„ RZECZOZNAWSTWO I PROJEKTOWANIE W BUDOWNICTWIE ”
Z B I G N I E W P A J Ą K
43-300 Bielsko-Biała ul. Skowronków 66A, tel. 33 8214033, kom. 601503706
NIP: 631-122-77-72 **Regon: 278262807**

OCENA STANU TECHNICZNEGO WIEŻY CIŚNIEŃ W BĘDZINIE

Autorzy:

Dr hab. inż. Jan ZAMOROWSKI, prof. ATH

Dr inż. Zbigniew PAJĄK

Dr inż. Grzegorz GREMZA

grudzień, 2017 r.

S P I S T R E Ś C I

1. Przedmiot, cel i zakres str. 3
2. Podstawy formalne i merytoryczne str. 3
3. Opis konstrukcji str. 5
3.1. Rys historyczny str. 5
3.2. Konstrukcja wieży str. 11
4. Opis uszkodzeń str. 21
4.1. Fundament str. 21
4.2. Trzon wieży str. 23
4.3. Zbiornik str. 26
5. Analiza stanu technicznego konstrukcji str. 26
5.1. Fundament str. 26
5.2. Trzon wieży str. 26
5.3. Zbiornik str. 27
6. Materiał wieży str. 27
6.1. Badania chemiczne str. 28
6.2. Próba rozciągania str. 30
7. Wyniki obliczeń str. 31
8. Określenie sposobu antykorozyjnego zabezpieczenia konstrukcji stalowej str. 32
9. Wnioski i zalecenia str. 36
9.1. Wnioski str. 36
9.2. Zalecenia str. 38
10. Wniosek końcowy str. 43

Załączniki:

Z1. Wyniki badań chemicznych stali płaszcza wieży

Z2. Wyniki badań mechanicznych stali płaszcza wieży

Z3. Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

1. Przedmiot, cel i zakres

Przedmiotem opracowania jest konstrukcja nośna stalowej wieży ciśnień w Będzinie Grodźcu przy ul. Willowej.

Celem jest ocena technicznego stanu przedmiotowej konstrukcji wieży, który osiągnięto przez:

- wizje lokalne na obiekcie,
- analizę dokumentacji archiwalnej,
- opis i inwentaryzację uszkodzeń,
- analizę przyczyn uszkodzeń,
- badania materiałowe,
- obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wraz z analizą,
- wnioski i zalecenia.

W zakres opracowania, zgodnie ze zleceniem, wchodzą także wytyczne dotyczące odbudowy dachu i zabezpieczeń antykorozyjnych trzonu i płaszcza zbiornika.

2. Podstawy formalne i merytoryczne

[1] Zlecenie WRM-RI.7013.31.2017 z 24. 10. 2017 r. z Urzędu Miejskiego w Będzinie, ul. 11 Listopada 20, 42-500 Będzin.

[2] Grodziecka wieża ciśnień. www. klubzaglembiowski.pl.

[3] Dokumentacja archiwalna wieży ciśnień w Grodźcu z 1902 r. Archiwum Państwowe w Katowicach. Akta Gminy Grodziec 1831 – 1939. Grodzieckie Towarzystwo Kopalń i Zakładów Przemysłowych w Grodźcu Spółka Akcyjna 1891 ÷ 1945 [1958]. Nr zbioru 855, sygnatura 65.

[4] Bytomska Spółka Restrukturyzacji Kopalń Spółka z o.o. Zakład KWK „Grodziec Paryż" w Będzinie: Dokumentacja wodnej wieży ciśnień położonej w Będzinie Grodźcu przy ul. Willowej. Marzec 2003 r.

[5] Rysunek inwentaryzacyjny wieży ciśnień w Grodźcu. KWK Grodziec, 1968 r.

[6] Rysunek inwentaryzacyjny wieży ciśnień w Grodźcu, wykonany przez architekta Rafała Lipińskiego. „Warsztat Architektury UNREAL 12". 2017 r.

[7] Wizje lokalne, kontrolne pomiary i badania na obiekcie wykonane przez autorów opracowania w październiku i listopadzie 2017 r.

[8] Polskie normy obciążeń i konstrukcji obowiązujące w czasie opracowywania oceny.

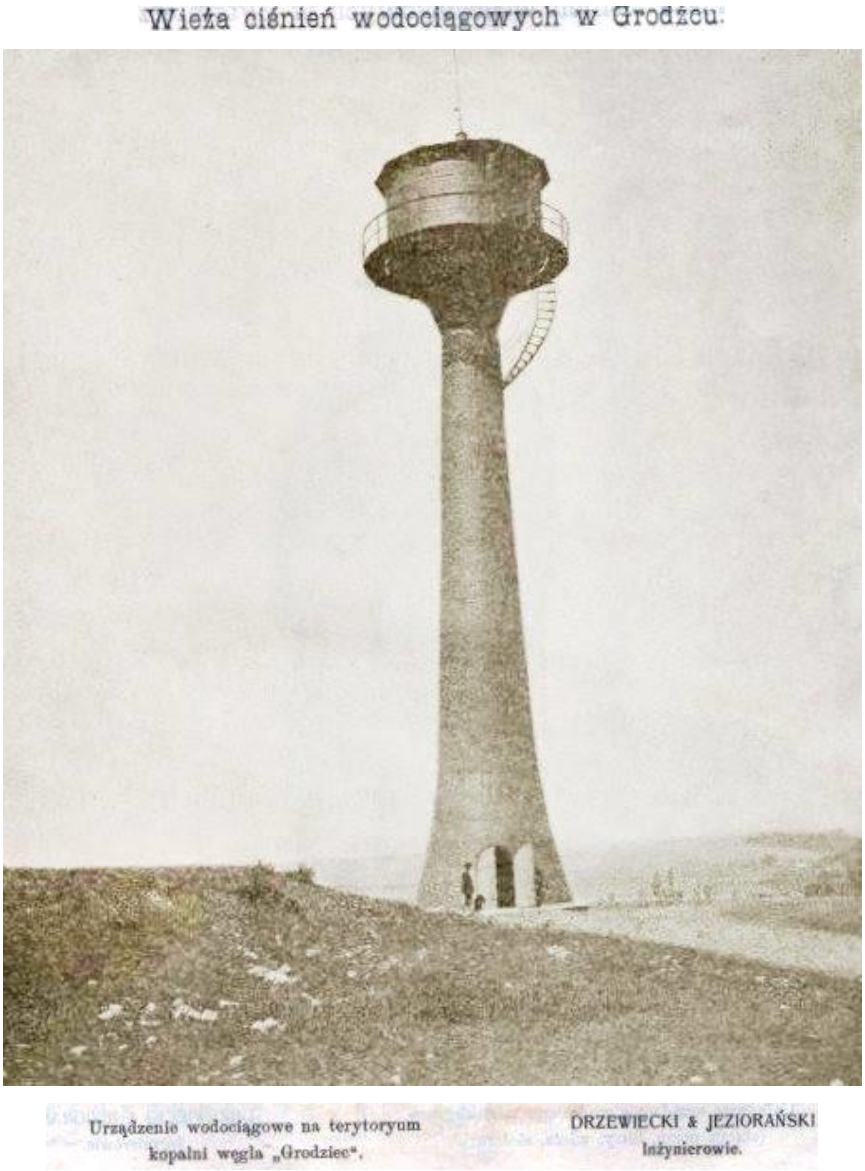
[9] Grigorenko. G., Kostin W.: Spawalność stali i kryteria jej oceny. Przegląd Spawalnictwa 7/2013 r.

[10] Czapliński K.: Konstrukcje budowlane z dawnych tworzyw żelaznych. XXIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji Ustroń, 25 ÷ 28 lutego 2004 r.

3. Opis konstrukcji

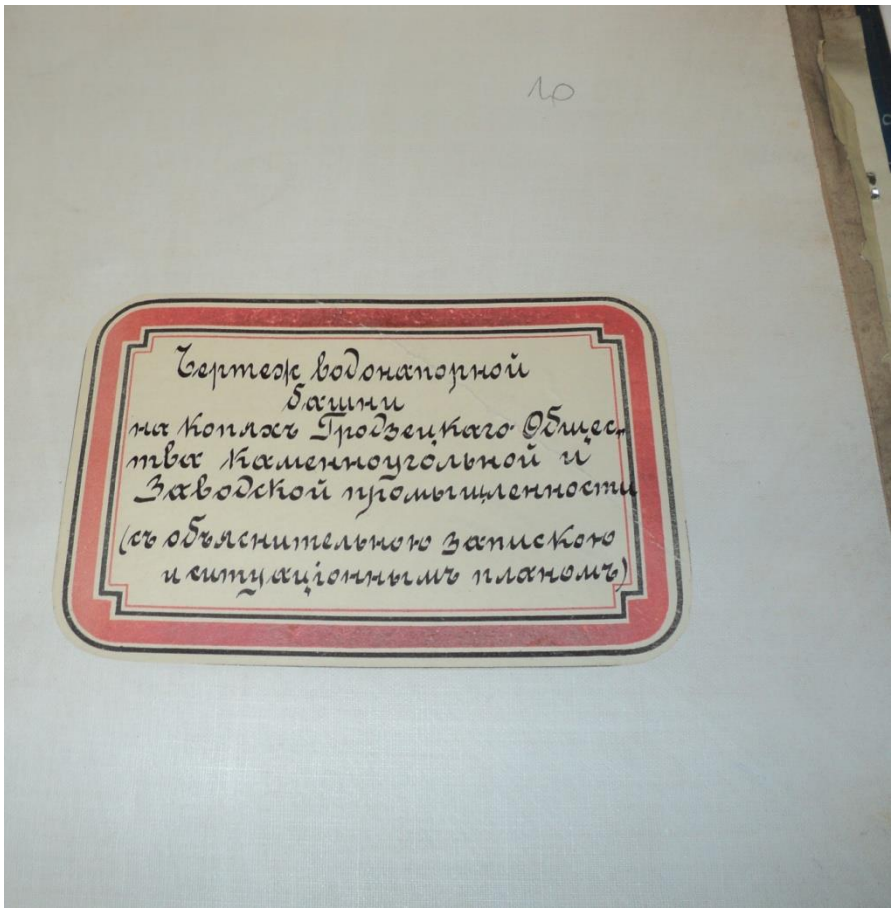
3.1. Rys historyczny

Wieża została zbudowana w 1902 r. dla potrzeb Grodzieckiego Towarzystwa Kopalń Węgla i Zakładów Przemysłowych, jako rezerwuar wody o pojemności 100 m^3, od którego rozprowadzono sieć rur dla zaopatrywania w wodę: budowli na szybie górnym, domów mieszkalnych urzędników i robotników oraz szpitala [2]. Wieżę wybudowała warszawska firma Drzewiecki & Jeziorański. Na rys. 1. przedstawiono fotografię wieży, wykonaną we wczesnym okresie jej użytkowania.

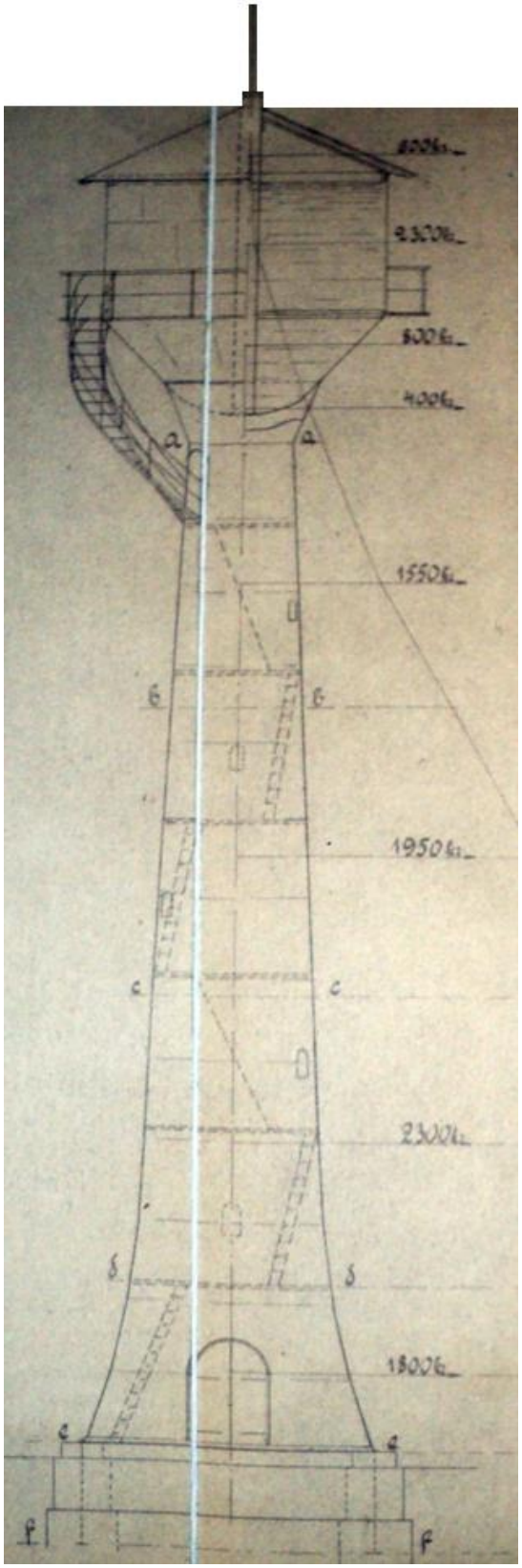


Rys. 1. Widok na wieżę we wczesnym okresie jej użytkowania [2]

Fragmenty pierwotnej dokumentacji technicznej wieży, w postaci wyciągów z obliczeń znajdują się w Archiwum Państwowym w Katowicach ul, Józefowskiej 104 [3] – patrz rys. 2a i 2b. W dokumentacji zamieszczono wybrane charakterystyki czterech, przyjętych do obliczeń, przekrojów poprzecznych stalowego trzonu wieży, przy założeniu, że grubość ścianek płaszcza wynosi 6 mm, oraz dwóch przekrojów przez fundament. W obliczeniach przyjęto zewnętrzną średnicę dolnego kołnierza wieży 570 cm i wewnętrzną 550 cm. W dolnej części założono średnicę zewnętrzną fundamentu 696 cm i wewnętrzną 496 cm – patrz rys. 2b. Na rysunku wieży zaznaczono przekroje, w których sprawdzano wytężenie. W obliczeniach założono, że parcie wiatru na wieżę wynosi 125 kG/m^2. Uzyskane wartości obciążeń na wydzielone części wieży naniesiono na rysunek – patrz rys. 2b.



Rys. 2a. Strona tytułowa dokumentacji z 1902 r [3].



Pola przekrojów poprzecznych i wartości momentów zginających:

– w przekrojach przez trzon wieży (wprowadzono współczynnik redukcyjny 0,75, uwzględniający wpływ korozji)

Площадь сечения въ кв.см	Изгибающій моментъ въ кг.см.
$F_a = 0{,}75 \cdot \pi \cdot 200 \cdot 0{,}6 = 285$	$M_a = 1\,600\,000$
$F_b = 354$	$M_b = 4\,200\,000$
$F_c = 423$	$M_c = 7\,850\,000$
$F_d = 492$	$M_d = 12\,700\,000$

– w przekrojach przez fundament

$F_e = \frac{\pi}{4}\left[570^2 - 550^2\right] = 17\,600$	$M_e = 16\,100\,000$
$F_f = \frac{\pi}{4}\left[696^2 - 426^2\right] = 23\,7930$	$M_f = 18\,500\,000$

Wskaźniki wytrzymałości przekrojów na zginanie oraz naprężenia:

– w przekrojach przez trzon wieży (błędne wartości, poza przekrojem a-a, który obliczono dla t = 6 mm)

Моменты сопротивления въ кг.см

$W_a = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D} = 18\,663$

$W_b = 26\,803$

$W_c = 63\,291$

$W_d = 80\,506$

Наибольшее напряжение материала

$\sigma_a = \frac{P}{F_a} - \frac{M_a}{W_a} = -\frac{121\,000}{285} - \frac{1\,600\,000}{18663} = -511\ \frac{kg}{cm^2}$

$\sigma_b = -497$

$\sigma_c = -410$

$\sigma_d = -404$

– w przekrojach przez fundament

$W_e = 2\,420\,000$

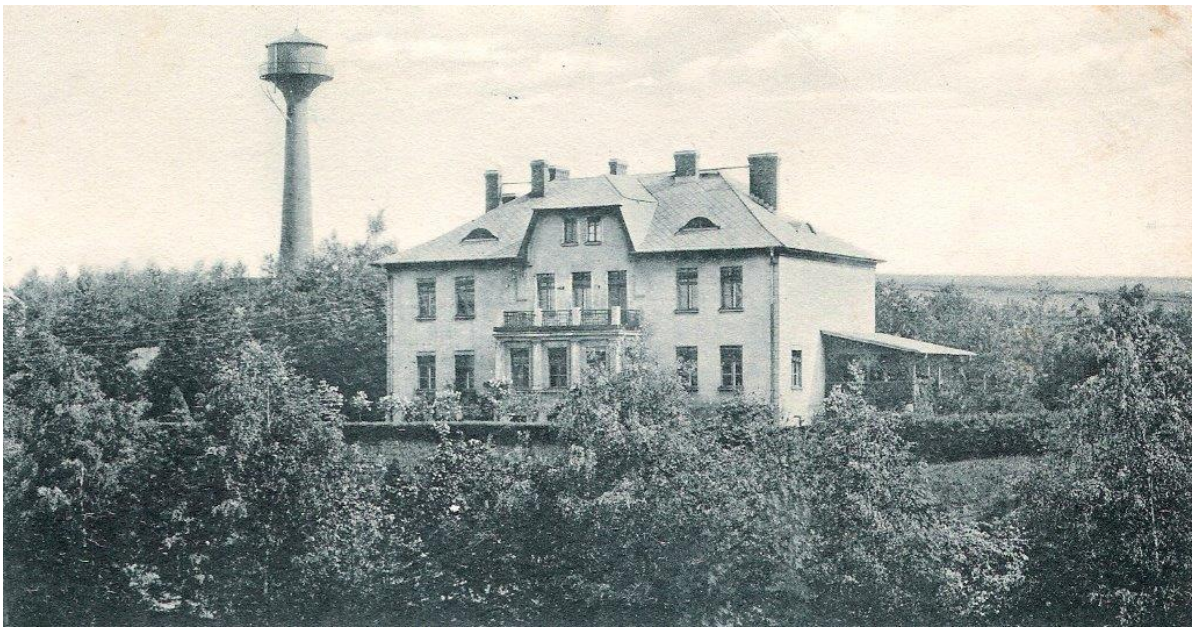
$W_f = 28\,400\,000$

σ_e = [Давл. колеца на фундам.] = −13,7

σ_f = [Давл. фундам. на грунтъ при всемъ фунд. = 70 тонн] = −1,4

Rys. 2b. Wybrane obliczenia z pierwotnej dokumentacji wieży [3]

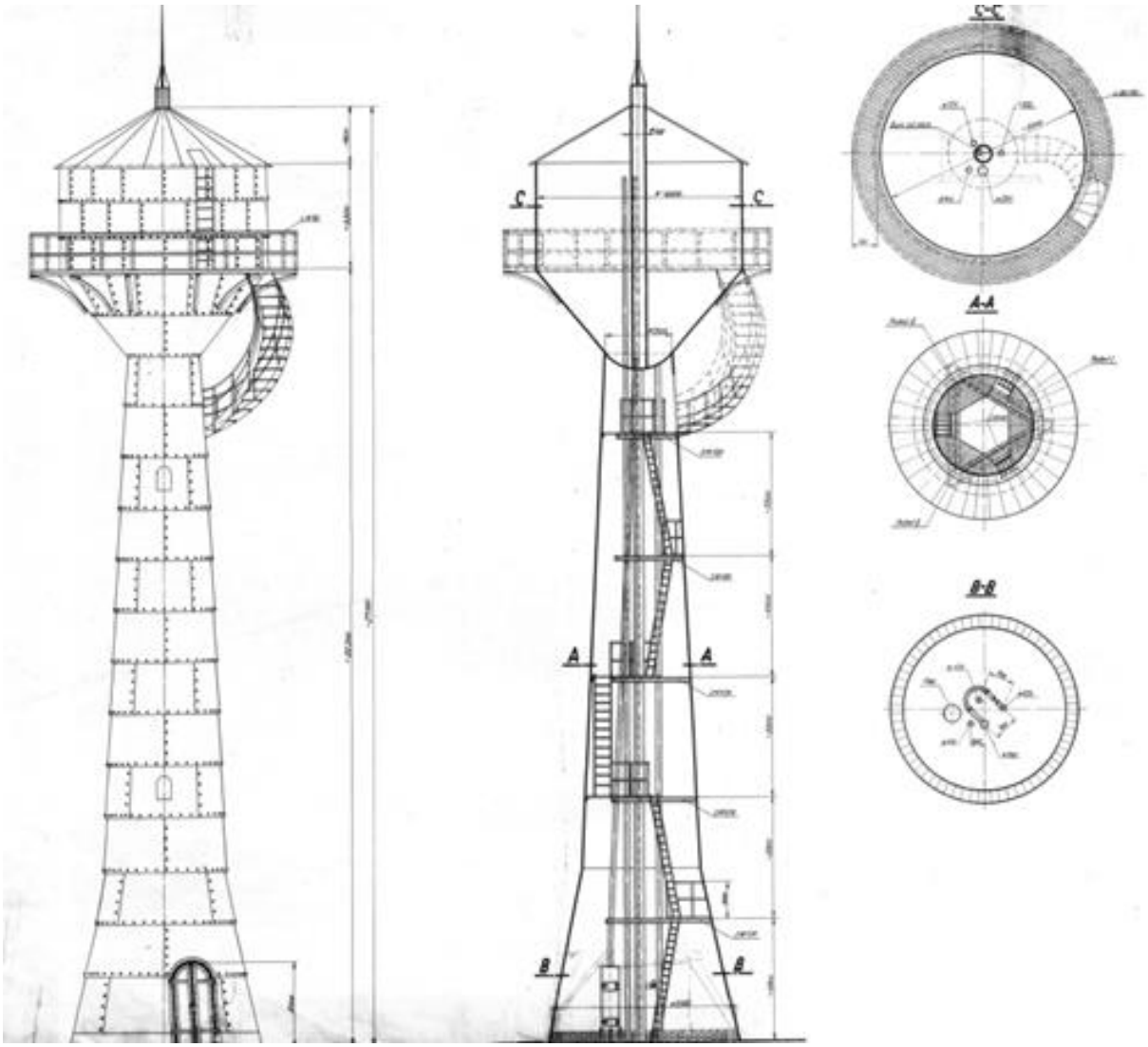
W opisie wodociągów Grodzieckiego Towarzystwa z 1936 r. zamieszczono informację, że wieża ciśnień miała wysokość 26 m i pojemność 75 m^3. Wodę z wieży doprowadzano dwoma rurami do sieci: grodzieckich zakładów „Solvay", browaru parowego, administracji dóbr „Grodziec", mieszkańców wsi oraz koloni urzędniczej i robotniczej, budynków i urządzeń kopalnianych oraz stacji kolejowej [2]. W opisie tym podano pojemność zbiornika V = 75 m^3, podczas gdy pierwotna pojemność wynosiła V = 100 m^3. Przypuszcza się, że powyższa różnica mogłaby być spowodowana remontem zbiornika, polegającym np. na jego uszczelnieniu za pomocą wkładu aluminiowego, którego obecność potwierdzają starsi mieszkańcy osiedla. Jego pojemność mogła wynosić 75 m^3. Na rysunku w pierwotnej dokumentacji nie ma zaznaczonego takiego wkładu.



Rys. 3. Grodziecka wieża ciśnień na zdjęciu wykonanym przez zakład fotograficzny braci Altman. Stan sprzed 1939 r. (Zbiory dr inż. Doroty Starościak) [2]

Zgodnie z orzeczeniem Ministra Przemysłu i Handlu z dnia 30.07.1947 r., wieża została przejęta na własność państwa wraz z przedsiębiorstwem „Grodziec II, którego właścicielem było Grodzieckie Towarzystwo Kopalń Węgla i Zakładów Przemysłowych Spółka Akcyjna w Grodźcu – karta nr 211 protokołu zdawczo-odbiorczego (zał. Nr 5), z dnia 28.12.1949 r. Zgodnie z aktem nacjonalizacji majątku „Grodziec II" użytkownikiem stała się Kopalnia Węgla Kamiennego „Grodziec" [4].

Po wojnie wieża była wykorzystywana również jako kotłownia – patrz rys. 4.



Rys. 4. Inwentaryzacja wieży wykonana przez KWK „Grodziec" w 1968 r. [2]

W wieży na podeście usytuowanym na poziomie terenu był zainstalowany piec węglowy z rurą spalinową doprowadzoną do centralnego masztu w dwóch trzecich wysokości wieży. Rurę spalinową poprowadzono wzdłuż rury zasilającej zbiornik ϕ = 200 mm i podgrzewano w ten sposób wodę zasilającą. Ciepła woda ze zbiornika była odprowadzana dwoma rurami ϕ = 125 mm do kopalni. Możliwy do wystąpienia nadmiar wody odprowadzano ze zbiornika rurą przelewową ϕ = 100 mm (średnice rur wg [4]). Użytkowanie wieży zakończono z początkiem lat 60-tych ubiegłego wieku.



Rys. 5. Grodziecka wieża ciśnień. 1975 r. (Fot. Jerzy Sz. Wieczorek)

Z dniem 01.07.1998 r. KWK „Grodziec” została postawiona w stan likwidacji. Zlikwidowano zakład górniczy KWK „Grodziec”, a kopalnia KWK „Grodziec”, z dniem 25.08.2001 r. weszła w struktury Bytomskiej Spółki Restrukturyzacji Kopalń Spółka z o.o. jako Zakład KWK „Grodziec-Paryż”. Zlikwidowano fizycznie obiekty powierzchniowe, za wyjątkiem obiektów zabytkowych o wartościach historycznych (pismo SOZ-PW-5342/T/551/1/99 z dnia 12.02.1999 r., w tym przedmiotowej wieży.

3.2. Konstrukcja wieży

Wieża składa się z fundamentu, trzonu i zbiornika – patrz rys. 6.

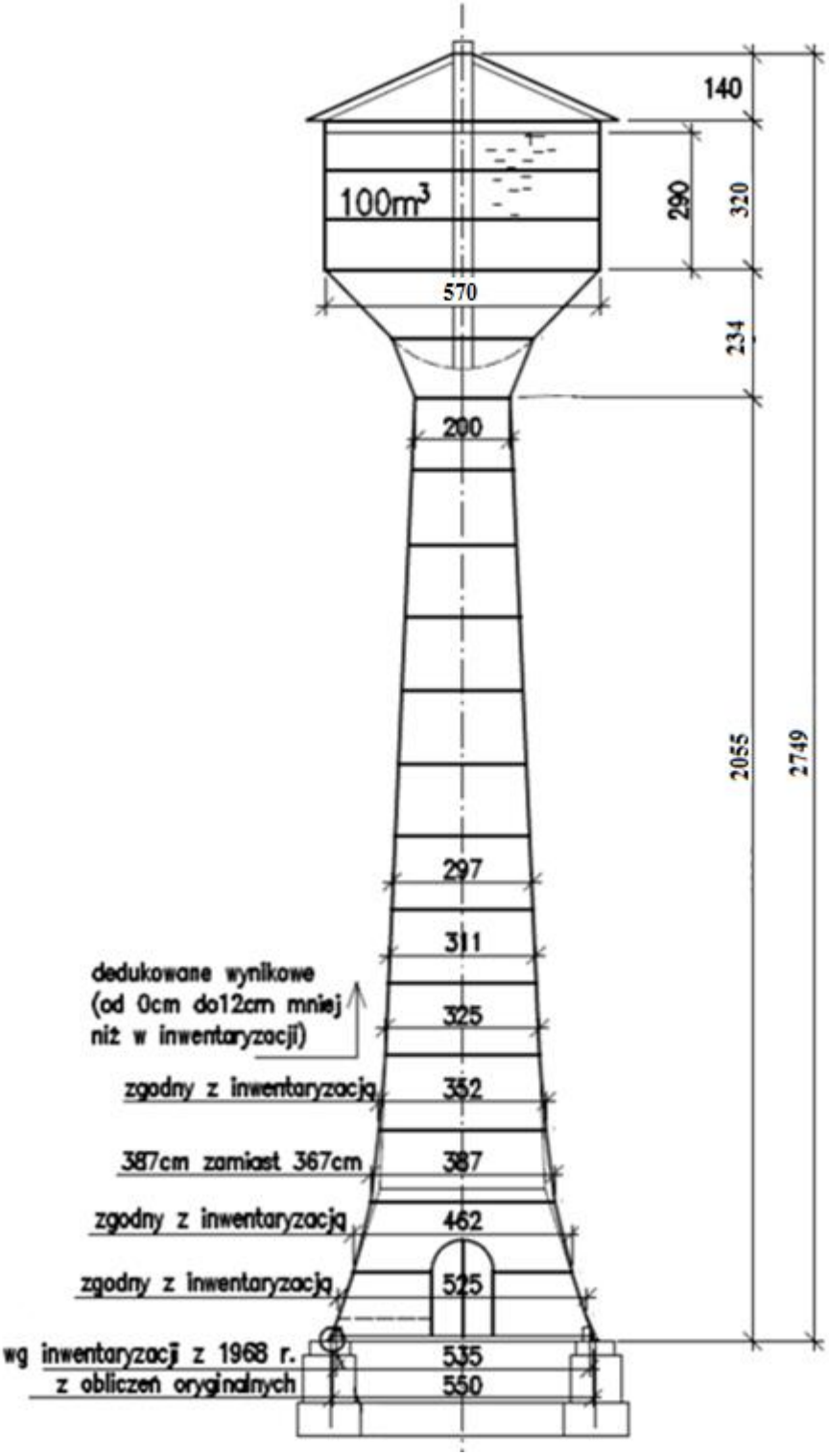


Rys. 6. Widok na wieżę (9.11.2017 r.)

Główne wymiary wieży wynoszą:

- wysokość wieży od fundamentu do przewężenia 19900 mm,
- wysokość górnej, części wieży ponad przewężeniem 1250 mm,
- wysokość dolnej, stożkowej części zbiornika 1450 mm,
- wysokość dachu 1400 mm,
- wysokość walcowej części zbiornika 3150 mm,
- średnica wewnętrzna płaszcza wieży przy fundamencie 5440 mm,
- średnica płaszcza wieży w przewężeniu pod zbiornikiem 2000 mm,
- średnica zbiornika 5700 mm.

Zamieszczone wyżej wymiary wieży uzyskano na podstawie: inwentaryzacji [5] i [6], pomiarów własnych [7] oraz analizy tych wyników. Kompletne, oszacowane wymiary wieży ze zbiornikiem zamieszczono na rys. 7.



Rys. 7. Wymiary wieży

3.2.1. Fundament

Fundament wieży, w widocznej części, wykonano z dobrze wypalonej cegły pełnej na wapiennej zaprawie. Górna część fundamentu o wysokości około 30 cm ma przekrój pierścieniowy o zewnętrznej średnicy około 640 cm i wewnętrznej 478 cm. W środkowej części o wysokości h_S = 100 cm, zewnętrzna średnica fundamentu wynosi około 666 cm, a wewnętrzna 454 cm. Dolna część fundamentu ma zewnętrzną średnicę około 686 cm, a wewnętrzną około 434 cm. W kontrolnym wykopie wykonanym przez gruntową podłogę we wnętrzu wieży do głębokości 90 cm stwierdzono, że ceglany fundament posadowiony jest jeszcze niżej, prawdopodobnie na podłożu zbudowanym ze skały wapiennej – dolna część fundamentu zasypana jest rumoszem i kamieniem wapiennym.

a)



b)



c)



Rys. 8. Widok na fundament od strony: a) wewnętrznej, b) zewnętrznej, c) odkrywka fundamentu

3.2.2. Trzon wieży

Trzon wieży wykonano z arkuszy stalowych blach łączonych między sobą za pomocą nitów o średnicy 17 mm. Rozstaw nitów w dolnych szwach wynosi 56 mm. Pionowe szwy są względem siebie przesunięte od 30 cm do połowy długości arkuszy – patrz rys. 9.



Rys. 9. Rozmieszczenie szwów płaszcza

Poziome szwy są odległe od siebie na szerokość blachy tj. o około 1545 mm. Trzon wieży do przewężenia składa się z 13 stożkowych carg. Długość blach w cargach jest zmienna. Najdłuższe blachy występują w najniższej cardze. Ich długość wynosi 302 cm, a w drugiej cardze 287 cm. Do dolnej krawędzi płaszcza wieży zamocowano za pomocą nitów stalowy kątownik z rozwartymi ramionami o kącie rozwarcia dostosowanym do kąta nachylenia tworzącej stożka do płaszczyzny poziomej. Odstająca półka kątownika przylega od zewnątrz do płaszcza zbiornika, a pozioma półka tworzy dolny kołnierz wieży, który wykorzystano do połączenia wieży z fundamentem. Wymiary ramion kątownika wynoszą 100x100 mm, a jego grubość – 20 mm.

W czasie użytkowania, płaszcz w dolnej część wieży wzmocniono nakładką z blachy 10 mm o szerokości około 530 mm. Nakładkę tę przyspawano na górnej krawędzi do płaszcza wieży, a na dolnej do kołnierza, licując ją z zewnętrzną krawędzią kątownika – patrz rys. 10.

Wieżę zakotwiono w fundamencie za pomocą 16 śrub M24, usytuowanych w odległości 50 mm od zewnętrznej krawędzi dolnego kołnierza, co około 1115 mm – patrz rys. 10.



Rys. 10. Wzmocnienie dolnej cargi, zakotwienie wieży

Projektowe (w obliczeniach) grubości ścianek płaszcza wynosiły 6 mm. Zmierzone grubości w czasie wizji lokalnej zamieszczono w tablicy 1.

Tablica 1. Grubości blach trzonu wieży (listopad 2017 r.)

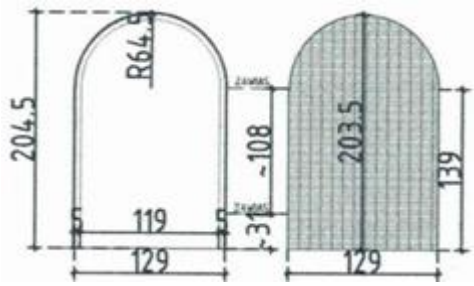
Element	Carga nr	Grubości w mm
Trzon wieży	13	6,0
	12	6,7
	11	5,7
	10	7,4
	9	6,1
	8	7,6
	7	6,9
	6	6,0
	5	5,5
	4	7,7
	3	5,4
	2	6,0; 6,1; 6,3; 6,6
	1	7,1; 7,3; 7,7
Wzmocnienie	1	10,0

W dolnej części płaszcza wieży wykonano otwór wejściowy (patrz rys. 8b i 11a) o wymiarach jak na rys. 11 b.

a)



b)



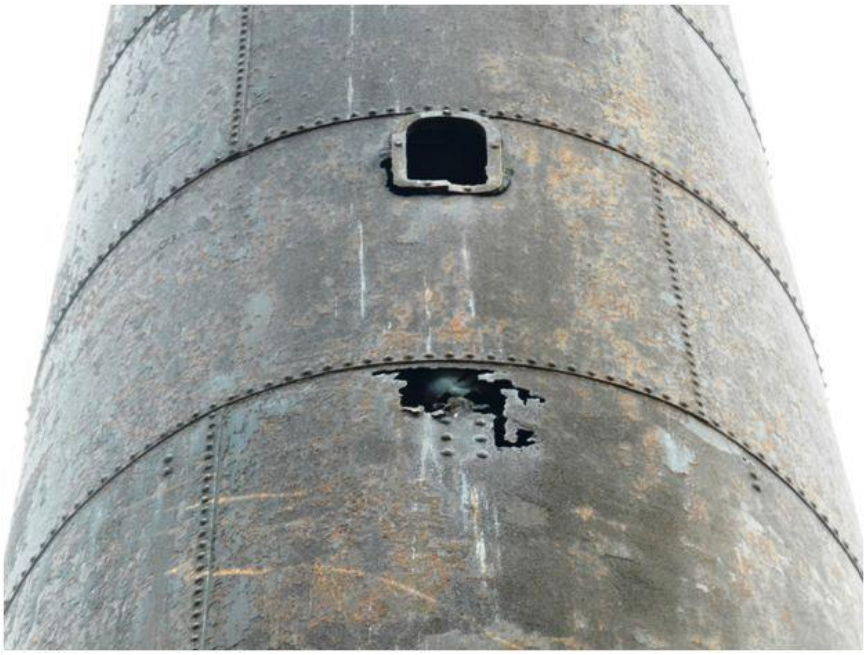
Rys. 11. Wejściowy otwór (rys. b wg [6])

Wyjście na galerię widoczną na rys. 5 umożliwiał otwór wyjściowy umieszczony u góry trzonu wieży – patrz rys. 12.



Rys. 12. Otwór wyjściowy na nieistniejącą obecnie galerię

W płaszczu wieży wykonano jeszcze otwory wentylacyjne – rys. 13.



Rys. 13. Otwór wentylacyjny

Wyjście na galerię umożliwiały drabiny z pięcioma podestami, o konstrukcji stalowej, rozmieszczonymi jak na rys. 4. Nośne belki podestów wykonano z dwuteownika 120 [4]. Odległości między podestami wynosiły 3,5 m.

Obecny stan wnętrza wieży przedstawiono na rys. 14.



Rys. 14. Wnętrze wieży (11. 2017 r.)

3.2.3. Zbiornik

Konstrukcja zbiornika wieży składa się z części stożkowych i części walcowej – patrz rys. 15. Część walcowa ma wysokość 3200 mm, a średnicę około 5700 mm.

Zbiornik wieży, podobnie jak trzon, wykonano z arkuszy blach łączonych ze sobą za pomocą nitów. Zmierzone grubości blach zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Grubości blach zbiornika (listopad 2017 r.)

Element	Carga nr	Grubości w mm
Zbiornik	3	4,5
	2	5,5
	1	4,5
Górny stożek		5,8
Dolny stożek		7,7

a) b)



Rys. 15. Zbiornik wieży: a) widok ogólny, b) łączenia arkuszy blach

Widok wnętrza zbiornika przedstawiono na rys. 16. Wnętrze to jest wyłożone cienką blachą aluminiową. W osi zbiornika jest zamontowana stalowa rura o średnicy około 400 mm, zakończona u góry kołnierzem. Do rury przymocowano 12 kątowników, usytuowanych w radialnie. Kątowniki te są nachylonych do poziomu pod kątem około 25^{o} – patrz rys. 17a. Z drugiej strony, kątowniki przymocowano do płaszcza zbiornika. Licują one z jego górną krawędzią – patrz rys. 17b.



Rys. 16. Wnętrze zbiornik

Górną krawędź zbiornika wzmocniono pierścieniem z kątownika 50x50x6 (rys. 17b).

a) b)



Rys. 17. Szczegóły konstrukcyjne dachu zbiornika, połączenia kątowników z: a) rurą, b) płaszczem zbiornika

Do kątowników ułożonych w płaszczyznach radialnych były zamocowane drewniane krokwie, a do nich deskowanie (patrz rys. 18), które pokryto aluminiową blachą. Uszkodzony dach zbiornika został zdemontowany w listopadzie 2017 r.



Rys. 18. Drewniane krokwie dachu zbiornika pozostałe po rozbiórce pokrycia

Do górnego kołnierza przyspawanego do rury zamocowano iglicę odgromową – patrz rys. 19.



Rys. 19. Szczegół mocowania iglicy odgromowej do rury

4. Opis uszkodzeń

4.1. Fundament

Ceglany fundament wieży wykazuje uszkodzenia, głównie w jego górnej cokołowej części, na całym obwodzie styku z przylegającym terenem – rys. 20. Cegły są zawilgocone, miejscami występują ubytki cegieł, zaprawa w spoinach jest zmurszała. Górne warstwy cegieł są naruszone. Największe uszkodzenia występują wzdłuż obwodu styku kołnierza podstawy trzonu wieży z fundamentem.

Poniżej górnych warstw cegieł elementy murowe fundamentu nie wykazują większych uszkodzeń – rys. 21. Zawilgocone są jedynie powierzchniowo mury poniżej przyległego terenu – nie wykonywano bowiem żadnej izolacji na ścianach fundamentu.

Od strony zachodniej przy fundamencie pozostały pnie ściętych dużych drzew rosnących bezpośrednio przy wieży. Korzenie tych drzew mogły naruszyć w tej strefie strukturę murów – rys. 22.



Rys. 20. Uszkodzenia fundamentu przy podstawie trzonu wieży



Rys. 21. Stan murów we wnętrzu wieży – brak znaczących uszkodzeń



Rys. 22. Pnie drzew przy fundamencie

4.2. Trzon wieży

W licznych miejscach trzon wieży jest uszkodzony korozją. W płaszczu widoczne są dziury. Uszkodzenia te występują w szczególności na poziomach elementów podestów, które były dołączone do płaszcza, oraz w obszarach otworów – patrz rys. 8b, 12, 13, 14 oraz 23, 24 i 25.



Rys. 23. Perforacja płaszcza wieży nad elementem podestu



Rys. 24. Widok na wieżę od strony północnej

Oceniono, że w środkowej części trzonu najbardziej uszkodzone korozją są cargi 7. i 8. licząc od dołu (tj. 6. i 7. licząc od góry). Przekrój osłabiony w cardze 10. odpowiada przekrojowi B-B w obliczeniach w pierwotnej dokumentacji – patrz rys. 2. Oszacowano, że na 80 cm obwodu płaszcza w tym przekroju występuje pełna jego perforacja, tj. jego grubość wynosi około 0 mm.



Rys. 25. Widok trzonu od wnętrza wieży (fot. Bartosz Dębski)

Drugim silnie osłabionym przekrojem jest przekrój przez wyłaz na galerię (to jest przekrój A-A wg rys. 2) – patrz rys. 23, a trzecim przekrój E-E nad podstawą wieży, przez drzwi włazowe. W obliczeniach uwzględniono następujące szerokości tych otworów 70 cm w przekroju A-A i 180 cm w przekroju E-E wraz z ubytkami korozyjnymi.

W przekroju utwierdzenia wieży (przekrój E-E wg rys. 2) oprócz osłabienia otworem włazowym są jeszcze duże ubytki korozyjne blach pierwotnego płaszcza – patrz rys. 26.

a) b)



Rys. 26. Korozja płaszcza przy podstawie wieży (w obszarze wzmocnienia blachą): a) przy włazie, b) w środkowej części obwodu

4.3. Zbiornik

Płaszcz zbiornika jest w stosunkowo dobrym stanie. Zmierzone grubości blach walcowej części zbiornika mieszczą się w granicach od 4,5 mm do 5,5 mm, a w części stożkowej są powyżej 5,5 mm. W dnie zbiornika widoczne są dziury spowodowane korozją – patrz rys. 14. Dach zbiornika, z uwagi na duże uszkodzenia, został zdemontowany. W znacznym stopniu uszkodzona jest korozją centralna rura w obszarze połączeń z kątownikami, do których były zamocowane krokwie – patrz rys. 17a. Z tego względu może budzić wątpliwości jej nośność. Bezpośrednio nad tym obszarem do kołnierza wieńczącego tę rurę, dołączono odgromową iglicę wieży.

5. Analiza stanu technicznego konstrukcji

5.1. Fundament

Stan techniczny fundamentu ocenia się jako zadowalający. W stosunkowo dobrym stanie są cegły w zasadniczej części fundamentu, a wapienna zaprawa jest uszkodzona jedynie powierzchniowo. Górne warstwy cegieł od strony zewnętrznej i wewnętrznej wymagać będą naprawy – oczyszczenia, uzupełnienia ubytków, wymiany naruszonych cegieł, spoinowania, impregnacji. Konserwacji i spoinowania wymagać będą także pozostałe powierzchnie murów. Usunąć należy pnie i korzenie drzew oraz uporządkować teren wokół fundamentu.

