

Andrzej Ajdukiewicz, Andrzej Malczyk, Marek Właszczuk, Janusz Brol

Drewniana zabytkowa wieża radiostacji w Gliwicach

1. Streszczenie

Wieża telekomunikacyjna w Gliwicach, o wysokości 110,7 m, została wzniesiona w 1933 roku jako przestrzenna konstrukcja kratowa, w całości z modrzewiowego drewna. Wszystkie połączenia wykonano na śruby i sworznie mosiężne. Podczas 70 lat ciągłej eksploatacji wieża była kilkakrotnie badana i zabezpieczana, ale były także długie okresy bez odpowiedniej konserwacji. Od 1998 roku konstrukcję poddano starannym obserwacjom i pomiarom. Stwierdzono wiele zmian w geometrii węzłów, jak też uszkodzeń prętów drewnianych. Na podstawie badań i analiz komputerowych przyjęto zakres niezbędnych wzmocnień. Wieża jest na tyle wiekowa, że jest traktowana jako zabytek techniki, a zatem metody napraw i wzmocnień są ograniczone. Specjalną metodę wzmocnienia za pomocą taśm z włókien węglowych wprowadzono w najsilniej wyteżonych prętach; zalecono także ogólną impregnację drewna.

2. Wstęp

Drewniana wieża Radiostacji Gliwickiej o wysokości 110,7 m jest najwyższą budowlą tego typu na świecie. Wieża została wzniesiona przez budowniczych niemieckich w 1933 roku. Ze względu na wydarzenia historyczne z 1939 roku (tzw. „Prowokacja Gliwicka”), oryginalną konstrukcję oraz wiek obiektu, wieża objęta jest ochroną konserwatorską i w 1964 roku wpisana została do rejestru zabytków. Obecnie wieża użytkowana jest jako konstrukcja wsporcza dla anten nadajników radiowych i telefonii komórkowej, a właścicielem wieży i przyległych zabudowań dawnej radiostacji jest gmina Gliwice.

W 1998 roku autorzy artykułu wykonali kompleksowe badania wieży, w ramach których odtworzono między innymi dokumentację obiektu, przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową

konstrukcji oraz wykonano pomiary geodezyjne geometrii wieży [1, 2, 3].

Stwierdzone uszkodzenia, na podstawie zaleceń autorów, były po 1998 roku stopniowo usuwane, co w sposób istotny wpłynęło na poprawę stanu technicznego wieży.

W 2003 roku (po wykonaniu zalecanych napraw i konserwacji) dokonano ponownego przeglądu technicznego wieży oraz pomiarów geodezyjnych jej geometrii.

3. Opis konstrukcji wieży

Wieża została wykonana z drewna modrzewiowego w postaci przestrzennej konstrukcji kratowej, o zmiennym na wysokości rzucie kwadratowym. Wieża składa się z czterech wyprofilowanych krat o wspólnych parabolicznych krawędziach. Osiowy rozstaw słupów u podstawy wynosi 19,80 m. Konstrukcja wieży ma cztery podesty usytuowane na wysokościach: 40,0 m, 55,3 m, 80,0 m i 109,70 m.

Od poziomu posadowienia do poziomu 80,0 m kraty mają konstrukcję dwukrzyżulcową z ryglami przechodzącymi przez miejsca skrzyżowania krzyżulców oraz przez miejsca styku krzyżulców ze słupami narożnymi. Powyżej tego poziomu kraty mają konstrukcję dwukrzyżulcową z ryglami przechodzącymi przez miejsca skrzyżowania krzyżulców (rys.1). W dolnej części wieży znajdują się drugorzędne podparcia rygli słupami oraz dodatkowe płaskie i przestrzenne skratowania zmniejszające długości wyboczeniowe krzyżulców.

Słupy narożne mają przekrój czterogałęziowy do poziomu trzeciego podestu, a powyżej przekrój jednogałęziowy. Krzyżulce i rygle do wysokości drugiego podestu mają przekrój czterogałęziowy. Po między drugim i czwartym podestem rygle są dwugałęziowe, natomiast krzyżulce jednogałęziowe.

