

Odporność dynamiczna obiektów infrastruktury drogowej i sportowej na wybranym obszarze GZW

Dynamic resistance of road and sports infrastructure in the selected area of USCB



Dr inż. Filip Pachla^{*)}



Prof. dr hab. inż. Tadeusz Tatara^{*)}

Treść: W pracy przeprowadzono analizę dwóch typów infrastruktury powierzchniowej występującej w GZW na obszarze kopalni „Knurów-Szczygłowice” należącej do Kompanii Węglowej S.A. Wybrano obiekty reprezentatywne dla obiektów infrastruktury drogowej w postaci wiaduktów kolejowych oraz obiektów sportowych w postaci basenów kąpielowych. Oceniono stan techniczny analizowanych obiektów na podstawie danych z inwentaryzacji uszkodzeń. Podano parametry charakteryzujące wstrząsy górnicze na analizowanym obszarze. Dokonano oceny odporności dynamicznej tych obiektów na podstawie analizy ich modeli numerycznych i przyjętych kryteriów odporności w porównaniu z prognozowanymi wartościami parametrów drgań powierzchniowych. Wyniki analiz teoretycznych porównano z wynikami ocen przybliżonych za pomocą norm. Na podstawie przeprowadzonych analiz podano wartości parametrów drgań powierzchniowych pochodzenia górniczego, które nie zagrażają bezpieczeństwu analizowanych konstrukcji.

Abstract: This paper analyzes two types of surface infrastructure in the Upper Silesian Coal Basin (USCB) occurring in the territory of one of the mines belonging to Mining Company S.A. (MC S.A.). Selected structures are representative of road infrastructure in the form of railway viaducts and sports facilities, such as swimming pools. Technical conditions of the analyzed objects have been assessed on the basis of data from inventory damages. The parameters characterizing mining-related surface vibrations in the analyzed area are listed in the study. Evaluations of dynamic resistance of these structures are based on the results of the analysis of their numerical models and adopted resistance criteria. The calculated dynamic resistances were compared with the predicted values of surface vibration parameters. The results of the theoretical analysis were compared with the approximate assessments by standards. The performed analyses result in values of surface vibrations with mining origin parameters that are safe for the analyzed structure.

Słowa kluczowe:

wstrząsy górnicze, obiekty infrastruktury powierzchniowej, uszkodzenia, parametry górniczych drgań powierzchniowych, odporność dynamiczna

Key words:

mining rockbursts, surface infrastructure buildings, damages, parameters of surface mining – related vibrations, dynamic resistance

1. Wprowadzenie

Na terenach objętych wpływami działalności górniczej, w tym wstrząsów górniczych, oprócz zróżnicowanej zabudowy mieszkalnej występują różnego typu obiekty infrastruktury powierzchniowej i podziemnej. Do obiektów tych zaliczyć można obiekty przemysłowe zakładów górniczych (np. stalowe wieże wyciągowe, osadniki D \square ra, taśmociągi, żelbetowe wieże skipowe, elementy infrastruktury elektroenergetycznej, stacje transformatorowe itp.) zapewniające

prawidłowe i bezawaryjne funkcjonowanie kopalni. Oprócz tych obiektów na terenach górniczych spotykamy obiekty infrastruktury w postaci obiektów drogowych takich jak mosty, wiadukty, przepusty. Prawidłowe funkcjonowanie miast, wsi i miasteczek zapewnia też infrastruktura podziemna taka jak instalacje wodne i kanalizacyjne, rurociągi gazowe, linie ciepłownicze, napowietrzne linie energetyczne, podziemne sieci teleinformatyczne. Na terenach rekreacyjnych występują obiekty infrastruktury sportowej takie jak aquaparki, odkryte i przykryte baseny kąpielowe, boiska sportowe itp.

Przedmiotem pracy jest określenie odporności dynamicznej wiaduktów kolejowych oraz obiektów infrastruktury

^{*)} Politechnika Krakowska

sportowej w postaci odkrytych basenów zlokalizowanych w rejonie wpływów eksploatacji dwóch ścian w KWK „Knurów-Szczygłowice” na obszarze GZW. W przypadku takich obiektów, do określenia ich odporności dynamicznej nie są przydatne Górnicze Skale Intensywności (GSI) [4].

Odporność dynamiczną konstrukcji wiaduktów i basenów kąpielowych wyznaczono na podstawie analizy wyników obliczeń dynamicznych, z wykorzystaniem opracowanych modeli dynamicznych, prognozy sejsmicznej, dotychczasowych zarejestrowanych drgań powierzchniowych od najintensywniejszych wstrząsów górniczych pomierzonych na stacjach sejsmicznych na terenie lokalizacji analizowanych obiektów, dostępnych norm oraz przyjętych kryteriów określenia dynamicznej odporności. Do określenia przybliżonej odporności dynamicznej tych obiektów wykorzystano propozycje zaczerpnięte z normy czeskiej [3]

2. Opis analizowanych konstrukcji i ich stanu technicznego

Analizy dotyczą dwóch wiaduktów kolejowych i zespołu czterech basenów kąpielowych zlokalizowanych odpowiednio:

1. nad ul. Wilsona (oznaczenie W WIL) ,
2. nad ul. Niepodległości (oznaczenie W NIE),
3. przy ul. Niepodległości 109 (oznaczenie NIE 109.1, NIE 109.2, NIE 109.3, NIE 109.4).