Do analizy obliczeniowej fundamentu, na podstawie oceny makroskopowej konstrukcji, założono wytrzymałość elementów murowych (cegieł) f_b = 25 MPa i zaprawę M2,5, zgodnie z normą konstrukcji murowych PN-EN 1996-3.

5.2. Trzon wieży

Stan techniczny trzonu wieży jest niezadowalający. W płaszczu trzonu, głównie od strony północnej, na poziomach zdemontowanych podestów, widoczne są dziury spowodowane korozją. Drugi obszar dużego, korozyjnego osłabienia pierwotnego płaszcza trzonu wieży występuje w przekroju jego utwierdzenia, bezpośrednio nad dolnym kołnierzem. W obszarze tym trzon wieży został wzmocniony przez nakładkę z blachy o szerokości około 53 cm i grubości 10 mm, przyspawaną do pierwotnego płaszcza i do dolnego kołnierza na jego zewnętrznej krawędzi. Dodatkowe osłabienie

przekroju utwierdzenia stanowi otwór drzwiowy i ubytki korozyjne płaszcza przy tym otworze. Trzeci obszar znacznego osłabienia płaszcza jest usytuowany bezpośrednio pod zbiornikiem wieży. Osłabienie to jest spowodowane wyłazem na zdemontowaną już galerię i korozyjnymi otworami wokół tego wyłazu.

5.3. Zbiornik

Stan techniczny płaszcza zbiornika ocenia się jako zadowalający. W nieco gorszym stanie jest dno zbiornika, w którym w środkowej części widoczne są otwory spowodowane korozją. Otwory te nie wpływają jednak na nośność wieży.

W środkowej części zbiornika jest centralnie osadzona rura, do której są zamocowane kątowniki krokwi oraz odgromowa iglica. Rura ta w obszarze połączeń z kątownikami jest silnie skorodowana, do tego stopnia, że może stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa odgromowej iglicy. Rurę tę należy wymienić, po wcześniejszym zdemontowaniu iglicy.

6. Materiał wieży

W drugiej połowie XIX wieku i w początkowych latach XX wieku produkowano wiele tworzyw żelaznych, stosowanych do wyrobu nośnych elementów budynków. Elementy żelazne z tego okresu wykonywane były z trzech grup tworzyw: żeliwa (Gußeisen), żelaza kowalnego (Schmiedbares Essen) i żelaza zlewnego (Flußeisen) [10]. Definicje tych trzech grup tworzyw podała Niemiecka komisja normalizacyjna w kwietniu 1925 r. Ustalono, że żelazo kowalne bez dodatkowej obróbki nazwane będzie stalą. W stanie płynnym nazywać się będzie stalą zlewną (Flußeisen), a w stanie ciastowatym – stalą zgrzewną lub pudlarską (Schweiß – lub Puddelstahl). W następstwie tych ustaleń podobne nazwy przyjęto na te wyroby w innych państwach.

Przed wprowadzeniem powyższej klasyfikacji terminologia nie była jednoznaczna. W roku 1912 Gerhardt wprowadził następująca klasyfikację. Żelazo (Eisen) podzielił na: surówkę (Rocheisen) i żelazo ciągliwe (Schmidbaren Eisen). Dalszy podział żelaza ciągliwego był następujący [10]:

a) żelazo zlewne wytworzone w stanie stopionym, wolne od żużla, w tym:

- żelazo zlewne niehartowane (Flußschmiedeeisen), o zawartości węgla od 0,05 % do 0,5 %,
- stal zlewna hartowana (Flußstahl), o zawartości węgla od 0,5 % do 1,5 %,

b) żelazo zgrzewne wytworzone w stanie ciastowatym, zawierające żużel, w tym:

- żelazo zgrzewne kowalne niehartowane (Schweißschmiedeeisen), o zawartości węgla od 0,05 % do 0,5 %,
- stal zgrzewna hartowana (Schweißstahl), o zawartości węgla od 0,5 % do 1,5 %.

Stal zgrzewna (żelazo zgrzewne) pochodziła z pieców pudlarskich, a stal zlewna (żelazo zlewne) z gruszki Bessemera lub pieca Martina–Simensa. Żelazo zgrzewne (Schweißeisen) było dość powszechnie stosowane w różnych elementach konstrukcyjnych aż do 1904 r. [10].

Do badań pobrano próbkę z płaszcza trzonu wieży przy podstawie – patrz rys. 8b. Wykonano badania chemiczne i badania wytrzymałościowe. Wyniki tych badań zamieszczono w załącznikach Z1 i Z2.

6.1. Badania chemiczne

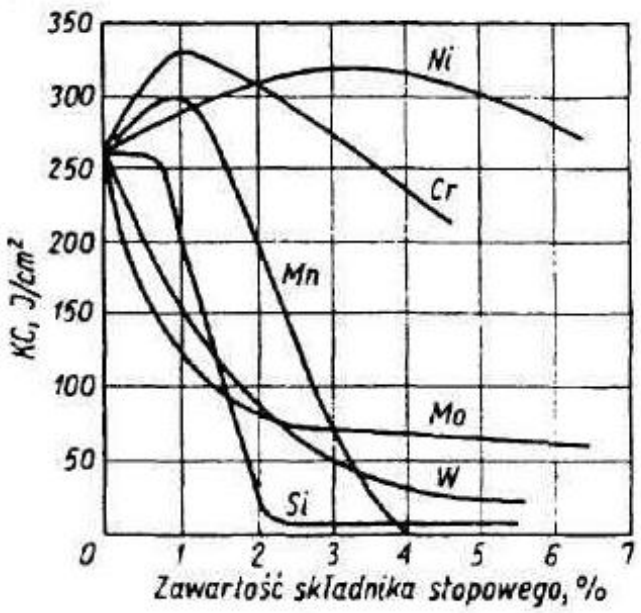
Uzyskano następujące zawartości badanych pierwiastków:

Tablia 3. Zawartości pierwiastków stopowych w stali płaszcza

Oznaczenie	Jednostka miary	Wynik ± niepewność*	Graniczne wartości pierwiastków stopowych
C	%	0.028 ±0.005	-
Cr	%	< 0.010	< 0,30
Cu	%	0.043 ±0.004	< 0,40
Mn	%	0.30 ±0.02	< 1,65
Mo	%	< 0.005	< 0.08
Ni	%	0.023 ±0.004	< 0,30
V	%	< 0.003	< 0,10

Są to zawartości niższe od wartości granicznych dla stali niestopowych (węglowych).

Wpływ składników stopowych na udarność przedstawiono na rys. 24. Chrom, mangan i nikiel polepszają udarność, przy takich wartościach jak w badanej stali. Z kolei molibden i wanad nieznacznie ja pogarszają.



Rys. 24. Wpływ składników stopowych na udarność

Celem wstępnej oceny spawalności stali obliczono wartość równoważnika węgla ze wzoru zaproponowanego przez Międzynarodowy Instytut Spawalnictwa dla stali niskostopowych zawierających nie więcej niż 0,18 % węgla [9].

$$CEV = C + \frac{M_n}{6} + \frac{C_r + M_o + V}{5} + \frac{N_i + C_u}{15}$$

$$CEV = 0{,}033 + \frac{0{,}32}{6} + \frac{0{,}010 + 0{,}006 + 0{,}003}{5} + \frac{0{,}027 + 0{,}047}{15} = 0{,}038.$$

Klasyfikację stali wg spawalności przedstawiono w tabl. 3 [9]. Rozróżnia się 4 grupy stali. Do grupy pierwszej zalicza się najbardziej rozpowszechnione gatunki stali niskowęglowych (CEV ≤ 0,2), które mogą być spawane wg tradycyjnej technologii, tzn. bez wstępnego podgrzewania i podgrzewania w trakcie spawania, a także bez późniejszej obróbki cieplnej.

Tablica 3. Klasyfikacja stali wg spawalności [9]

Grupa stali	Spawalność	Równoważnik węgla wg wzoru (2) C_E, %	Stosowane podejścia technologiczne			
			Podgrzanie		Obróbka cieplna	
			przed spawaniem	podczas spawania	przed spawaniem	po spawaniu
1	dobra	< 0,2	-	-	-	pożądana
2	zadowalająca	0,2÷0,35	potrzebne	-	pożądana	potrzebna
3	ograniczona	0,35÷0,45	potrzebne	pożądane	potrzebna	potrzebna
4	zła	> 0,45	potrzebne	potrzebne	potrzebna	potrzebna

6.2. Próba rozciągania

Badaniom poddano dwie próbki wycięte z płaszcza trzonu zbiornika w miejscu wskazanym na rys. 8b. Wymiary próbek wynosiły

- próbka 1
  - przekrój 22,5 x 6,6 mm,
  - L_o = 60,0 mm,
  - L_u = 76,1 mm,
- próbka 2
  - przekrój 25 x 6,7 mm,
  - L_o = 60,0 mm,
  - L_u = 74,1 mm.

Wyniki badań:

- próbka 1
  - siła maksymalna (na poziomie R_m) N = 45,6 kN,
  - siła zrywająca (na poziomie R_u) N = 45,6 kN,

$$R_m = \frac{45{,}6 \cdot 10^{-3}}{0{,}0225 \cdot 0{,}0066} = 307 MPa,$$

- próbka 2
  - siła maksymalna (na poziomie R_m) N = 47,5 kN,
  - siła zrywająca (na poziomie R_u) N = 45,6 kN,

$$R_m = \frac{47{,}5 \cdot 10^{-3}}{0{,}025 \cdot 0{,}0067} = 283{,}6 MPa.$$

Na podstawie wyników badań stali wnioskuje się, że w wieży zastosowano stal zgrzewną. Powyższy wniosek uzasadniony jest uzyskaną, małą wytrzymałością stali na rozciąganie oraz niską zawartością węgla. Stal zlewna charakteryzuje się znacznie wyższą wytrzymałością, oraz wyższą zawartością węgla. Ponadto podczas poboru próbki do badań stwierdzono skłonność blachy do rozwarstwiania się, co również cechuje stal zgrzewną. Stal zgrzewna nie jest stalą spawalną.