Podstawowe wymiary geometrii wieży przedstawiono na rys. 2, a przekroje poszczególnych prętów

Praca dopuszczona do druku po recenzjach



Rys. 1. Widok ogólny wieży oraz szczegóły konstrukcji

na rys. 3. Pręty konstrukcji są połączone na długości za pomocą wkładek i nakładek oraz śrub, sworzni mosiężnych i pierścieni zębatach. Każdy słup narożny wieży jest zakotwiony w betonowych stopach o rzucie kwadratowym, za pomocą czterech stalowych śrub M60 opartych o ruszt z podwójnych ceowników 120 tworzących przekrój skrzynkowy.

4. Stan techniczny wieży

Przeгляд wszystkich elementów konstrukcji wieży wykazał, że najczęściej występującymi uszkodzeniami w prętach są podłużne pęknięcia drewna przebiegające wzdłuż włókien. W niektórych prętach pęknięcia te pojawiają się na wszystkich płaszczyznach bocznych (rys 4). Już w latach 50. próbowano wypełniać pęknięcia kitem smołowym, jednak po wielu okresach bez regularnej konserwacji kit ten wypłynął ze szczelin i okazał się nieskuteczny.

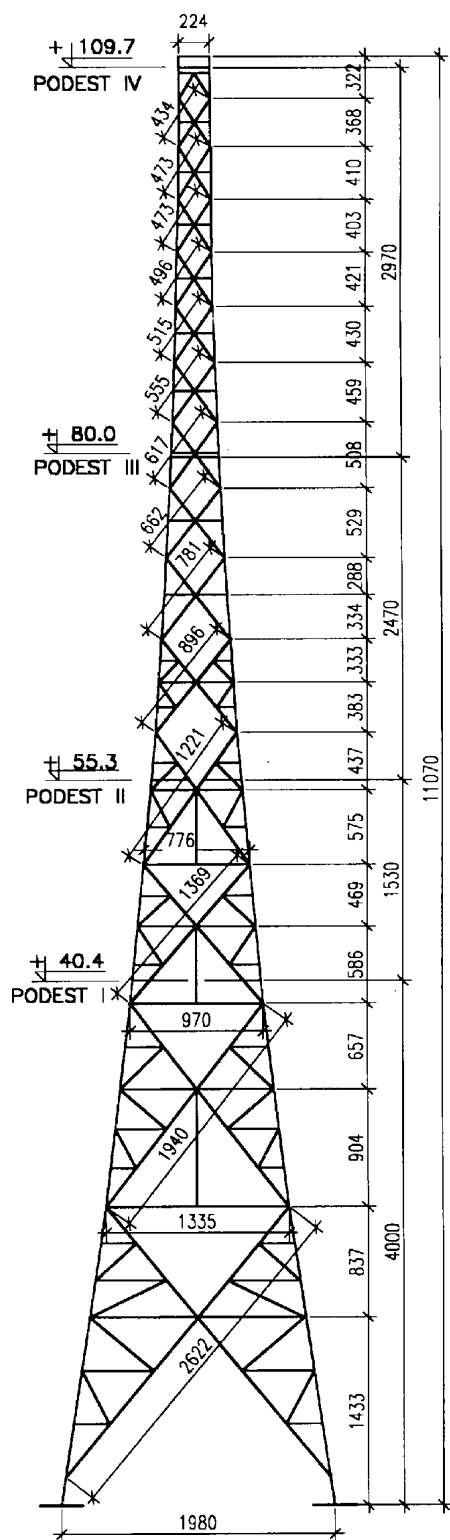
Pęknięcia wzdłużne o rozwartościach dochodzących w prętach głównych do około 20 mm są szczególnie niebezpieczne w przypadku silnie wyęteżonych prętów ściskanych, gdyż zaczynają one pracować jako pręty wielogałęziowe. Konfrontując wyęteżenia obliczone dla przestrzennej konstrukcji wieży z rozmieszczeniem pęknięć w głównych prętach nośnych, stwierdzono realne niebezpieczeństwo utraty stateczności niektórych spękanych prętów w przypadku szczególnie niekorzystnych obciążeń (np. maksymalny wiatr, oblodzenie).

