoff P, Scanlon A. Effective moment of inertia for calculating deflections of concrete members containing steel reinforcement and fiber-reinforced polymer reinforcement. *J. Am. Concr. Inst.*, 2007, 104 (1), 68–75
- [9] Grace NF, Tsuyoshi Enomoto, Baah Prince, Mena Bebawy: Innovative CFCC Prestressed Decked Bulb T Beam Bridge System. 18th IABSE Congress: Innovative Infrastructures – Towards Human Urbanism, Seoul, Korea. IABSE Congress Seoul 2012; 196–203, DOI: 10.2749/222137912805110394
- [10] Zdanowicz K, Kotynia R, Marx S. Prestressing concrete members with fibre reinforced polymer reinforcement: State of research. *Structural Concrete*. Wiley. 2019; vol. 20 (3): 1–14, DOI: 10.1002/suco.201800347

- [11] Peng F, Xue W. Experimental investigation on shear behavior of FRP post-tensioned concrete beams without stirrups. *Engineering Structures*. Elsevier 2021; vol. 244; Article 112835, DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112835
- [12] Ortiz G, Oller E, Mari AR. Experimental study on the performance of fibre reinforced polymer pretensioned concrete beams. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient* 2023; 1123–1132, DOI: 10.1007/978-3-031-32519-9_113
- [13] Yan D, Weichen Xue, Jiafei Jiang: A State-of-the-Art Review on Deformation Performance of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons Under Sustained Loading, *Industrial Construction* 2024; 54 (6): 1–12
- [14] ACI 440.4R-04: Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons (Re-approved 2011), American Concrete Institute, USA, 2011
- [15] ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2003
- [16] ACI 440.1R-15, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2015
- [17] The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS Canada), Design Manual No. 5 – Prestressing concrete structures with Fibre Reinforced Polymers, Winnipeg, Manitoba, Canada, 2008
- [18] CSA A23.1:19/CSA A23.2:19: Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete. National Standard of Canada. CSA GROUP 2019
- [19] Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd. CFCC quality report, Tokyo Rope Mfg. Co. Ltd., Tokyo 2007, <http://www.tokyoropeco.jp>
- [20] Mugahed Amran YH, Rayed Alyousef, Raizal SM. Rashid, Hisham Alabduljabbar, Chung-Chan Hung. Properties and applications of FRP in strengthening RC structures. *ELSEVIER. Structures*. 2018, 16, 208–238
- [21] PKN-CEN/TS 19101:2023–05 Projektowanie konstrukcji z polimerowych kompozytów włóknistych
- [22] Rafieizonooz M, Jang H, Kim J, Kim Ch, Kim T, Wi S, Banihashemi S, Khankhaje E. Performances and properties of steel and composite prestressed tendons – A review. *Heliyon* 2024; vol.10 (11); e31720. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e31720>
- [23] Wang Z, Han Z, Sun Y, Ma S, Shang H, Sun X. Novel oxidation-induced intelligent fiber for self-repairing of carbon fiber reinforced high-temperature composites. *Materials Today Communications* 2025; 42 (23) Article 111454. <https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2024.111454>
- [24] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1–1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [25] PN-EN 15037-1:2011: Prefabrykaty z betonu – Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1; Belki
- [26] PN-EN 15037-2+A1: 2011: Prefabrykaty z betonu – Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 2: Pustaki betonowe
- [27] PN-EN 15037-3:2009: Prefabrykaty z betonu – Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 3: Pustaki ceramiczne
- [28] PN-EN 13369:2005/A1:2008/AC: 2008: Wspólne wymagania dla prefabrykatów betonowych
- [29] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [30] Musiał M, Grzyski F, Pazdan M, Trapko T. Wybrane problem zginania żelbetonowych stropów gęstożebrowych wg PN-EN 15037. *Materiały Budowlane* 2022; 11: 116–118
- [31] Pająk Z, Drobiec Ł. Zasady obliczeń stropów gęstożebrowych. XXXIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk 6–9 marca 2018; 239–293
- [32] Gąćkowski R. Analiza stanów granicznych belek strunobetonowych o dużej rozpiętości w konstrukcjach stropów gęstożebrowych. *Materiały Budowlane* 2024; 12: 2–7. DOI:
- [33] Gąćkowski R.: Tablice i algorytmy do wymiarowania zginanych elementów żelbetonowych. VERLAG DASHOFER. Warszawa 2013
- [34] Tran DT, Pham TM, Hao H, Chen W. Numerical investigation of flexural behaviours of precast segmental concrete beams internally post-tensioned with unbonded FRP tendons under monotonic loading. *Engineering Structures*. Elsevier 2021; vol. 249; Article 113341, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113341>
- [35] Cervenka V, Cervenka J, Rymes J. Numerical simulation of concrete structures – From research to engineering application. *fib Design & Construction – Concrete Structures. Part II: Papers on Design & Construction*. 2025: No. 002. (41–63)
- [36] Oller E, Murcia-Delso J, Mari AR, Legasa T. Theoretical model for the shear strength of prestressed concrete beams with FRP tendons. *Journal of Composites for Construction* 2024; vol. 28 (1). <https://doi.org/10.1061/JCCOF2.CCENG-4390>
- [37] Derkowski W, Surma M. Zespolenie w sprężonych stropach gęstożebrowych z belkami bez zbrojenia poprzecznego. *Materiały Budowlane* 2011; 11: 10–14. DOI:
- [38] Musiał M, Grzyski F, Pazdan M, Trapko T. Wybrane problemy ugięć żelbetonowych stropów gęstożebrowych wg PN-EN 15037. *Materiały Budowlane* 2022; 11: 177–179. DOI: