

Ocena bezpieczeństwa konstrukcji nadmiernie wychylonej wieży żelbetowej



dr hab. inż.
MAREK LECHMAN, PROF. ITB
Instytut Techniki Budowlanej
ORCID: 0000-0003-1380-2881

Tematem artykułu jest ocena bezpieczeństwa konstrukcji wieży antenowej typu Moll o wysokości 60 m, użytkowanej jako stacja bazowa telefonii komórkowej.

Wprowadzenie

Betonowe wieże antenowe telefonii komórkowej są w dzisiejszych czasach nieodłącznym elementem krajobrazu. W taki sposób użytkowane są często stare kominy żelbetowe, eksploatowane bądź wyłączane z eksploatacji, jak również inne konstrukcje wieżowe [1, 2, 3]. Jednym z rozwiązań konstrukcyjnych stosowanych w tym zakresie są maszty antenowe zaprojektowane w konstrukcji żelbetowej prefabrykowanej [1]. Przedmiotem rozważań w niniejszym artykule jest wieża antenowa o wysokości 60 m, składająca się z 5 segmentów rurowych wykonanych w technologii betonu wirowanego klasy wytrzymałości C45/55 (fot. 1). Połączenia segmentów zaprojektowano w postaci specjalnych łączników, składających się z płyt stalowych skręcanych na śruby (fot. 2). Średnica zewnętrzna wieży przy podstawie wynosi 1,44 m, zaś w poziomie wierzchołka odpowiednio 0,40 m. Na szczycie wieży zainstalowano system anten panelowych i anten radiolinii. Od czasu montażu zrealizowanego w 2001 r. trzon wieży wykazywał ponadnormatywne wychylenia

z pionu. Celem pracy jest ocena bezpieczeństwa konstrukcji rozpatrywanej wieży, czemu służyły przeprowadzone badania i analizy.

Badania poligonowe wieży

Z uwagi na brak dokumentacji projektowej konieczne było wykonanie inwentaryzacji konstrukcyjnej i przeprowadzenie podstawowych badań diagnostycznych wieży, obejmujących oględziny wysokościowe, kontrolne pomiary sklerometryczne wytrzymałości betonu, sprawdzenie rozmieszczenia prętów zbrojenia pionowego, ocenę stanu stalowych łączników segmentów oraz pomiary geodezyjne pionowości trzonu wieży. Wyniki inwentaryzacji konstrukcyjnej rozpatrywanej wieży i wieży referencyjnej przedstawiono w tab. 1. Nie dysponowano żadnymi danymi dotyczącymi kontrolnych pomiarów osiadań fundamentu wieży, ustalono natomiast, że w podłożu wieży występuje warstwa gleby o miąższości 0,2 m, zaś poniżej zalegają grunty nośne w postaci piasków średnich. Na podstawie jedynego, wykonanego w 2021 r., pomiaru geodezyjnego pionowości oceniono, że rzęd-

na wychylenia wieży w poziomie +54,54 m wyniosła 48,7 cm (tab. 1., rys. 1.). Warunki wykonania tego pomiaru zostały określone następująco: $T = 15^{\circ}\text{C}$; prędkość wiatru na poziomie +60 m: $v_{sr} = 7,1 \text{ m/s}$ (średnia), $v_{max} = 9,6 \text{ m/s}$ (maksymalna); insolacja: 86 W/m^2 . Podczas badań polowych stwierdzono występowanie na zewnętrznej powierzchni trzonu wieży krótkich rys pionowych i rys poziomych o rozwarości 0,1–0,2 mm, zlokalizowanych w strefach połączeń poszczególnych segmentów żelbetowych. Na powłoce malarskiej trzonu zarejestrowano ponadto występowanie nieregularnej siatki mikrorys powierzchniowych. Po zdemontowaniu kołnierzy z blachy w miejscach połączeń segmentów dokonano oceny stanu płyt stalowych i śrub łączników. Ich stan uznano za zadawalający.

Analiza statyczno-wytrzymałościowa

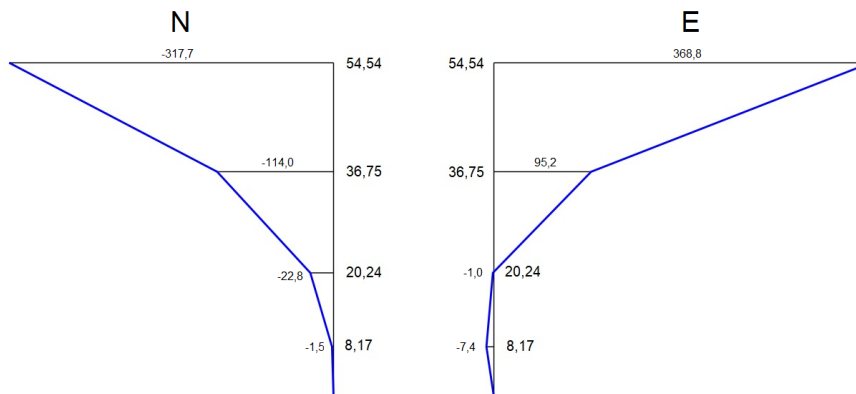
Analizę statyczno-wytrzymałościową wieży przeprowadzono, przyjmując wymiary żelbetowego trzonu wieży na podstawie dokonanej inwentaryzacji i dostępnych da-



Fot. 1. Widok ogólny wieży



Fot. 2. Szczegół złącza segmentów wieży



Rys. 1. Składowe wychylenia wieży w kierunku południkowym (N) i równoleżnikowym (E)

Tab. 1. Wyniki inwentaryzacji konstrukcyjnej wieży

Poziom z [m]	Średnica zewnętrzna D_z [m]	Grubość trzonu t [m]	Wychylenie w [m]	Wychylenie dop. $w_d = z/300$ [m]
Wieża rozpatrywana $h = 60$ m				
0,00	1,44	0,18		
8,13	1,26	0,18	0,008	0,027
20,17	1,00	0,105	0,023	0,067
36,59	0,76	0,045	0,149	0,122
50,90	0,54	0,45		
54,54			0,487	0,182
60,0	0,40	0,04		
Wieża referencyjna $h = 60$ m				
0,00	1,75	0,14		
15,00			0,018	0,050
16,00	1,42	0,125		
24,14	1,25	0,12		
30,00			0,035	0,100
36,14	1,00	0,105		
45,00			0,080	0,150
52,54	0,75	0,09		
60,00	0,64	0,09	0,125	0,200

Tab. 2. Wartości naprężeń w przekrojach wieży według PN-88/B-03004

Poziom przekroju [m]	Naprężenia w betonie σ_c		Naprężenia w stali zbrojeniowej σ_s	
	[MPa]	wykorzystanie betonu [%]	[MPa]	wykorzystanie stali [%]
+ 50,90	-12,99	44,4	152,06	43,45
+ 36,59	-21,91	74,9	256,87	73,39
+ 20,17	-10,47	35,8	119,78	34,22
+ 8,13	-8,49	29,0	93,15	26,61
0,0	-9,17	31,35	96,34	27,53

nych materiałowych. W obliczeniach założono klasę wytrzymałości betonu trzonu B55 (C45/55), uzyskaną na podstawie pomiarów sklerometrycznych, oraz przyjęto, że segmenty wieży są zbrojone stalą BSt 500/550 S ($f_{yk} = 500$ MPa). Ponadto uwzględniono wychylenie sprężyste i trwałe osi wieży oraz wpływ momentów zginających przekazywanych na jej trzon od oddziaływania wiatru na istniejące anteny. Obliczenia sprawdzające wykonano według dwóch różnych podejść:

- 1) metodą naprężeń liniowych w ujęciu normy kominowej PN-88/B-03004 i powiązanej z nią normy PN-77/B-02011 [4, 5]; podejście to zastosowano przy dopuszczeniu wieży do użytkowania w 2001 r.;
- 2) z uwzględnieniem nieliniowości fizycznej betonu i stali, w oparciu o Eurokod 2 i normę związaną PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1 [6, 7].