Należy podkreślić, że przestrzenna konstrukcja wieży reaguje znacznymi przemieszczeniami względnymi węzłów w warunkach działania silnych wiatrów lub zmieniającej się wilgotności. Stwierdzono to badając stan śrub mosiężnych w węzłach. Niektóre ze śrub były silnie wciśnięte w drewno, a część śrub była luźna.

Wiele belek drewnianych, szczególnie pomocowych, było sukcesywnie wymienianych. Próba wymiany na drewno sosnowe nie powiodła się, gdyż po 20 latach belki sosnowe zbutwiały do połowy grubości. Podobnych stanów korozji biologicznej, w tym żerowania owadów, nie stwierdzono ani na powierzchniach, ani w głębi prętów z drewna modrzewiowego (odwierty).

Każdego roku wymienia się od 5 do 20 zerwanych śrub, a pozostałe śruby są dokręcane wiosną i jesienią każdego roku.

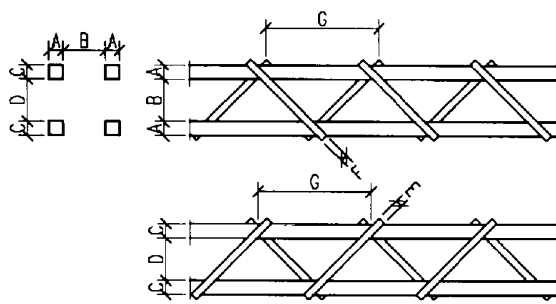
Precyzyjne pomiary geodezyjne, w trakcie których współrzędne umieszczone na wieży stałych punktów wyznaczono w przestrzeni z dokładnością ± 3 mm, pozwoliły na ocenę wartości wychyleń od pionu osi kratownic tworzących wieżę. Wykresy wychyleń przedstawiono na rysunku 5. Maksymalne wartości wychyleń nie przekraczają



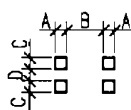
Rys. 2. Geometria wieży

100 mm, a jak to wynika z porównań z poprzednimi pomiarami, nie zmieniły się od 45 lat. Wychylenia i imperfekcje kształtu wieży uznano za pomijalne w analizie statycznej. W 2003 r. dokonano ponownych pomiarów, których wyniki (w stosunku do pomiarów z 1998 r.) przedstawiono na rys. 6 i 7. Zmiany przemieszczeń krawędzi wieży nie przekroczyły 35 mm.

PRZEKROJE RYGLI CZTEROGAŁĘZIOWYCH

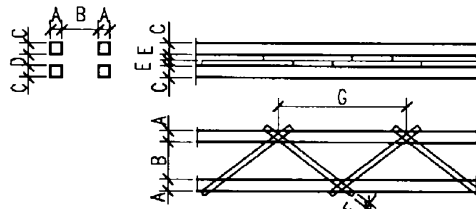


PRZEKROJ	A	B	C	D	E	F	G
R5	12	26	12	26	6	6	132
R6	10	26	10	26	6	6	110
R7	10	22	10	22	5	5	150



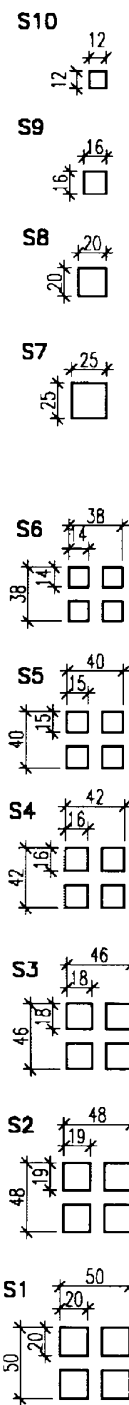
PRZEKROJ	A	B	C	D	E	F	G
R1	9	50	9	16	8	6	88
R2	8	47	8	12	6	5	122
R3	7	41	7	12	6	5	116
R4	6	28	6	10	5	5	130

PRZEKROJE KRZYŻULCÓW CZTEROGAŁĘZIOWYCH



PRZEKROJ	A	B	C	D	E	F	G
K1	15	20	9	10	5	5	115
K2	8	28	8	10	5	5	150
K3	7	28	7	10	5	5	154
K4	6	28	6	10	5	5	123

PRZEKROJE SŁUPÓW



Rys. 3. Przekroje poprzeczne prętów

Po 70 latach użytkowania można stwierdzić, że wieża jest zachowana w swojej oryginalnej konstrukcji, a jej stan techniczny jest zadowalający.

