



Wpływ wstrząsów terenu górniczego oraz obciążeń stałych i zmiennych na zabytkową wieżę

The influence of mining tremors and other loads on the historical tower

Dr hab. inż. Krzysztof Gromysz, prof. PŚI. *)

Treść: Zabytkowa wieża została wzniesiona w 1880 r. Obiekt pełnił pierwotnie funkcję komina, następnie wieży wodnej, a obecnie adaptowano go na punkt widokowy. Wysokość obiektu ponad poziom terenu wynosi 45,25 m, a taras widokowy znajduje się ok. 41 m nad poziomem terenu. W rejonie wieży występują silne wstrząsy terenu górniczego. W przeszłości, gdy wieża pełniła funkcję komina, a następnie wieży wodnej, obiekt znajdował się w rejonie filara ochronnego dla szybów dawnej kopalni „Ignacy”. Obszar filara był kilkakrotnie naruszany eksploatacją górniczą prowadzoną różnymi systemami. W ostatnich dziesięciu latach na wieżę oddziaływały wpływy eksploatacji górniczej prowadzonej na głębokości od 1054 m do 1172 m w pięciu pokładach. Bezpośrednio pod wieżę prowadzono eksploatację jedynie w pokładzie 703/1 w 2015 r. W wyniku prowadzonych eksploatacji wieża wychyliła się 10 mm/m. Wykonano obliczenia statyczne modelu konstrukcji polegające na uwzględnieniu wpływu obciążeń stałych, zmiennych i wychylenia oraz obliczenia dynamiczne, których celem było wyznaczenie wpływu silnych wstrząsów oddziałujących na wieżę. Na podstawie całkowania równań ruchu wyznaczono amplitudy przemieszczenia i przyspieszenia w poziomie tarasu widokowego wywołane wstrząsem terenu górniczego o danym przebiegu. Na przykład wstrząs o amplitudzie przyspieszenia równej 602 mm/s^2 wywołuje przyspieszenia w poziomie tarasu widokowego wynoszące 1050 mm/s^2 . Analiza spektralna pozwoliła na wyznaczenie naprężeń w elementach konstrukcji wieży wywołanych wstrząsami generowanymi przez KWK „Rydułtowy”. Wykazano, że dopuszczalne obliczeniowo obciążenie obiektu wstrząsem terenu górniczego, wyrażone maksymalną amplitudą przyspieszeń drgań, zależy od wychylenia wieży. Przy wychyleniu równym 15 mm/m i założonych wytrzymałościach materiału elementów konstrukcji dopuszczalna obliczeniowo amplituda wstrząsów wynosi 1800 mm/s^2 . Przeprowadzone analizy pozwalają na stwierdzenie, że w przypadku części obiektów budowlanych odporność dynamiczna na wstrząsy terenu górniczego zależy od ustalonej odporności statycznej.

Abstract: The historic tower was built in the 1880. In the beginning it used to be a chimney, then in the 1954 it was turned to the supporting construction of water tank. In the last years it has been adapted as a viewpoint. The height of the object is 45.25 m, and the viewing terrace is about 41 m above the ground level. Strong mining tremors appears in the tower area. In 2015, directly under the tower, coal extraction was conducted. As a result of this the inclination of tower equal to 10 mm/m appeared. This paper presents calculations of the structural model which take into account the influence of constant and variable loads as well as the influence of mining tremors. The aim of the calculations was to determine the impact of mining tremors on the tower. The amplitude of the displacement and acceleration at the level of the viewing terrace was computed basing on the numerical integration of equations of the motion. For example a mining tremor of an amplitude of 602 mm/s^2 accelerates the observation deck level to 1050 mm/s^2 . Spectral analysis allowed to determine the stresses in the elements of the tower construction caused by mining tremors. It has been shown that the admissible level of mining tremors depends on the tower deflection. The analyses made it possible to conclude that the dynamic resistance of the tower to the mining tremors depends on the established static resistance.

Słowa kluczowe:

wstrząs terenu górniczego, obiekt zabytkowy, całkowanie równań ruchu

Key words:

mining tremors, historic building, integrating the equations of motion

1. Wprowadzenie

Na wytyczenie konstrukcji zabytkowej wieży widokowej wpływają obciążenia stałe i zmienne, wstrząsy terenu górniczego oraz zmiana nachylenia terenu górniczego. Dopuszczalne obliczeniowo obciążenie wieży wstrząsem zależy zatem od jej wychylenia. W celu ilościowego porównania wpływu poszczególnych obciążeń na naprężenia występu-

jące w elementach konstrukcji, obliczenia przeprowadzono dla wartości charakterystycznych, rezygnując jednocześnie z formalnych kombinacji obciążeń.

2. Opis wieży

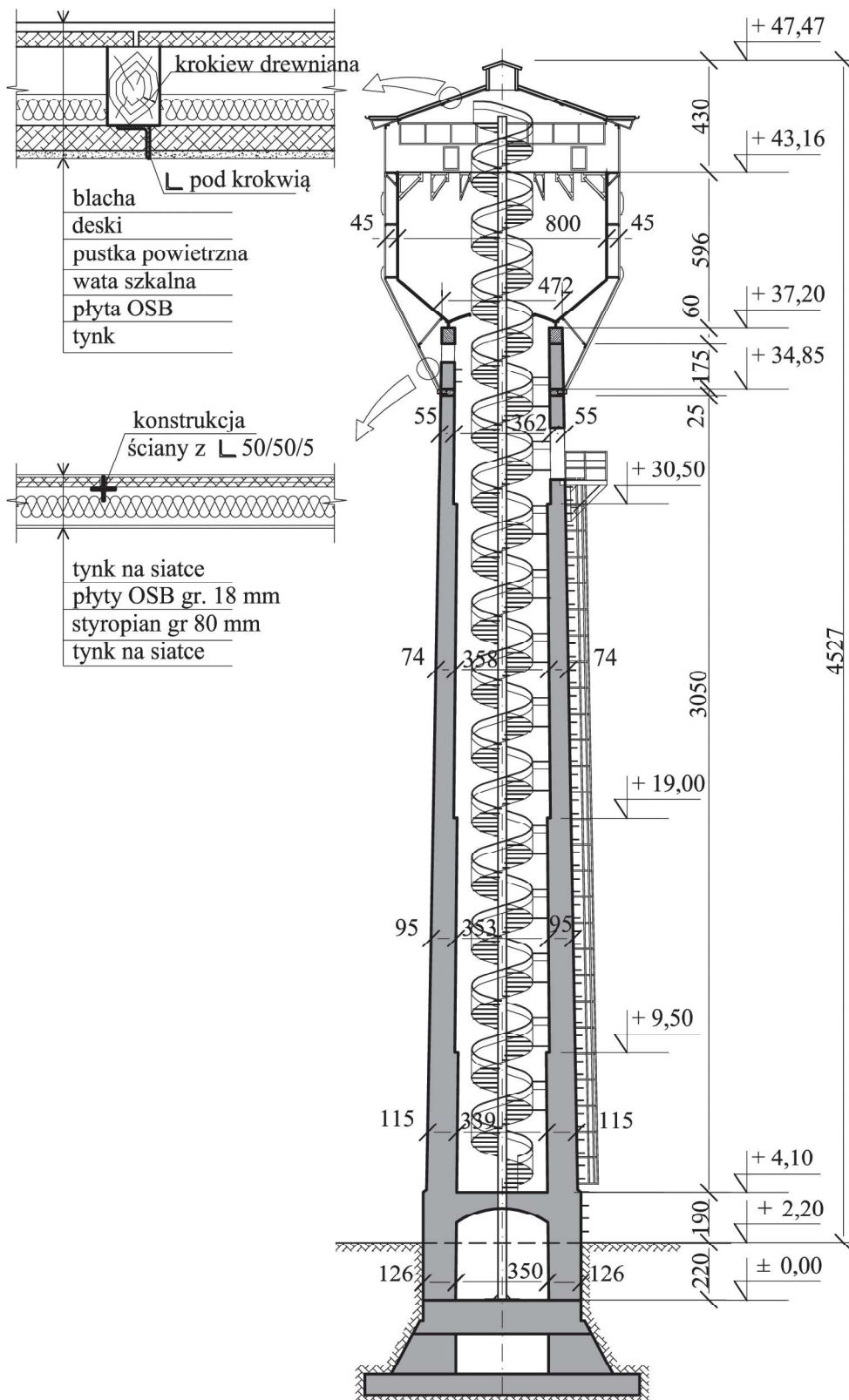
Wieża widokowa znajduje się na terenie Zabytkowej Kopalni „Ignacy” w Rybniku. Wysokość obiektu, licząc od poziomu posadzki w pomieszczeniu piwnicznym do kalenicy

*) Politechnika Śląska w Gliwicach

dachu wynosi 47,47 m (rys. 1). W poziomie +43,16 m p.p.tt znajduje się taras widokowy przeznaczony dla osób zwiedzających Zabytkową Kopalnię i wieżę.

Wieża składa się z fundamentu, cokołu, trzonu oraz obudowanego, nieużytkowanego zbiornika wody, na którym oparto taras widokowy.

Fundament, cokół oraz trzon wchodziły w skład wybudowanego około 1880 roku przemysłowego kominu. W 1952 r. dokonano przebudowy kominu, polegającej na zmniejszeniu jego wysokości oraz zabudowaniu stalowego zbiornika na wodę na jej szczycie. Do 1994 r. obiekt pełnił funkcję wieży ciśnień. Po remoncie przeprowadzonym w 2007 r. obiekt został adaptowany na wieżę widokową.