Wskazane obliczenia obejmowały w szczególności sprawdzenie naprężeń w krytycznych przekrojach złączy segmentów wieży w poziomie +8,13 m, + 20,17 m, +36,59 m oraz +50,90 m. Do wyznaczenia naprężeń według podejścia 2) zastosowano metody optymalizacji. Wyniki obliczeń wskazywały, iż wychylenie sprężyste wierzchołka wieży, równe 58,1 cm, przekraczało wartość dopuszczalną $h/200 = 6000/200 = 30$ cm według PN-88/B-03004, jak również przyjmowaną dla tego typu wież wartość dopuszczalną $H/300 = 20$ cm. Nie była przy tym zachowana stateczność wieży według tej normy (współczynnik wybożenia 1,0326). Istotny wpływ na zachowanie się wieży ma oddziaływanie wiatru na zainstalowane anteny, przejmowane przez trzon wieży. W przypadku dwóch górnych segmentów momenty zginające od wiatru działającego na anteny stanowiły przeszło 60% całkowitych wartości momentów w mimośrodowo ściskanych przekrojach trzonu wieży. Obliczone wartości naprężeń w przekrojach trzonu wieży według obu wymienionych podejść zestawiono odpowiednio w tab. 2. i tab. 3. Największe wartości naprężeń wystąpiły w złączy segmentów wieży w poziomie +36,59 m i stanowiły 77% nośności przekroju (tab. 1., tab. 2.). Naprężenia w miejscach pozostałych złączy nie przekraczały zasadniczo 40% nośności przekrojów.

W tab. 2. przyjęto następujące wartości naprężeń dopuszczalnych: w betonie $\sigma_{cdop} = 29,25$ MPa, w stali $\sigma_{sdop} = 0,7 \cdot 500 = 350$ MPa.

W tab. 3. przyjęto następujące wartości odkształceń granicznych i odpowiadających im naprężeń: betonu $\epsilon_{cgr} = 2,4$ ‰, naprężenie w betonie $\sigma_c = 45/1,5 = 30$ MPa; odkształcenie graniczne stali $\epsilon_{sgr} = 2,17$ ‰, naprężenie w stali $\sigma_s = 500/1,15 = 434,8$ MPa.

Przyczyny nadmiernego wychylenia trzonu wieży

Krzywa wychylenia obrazuje odpowiedź konstrukcji wieży, poddanej następującym wpływom: osiadaniom fundamentu, oddziaływaniu wiatru na trzon z osprzętem i anteny, imperfekcjom geometrycznym oraz insolacji. Jej charakterystyczną cechą był znaczący wzrost wartości tego wychylenia powyżej wysokości +36 m (rys. 1.). Jest to wyraźnie widoczne w zestawieniu z analogiczną konstrukcją wieży referencyjnej o średnicy zewnętrznej dolnej $D_z = 1,75$ m, średnicy zewnętrznej górnej $d_z = 0,64$ m i grubości ścianek dwóch górnych segmentów 9 cm oraz 10,5 cm (tab. 1.). W związku z powyższym jako zasadniczą przyczynę nadmiernego wychylenia trzonu wieży wskazano zbyt małą sztywność dwóch górnych segmentów wieży. Pewien w tym udział mogły mieć imperfekcje geometryczne, spowodowane niedokładnością montażu segmentów trzonu wieży, a także możliwy prze-

Tab. 3. Wartości naprężeń w przekrojach wieży według PN-EN 1991-1-4 oraz Eurokodu 2

Poziom [m]	Moment zginający [kNm]	Beton			Stal zbrojeniowa		
		Odkształ- cenie ϵ_c [‰]	Naprę- żenie σ_c [MPa]	Stopień wykorzystania [%]	Odkształ- cenie ϵ_s [‰]	Naprę- żenie σ_s [MPa]	Stopień wykorzystania [%]
+50,90	109,0	-0,482	-12,71	42,4	0,787	165,2	38,0
+36,59	435,6	-0,924	-21,31	71,0	1,591	334,0	76,8
+20,17	1019,6	-0,538	-13,96	46,5	0,848	178,1	41,0
+ 8,13	1586,0	-0,453	-12,05	40,2	0,751	157,7	36,3
0,0	2038,3	-0,401	-10,82	36,1	0,625	131,2	30,2

chył, wywołany nierównomiernymi osiadaniami. Problem nadmiernego wychylenia wieży był sygnalizowany już od momentu jej montażu w 2001 r. Występujące rysy na powierzchni trzonu wieży nie miały wpływu na bezpieczeństwo konstrukcji wieży.