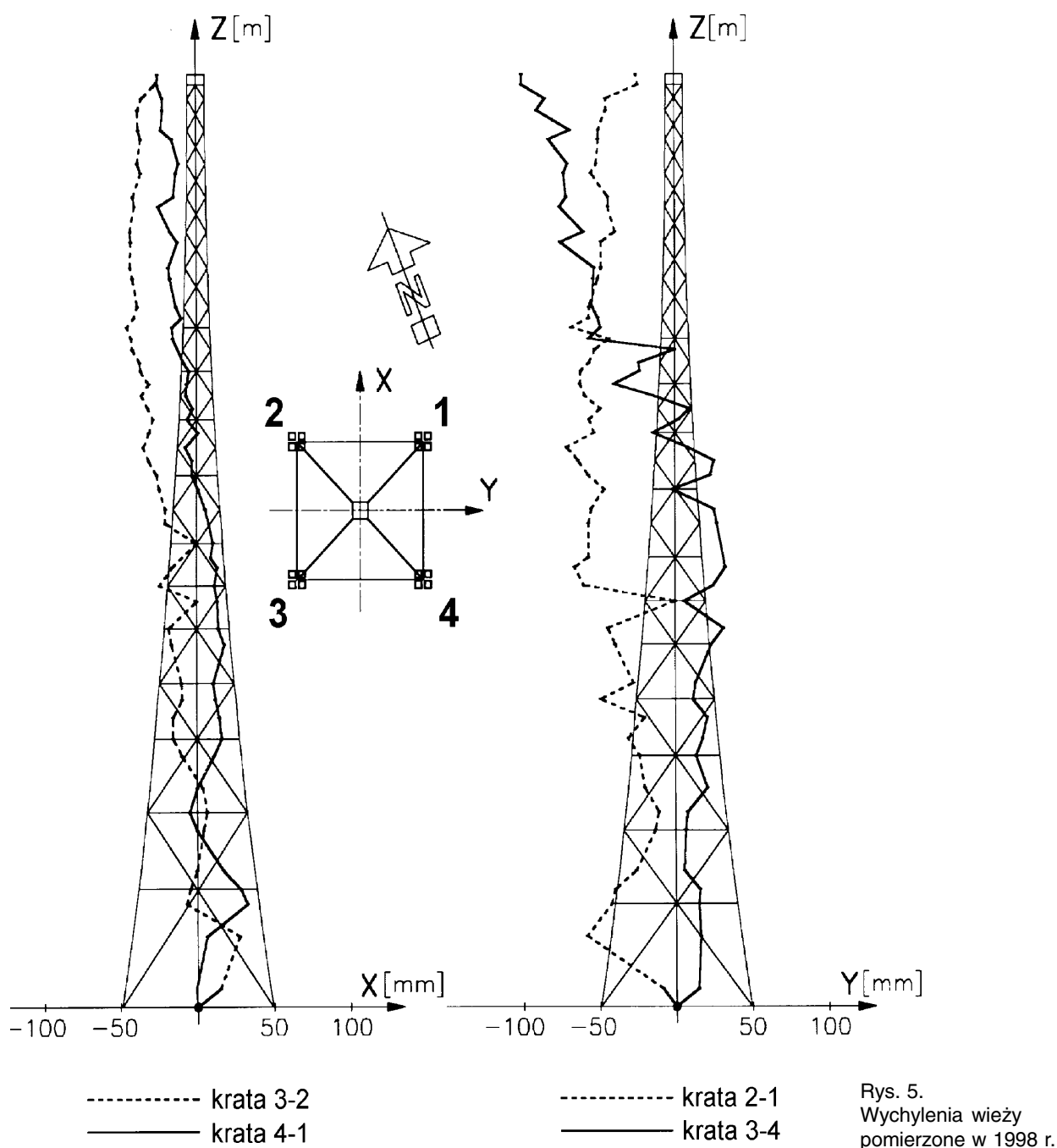
Realizując zalecenia z 1998 roku wykonano impregnację wieży, wymieniono drabiny, poszycie podestów, barierki na podestach i uszkodzone belki stężeń. Ponadto wzmocniono część spękanych słupów taśmami z włókna węglowego.