Rys. 1. Przekrój pionowy przez wieżę widokową
 Fig. 1. Vertical cross-section of the tower

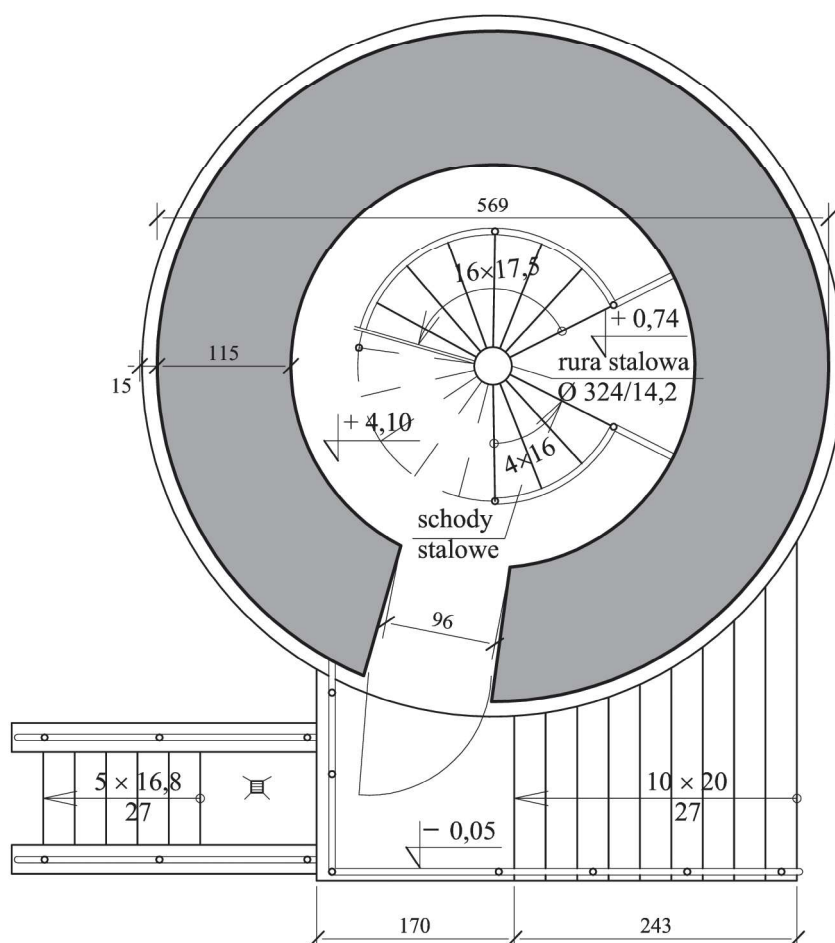
Fundament wieży tworzy betonowa płyta i znajdująca się nad nią murowana konstrukcja zwiększająca szerokość ku dołowi. Na fundamencie spoczywa cokół, którego zewnętrzna średnica jest równa 6,02 m, a grubość ściany wynosi 1,26 m. Wewnątrz cokołu znajduje się pomieszczenie piwniczne, którego posadzka położona jest na poziomie przyjętym za $\pm 0,00$ (rys. 1). W obliczeniach poziom ten będzie traktowany jako przekrój utwierdzenia cokołu na sprężycie podpartym fundamentem. Na posadzce pomieszczenia piwnicznego oparto stalową rurę stanowiącą konstrukcję wewnętrznych schodów wykonanych w czasie ostatniego remontu.

W poziomie $+4,10$ m cokół przechodzi w trzon, którego wierzchołek znajduje się na wysokości $+37,20$ m – rys. 1. Trzon jest murowany z cegły, a grubość jego ścian zmienia się skokowo w trzech poziomach. Jego zewnętrzna średnica na poziomie $+4,10$ m (poziom wejścia do trzonu – rys. 2) wynosi 5,69 m, zaś grubość ścian jest równa 1,15 m. W wierzchołku na poziomie $+37,2$ m zewnętrzna średnica trzonu wynosi 4,72 m, a grubość ścian 0,55 m (rys. 1).

Trzon wieży zwieńczony jest betonowym wieńcem wysokości 0,60 m, w którym zakotwiony jest stalowy zbiornik na wodę. Grubość ścian nitowanego zbiornika wynosi od 7 mm w górnej części do 11 mm w jego dolnej części. Zbiornik pierwotnie cechował się objętością 300 m^3 i miał wysokość 6,80 m. Po remoncie przeprowadzonym w 2007 r., wysokość zbiornika została zmniejszona do 5,96 m. Część górna zbiornika jest walcem o średnicy 8 m i wysokości 3,98 m, a dolna jest ściętym stożkiem o wysokości 1,97 m i średnicy wynoszącej na dole 4,8 m, a na górze 8 m. Dno zbiornika jest wypukłe ku górze, w kształcie wycinka kuli. Obecnie w dnie wycięty jest

otwór dla przeprowadzenia schodów. Na krawędzi zbiornika zabudowany został stalowy pomost widokowy. Na obwodzie, po zewnętrznej stronie zbiornika, znajdują się stalowe pomosty, do których zamocowane są ściany obudowy. Konstrukcja obudowy wykonana jest w postaci szkieletu ze stalowych profili walcowanych L 50/50/5 połączonych nitami i śrubami. Do stalowych profili od strony wewnętrznej przytwierdzone są płyty OSB, do których przymocowane jest z kolei ocieplenie w postaci warstwy styropianu grubości 8 cm i tynku na siatce. Przekrój przez pionową ścianę obudowy przedstawiono na szczególe zamieszczonym na rysunku 1. Konstrukcję dachu obudowy zbiornika tworzą promieniście ułożone drewniane krokwie, pod którymi bieżą stalowe profile (rys. 1). Dach jest pokryty blachą przymocowaną do pełnego deskowania. Ocieplenie dachu wykonano z wełny mineralnej, zaś wykończenie stropu od dołu stanowi tynk.

Murowany cokół i trzon wieży, których wiek wynosi 126 lat, zachowały się w stosunkowo dobrym stanie. Występujące uszkodzenia mają wyłącznie powierzchniowy charakter, co przy znacznej grubości ścian od 0,55 m do 1,26 m nie ma istotnego znaczenia dla ogólnej nośności konstrukcji. Największe uszkodzenia występują na murach cokołu, gdzie na skutek penetracji wody i oddziaływania mrozu odsponieniu uległa warstwa zewnętrzna o grubości około jednej cegły. Została ona w znacznej części wymieniona w czasie ostatniego remontu. Przyjęto, że wytrzymałość cegły cokołu i trzonu wynosi 15 MPa. Marka zaprawy według normy (Norma PN-87), ze względu na lokalne wymiany spoin i fug odpowiada od 1,5 MPa do 8 MPa. Na podstawie powyższych założeń przyjęto (Norma PN-87), że wytrzymałość muru na



Rys. 2. Rzut wieży – poziom $+4,10$

Fig. 2. Layout of the tower – level $+4,10$

ściskanie wynosi od 2,2 MPa do 3,1 MPa. Większą wartość wytrzymałości, jako bardziej prawdopodobną, przyjęto tworząc model konstrukcji. Z kolei niższą wartość wytrzymałości wykorzystano przy ocenie nośności konstrukcji i określaniu dopuszczalnych wartości przyspieszeń wstrząsów terenu górniczego.

Na podstawie pomiarów geodezyjnych stwierdzono, że wychylenie obiektu wynosi 10,0 mm/m.

3. Eksploatacja górnicza i jej wpływ na powierzchnię w rejonie wieży

W przeszłości, gdy wieża pełniła funkcję komina, a następnie wieży wodnej obiekt znajdował się w rejonie filara ochronnego dla szybów dawnej kopalni „Ignacy”. Obszar filara był kilkakrotnie naruszany eksploatacją górniczną prowadzoną różnymi systemami.

W ostatnich dziesięciu latach na wieżę oddziaływały wpływy eksploatacji górnicznej prowadzonej na głębokości od 1054 m do 1172 m w pięciu pokładach. Bezpośrednio pod wieżą prowadzono eksploatację jedynie w pokładzie 703/1 w 2015 r. W pozostałych pokładach eksploatacja prowadzona była w odległości 499 m i większej od obiektu i jej wpływ na powierzchnię w rejonie wieży był niewielki. Sumaryczne wpływy wynikające z niekiedy obniżeń w ostatnich dziesięciu latach nie przekroczyły wskaźników przewidzianych dla I kategorii i osiągnęły następujące wartości: obniżenie 0,527 m, zmiana nachylenia terenu 2,4 mm/m, odkształcenie poziome 1,1 mm/m, promień krzywizny 189,9 km. KWK „Rydułtowy” planuje kontynuację eksploatacji górnicznej w trzech pokładach, która będzie powodowała dalsze deformacje powierzchni w rejonie obiektu.

Do wieży docierają silne wstrząsy wywoływane eksploatacją górniczną rejestrowane przez stanowiska pomiarowe. W ciągu pierwszego półrocza 2016 r w rejonie wieży, od-

ległości epicentralnej mniejszej niż 2000 m, wystąpiło 15 wstrząsów o energii powyżej 10^6 J. Współrzędne wieży i najbliższego stanowiska pomiarowego w lokalnym układzie współrzędnych przedstawiono w tabeli 1. W skład stanowiska wchodzi trzykierunkowy, piezoelektryczny czujnik drgań o czułości 850 mV/g, przetwornik analogowo-cyfrowy próbujący pomierzony sygnał z częstotliwością f_s wynoszącą 500 Hz oraz rejestrator. Oznacza to, że skwantowane wartości analogowego sygnału napięciowego przekazywanego przez czujnik zapisywane są co 0,002 s. Liczba zapisów wartości pomierzonych w jednym kierunku wynosi $N = 4096$, co oznacza, że wstrząs rejestrowany jest przez 8,19 sekundy. Zakres częstotliwości drgań przetwarzanych przez czujnik na sygnał napięciowy wynosi od 1 Hz do 100Hz. W artykule będą analizowane zapisy aparatury zrealizowane w dwóch poziomych kierunkach oznaczonych jako X i Y . Kierunki te nie są związane z układem współrzędnych przedstawionym na rysunku 3.

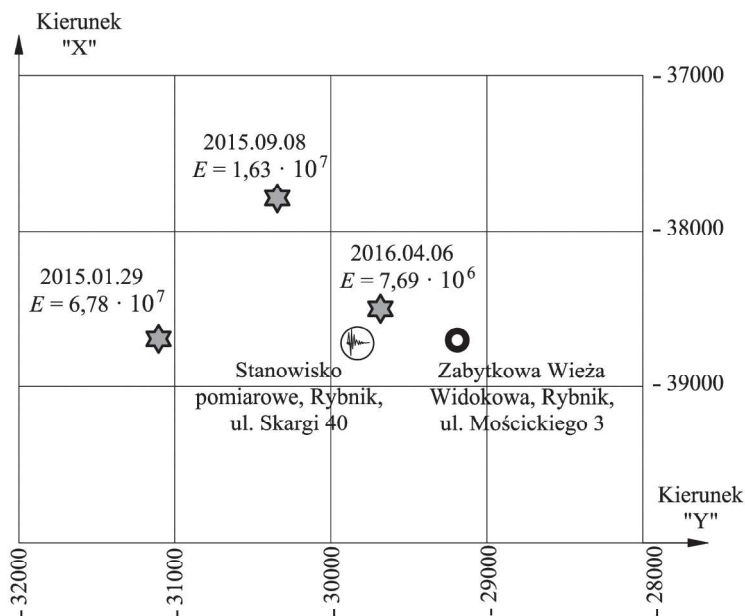
Dotychczas wstrząsy o energii powyżej 10^7 J, na przykład wstrząsy z dnia 2015.01.29 (Pilecka, Szermer-Zaucha 2015) i 2015.09.08, występowały w znacznej odległości od wieży (tabela 2). Dlatego największe przyspieszenia drgań w rejonie obiektu wywołał wstrząs z dnia 2016.04.06 o energii $7,69 \times 10^6$ J, który wystąpił w odległości epicentralnej d równej 526 m od wieży. Powyższe wykazano stosując zależność wiążącą energię wstrząsu E i odległość epicentralną r z maksymalną amplitudą drgań PGA_{H10} (Dubniński J. i in. 2012)

$$\log(PGA_{H10}) = 0,43\log E - 0,81\log d - 1,45, \quad (1)$$

gdzie: PGA_{H10} jest maksymalną amplitudą przyspieszeń drgań poziomych, wyznaczoną jako wypadkowa maksimum długości poziomego wektora w zakresie częstotliwości do 10 Hz, wyrażona w m/s^2 . Obliczone wartości PGA_{H10} dla wstrząsów, których epicentra przedstawiono na rysunku 3 i zestawiono w tabeli 2.