7. Wyniki obliczeń

Siły wewnętrzne w trzonie wieży wyznaczono jak dla wspornika, w sposób analogiczny do trzonów kominowych. Obliczenia uzupełniono o wpływ zaburzenia brzegowego, jak dla powłok, w obszarze poziomych zakładów blach. W załamaniu płaszcza trzonu przy podstawie, powstałego w skutek wzmocnienia płaszcza, uwzględniono wpływ tego załamania zarówno na wartości sił południkowych jak i równoleżnikowych. Sprawdzono także wpływ działanie wiatru po obwodzie na stateczność cienkiej ścianki płaszcza. Wytężenie płaszcza oszacowano z uwzględnieniem ubytków korozyjnych, zakładając pełną perforację ścianki na szerokość 60 cm w przekroju przez drzwi wyłazowe, 80 cm w przekroju b-b jak na rys. 2b, oraz 140 cm w przekroju przez dolne drzwi wejściowe. Stateczność trzonu wieży sprawdzono jak dla ściskanego i zginanego wspornika z uwzględnieniem niestateczności miejscowej ścianki płaszcza i współczynnika wyboczeniowego wieży – patrz tabl. 8 w załączniku Z3. Warunek stateczności uzupełniono o wpływ zginania ścianki wynikający z zaburzenia brzegowego – patrz tabl. 9. Ponadto określono naprężenia równoleżnikowe wynikające z radialnego ściskania płaszcza w jego załamaniu na górnej krawędzi blachy wzmacniającej trzon wieży przy jego podstawie. Do obliczeń wprowadzono pierwotne grubości blach: 8 lub 6 mm oraz istniejące grubości (po skorodowaniu): 4, 5 lub 6 mm. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny wieży, ciężar rdzy w postaci połowy wartości ubytków korozyjnych, obciążenie wiatrem oraz obciążenie śniegiem. Do obliczeń przyjęto granicę plastyczności stali f_y = 145 MPa. Kompletne wyniki obliczeń zamieszczono w załączniku Z3.

Największe wytężenie płaszcza trzonu, obliczone bez wpływu zakładów blach, występuje na poziomie 2,93 m nad fundamentem i wynosi około 46 % jego nośności. Po uwzględnieniu wpływu zakładów blach wytężenie tego przekroju wzrasta do 91 %

nośności. Nieco większe, sumaryczne wytężenie może wystąpić na poziomie około 7,55 m i wyniesie 95,6 %. Są to wytężenia bliskie nośności wieży. W pozostałych przekrojach naprężenia obliczone z uwzględnieniem ubytków korozyjnych i zakładów blach są mniejsze – patrz tabl. 9 w załączniku Z3.

Maksymalna siła jaka może wystąpić w śrubach kotwiących wieżę jest bliska 50 kN, a nośność nowej śruby fundamentowej wynosi 52,2 kN, przy naprężeniach w przekroju przez gwint 147,8 MPa. Otrzymana wartość siły w kotwie fundamentowej jest mniejsza o około 11,2 % w stosunku do siły uzyskanej przez projektanta wieży.

Maksymalna wartość naprężeń na docisk dolnego kołnierza wieży do fundamentu wynosi 0,70 MPa, przy założeniu pełnej szerokości kołnierza 100 mm. Projektant w swoich obliczeniach, z uwzględnieniem ciężaru wody w zbiorniku, uzyskał naprężenia 1,34 MPa. Porównywalne do tej wartości mogą być naprężenia pod skorodowanym kołnierzem, przy jego szerokości 52 mm.

Nośność kołnierza na zginanie jako wspornika, przy jego docisku do betonu może być wykorzystana w 81 %, przy jego szerokości 100 mm oraz w 94 %, przy jego szerokości 52 mm.

Nośność kołnierza jako wspornika w strefie rozciąganej może być wykorzystana w 70 %, przy szerokości kołnierza 100 mm. W przypadku szerokości 52 mm nośność kołnierza jako wspornika może być znacznie za mała.

Nośność podłoża pod fundamentem jest wystarczająca dla przejęcia spodziewanych obciążeń. Również wystarczająca jest stateczność fundamentu na jego wywrócenie.

Naprężenia na docisk kołnierza do fundamentu są mniejsze od nośności muru na docisk. Zachowany będzie również warunek nośności fundamentowego muru na ściskanie.

8. Określenie sposobu antykorozyjnego zabezpieczenia konstrukcji stalowej

A. Stopień skorodowania wg PN-EN ISO 8501-1

Stopień skorodowania całej powierzchni trzonu i zbiornika wieży poza obszarami, w których wystąpiła perforacja płaszcza ocenia głównie się jak D i na niewielkich powierzchniach jako C. Na powierzchni blach zgorzelina walcownicza

uległa całkowitemu skorodowaniu i gołym okiem widać wżery korozyjne w podłożu. Na małych powierzchniach występuje jeszcze śladowo zgorzelina walcownicza, a po jej zdrapaniu gołym okiem widać korozyjne wżery w podłożu.

B. Środowisko korozyjne wg PN-EN ISO 12944-2

Agresywność korozyjną środowiska ocenia się na pograniczu kategorii C2 (słaba –atmosfera o niskim stopniu zanieczyszczenia na terenach wiejskich) i C3 (średnia – atmosfera miejska i przemysłowa o umiarkowanym zanieczyszczeniu związkami siarki (SO_2)).

C. Trwałość systemu malarskiego wg PN-EN ISO 12944

Okres trwałości:

- krótki (L) od 2 do 5 lat,
- średni (M) od 5 do 15 lat,
- długi (H) powyżej 15 lat.

D. Stopień przygotowania powierzchni wg PN-EN-ISO 850101

W przypadku przedmiotowej wieży możliwy do osiągnięcia jest stopień przygotowania powierzchni St 2 lub St 3. W przypadku stopnia St 2 powierzchnia blach powinna być gruntownie, ręcznie oczyszczona z wykorzystaniem narzędzi z napędem mechanicznym. Na oglądanej bez powiększenia powierzchni nie może być widoczny olej, smar, pył, przyczepna zgorzelina walcownicza, rdza, powłoki malarskie i obce zanieczyszczenia.

Przygotowanie powierzchni do stopnia St 3 wymaga bardziej gruntownego czyszczenia ręcznego oraz czyszczenia z wykorzystaniem narzędzi z napędem elektrycznym. W porównaniu ze stopniem St 2 powierzchnię należy czyścić dopóki nie nabierze metalicznego połysku.

Do zabezpieczenia przed korozją stalowych powierzchni stosuje się farby:

Rodzaj farby:

Akrylowe	**AY**
Alkidowe	**AK**
Epoksydowe	**EP**
Epoksydowo-bitumiczne	**CTE**
Epoksydowe modyfikowane	**EP**
Chlorokauczukowe	**CR**
Poliuretanowe	**PUR**
Silikonowe	**SI**
Epoksydowe wysokocynkowe	**EPZn(R)**
Etylokrzemianowe	**ESIZn(R)**
Poliwinylowe	**PVC**
Bitumiczna	**BIT**

Tablica 4. Przykładowe systemy malarskie dla kategorii C3 i C4 przy stopniu przygotowania powierzchni Sa2½

Powłoka gruntowa		Powłoka nawierzchniowa łącznie z międzywarstwową		Grubość nominalna systemu mm	Oczekiwana trwałość					
Substancja błonotwórcza	Liczba warstw	Substancja błono-twórcza	Liczba warstw		C 3			C 4		
					L	M	H	L	M	H
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ESI	1	–	–	80	■	■		■		
AK	2	AK	1	120	■					
AK	2	AK	1–2	160	■					
AK	1–2	AK	2–3	200	■	■				
AK	1–2	AK	2–3	200	■	■	■	■		
EP	1	AY	1	200	■	■	■	■		
AK, AY, CR	1–2	AY	1–2	160	■	■	■			
AK, AY, CR	1–2	CR	2–3	200	■	■	■	■		
ESI	1	PVC	2–3	240	■	■	■	■	■	■
AK, AY, CR	1–2	BIT	2	240	■	■	■	■	■	
AK, AY, CR	1–2	BIT	2–3	280	■	■	■	■	■	■
EP	1–2	EP	1–2	160	■	■				
ESI	1	EP, PUR	1–2	160	■	■	■	■		
ESI	1	EP, PUR	2–3	200	■	■	■	■	■	
EP, PUR	1	EP, PUR	2–3	240	■	■	■	■	■	■
EP, PUR	1	EP, PUR	2–3	280	■	■	■	■	■	■
EP	1–2	EP, PUR	3–4	320	■	■	■	■	■	■
ESI	1	EP, PUR	3–4	320	■	■	■	■	■	■

Tablica 5. Przykładowe systemy malarskie firmy HEMPEL
(stopień oczyszczenia powierzchni St 3)

Okres trwałości	Numer systemu	Rodzaj farby	Przykładowe systemy malarskie firmy Hempel	Grubość (mikrony)
5-15 lat	1	farba akrylowa WB	1x HEMUCRYL PRIMER HB 18032	100
		farba akrylowa WB	1x HEMUCRYL ENAMEL HB 58030	60
			Całkowita GWS	**160 µm**
	2	farba epoksydowa SB	1x HEMPADUR FAST DRY 17410	100
		farba poliuretanowa SB	1x HEMPATHANE HS 55610	60
			Całkowita GWS	**160 µm**
	3	farba epoksydowa WB	1x HEMUDUR 18500	100
		farba poliuretanowa WB	1x HEMUTHANE ENAMEL 58510	60
			Całkowita GWS	**160 µm**
>15 lat	1	farba akrylowa WB	2x HEMUCRYL PRIMER HB 18032	125
		farba akrylowa WB	1x HEMUCRYL ENAMEL HB 58030	75
			Całkowita GWS	**200 µm**
	2	farba epoksydowa SB	1x HEMPADUR FAST DRY 17410	125
		farba poliuretanowa SB	1x HEMPATHANE HS 55610	75
			Całkowita GWS	**200 µm**
	3	farba epoksydowa WB	2x HEMUDUR 18500	140
		farba poliuretanowa WB	1x HEMUTHANE ENAMEL 58510	60
			Całkowita GWS	**200 µm**
	4	farba epoksydowa o wysokiej zawartości cynku SB	1x HEMPADUR ZINC 17360	40
		farba epoksydowa SB	1x HEMPADUR FAST DRY 17410	70
		farba poliuretanowa SB	1x HEMPATHANE HS 55610	50
			Całkowita GWS	**160 µm**

Z uwagi na małą odporność farb akrylowych na temperaturę > 60^{o}C zaleca się stosowane tych farb w kolorze jasnym. Farby poliuretanowe i epoksydowe są odporne na temperaturę do 120^{o}C.

9. Wnioski i zalecenia

9.1. Wnioski

Przedstawione niżej wnioski ustalono na podstawie: analizy pierwotnej dokumentacji technicznej wieży i literatury z zakresu produkowanych stali w okresie jej budowy, wizji lokalnych, pomiarów sprawdzających geometrię wieży i grubości płaszcza, oraz własnych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.

9.1.1. Wnioski z zakresu posadowienia wieży

1. Stan techniczny murowej konstrukcji fundamentu jest zadowalający, za wyjątkiem górnej cokołowej części o grubości dwóch do trzech warstw cegieł, ułożonych bezpośrednio pod oparciem kołnierza trzonu wieży, która wymaga przemurowania.
2. Stany graniczne nośności murowej konstrukcji fundamentu na ściskanie i docisk pod kołnierzem, oraz nośności podłoża gruntowego pod fundamentem, są zachowane.