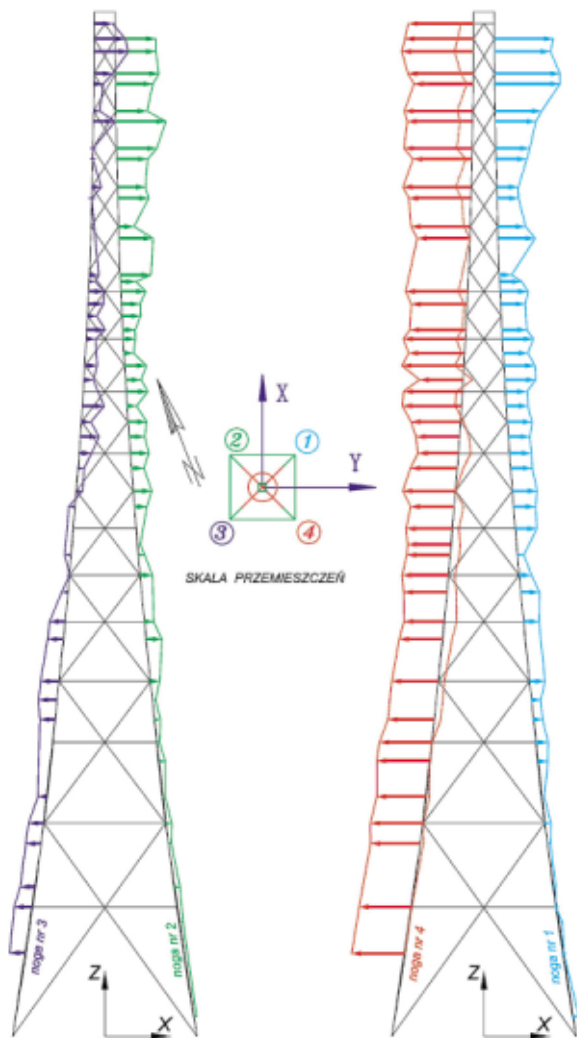
5. Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

W celu określenia wielkości sił i naprężeń w poszczególnych prętach wieży wykonano obliczenia całej konstrukcji za pomocą programu Robot. Do obliczeń przyjęto model przestrzenny wieży uwzględniający wszystkie jej elementy i rzeczywiste wymiary przekrojów poprzecznych prętów, w tym również prętów wielogłęziowych (rys. 8). W obliczeniach statycznych uwzględniono obciążenia ciężarem własnym (drewno suche i wilgotne), obciążenia wiatrem, oblodzeniem i zainstalowanymi antenami.