Tabela 1. Położenie stanowiska pomiarowego i wieży w lokalnym układzie współrzędnych
Table 1. Location of the stand and tower in the local coordinate system

Obiekt	Współrzędne wieży stanowiska			Adres
	X	Y	Z	
Wieża	38700	29190	296	ul. Mościckiego 3, 44-273 Rybnik
Stanowisko pomiarowe	38720	29830	305	ul. Skargi 40, 44- 273 Rybnik



Rys. 3. Położenie wieży oraz stanowiska pomiarowego i epicentrow wstrząsów naniesione w lokalnym układzie współrzędnych
Fig. 3. The position of the tower, stand and the epicenters of the mining tremors in the local coordinate system

Tabela 2. Położenie epicentrów silnych wstrząsów
Table 2. Location of mining tremors

Data wstrząsu	X , m	Y , m	Energia, J	Odległość epicentralna, m	PGA_{H10} , mm/s ²
2015.01.29	38692	31106	$6,87 \times 10^7$	1916	181
2015.09.08	37791	30345	$1,63 \times 10^7$	1470	121
2016.04.06	38515	29682	$7,69 \times 10^6$	526	203

Maksymalna amplituda przyspieszenia drgań wstrząsu z dnia 2016.04.06, pomierzona przez znajdujące się najbliżej wieży stanowisko, w kierunku X wynosi 240 mm/s^2 , a w kierunku Y jest równa 602 mm/s^2 . Czasowe przebiegi tego wstrząsu zarejestrowane w kierunkach poziomych przedstawiono na rysunku 4.

Dla dyskretnego zapisu wstrząsu przedstawionego na rysunku 4 wykonano przekształcenie DFT (*Discrete Fourier Transformation*)

$$X(m) = \sum_{n=0}^{4095} x(n)[\cos(2\pi nm/4095) - i\sin(2\pi nm/4095)], (2)$$

gdzie:

$X(m)$ – m – ta składowa wyjściowa DFT, tj. $X(0), X(1), X(2), X(3), \dots, X(4095)$,

m – indeks próbek wyjściowych DFT w dziedzinie częstotliwości, $m = 0, 1, 2, \dots, 4095$,

$x(n)$ – ciąg próbek wejściowych, DFT, tj. $x(0), x(1), x(2), x(3), \dots, x(4095)$ itd. przedstawiony w postaci wykresów na rysunku 4,

n – indeks próbek wyjściowych DFT w dziedzinie czasu, $n = 0, 1, 2, 3, \dots, 4095$,

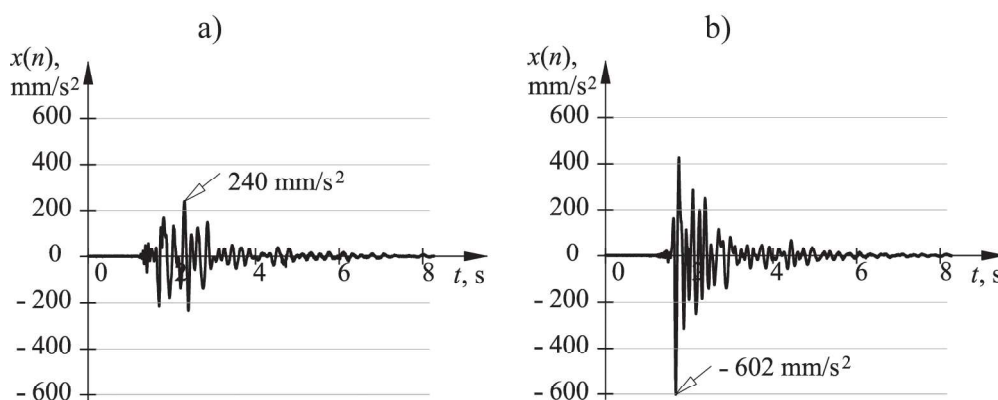
i – $\sqrt{-1}$

W wyniku tego przekształcenia uzyskano opis wstrząsu w dziedzinie częstotliwości. Ze względu na fakt, że częstotliwość próbkowania f_s wynosi 500 Hz, m – tą składową wyjściową DFT uzyskano co $f_s/N = 500/4096 = 0,122$ Hz. Kolejne wartości $X(m)$ odpowiadają zatem częstotliwościom f równym 0; 0,122; 0,244, 0,366, ..., 500 Hz. Zakres widma $|X(m)|$ przedstawiony na rysunku 5 ograniczono do częstotliwości $1 \text{ Hz} < f < 50 \text{ Hz}$.

Z analizy widm wynika, że dominujące pasmo częstotliwości zawiera się od 3 Hz do 8 Hz.

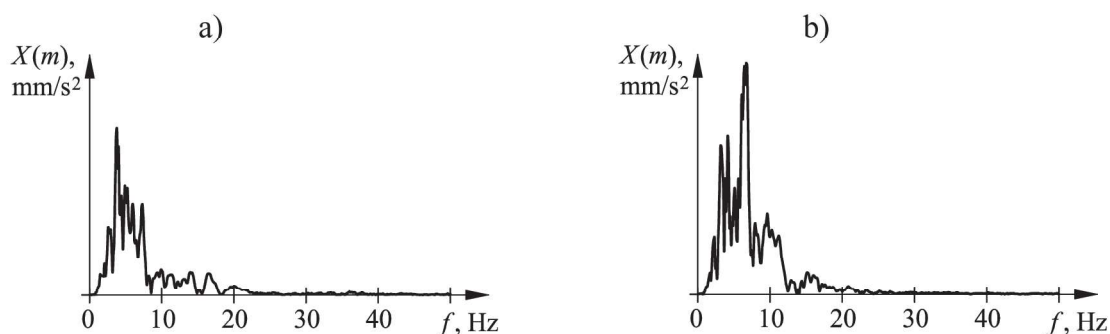
4. Naprężenia normalne w trzonie wieży

Wieża jest obciążona następującymi oddziaływaniami: wiatrem, wychyleniem, ciężarem własnym oraz wstrząsami terenu górniczego. W celu określenia wpływu poszczególnych obciążeń na wartość naprężeń normalnych w cokole i trzonie przyjęto model konstrukcji, a następnie obciążono go.



Rys. 4. Zmiana przyspieszenia w czasie zarejestrowana w trakcie wstrząsu z dnia 2016.04.06 przez stanowisko pomiarowe: a) zmiana w kierunku X , b) zmiana w kierunku Y

Fig. 4. Change of acceleration of mining tremors of 6th April 2016: a) registered in X direction, b) registered in Y direction



Rys. 5. Widmo wstrząsu z dnia 2016.04.06 zarejestrowanego przez stanowisko „Amax 1” przy ul. Skargi 40: a) w kierunku „X”, b) w kierunku „Y”

Fig. 5. Computed amplitude spectrum for mining tremors of 2016.04.06: a) X direction, b) Y direction

Posługiwano się charakterystycznymi wartościami obciążeń i sił wewnętrznych, co umożliwiło bezpośrednie porównanie wpływu poszczególnych oddziaływań.

4.1. Model konstrukcji

Wieżę zamodelowano z wykorzystaniem elementów powłokowych i prętowych. Elementy powłokowe zastosowano do odwzorowania fundamentu zbiornika oraz pomostu. Elementy prętowe modelują cokół oraz trzon.

Przyjęto moduł sprężystości dla stali wynoszący $E_s = 205$ GPa, a elementów murowych $E_{mk} = 4,43$ GPa. Wartość E_{mk} obliczono ze wzoru

$$E_{mk} = E_m \left(1,4 - \frac{\sigma_m}{R_{mk}} \right) \quad (3)$$

zamieszczonego w normie (Norma PN-87),

gdzie:

E_m – współczynnik sprężystości muru równy 3,4 GPa,
 σ_m – średnia wartość naprężeń normalnych przyjęta 0,3 MPa,

R_{mk} – wytrzymałość muru na ściskanie wynosząca 3,1 MPa.

Obliczając wartość E_{mk} przyjęto założenie o marce zaprawy wynoszącej 8 MPa.

W modelu cokołu i trzonu wyróżniono węzły o numerach 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 (rys. 6). Węzły te wyznaczają początki i końce prętowych elementów cokołu i trzonu o przekroju rurowym. Parametrami tych prętów są średnice zewnętrzna d_z i wewnętrzna d_w , pole przekroju poprzecznego F oraz wskaźnik zginania

przekroju W (tabela 3). Ponadto istotnym dla analizy wyników obliczeń jest węzeł o numerze 8 znajdujący się w poziomie pomostu widokowego, to jest na poziomie + 43,16 m.

Widok modelu wygenerowanego w programie komputerowym przedstawiono na rysunku 7. Obciążenie stałe modelu, poza ciężarem betonowej płyty oraz murowanego fundamentu, cokołu i trzonu, stanowi ciężar własny ścian obudowy zbiornika (0,80 kN/m²) oraz ciężar dachu zbiornika (1,10 kN/m²). Ciężar ten w obliczeniach statycznych został uwzględniony przez przyłożenie odpowiednich sił, a w obliczeniach dynamicznych przez dodanie odpowiednich mas w poziomie pomostu.

4.2. Wyniki obliczeń statycznych

Obliczenia statyczne polegały na wyznaczeniu sił wewnętrznych w cokole i trzonie wieży wynikających z oddziaływania ciężaru własnego, wiatru i wychylenia. Charakterystyczne obciążenie wiatrem przyjęto według normy (Norma PN-88). Obciążenie to wyznaczone dla I strefy wynosi od 2,00 kN/m w poziomie terenu do 3,24 kN/m w poziomie zbiornika.

Obciążenie wieży spowodowane wychyleniem o wartości 10 mm/m zamodelowano przez obrót modelu o kąt 0,573 stopnia w płaszczyźnie pionowej. W wyniku obliczeń uzyskano siły wewnętrzne w i – tym węźle modelu trzonu i cokołu: N_{iQ} – siła osiowa wynikająca z ciężaru własnego, $M_{i,wiatr}$ – moment zginający wywołany obciążeniem wiatrem, $M_{i,wychl}$ – moment zginający wynikający z wychylenia o wartości 10 mm/m. Wartości tych sił zestawiono w tabeli 4 i przedstawiono na rysunku 8.