9.1.2. Wnioski dotyczące stalowej konstrukcji wieży

1. Przedmiotowa wieża została wzniesiona w 1902 r. jako nitowana z blach wykonanych ze stali zgrzewnej. Stal ta nie nadaje się do wzmacniania za pomocą spawania.
2. Wieża składa się z fundamentu, trzonu zbiornika, iglicy odgromowej i urządzeń wewnętrznych podwieszonych do konstrukcji dachu zbiornika.
3. Stan techniczny stalowej konstrukcji trzonu wieży ocenia się jako niezadowalający. W płaszczu trzonu, na poziomach zdemontowanych podestów oraz przy otworach: wejściowym, wyłazowym i wentylacyjnych, widoczne są dziury spowodowane korozją. W złym stanie technicznym jest również kołnierz fundamentowy i płaszcz trzonu w obszarze wzmocnienia przy fundamencie. Płaszcz trzonu na powierzchniach skorodowanych wymaga wzmocnienia.
4. Z powodu braku dostępu do zamkniętej przestrzeni między pierwotnym płaszczem i blachami wzmacniającymi płaszcz przy podstawie, nie został szczegółowo rozeznany stan techniczny kołnierza podstawy wieży. Nie został również

w pełni rozeznany stan techniczny śrub fundamentowych w obszarze murów fundamentowych i bezpośrednio pod dolnym kołnierzem trzonu wieży.

5. Stan techniczny płaszcza zbiornika, poza jego dnem w środkowej części jest zadowalający. W dnie zbiornika widoczne są dziury spowodowane korozją. Perforacja dna zbiornika nie wpływa jednak na nośność wieży.
6. Drewniane elementy dachu zbiornika wraz z uszkodzonym pokryciem zostały zdemontowane. Pozostawiono stalowe kątowniki, usytuowane w płaszczyznach radialnych, podpierające centralną rurę o średnicy około 400 mm, do której zamocowano odgromowa iglicę. Płaszcz tej rury w obszarze połączeń z kątownikami został uszkodzony korozją. Rurę tę należy wymienić wraz z konstrukcją zamocowania odgromowej iglicy i w przypadku potrzeby również i iglicą.
7. Przed przystąpieniem do demontażu centralnej rury należy zdemontować wszystkie pozostałości po wewnętrznych podestach, podwieszone do tej rury. Należy również zdemontować pozostawione rurowe przewody, które są podwieszone do tej rury.
8. Należy odtworzyć stalową i drewnianą konstrukcję dachu wraz z pokryciem. Stalowe elementy radialne dachu (kątowniki) należy połączyć z nową centralną rurą za pomocą spoin, a z obwodowym pierścieniem zbiornika za pomocą nitów lub jednostronnych sworzni typu BOM R16 o średnicy 13,6 mm, albo śrub klasy 8.8 lub 10.9 o średnicy 14 mm (trudne do kupienia) lub 16 mm. Można przy tym wykorzystać otwory po zdemontowanych kątownikach i usuniętych nitach, jeśli nie są uszkodzone lub wykonać nowe otwory. Na czas robót centralną rurę można podeprzeć na dnie zbiornika.
9. Należy odtworzyć konstrukcję podparcia odgromowej iglicy na centralnej rurze i w przypadku potrzeby również i iglicę.
10. W miejscach uszkodzonych korozją należy wzmocnić płaszcz trzonu wieży przez nałożenie nowej blachy o grubości 7 mm. Łatę z nowej blachy należy zamocować do istniejącego płaszcza za pomocą nitów lub sworzni jednostronnych typu BOM o średnicy 13,6 mm, albo śrub klasy 8.8 lub 10.9 o średnicy 14 mm (16 mm). Rozstaw sworzni (śrub) powinien być zbliżony do rozstawu nitów łączących blachy trzonu wieży.

11. Należy wzmocnić strefę podporową wieży, przez założenie od strony wewnętrznej nowego płaszcza jak na rys. 26. Powstałą przestrzeń należy wentylować przez nawiercenie otworów o średnicy około 15 mm.
12. Stalową konstrukcję wieży należy oczyścić i zabezpieczyć przed korozją, a zamkniętą przestrzeń między istniejącymi płaszczami przy fundamencie należy osuszyć i wypełnić bitumem. Zewnętrzne gniazda na śruby kotwiące należy oczyścić i wypełnić lepikiem.
13. Teren wokół wieży należy obniżyć do połowy wysokości pierwszej odsadzki fundamentu, to jest do poziomu około 15 cm poniżej górnej powierzchni fundamentu.
14. Nośność sprawdzonych elementów wieży przy istniejącym ich stanie technicznym jest wystarczająca dla przejęcia spodziewanych obciążeń. Z uwagi jednak na postępującą degradację stalowej konstrukcji wieży i fundamentu oraz potrzebę oceny dolnego kołnierza wieży i śrub fundamentowych, konieczne jest wykonania zabezpieczeń opisanych w pkt. 9.2.

9.2. Zalecenia

9.2.1. Zalecenia dotyczące odbudowy dachu zbiornika

1. W pierwszej kolejności należy zdemontować iglicę odgromową i elementy łączące tę iglicę z centralną rurą. Następnie należy usunąć pozostawione elementy podestów i instalacji wodnej, podwieszone do konstrukcji dachu. Nie należy doprowadzić do sytuacji, w której elementy te wpadłyby do środka wieży, gdyż mogłyby uszkodzić płaszcz trzonu zbiornika i fundament wieży.
2. Należy zdemontować kątowniki podtrzymujące centralną rurę, po uprzednim zabezpieczeniu tej rury przed osunięciem się do wnętrza wieży.
3. W następnej kolejności należy odtworzyć stalową konstrukcję dachu – centralną rurę wraz z nowymi kątownikami. Kątowniki do nowej rury można spawać, natomiast do zewnętrznego pierścienia zbiornika należy zamocować za pomocą nitów lub jednostronnych sworzni BOM R16 o średnicy 13,6 mm, albo śrub M14 (16) klasy 8.8. Można je łączyć w miejscach, w których zostały usu-

nięte stare kątowniki, wykorzystując stare otwory, jeśli nie zostały uszkodzone korozją.

4. Do kątowników należy zamocować drewniane krokwie z drewna C24, o przekroju jak istniejące 2x(80x160 mm), a do nich zamocować pełne deskowanie o grubości 32 mm. Do czoła krokwi należy przybić deskę okapową, zabezpieczoną blachą tytanowo-cynkową, aluminiową lub miedzianą. Krokwie i deski należy zabezpieczyć środkami ogniochronnymi i grzybobójczymi. Na deskowaniu należy ułożyć asfaltową papę podkładową i przybić ją do podłoża gwoździami papowymi, a na niej papę wentylacyjną ułożoną na sucho posypką do spodu, a następnie należy ułożyć dwie warstwy asfaltowej papy zgrzewalnej modyfikowanej SBS-em – podkładową i nawierzchniową. Parę wodną spod papy wentylacyjnej należy wyprowadzić przy centralnej rurze, pod obróbką blacharską.
5. Należy odtworzyć odgromową iglicę.
6. Okap od dołu można osłonić podbitką z desek, zabezpieczoną środkami grzybobójczymi i ognioochronnymi.

9.2.2. Zalecenia dotyczące fundamentu wieży

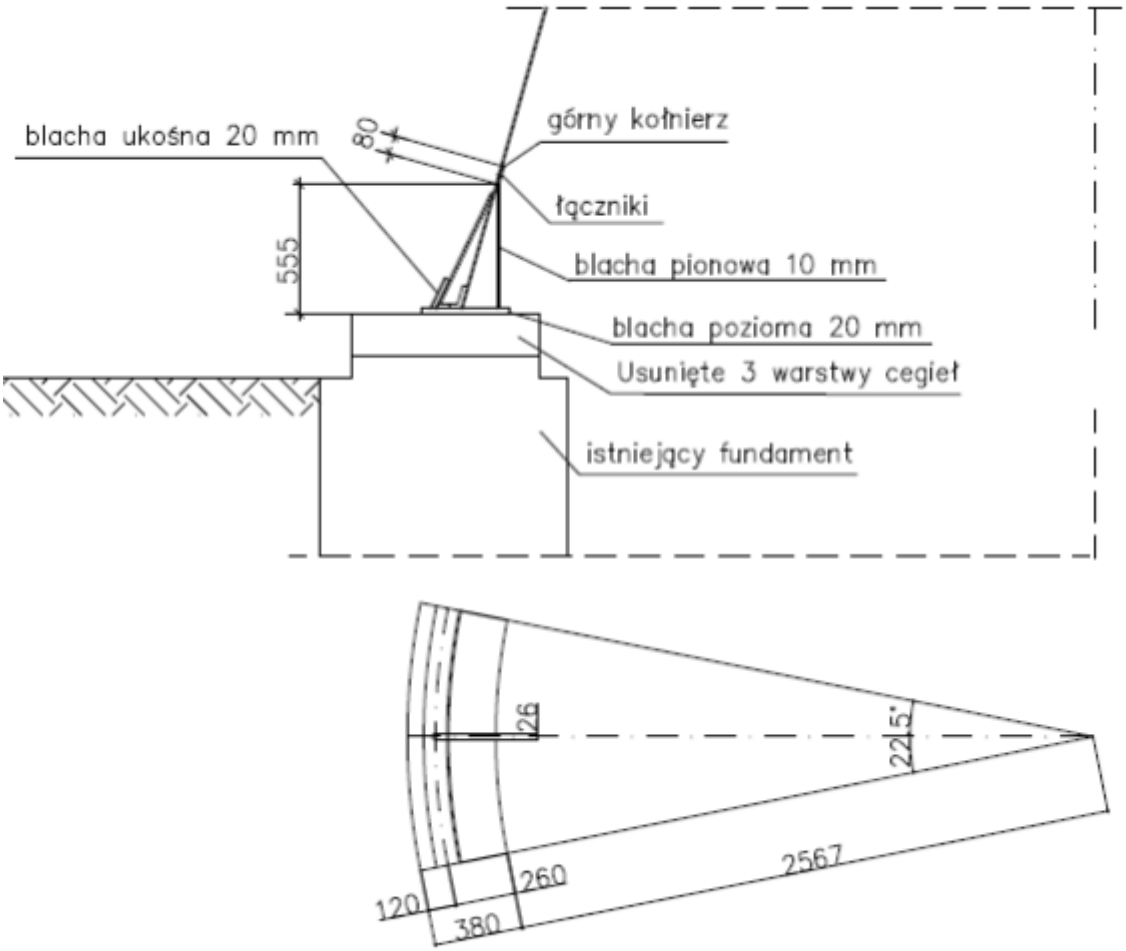
1. Do przemurowań cokołu należy zastosować dobrze wypaloną, mrozoodporną cegłę pełną o wytrzymałości na ściskanie min. 25 MPa i zaprawę cementową M20. Można również użyć dobre cegły uzyskane z rozbiórki górnych warstw fundamentu. Górną powierzchnię cokołu pokryć mrozo- i wodo- odporną, modyfikowaną polimerem, mineralną zaprawą cementową, ze spadkiem około 2% od trzonu wieży.
2. W czasie przemurowywania górnych warstw fundamentu należy sprawdzać stan śrub kotwiących pod kołnierzem trzonu oraz wykonać naprawy i konserwację antykorozyjną kołnierza – patrz pkt. 9.2.3.
3. Prace przy przemurowaniu cokołu należy wykonywać odcinkowo, wzdłuż całego obwodu kołnierza trzonu, naprzemiennie, odcinkami po około 1,2 m – od środka odległości między dwoma śrubami do środka odległości między następnymi śrubami.
4. Należy usunąć pnie i korzenie drzew przy fundamencie.