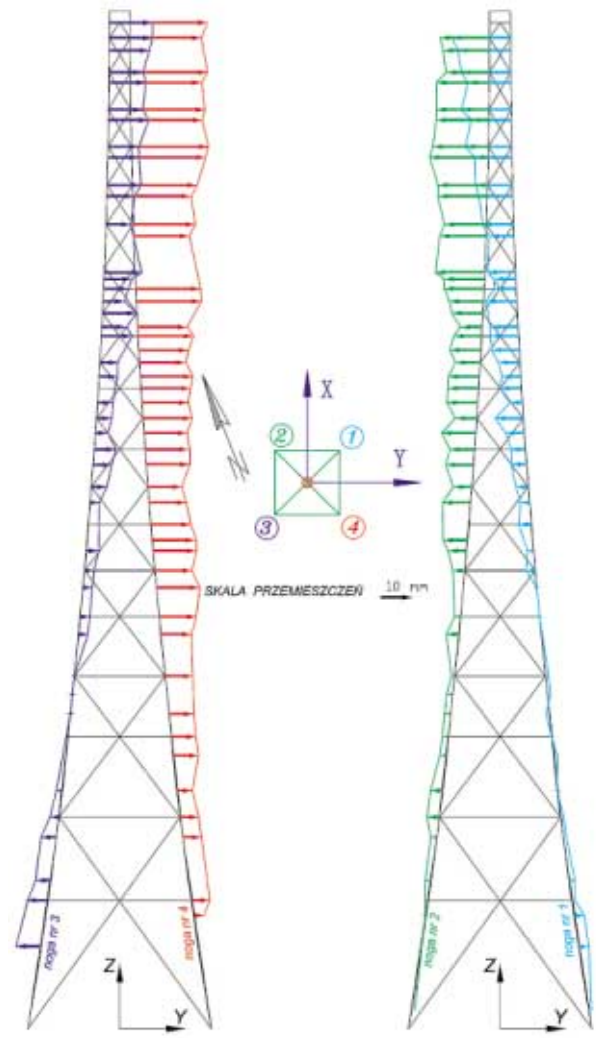


Rys. 4. Spękania podłużne prętów





Rys 6. Wykres przemieszczeń mierzonych punktów w płaszczyźnie Z-X



Rys 7. Wykres przemieszczeń mierzonych punktów w płaszczyźnie Z-Y

W trakcie wieloletniej eksploatacji wieży dokonywano bieżących napraw połączeniowych czasem z wymianą uszkodzonych elementów. Drewno modrzewiowe zastępowano wcześniej drewnem sosnowym, a dopiero od 1997 roku drewnem modrzewiowym, współczesnym.

W celu wykonania obliczeń wytrzymałościowych konieczne było określenie rzeczywistych parametrów drewna, które uzyskano na podstawie badań laboratoryjnych próbek pobranych z elementów wieży. Wyniki tych badań zamieszczono w tabelicy 1.

Tablica 1. Wyniki badań drewna

Rodzaj drewna	Wytrzymałość dla w=15%			
	ściskanie		zginanie	
	$f_{k,0,c}$ [MPa]	$f_{d,0,c}$ [MPa]	f_{mk} [MPa]	f_{md} [MPa]
modrzew 1933 r.	55,13	29,68	86,44	46,55
sosna 1969 r.	47,89	25,79	52,64	28,34
modrzew 1997 r.	45,60	24,55	82,70	44,53

W związku z występującymi uszkodzeniami elementów drewnianych (głębokie pęknięcia podłużne) do obliczeń wytrzymałościowych przyjęto parametry drewna modrzewiowego klasy C40.

Uzyskane ekstremalne wartości sił w wybranych prętach wieży oraz odpowiadające im wartości naprężeń przedstawiono w tabelicy 2.

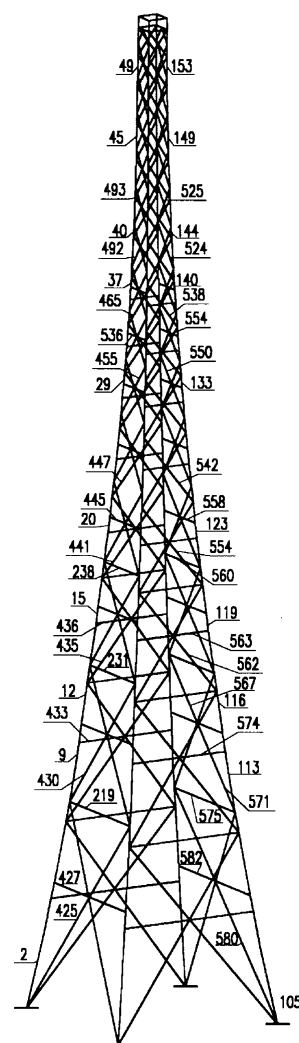
Z analizy sił w prętach wieży wynika, że strefa największych wyteżeń obejmuje dolne partie słupów narożnych do poziomu 36,0 m oraz krzyżulce i rygle wielogłęziowe do poziomu 50,0 m.

Maksymalne naprężenia w prętach osiągają wartość 9,3 MPa i są znacznie mniejsze od wartości granicznej $f_{c,0,d} = 14,0$ MPa (drewno klasy C 40). Na podstawie obliczeń stwierdzono, że wieża jest konstrukcją o znacznej sztywności, gdyż obliczone wychylenia sprężyste od obciążenia wiatrem nie przekraczają 50 mm.