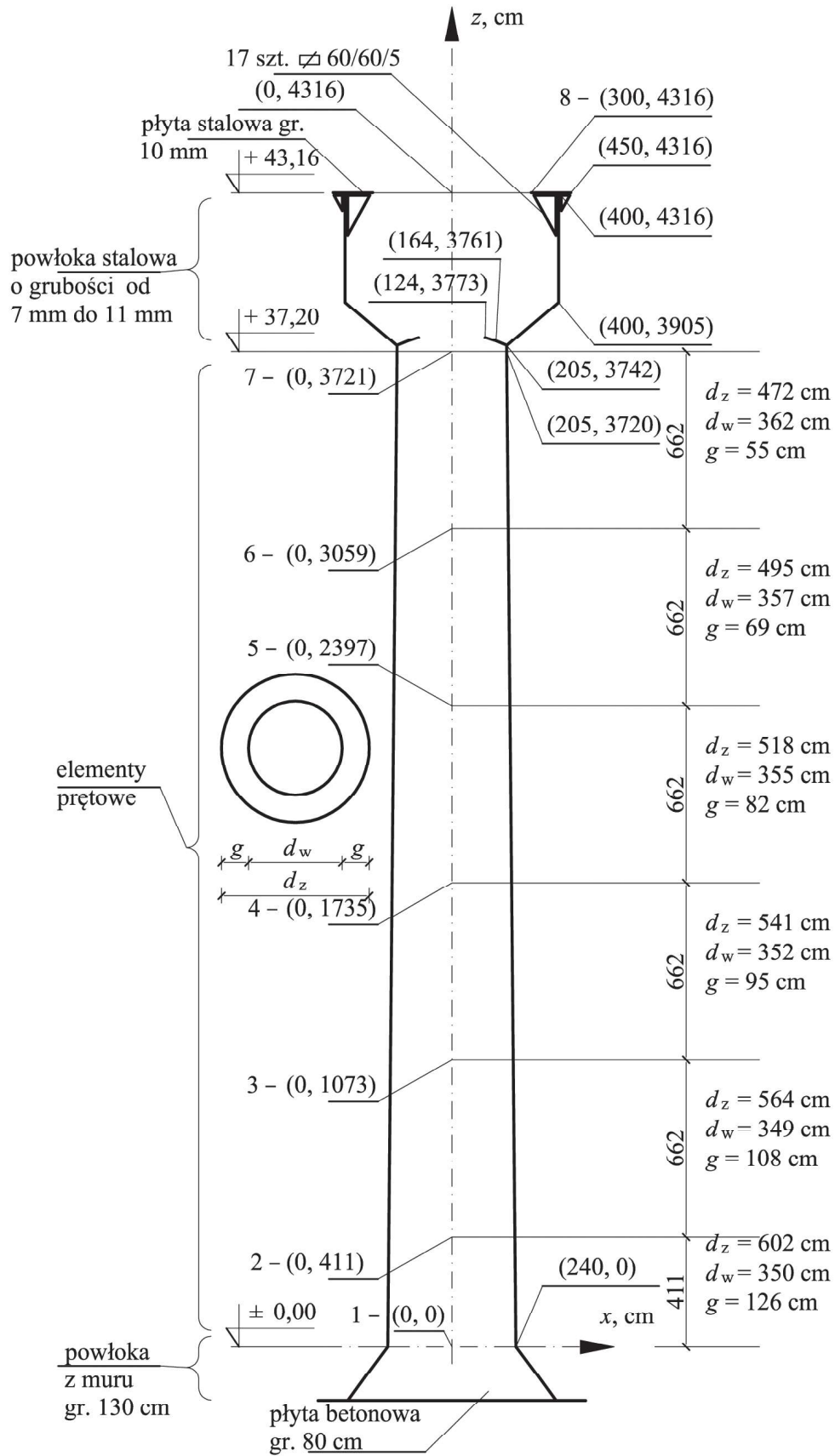
Tabela 3. Parametry elementów prętowych modelujących cokół i trzon wieży
Table 3. Parameters of bar elements modeling the base and core of the tower

i węzeł	poziom	d_z	d_w	F	W
	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m ³]
7	37,21	4,72	3,60	7,32	6,83
6	30,59	4,95	3,57	9,23	8,69
5	23,97	5,18	3,55	11,18	10,64
4	17,35	5,41	3,52	13,26	12,76
3	10,73	5,64	3,49	15,42	15,03
2	4,11	5,84	3,50	25,49	19,46
1	0,00	6,02	3,50	27,31	21,48

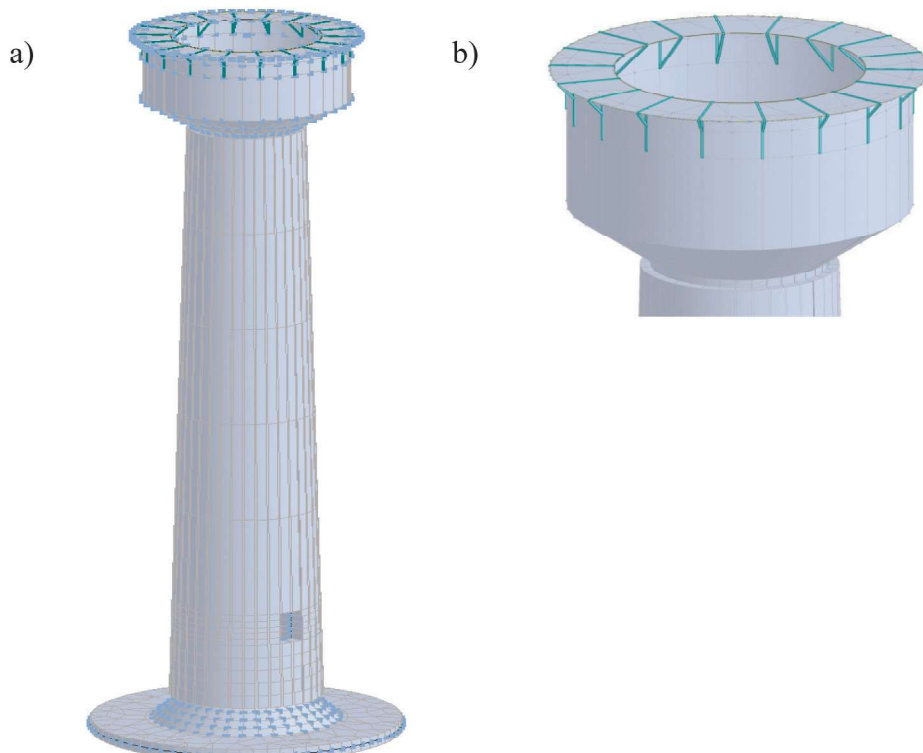
Tabela 4. Wartości sił wewnętrznych w i – tym węźle modelu cokołu i trzonu wieży wywołane obciążeniem: ciężarem własnym (N_Q), wiatrem ($M_{i,wiatr}$), wychyleniem o wartości 10 mm/m ($M_{i,wychl}$)

Table 4. Computed values of internal forces as a result of acting (i – the number of node): dead load (N_Q), wind load ($M_{i,wiatr}$), deflection equal to 10 mm/m ($M_{i,wychl}$)

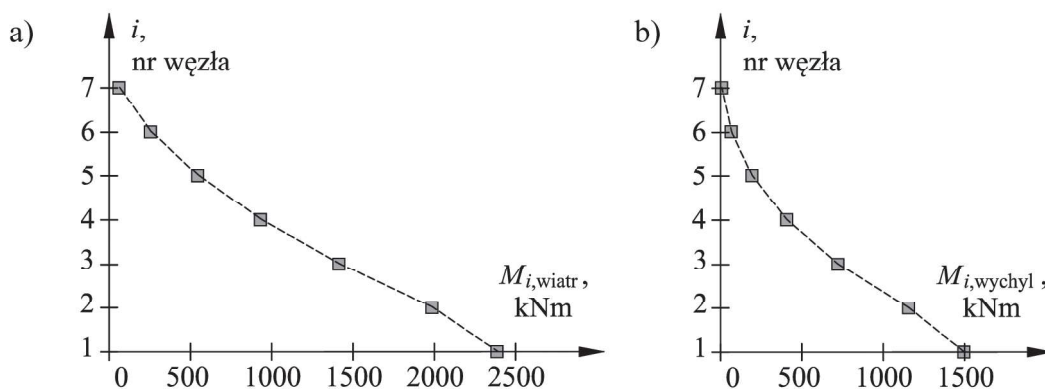
i	N_{iQ}	$M_{i,wiatr}$	$M_{i,wychl}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]
7	431,70	60,51	4,62
6	1350,00	255,19	63,48
5	2512,35	545,76	191,22
4	3925,09	932,00	404,09
3	5599,34	1413,90	719,04
2	7545,37	1987,39	1153,70
1	9019,84	2387,47	1493,78



Rys. 6. Szkic modelu wieży z zaznaczonymi numerami węzłów i poziomów
 Fig. 6. Scheme of the tower model with numbers of nodes and levels



Rys. 7. Model konstrukcji wieży: a) widok ogólny, b) zbiornik wieży i pomost
 Fig. 7. Model of the tower: a) general view, b) tank and platform



Rys. 8. Wartości momentów zginających w węzłach 1 – 7 modelu cokółu i trzonu wywołane: a) charakterystycznymi wartościami obciążenia wiatrem, b) wychyleniem o wartości 10 mm/m
 Fig. 8. The values of the bending moments at the nodes 1 – 7 caused by: a) characteristic values of wind loads, b) deflection of 10 mm/m

4.3. Analiza wpływu wstrząsu na wieżę

Przeanalizowano wpływ wstrząsu, którego czasowy przebieg przedstawiono na rysunku 4. Równanie analizowanego modelu jest równaniem macierzowym postaci

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = -M\ddot{y}_{gr}, \tag{4}$$

w którym $\ddot{y}_{gr} = \ddot{y}_{gr}(t)$ jest pomierzonym w kierunku X lub Y (prowadzono niezależne całkowania równań ruchu w tych kierunkach), zmiennym w czasie przyspieszeniem przyłożonym do modelu, M, C, K są macierzami bezwładności, tłumienia oraz sztywności, natomiast y jest wektorem stanu.