5. Należy przewidzieć konserwację odsłoniętych części fundamentu – oczyszczenie, spoinowanie i impregnację. Do spoinowania należy stosować zaprawy mineralne – np. „Remmers Fugenmörtel”, a do impregnacji preparaty hydrofobowe – np. „Funcosil AS” firmy Remmers Polska.

9.2.3. Zalecenia dotyczące stalowej konstrukcji wieży

1. Po usunięciu trzech warstw cegły w obszarze pierwszej śruby kotwiącej należy sprawdzić stopień skorodowania kołnierza na jego szerokości i grubości. Prace należy rozpocząć od miejsca, w którym jest najbardziej skorodowany płaszcz trzonu po wewnętrznej jego stronie, poza obszarem otworu wejściowego.
2. W przypadku dużych ubytków korozyjnych dolnego kołnierza wieży, sięgających 25 mm jego szerokości i pełnej grubości, mierząc od wewnętrznej jego krawędzi, na sumarycznej długości po jego obwodzie sięgającej kilku metrów (około trzech), lub pojedynczego odcinka przekraczającego 1,0 m, zajdzie potrzeba wzmocnienia zakotwienia wieży w fundamencie. Taka potrzeba zaistnieje również w przypadku ubytków korozyjnych śrub sięgających 20 % ich średnicy. W wątpliwych przypadkach konieczne będą konsultacje z autorami niniejszego opracowania.
3. W przypadku, gdy zaistnieje potrzeba lokalnego wzmocnienia samego kołnierza na długości około 1,1 m, to takie wzmocnienie można wykonać wg rozwiązania zamieszczonego na rys. 25.

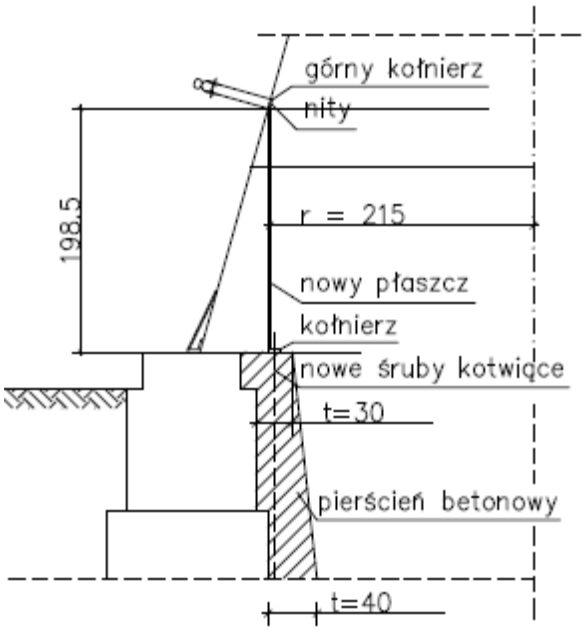
   W blasze poziomej przewidziano wycięcie na śrubę. Blachę tą należy wsunąć pod istniejący kołnierz po uprzednim jego dokładnym oczyszczeniu i zabezpieczeniu przed korozją. Następnie należy podmurować fundament do poziomu blachy, wypełniając dokładnie zaprawą szczelinę między blachą i murem. Po uzyskaniu przez mur pełnej jego nośności, do blachy poziomej należy dospawać ukośną blachę zewnętrzną i pionową blachę wewnętrzną zakończoną ukośnym kołnierzem. Następnie ukośną blachę zewnętrzną należy przyspawać do płaszcza wieży, po czym górny kołnierz pionowej blachy wewnętrznej należy połączyć z płaszczem wieży za pomocą nitów lub sworzni jednostronnych typu BOM R16 albo śrub M14-8.8.



Rys. 25. Lokalne wzmocnienie kołnierza i płaszcza trzonu

4. Z kolei w przypadku potrzeby wzmocnienia kołnierza na dłuższym odcinku – rzędu kilku metrów, lub wzmocnienia zakotwienia wieży ze względu na duże ubytki korozyjne śrub, to zakotwienie należy wzmocnić wg rozwiązania zamieszczonego na rys. 26.

   W rozwiązaniu tym przewiduje się wykonanie dodatkowego, wewnętrznego pierścienia żelbetowego, w którym zostaną osadzone nowe śruby fundamentowe. Na tym pierścieniu zostanie posadowiony nowy, dolny wycinek płaszcza (wewnętrzna carga), który na górnej krawędzi należy zamocować do istniejącego płaszcza.



Rys. 26. Wzmocnienie zakotwienia wieży za pomocą wewnętrznego płaszcza i dodatkowego fundamentu

5. Przed wykonaniem wzmocnienia kołnierza wg sposobu jak na rys. 25, należy oczyścić gniazda, w których znajdują się śruby fundamentowe i zabezpieczyć je lepikiem.
6. Należy wzmocnić płaszcz trzonu wieży w miejscach osłabionych korozją, w których widoczne są korozyjne otwory o powierzchni większej od 900 cm^2. Wzmocnienie to należy wykonać z blachy o grubości 7 mm, łączonej do istniejącego płaszcza, poza osłabionymi miejscami, za pomocą nitów lub sworzni BOM R16 albo śrub M14 klasy 8,8.
7. Przed wykonaniem wzmocnień wieży, płaszcz trzonu i zbiornik należy zabezpieczyć antykorozyjnie zestawem farb opisanym w pkt. 8, po uprzednim jego oczyszczeniu przynajmniej do stopnia St 3. Analogicznie należy zabezpieczyć wszystkie nowe elementy po ich wcześniejszym oczyszczeniu do stopnia Sa2½.
8. Przestrzeń między płaszczami przy podstawie wieży należy zabezpieczyć farbami bitumicznymi po wcześniejszym wykonaniu otworów o potrzebnej, minimalnej średnicy, w rozstawie nie mniejszym niż co 20 cm, przy otworach o średnicy do 15 mm.

10. Wniosek końcowy

Stan techniczny wieży jest niezadowalający. Wieża wymaga przeprowadzenia wzmocnień i napraw opisanych w pkt. 9.2. Z uwagi na postępującą jej degradację roboty te należy wykonać w możliwie najszybszym terminie.

Dach zbiornika wieży powinien zostać zrekonstruowany do lata 2018 r., głównie ze względu na zły stan techniczny elementów podtrzymujących odgromową iglicę wieży.

Pozostałe roboty powinny zostać wykonane do końca 2019 r., na podstawie wcześniej opracowanej dokumentacji technicznej.

Po wykonaniu robót i napraw przewidzianych w niniejszym opracowaniu bezpieczeństwo konstrukcji wieży będzie zachowane.

……
Dr hab. inż. Jan ZAMOROWSKI

……..
Dr inż. Zbigniew PAJĄK

……
Dr inż. Grzegorz GREMZA

GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO

OZ/INN/4611/185/02 Warszawa, 2002-02-19

DECYZJA NR 89/02

Na podstawie art. 88 a pkt 3 lit. „b" ustawy z 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (t.j. Dz. U. z 2000 r. Nr 106, poz. 1126 z późn. zm.) i art. 104 § 1 i § 2 ustawy z 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (t.j. Dz. U. z 2000 r., Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.)

Dr inż. Jan Zamorowski
urodzony 20 października 1949 roku w Przybynowie
ustanowiony przez Wojewodę Śląskiego decyzją Nr 1/02 z dnia 24.01.2002 r.
Rzeczoznawcą Budowlanym
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
obejmującej projektowanie i wykonawstwo
w zakresie wszelkich obiektów budowlanych
z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych

zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczoznawców Budowlanych
pod pozycją 89/02/R/C

Zgodnie z art. 15 ust. 3 ustawy Prawo budowlane wpis niniejszy stanowi podstawę do podjęcia czynności rzeczoznawcy budowlanego w zakresie wyżej wymienionej specjalności na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

UZASADNIENIE

Wobec uprawomocnienia się decyzji Wojewody Śląskiego, Nr 1/02 z dnia 24.01.2002 r. znak: AG.II-4/2/7133/1/02 w przedmiocie nadania dr inż. Janowi Zamorowskiemu tytułu rzeczoznawcy budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej obejmującej projektowanie i wykonawstwo w zakresie wszelkich obiektów budowlanych z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych, zgodnej z posiadanymi uprawnieniami budowlanymi i spełniającej pozostałe wymogi określone przepisami prawa materialnego oraz procesowego, należało orzec jak w sentencji.

Decyzja niniejsza jest ostateczna. Zgodnie z art. 127 § 3 Kpa oraz stosownie do uchwały Naczelnego Sądu Administracyjnego, z dnia 09 grudnia 1996 r., sygn. akt OPS 4/96, strona może w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji wystąpić z wnioskiem o ponowne rozpatrzenie sprawy.

Otrzymują:
1. Dr inż. Jan Zamorowski
   ul. Kusocińskiego 12/33
   44-100 Gliwice
2. Wojewoda Śląski
3. aaMPI

z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
p.o. DYREKTORA DEPARTAMENTU
UPRAWNIEŃ I ODPOWIEDZIALNOŚCI ZAWODOWEJ
Grażyna Szestakow-Wilamowska

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-WKX-JSR-HM9 *

Pan Jan Zamorowski o numerze ewidencyjnym SLK/BO/3250/02
adres zamieszkania ul. Strzeleckiego 44, 44-105 Gliwice
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-01-04 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

URZĄD WOJEWÓDZKI
w Katowicach
Wydział Architektury i Krajobrazu
40-032 KATOWICE
ul. Jagiellońska nr 25
0514259

Katowice, dnia 1992-05-05

Nr.ew.01/7/92

Z A Ś W I A D C Z E N I E

Na podstawie art. 18 ust.3 Ustawy z dnia 24 października 1974 r. prawo budowlane /Dz.U. Nr.38, poz.229/ oraz § 16, ust.2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U. Nr 8 poz.46/ - Urząd Wojewódzki stwierdza, że

doktor nauk technicznych Zbigniew P a j ą k

urodzony dnia 30 marca 1950 r. w Bielsku-Białej

został ustanowiony rzeczoznawcą budowlanym w specjalności

konstrukcyjno-budowlanej

w zakresie budownictwa kubaturowego tradycyjnego lub uprzemysłowionego oraz konstrukcji skomplikowanych i pionierskich w budownictwie betonowym

i został wpisany na wojewódzką listę rzeczoznawców budowlanych.

Zgodnie z § 14 w/w rozporządzenia doktor nauk technicznych Zbigniew Pająk jest upoważniony do wykonywania funkcji rzeczoznawcy budowlanego w wyżej wymienionym zakresie na terenie całego Kraju.

z up. WOJEWODY
mgr inż. arch. Andrzej Urban
Dyrektor Wydziału

URZĄD WOJEWÓDZKI W KATOWICACH

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-J4A-SXI-G5Y *

Pan Zbigniew Pająk o numerze ewidencyjnym SLK/BO/2588/01
adres zamieszkania ul. Skowronków 66 a, 43-300 Bielsko-Biała
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-11-22 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.