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji potwierdziły trafność założeń przyjętych 70 lat temu przez projektantów wieży oraz ich do-

Tablica 2. Wartości sił i naprężeń w prętach wieży

Nazwa Przekroju (rys.3)	$F_{x \min}$ [kN]	$\sigma_{x \min}$ [kPa]	Nr elem.	$F_{x \max}$ [kN]	$\sigma_{x \max}$ [kPa]	Nr elem. (rys.8)
S1	-695	-4343	2	962,2	6014	105
S2	-627,8	-4347	9	818,1	5666	113
S3	-626,5	-4834	12	798,3	6159	116
S4	-506,3	-4944	15	639,4	6244	119
S5	-443	-4922	20	552	6132	123
S6	-308,3	-3944	29	369,7	6244	133
S7	-211,1	-3377	37	249,9	3998	140
S8	-145,9	-3647	40	173,2	4330	144
S9	-52,2	-2038	45	65,9	2575	149
S10	-9,8	-683	49	15	1038	153
K1	-122,3	-2265	425	184,9	3424	580
K2	-76,3	-2977	430	95,8	3741	571
K3	-55,9	-2849	435	69,7	3558	562
K4	-30,5	-2118	441	34,7	2410	554
K5 [18x13]	-24,8	-1058	447	27,8	1186	542
K6 [18x12]	-24,8	-1146	445	28,8	1331	550
K7 [18x10]	-17,6	-975	465	20	1807	538
K8 [18x8]	-15,3	-1062	525	16	1110	493
K9 [18x9]	-17,2	-1061	492	17,8	1100	524
R1	-10,7	-330	427	26,4	814	582
R2	-7,16	-280	433	14,6	569	574
R3	-3,27	-167	436	6,5	331	563
R4	-1,65	-115	558	2,27	158	445
R5	-110,3	-1915	575	76,2	1323	219
R6	-55,3	-1381	567	39,8	993	231
R7	-27,4	-686	560	20,5	513	238
R8 2x[5x8]	-7,9	-982	536	6,2	773	463



Rys. 8 Model

skonałe wycucie przestrzennej pracy statycznej konstrukcji.

cją w kręgach inżynierskich na świecie (zamówiony artykuł [3]).

6. Podsumowanie

Wyniki obliczeń pozwoliły na określenie lokalizacji najbardziej wyciężonych prętów konstrukcji, które są obecnie przedmiotem szczególnej uwagi ze strony ekip dokonujących wiosennych i jesiennych przeglądów wieży. Aktualny, zadowalający stan techniczny wieży to nie tylko efekt ostatnio wykonanych zabiegów konserwacyjnych, ale przede wszystkim efekt szczególnej opieki polskich użytkowników obiektu. Spośród kilku podobnych wież wykonanych w latach 1930-tych przez konstruktorów niemieckich, do dnia dzisiejszego przetrwała jedynie wieża w Gliwicach. Pozostałe wieże zostały zniszczone bądź rozebrane ze względu na ich zły stan techniczny. Drewniane konstrukcje wieżowe tego typu mają ograniczony w czasie okres trwałości, dlatego 70 lat istnienia wieży w Gliwicach jest czymś wyjątkowym, co znalazło odzwierciedlenie w rosnącym zainteresowaniu tą konstrukcją

Literatura

- Ajdukiewicz A., Brol J., Malczyk A., Właszczuk M., „O zagrożeniach i wzmocnieniach najwyższej w świecie zabytkowej wieży drewnianej”. XIX Konferencja Naukowo – Techniczna „Awaria Budowlane 1999”, Szczecin – Międzyzdroje, maj 1999r, s. 195-202.
- Ajdukiewicz A., Brol J., Malczyk A., Właszczuk M., „Inspection and Rehabilitation of the Highest Wooden Tower”. International Conference on „Inspection, Appraisal, Repairs & Maintenance of Buildings & Structures”, Swburne University of Technology, Melbourne, Australia 15-17 December, 1999, s. 43-50.
- Ajdukiewicz A., Brol J., Malczyk A., Właszczuk M., „Rehabilitation of the Highest Wooden Tower in Poland”. Structural Engineering International, (IABSE) No 3, Vol. 10, August 2000, s. 161-163.