W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę modalną, która polegała na rozwiązaniu równania

$$M\ddot{y} + Ky = 0. \tag{5}$$

W wyniku rozwiązania równania (5) otrzymano częstości własne $\omega_j = 2\pi f_j$ przedstawione w tabelicy 5 oraz wektory własne (postacie drgań własnych) modelu. Wektory własne przyjmują postacie

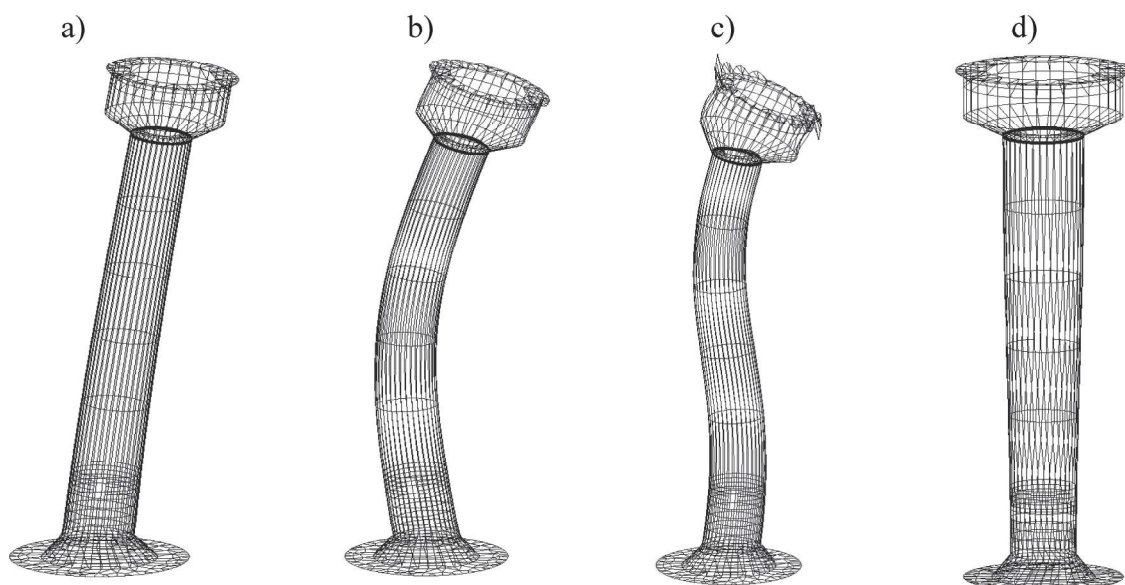
$$A_1 = \begin{bmatrix} A_{11} \\ A_{21} \\ A_{31} \\ \dots \\ A_{n-1,1} \\ A_{n1} \end{bmatrix}, \quad A_2 = \begin{bmatrix} A_{12} \\ A_{22} \\ A_{32} \\ \dots \\ A_{n-1,2} \\ A_{n2} \end{bmatrix}, \quad \dots, \quad A_n = \begin{bmatrix} A_{1n} \\ A_{2n} \\ A_{3n} \\ \dots \\ A_{n-1,n} \\ A_{nn} \end{bmatrix}. \tag{6}$$

i definiują one współrzędne główne qj. Graficzną interpretację wektorów odpowiadających częstościom w 1 – w7 przedstawiono na rysunku 9.

Tabela 5. Pierwszych siedem ($j = 1 - 7$) częstotliwości f_j i okresów $T_j = 1/f_j$ drgań własnych modelu wieży

Table 5. First seven ($j = 1 - 7$) natural frequencies f_j and the periods $T_j = 1/f_j$ of the model

j	f_j	T_j
	[Hz]	[s]
1	1,16	0,86
2	1,16	0,86
3	4,61	0,22
4	4,61	0,22
5	9,24	0,11
6	9,24	0,11
7	11,98	0,09



Rys. 9. Graficzna interpretacja wektorów własnych (postacie drgań własnych) modelu konstrukcji wieży: a) postacie 1 i 2, b) postacie 3 i 4, c) postacie 5 i 6, d) postać 7

Fig. 9. Mode shapes of the tower model: a) modes 1 and 2, b) modes 3 and 4, c) modes 5 and 6, d) mode 7

W drugim kroku przystąpiono do rozwiązania równania (4) niezależnie dla wymuszenia zadanego w kierunku X i Y . W równaniu tym przyjęto model tłumienia Rayleigha, w związku z tym macierz tłumienia C wyznaczano jako

$$C = \alpha M + \kappa K, \quad (7)$$

gdzie

$$\kappa = \frac{2(\zeta_6 \omega_6 - \zeta_1 \omega_1)}{\omega_6^2 - \omega_1^2}, \quad \alpha = \frac{2\omega_1 \omega_6 (\zeta_1 \omega_6 - \zeta_6 \omega_1)}{\omega_6^2 - \omega_1^2}. \quad (8)$$

Wielkości $\zeta_1 = \zeta_6 = 0,05$ i $\omega_1 = 2 \cdot \pi f_1$, $\omega_6 = 2 \cdot \pi f_6$ są ułkami tłumienia krytycznego i kołowymi częstotliwościami drgań odpowiadającymi pierwszej i szóstej postaci drgań własnych. Ułamki tłumienia krytycznego postaci drgań różnych od 1 oraz 6 wyznaczano z zależności:

$$\zeta_k = \frac{\kappa \omega_k^2 + \alpha}{\omega_k}. \quad (9)$$

Rozwiązanie układu we współrzędnych głównych dla dowolnego czasu t ma postać (Gromysz 2017)

$$q_j(t) = \frac{A_j^T M r}{A_j^T M A_j \omega_j} \frac{1}{\omega_j} \int_0^t \ddot{y}_{tot}(t') e^{-\omega_j \zeta_j (t-t')} \sin \omega_j (t-t') dt'. \quad (10)$$

gdzie: r jest wektorem wpływu a ω_{d_j} częstotliwością drgań tłumionych j – tej postaci drgań. Rozwiązanie we współrzędnych uogólnionych przyjmuje postać

$$y(t) = \sum_{j=1}^n q_j(t) A_j, \quad (11)$$

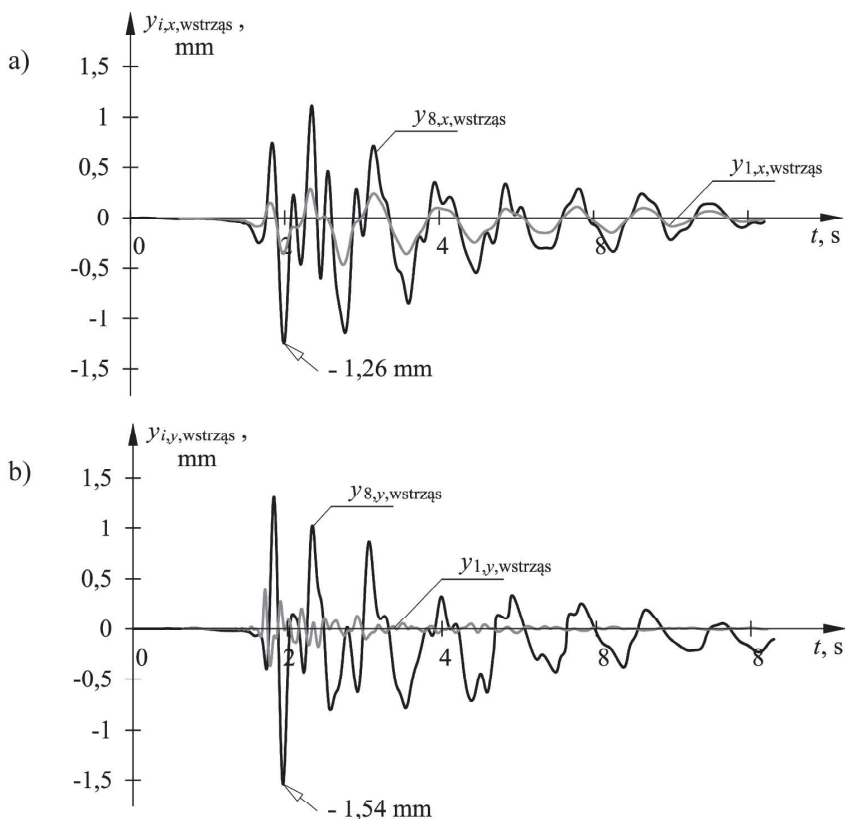
gdzie: A_j jest j -tym wektorem własnym.

Wektor przyspieszenia \ddot{y} we współrzędnych uogólnionych wyrażony jest zależnością

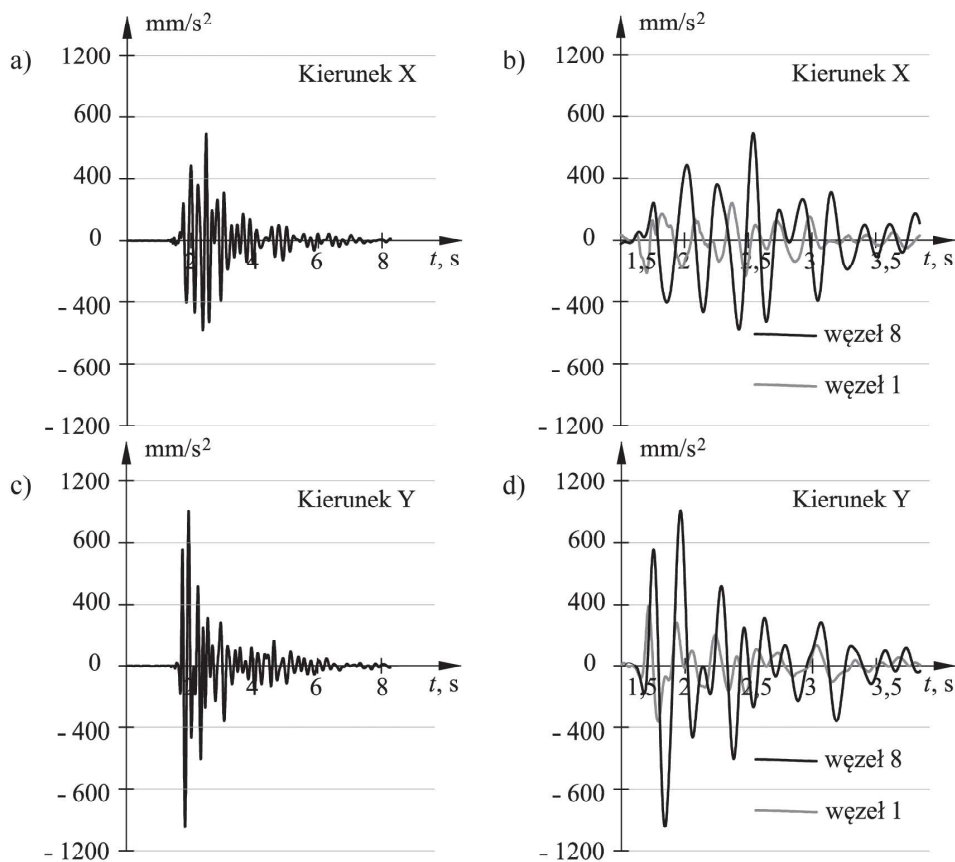
$$\ddot{y}(t) = \sum_{j=1}^n A_j \omega_j^2 q_j(t). \quad (12)$$

Numeryczne całkowanie równań ruchu prowadzono przy zadanym kroku całkowania i zapisu wyników rozwiązania wynoszącym 0,002s. Uzyskane wykresy obrazujące przemieszczenia węzłów 1 i 8 modelu w kierunku X ($y_{1,x,wstrzas}$ i $y_{8,x,wstrzas}$) i w kierunku Y ($y_{1,y,wstrzas}$ i $y_{8,y,wstrzas}$) przedstawiono na rysunku 10. Widać, że ekstremalne przemieszczenia w poziomie pomostu (węzeł 8) w kierunku X wynoszą 1,26 mm, a w kierunku Y 1,54 mm i są ponad dwukrotnie większe od przemieszczeń w poziomie posadzki pomieszczenia piwnicznego (węzeł 1).