Podsumowanie

Na podstawie wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych według podejścia liniowo-sprężystego oraz nieliniowego stwierdzono, że rozpatrywana wieża spełniała wymogi bezpieczeństwa konstrukcji, natomiast nie spełniała wymagań w zakresie użyteczności, dotyczących wychylenia z pionu. Istotny wpływ na zachowanie się wieży miało oddziaływanie wiatru na zainstalowane anteny. Jako zasadniczą przyczynę nadmiernego wychylenia trzonu wieży wskazano niedostateczne zwymiarowanie przekrojów jej dwóch górnych segmentów, co skutkowało ich zbyt małą sztywnością, a zatem większą podatnością na przemieszczenia.

Literatura

- [1] Marek Lechman, Konstrukcje wieżowe żelbetowe i mury. Podstawy diagnostyki, Prace Naukowe, Monografie, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2020.
- [2] Piotr Noakowski, Close to reality methods for the structural design of towers, ACE, The Silesian University of Technology, No. 3/2010.
- [3] Andreas Harling, Piotr Noakowski, TV-towers structure, assessment and repair, CICIND Report The Chimney Magazine 2014, vol. 30, no.1, pp. 59–65.

[4] PN-88/B-03004 Kominy murowane i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[5] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.

[6] PN-EN 1991-1-4: 2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.

[7] PN-EN 1992-1-1: 2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

DOI: 10.5604/01.3001.0015.7920

PRAWIDŁOWY SPOSÓB CYTOWANIA

Lechman Marek, 2022, Ocena bezpieczeństwa konstrukcji nadmiernie wychylonej wieży żelbetowej, „Builder” 4 (297). DOI: 10.5604/01.3001.0015.7920

Streszczenie: Tematem artykułu jest ocena bezpieczeństwa konstrukcji wieży antenowej typu Moll o wysokości 60 m, użytkowanej jako stacja bazowa telefonii komórkowej. Wieża została zaprojektowana w konstrukcji żelbetowej prefabrykowanej, zamocowanej w fundamencie żelbetowym. Składa się z 5 segmentów rurowych wykonanych w technologii betonu wirowanego. Połączenia segmentów zaprojektowano w postaci specjalnych łączników, składających się z płyt stalowych skręcanych na śruby. Średnica zewnętrzna trzonu wieży przy podstawie wynosi 1,44 m, zaś w poziomie +60 m – 0,40 m. Od montażu zrealizowanego w 2001 r. trzon wieży wykazywał ponadnormatywne wychylenia z pionu. W celu oceny bezpieczeństwa konstrukcji wieży przeprowadzono analizę statyczno-

-wytrzymałościową jej trzonu żelbetowego metodą naprężeń liniowych w ujęciu normy kominowej PN-88/B-03004 i powiązanej z nią normy PN-77/B-02011, oraz alternatywnie z uwzględnieniem nieliniowości fizycznej betonu i stali, w oparciu o Eurokod 2 oraz związany z nim Eurokod 1. Na tej podstawie stwierdzono, że rozpatrywana wieża spełniała wymogi bezpieczeństwa konstrukcji, natomiast nie spełniała wymagań w zakresie użyteczności, dotyczących wychylenia z pionu. Oceniono ponadto, że przyczyną nadmiernego wychylenia wieży była niewystarczająca sztywność dwóch górnych segmentów trzonu.

Słowa kluczowe: wieża żelbetowa, wychylenie, bezpieczeństwo

Abstract: STRUCTURAL SAFETY ASSESSMENT OF EXCESSIVELY DEFLECTED REINFORCED CONCRETE TOWER.

The subject of this paper is the structural safety assessment of a reinforced concrete (RC) antenna tower of Moll type 60 m high consisted of 5 tubular segments made of spun concrete. The connections between segments were designed in the form of special joints consisted of steel plates fixed by screws. The outer diameter of the tower shaft varies from 1.44 m at the ground level to 0.4 m at the top. Since the erection in 2001, the tower shaft showed the excessive deflections. To assess the structural safety of the considered tower, the static analysis of its RC shaft was performed by permissible stress method in accordance with Polish standards PN-88/B-03004 and PN-77/B-02011, as well as according to Eurocode 2 and Eurocode 1, by assuming the physical nonlinearity of concrete and reinforcing steel. Based on the obtained results it was concluded that the structural safety requirements for the tower were fulfilled and the excessive deflection of the tower shaft was caused by the insufficient stiffness of its two upper segments.

Keywords: tower, reinforced concrete, deflection, safety