Analogicznie, na podstawie zależności (12) wyznaczono przyspieszenia węzłów 1 i 8. Na wykresach 11a i 11c naniesiono obliczone zmiany przyspieszeń w poziomie tarasu widokowego (węzeł 8) dla całego czasu trwania zapisu



Rys. 10. Obliczone przemieszczenia węzłów 1 i 8 modelu: a) w kierunku X, b) w kierunku Y
 Fig. 10. Computed displacements of the model nodes 1 and 8: a) X direction, b) Y direction



Rys. 11. Obliczone przyspieszenie drgań węzłów modelu: a) przyspieszenie drgań węzła 8 w kierunku X dla czasu $t=0-8,12$ s, b) przyspieszenie drgań węzłów 1 i 8 w kierunku X dla czasu $t=1,5-3,5$ s, c) przyspieszenie drgań węzła 8 w kierunku Y dla czasu $t=0-8,12$ s, d) przyspieszenie drgań węzłów 1 i 8 w kierunku Y dla czasu $t=1,5-3,5$ s
 Fig. 11. Computed acceleration of model nodes vibrations: a) node 8, direction X, $t \in 0-8,12$ s, b) nodes 1 and 8, direction X, $t \in 1,5-3,5$ s, c) node 8, direction Y, $t \in 0-8,12$ s, d) nodes 1 and 8, direction Y, $t \in 1,5-3,5$ s

Tabela 6. Wartości ekstremalnych momentów zginających i sił poprzecznych w węzłach modelu trzonu wieży wywołane wstrząsem, którego zapis przedstawiono na rysunku 4

Table 6. The extreme values of bending moments and horizontal forces at the nodes of model as a result of mining tremors presented in figure 4

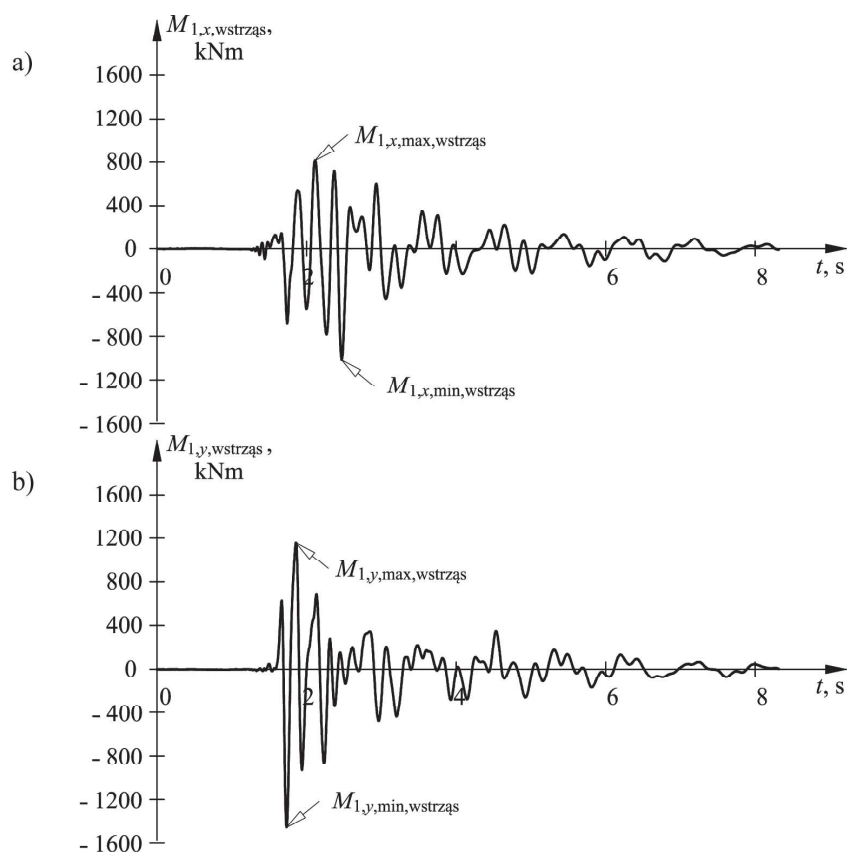
i	$M_{i,x,max,wstrzas}$	$M_{i,x,min,wstrzas}$	$M_{i,y,max,wstrzas}$	$M_{i,y,min,wstrzas}$	$V_{i,x,max,wstrzas}$	$V_{i,x,min,wstrzas}$	$V_{i,y,max,wstrzas}$	$V_{i,y,min,wstrzas}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
7	171,84	-143,05	251,27	-265,42	25,42	-26,98	40,18	-39,55
6	229,17	-312,38	504,39	-511,25	28,63	-25,81	39,90	-35,62
5	411,15	-453,60	638,04	-615,40	24,67	-20,00	36,31	-49,11
4	429,78	-468,41	517,55	-538,69	50,80	-36,15	56,83	-67,81
3	331,92	-332,31	363,67	-555,13	78,75	-67,60	92,16	-111,62
2	503,82	-638,14	688,27	-878,92	102,13	-103,14	118,64	-178,51
1	814,02	-1018,56	1156,00	-1455,69	112,97	-118,14	133,71	-213,09

wstrząsu wynoszącego 8,19 s. Z kolei na wykresach 11b i 11d przedstawiono wyznaczone przyspieszenia węzłów 1 i 8 w wybranym dwusekundowym czasie trwania wstrząsu. Na wykresach tych widać przemieszczenia fazowe między przyspieszeniami węzłów 1 i 8, a także zmianę charakterystyki częstotliwościowej.

Na rysunku 12a naniesiono zmiany wartości momentów zginających w węźle 1 w czasie występowania drgań w kierunku X , a na rysunku 12b analogiczne zmiany obliczone w kierunku Y . Na rysunkach tych zaznaczono wartości momentów ekstremalnych w węźle $i = 1$ ($M_{i,x,max,wstrzas}$ i $M_{i,x,min,wstrzas}$ oraz $M_{i,y,max,wstrzas}$ i $M_{i,y,min,wstrzas}$). W tabelicy 6 i na rysunku 13 zestawiono ekstremalne wartości momentów dla wszystkich węzłów trzonu i cokołu występujących w kierunkach X i Y . Ponadto w tabelicy 6 zestawiono także odpowiednie wartości sił poprzecznych.

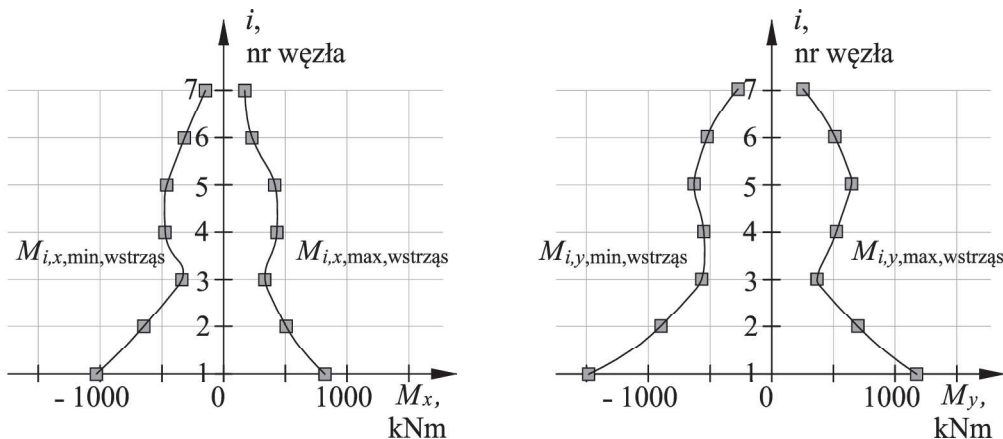
Analiza przedstawionych w formie graficznej wyników obliczeń pozwala na następujące stwierdzenia dotyczące wpływu drgań o przebiegu przedstawionym na rysunku 4:

- maksymalna amplituda przemieszczenia w poziomie pomostu widokowego w kierunku X wynosi 1,26 mm, a w kierunku Y 1,54 mm (rys. 10); amplituda wypadkowa jest równa 2,0 mm,
- maksymalna amplituda przyspieszenia drgań w kierunku X w poziomie pomostu widokowego wynosi 587 mm/s², a w kierunku Y 1050 mm/s² (rys. 11),
- wstrząs wywołuje momenty zginające w utwierdzeniu cokołu (węzeł nr 1) o ekstremalnych wartościach 1018,56 kNm w kierunku X i 1455,6 kNm w kierunku Y (rys. 12).



Rys. 12. Obliczona zmiana wartości momentu zginającego w węźle 1 z oznaczeniem wartości ekstremalnych (maksymalnych i minimalnych): a) w kierunku X, b) w kierunku Y

Fig. 12. Computed changes of bending moment in node 1, extreme values are specified: a) X direction, b) Y direction



Rys. 13. Wartości ekstremalnych momentów zginających wywołane wstrząsem z dnia 2016.04.06: a) wartości w kierunku X, b) wartości w kierunku Y
 Fig. 13. Extreme values of bending moments caused by mining tremor of 6th April 2016: a) X direction, b) Y direction

4.4. Analiza odporności wieży

Przeprowadzona w powyższym punkcie analiza dała informacje o odpowiedzi modelu wieży na wymuszenie jednym wstrząsem, którego czasowy przebieg przedstawiono na rysunku 4. W celu przeanalizowania odporności wieży przeprowadzono analizę spektralną. Wyniki tej analizy dają informację o odpowiedzi modelu na wszystkie wstrząsy występujące na danym obszarze. W tym celu, na podstawie (Tatara 2012) przyjęto unormowaną wartość b dla KWK „Rydułtowy”

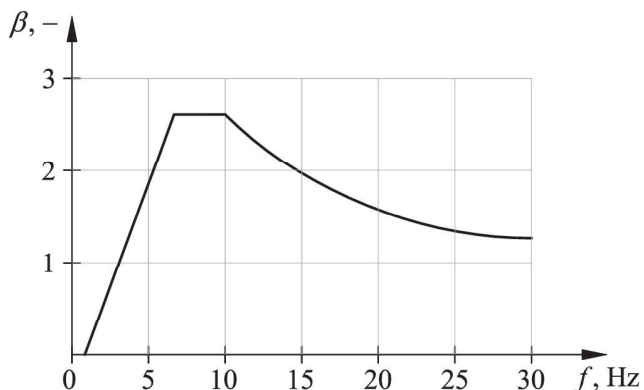
$$\beta = \frac{S_a}{\max|\ddot{y}_{gr}|} \tag{13}$$

gdzie:

$$S_a(\omega_0, \zeta) = \max_t |\ddot{y}_{gr} + \ddot{y}| \tag{14}$$

Matematyczny opis krzywej $b(f)$ (rys. 14), odpowiadający $\zeta = 0,05$ przedstawia zależność:

$$\beta(f) = \begin{cases} 0,446f - 0,373 & \text{dla } 0 < f < 6,67 \text{ Hz} \\ 2,6 & \text{dla } 6,67 \text{ Hz} \leq f < 10 \text{ Hz} \\ \frac{20}{f} + 0,6 & \text{dla } f \geq 10 \text{ Hz} \end{cases} \tag{15}$$



Rys. 14. Wzorcowe spektrum odpowiedzi dla składowych poziomych przyspieszeń drgań obszaru KWK „Rydułtowy” (Tatara 2012)
 Fig. 14. Model linear response spectrum of “Rydułtowy” coal mine (Tatara 2012)

Analizę spektralną przeprowadzono wykorzystując superpozycję modalną, zgodnie z którą najpierw wyznaczono wartości momentów zginających M_{ij} w i -tym węźle modelu cokołu i trzonu odpowiadające j -tej postaci drgań. Następnie wyznaczano maksymalną wartość momentu zginającego metodą CQC (Complete Quadratic Combination), uwzględniając pierwszych 20 postaci drgań ($n = 20$). Zgodnie z przyjętym sposobem postępowania wartość momentu zginającego wyznaczano w dwóch kierunkach niezależnie. Na przykład w kierunku X w i -tym węźle wyznaczano ją z zależności

$$\max M_{i,x,\text{spektral}} = \sqrt{\sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n \rho_{kl} \max(M_{ik}) \max(M_{il})} \tag{16}$$

W powyższym wyrażeniu $\max(M_{ik})$ i $\max(M_{il})$ są maksymalnymi odpowiedziami konstrukcji w i -tym węźle odpowiadającymi odpowiednio k -temu i l -temu drganiu głównemu w kierunku X , natomiast ρ_{kl} jest współczynnikiem korelacji k -tego i l -tego drgania głównego. Współczynnik korelacji obliczany jest z zależności

$$\rho_{kl} = \frac{8\sqrt{(\zeta_k \zeta_l)}(\zeta_k + r\zeta_l)r^{3/2}}{(1 - r^2)^2 + 4\zeta_k \zeta_l r(1 + r^2) + 4(\zeta_k^2 + \zeta_l^2)r^2} \tag{17}$$

gdzie:

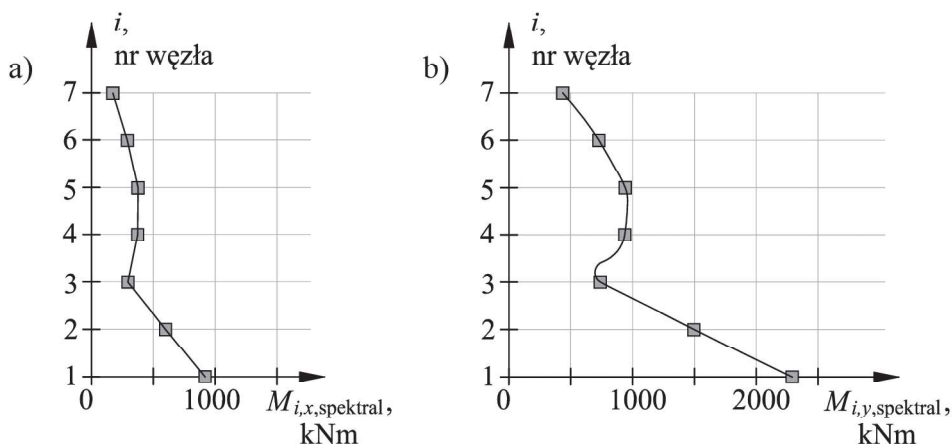
ζ_k, ζ_l są częściami tłumienia krytycznego k -tej oraz l -tej postaci drgań,
 $r = \min(\omega_k/\omega_l, \omega_l/\omega_k)$.

Analogicznie wyznaczano wartości momentów zginających $\max M_{i,y,\text{spektral}}$ w kierunku Y . Ekstremalna wartość przyspieszenia ($\max|\ddot{y}_{gr}|$) przyjęta w kierunku X wynosi 240 mm/s^2 , a w kierunku Y jest równa 602 mm/s^2 . Wartości momentów zginających obliczone według (16) oraz obliczone w analogiczny sposób wartości sił poprzecznych zamieszczono w tabelicy 7 i naniesiono na rysunku 15. Zgodnie z przewidywaniami rozkład wartości sił wewnętrznych z rysunku 13 jest zbliżony do rozkładu wartości z rysunku 15. Istnieje między nimi jednak różnica, ponieważ wyniki całkowania równań przedstawione na rysunku 13 są odpowiedzią rozważanego modelu na jeden wstrząs, a wyniki analizy spektralnej (rys. 15) dają informacje o odpowiedzi konstrukcji na wstrząsy z danego obszaru przy przyjętej wartości $|\ddot{y}_{gr}|$.

Tabela 7. Wartości sił w węzłach cokołu i trzonu uzyskane po przeprowadzeniu analizy spektralnej w kierunku X i kierunku Y

Table 7. Values of forces as a result of spectral analysis carried out in the X direction and in the Y direction

i - węzeł	$M_{i,x, \text{spektral}}$	$M_{i,y, \text{spektral}}$	$V_{i,x, \text{spektral}}$	$V_{i,y, \text{spektral}}$
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
7	173,60	435,39	22,49	56,43
6	289,96	727,46	25,66	73,90
5	374,92	940,59	29,83	74,80
4	373,33	936,39	39,27	98,51
3	294,40	738,34	71,82	180,17
2	596,18	1495,32	84,85	212,80
1	913,07	2290,10	85,59	214,65



Rys. 15. Wartości momentów zginających w węzłach cokołu i trzonu uzyskane po przeprowadzeniu analizy spektralnej

Fig. 15. The values of the bending moments obtained after spectral analysis

Na podstawie wartości sił osiowych wynikających z ciężaru własnego ($N_{i,Q}$ z tabelicy 4), momentów zginających wywołanych wiatrem (wartości $M_{i, \text{wiatr}}$ z tabelicy 4) oraz momentów zginających wynikających z analizy spektralnej (wartości $M_{i,x, \text{spektral}}$ i $M_{i,y, \text{spektral}}$ z tabelicy 7) wyznaczono i zestawiono w tabelicy 8 następujące wartości naprężeń normalnych w węzłach cokołu i trzonu modelu:

- σ_Q – naprężenie wywołane ciężarem własnym,
- σ_{wiatr} – naprężenie wywołane oddziaływaniem wiatru,
- σ_{wychyl} – naprężenie wywołane wychyleniem o wartości 10 mm/m,
- σ_{wstrzas} – naprężenie wywołane wstrząsem,

- σ_{min} – minimalną wartość naprężenia normalnego,
- σ_{max} – maksymalną wartość naprężenia normalnego.

Wyznaczając naprężenia σ_{wstrzas} uwzględniano wypadkowy moment zginający wynikający z oddziaływania w kierunkach X i Y . Maksymalną i minimalną wartość naprężeń normalnych wyznaczano z zależności

$$\sigma_{\text{max (min)}} = \sigma_Q \pm \sigma_{\text{wiatr}} \pm \sigma_{\text{wychyl}} \pm \sigma_{\text{wstrzas}} \quad (18)$$

Równanie (18) oznacza, że obciążenie wstrząsem o energii rzędu $10^6 - 10^7$ J, jako występujące często (w ciągu pierwszego półrocza 2016 r. wystąpiło w rejonie wieży,

Tabela 8. Wartości naprężeń normalnych w i -tym węźle modelu cokołu i trzonu wieży wywołane obciążeniem: ciężarem własnym (σ_Q), wiatrem (σ_{wiatr}), wstrząsem (σ_{wstrzas}) oraz wychyleniem (σ_{wychyl})

Table 8. Computed values of normal stresses in the model's nodes caused by: dead load (σ_Q), wind load (σ_{wiatr}), deflection (σ_{wychyl}) and mining tremor (σ_{wstrzas})

i	rzędna modelu	σ_Q	σ_{wiatr}	σ_{wstrzas}	σ_{wychyl}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{dop}
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
7	37,21	0,059	0,009	0,069	0,001	-0,019	0,137	0,595
6	30,59	0,146	0,029	0,090	0,007	0,019	0,273	0,646
5	23,97	0,225	0,051	0,095	0,018	0,060	0,389	0,697
4	17,35	0,296	0,073	0,079	0,032	0,112	0,480	0,747
3	10,73	0,363	0,094	0,053	0,048	0,168	0,558	0,798
2	4,11	0,296	0,102	0,083	0,059	0,052	0,540	0,849
1	0,00	0,330	0,111	0,115	0,070	0,035	0,626	0,880

w odległości epicentralnej mniejszej niż 2000 m, 15 wstrząsów o energii większej niż 10^6 J uznano za obciążenie zmienne, a nie wyjątkowe. Jednocześnie zrezygnowano przy wyznaczaniu σ_{\max} z stosowania formalnych kombinacji obciążeń z wykorzystaniem współczynników zwiększających oddziaływanie (współczynniki obciążeń) i zmniejszających obciążenia (współczynniki jednoczesności obciążeń) (Cholewicki i in. 2012). Ponadto w tablicy 8 wyznaczono dopuszczalne wartości naprężeń σ_{dop} w trzonie wieży. Naprężenia te wyznaczono, na podstawie normowej (Norma PN-88) zależności

$$\sigma_{\text{dop}} = \left(0,25 + 0,15 \frac{h'}{H_0} \right) R_{\text{mk}} \quad (19)$$

gdzie:

h' – wysokość wieży ponad rozważanym przekrojem,

H_0 – wysokość wieży ponad fundamentem

R_{mk} – wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie zredukowana do 2,2 MPa.

Przy analizie stanu granicznego przyjęto zredukowaną z 3,1 MPa do 2,2 MPa wytrzymałość muru na ściskanie.

Wyniki obliczeń w sposób graficzny zostały przedstawione na wykresach z rysunku 16. Widać, że najbardziej wyężony przekrój wieży znajduje się w rejonie połączenia z fundamentem (rys. 16a). Maksymalne naprężenia σ_{\max} są tam równe 0,626 MPa, a dopuszczalne σ_{dop} wynoszą 0,880 MPa. Wykorzystanie nośności przekroju trzonu wynosi więc 71%. Udział poszczególnych składowych naprężeń w wartości σ_{\max} przedstawiono na rysunku 16b. Widać, że wpływy obciążenia wiatrem i wstrząsem, o przyspieszeniu w kierunku Y wynoszącym 602 mm/s^2 , na wyężenie wieży są zbliżone.

Z przeprowadzonej analizy widać, że przy przyjętych założeniach, istnieje możliwość dociążenia trzonu wieży przez obliczeniowe zwiększenie oddziaływania wstrząsu, jak i wychylenia. Przeprowadzone dalsze analizy liniowego modelu wskazują, że zarówno wzrost wychylenia wieży, jak i amplitudy przyspieszenia wstrząsu powodują proporcjonalne zwiększanie naprężeń. Bazując na tym założeniu wyznaczono naprężenia wywołane wstrząsem przy amplitudzie wstrząsu równej 1800 mm/s^2 i wychyleniu wynoszącym 15 mm/m . Przy tych warunkach wywołano w utwierdzeniu trzonu maksymal-

ne naprężenia wynoszące $0,888 \text{ MPa}$, co jest w przybliżeniu równe wartości granicznej wynoszącej $0,880 \text{ MPa}$ (tablica 9). Na tej podstawie stwierdza się, że przy przyjętych założeniach co do wytrzymałości muru odporność dynamiczna wieży odpowiada 1800 mm/s^2 , a istniejące wychylenie może wzrosnąć o 5 mm/m . Na wykresie z rysunku widać, że w części przekrojów cokołu i trzonu występują naprężenia rozciągające (rys. 17a). Analiza tych przekrojów wskazuje, że mniej niż połowa przekroju jest rozciągana, co jest dopuszczalne normą (Norma PN-88). Należy zauważyć, że w tym przypadku obciążenie wywołane przez wstrząs terenu górniczego jest obciążeniem dominującym (rys. 17b).

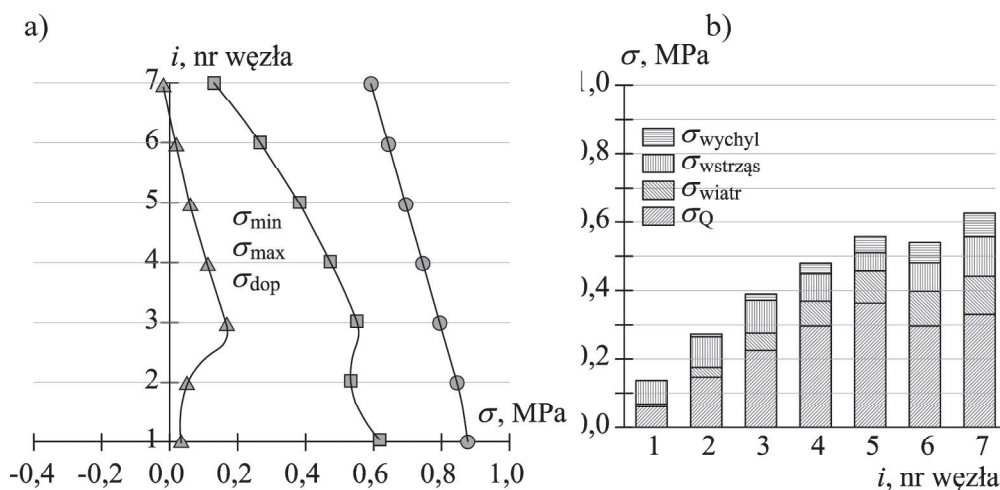
5. Podsumowanie

Silnie wstrząsy terenu górniczego są rejestrowane i zapisywane w postaci cyfrowego sygnału przedstawiającego wartości przyspieszeń lub prędkości drgań. Zapis taki może być wykorzystany jako obciążenie numerycznego modelu konstrukcji budowlanej. Rozwiązując obciążony w ten sposób model otrzymuje się wartości sił wewnętrznych i odkształceń, które mogą stanowić podstawę do wnioskowania o wpływie wstrząsu na rzeczywisty obiekt budowlany.

W artykule przedstawiono przykład analizy obliczeniowej zabytkowej wieży wysokości $45,25 \text{ m}$. Przeprowadzono obliczenia statyczne modelu konstrukcji polegające na uwzględnieniu wpływu obciążeń stałych i zmiennych oraz obliczenia dynamiczne, których celem było wyznaczenie wpływu silnych wstrząsów docierających do wieży oraz określenie jej odporności.

Na podstawie całkowania równań ruchu wyznaczono amplitudy przemieszczenia i przyspieszenia w poziomie tarasu widokowego wywołane wstrząsem o danym przebiegu. Na przykład wstrząs o przyspieszeniu terenu górniczego o wartości 602 mm/s^2 wywołuje przyspieszenia w poziomie tarasu widokowego wynoszące 1050 mm/s^2 .

Analiza spektralna pozwoliła na wyznaczenie naprężeń w trzonie i cokole wieży od wstrząsów generowanych przez KWK „Rydułtowy”. Wykazano, że dopuszczalne obliczeniowo obciążenie obiektu wstrząsem terenu górniczego,



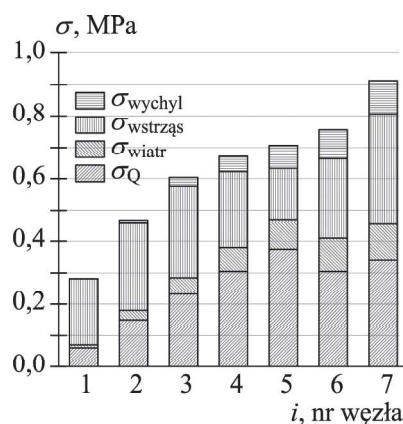
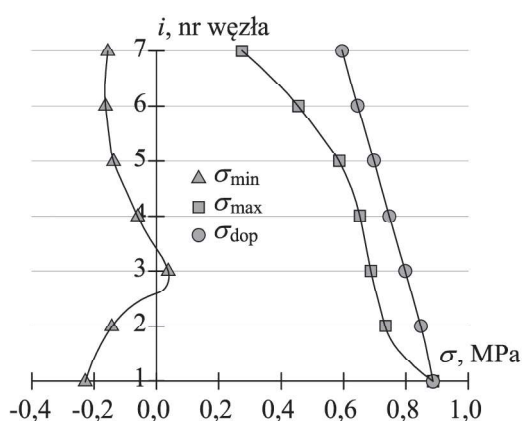
Rys. 16. Wartości naprężeń normalnych w i – tym węźle modelu cokołu i trzonu wieży wywołane obciążeniem: ciężarem własnym (σ_Q), wiatrem (σ_{wiatr}), wychyleniem wynoszącym 10 mm/m (σ_{wych}) oraz wstrząsem ($\sigma_{\text{wstrząs}}$) o amplitudzie przyspieszenia 602 mm/s^2

Fig. 16. Computed values of normal stresses in the model's nodes caused by: dead load (σ_Q), wind load (σ_{wiatr}), deflection equal to 10 mm/m (σ_{wych}) and mining tremor ($\sigma_{\text{wstrząs}}$) of acceleration 602 mm/s^2

Tablica 9. Wartości naprężeń normalnych w i -tym węźle modelu trzonu wieży wywołane obciążeniem: ciężarem własnym (σ_Q), wiatrem (σ_{wiatr}), wstrząsem (σ_{ws}) przy maksymalnej amplitudzie przyśpieszenia równej 1800 mm i wychyleniem (σ_{wych}) równym 15 mm/m

Table 9. Computed values of normal stresses in the model's nodes ($i = 1, \dots, 7$) caused by: dead load (σ_Q), wind load (σ_{wiatr}), deflection equal to 10 mm/m (σ_{wych}) and mining tremor (σ_{ws}) of acceleration 1800 mm/s²

i	rzędna modelu [m]	σ_Q [MPa]	σ_{wiatr} [MPa]	$\sigma_{wstrzas}$ [MPa]	σ_{wychyl} [MPa]	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{dop} [MPa]
7	37,21	0,059	0,009	0,205	0,001	-0,156	0,274	0,595
6	30,59	0,146	0,029	0,269	0,011	-0,163	0,456	0,646
5	23,97	0,225	0,051	0,284	0,027	-0,138	0,587	0,697
4	17,35	0,296	0,073	0,236	0,048	-0,060	0,653	0,747
3	10,73	0,363	0,094	0,158	0,072	0,040	0,687	0,798
2	4,11	0,296	0,102	0,247	0,089	-0,142	0,734	0,849
1	0,00	0,330	0,111	0,343	0,104	-0,228	0,888	0,880



Rys. 17. Wartości naprężeń normalnych w i -tym węźle modelu cokołu i trzonu wieży wywołane obciążeniem: ciężarem własnym (σ_Q), wiatrem (σ_{wiatr}), wychyleniem wynoszącym 15 mm/m (σ_{wych}) oraz wstrząsem ($\sigma_{wstrzas}$) o amplitudzie przyśpieszenia 1800 mm/s²

Fig. 17. Computed values of normal stresses in the model's nodes ($i = 1, \dots, 7$) caused by: dead load (σ_Q), wind load (σ_{wiatr}), deflection equal to 10 mm/m (σ_{wych}) and mining tremor ($\sigma_{wstrzas}$) of acceleration 1800 mm/s²

wyrażone maksymalną amplitudą przyśpieszeń drgań, zależy od wychylenia wieży. Przy przyjętym wychyleniu równym 15 mm/m i założonych wytrzymałościach materiału ścian cokołu i trzonu dopuszczalna amplituda wstrząsów wynosi 1800 mm/s².

Przeprowadzone analizy pozwalają na stwierdzenie, że w przypadku części obiektów budowlanych odporność dynamiczna na wstrząsy terenu górniczego zależy od ustalonej odporności statycznej.

Literatura

CHOLEWICKI A., KAWULOK M., LIPSKI Z., SZULC J. 2012 – Zasady ustalania obciążeń i sprawdzania stanów granicznych budynków zlokalizowanych na terenach górniczych w nawiązaniu do Eurokodów. ITB, Warszawa.

- DUBIŃSKI J. i in. 2013 - Zasady stosowania zweryfikowanej Górniczej Skali Intensywności Drgań GSI_{GZWKW}-2012 do prognozy i oceny skutków oddziaływania wstrząsów indukowanych eksploatacją złóż węgla kamiennego w zakładach górniczych Kompanii Węglowej S.A. na obiekty budowlane i na ludzi. Kompania Węglowa S.A. Katowice.
- GROMYSZ K. 2017 – Dynamika budowli. Obliczenia układów prętowych oraz o masach skupionych. PWN, Warszawa.
- Norma PN-87/B-03002 – Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Norma PN-88/B-03004 – Kominy murowane i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PILECKA E., SZERMER-ZAUCHA R. 2015 – Analiza wpływu wysokoenergetycznego wstrząsu z dnia 29.01.2015 roku w KWK „Rydultowy-Anna” i lokalnej tektoniki na szkody górnicze w budynkach. „Przeegląd Górniczy” nr 10, s. 51 – 58.
- TATARAT. 2012 - Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej im. Tadeusza Kościuszki, Kraków.