2.1. Wiadukty kolejowe

Pierwszy z analizowanych wiaduktów kolejowych jest zlokalizowany nad ul. Niepodległości w torze nr 1F km 1,715 w Knurowie – por. rysunek 1. W tabelicy 1 zestawiono dane opisujące konstrukcję wiaduktu. Drugi z wiaduktów w kolejowych jest położony nad ul. Wilsona w torze nr 1F km 2,001. w Knurowie; widok wiaduktu pokazano na rysunku 2.

Podczas ostatniego rocznego przeglądu okresowego (2013 r.) wiaduktu kolejowego nad ul. Niepodległości nie stwierdzono widocznych zmian w stosunku do kontroli rocznej z 2012 r. W tabelicy 2 zestawiono stwierdzone podczas kontroli w 2013 r. uszkodzenia ww. wiaduktu.



Rys. 1. Widok wiaduktu kolejowego nad ul. Niepodległości w Knurowie.

Fig. 1. View of the railway bridge above the Niepodległości Street in Knurów

Tabela 1. Dane techniczne wiaduktu nad ul. Niepodległości
Table 1. Technical data of the bridge above the Niepodległości Street

Rodzaj konstrukcji przęseł	Błachownica
Wysokość konstrukcyjna blachownicy	1,94m
Rozpiętość teoretyczna	15,3m
Światło obiektu – pionowo	4,56m
Światło obiektu – poziomo	14,80m
Długość całkowita w jednym torze	15,30m
Przyczółki lub obudowa tunelu	Żelbet
Filary	Żelbet
Posadowienie	Bezpośrednie
Wysokość od odsadzki fundamentu do stopki szyny	6,5m
Rok budowy	1965
Dopuszczalna norma (klasa) obciążenia	NL
Rodzaj nawierzchni	Mocowanie S-49 Szyny S-49 na mostownicach drewnianych

Tabela 2. Opis uszkodzeń wiaduktu nad ul. Niepodległości
Table 2. Description of damage of the bridge above the Niepodległości Street

Element	Opis uszkodzenia
Podpory (przyczółki)	– Poziome pęknięcie korpusu skrzydła i zarysowanie przyczółka na wysokości ławy podłożyskowej, – Miejscowe wykwyty i zarysowania na licach przyczółków i skrzydeł, – W miejscach zarysowań widoczne ubytki tynku, – Zanieczyszczone parapety skrzydeł powodują zawilgocenie bocznych powierzchni gzymsów i wegetacje mchu.
Dźwigary główne	– Stan dobry
Pomost	– Początek korozji powierzchniowej blach nieckowych w miejscach styku z poprzecznkami, – Miejscowe pęknięcia spawów w dwóch miejscach i początek korozji blach nieckowych.
Łożyska	– Stan dobry
Izolacja	– Uszkodzona izolacja za przyczółkami – widoczne miejscowe wycieki i wykwyty
Odwodnienie	– Nieszczelna rura odwodnieniowa powoduje zaciekanie ławy i gzymsu przyczółka



Rys. 2. Widok wiaduktu kolejowego nad ul. Wilsona w Knurowie. W tabelicy 1 zestawiono dane opisujące konstrukcję wiaduktu kolejowego nad ul. Niepodległości

Fig. 2. View of the railway bridge above the Wilson Street in Knurów

Obiekt uzyskał ocenę stanu technicznego 4 w skali 0 – 5. Stwierdzono, że wiadukt może być nadal eksploatowany zgodnie ze swoim przeznaczeniem.

W tabelicy 3 zestawiono dane opisujące konstrukcję wiaduktu kolejowego nad ul. Wilsona.

Tablica 3. Dane techniczne wiaduktu nad ul. Wilsona

Table 3. Technical data of the bridge above the Wilson Street

Rodzaj konstrukcji przęseł	Błachownica
Wysokość konstrukcyjna blachownicy	0,94*m
Rozpiętość teoretyczna	7,80m
Światło obiektu – pionowo	5,33m
Światło obiektu – poziomo	7,00m
Długość całkowita w jednym torze	7,80m
Przyczółki lub obudowa tunelu	Żelbet
Filary	Żelbet
Posadowienie	Bezpośrednie
Wysokość od odsadzki fundamentu do stopki szyny	6,17m
Rok budowy	1910
Dopuszczalna norma (klasa) obciążenia	NL
Rodzaj nawierzchni	Mocowanie S-49 Szyny S-49 na mostownicach drewnianych

*wg książki identyfikacyjnej obiektu, wysokość konstrukcyjna blachownicy wynosi 0.84m

Podczas ostatniego rocznego przeglądu okresowego (2013 r.) stwierdzono wykonanie zaleceń kontroli z 2012 r., tj. uzupełniono brakującą blachę chodnikową oraz uszczelniono dylatacje poprzeczne. W tabelicy 4 zestawiono stwierdzone podczas kontroli w 2013r. uszkodzenia konstrukcji wiaduktu nad ul. Wilsona.

Tablica 4. Opis uszkodzeń wiaduktu nad ul. Wilsona

Table 4. Description of damage of the bridge above the Wilson Street

Element	Opis uszkodzenia
Podpory (przyczółki)	– Wykwity i wycieki w części starego przyczółka w wyniku nieszczelności izolacji poziomej.
Dźwigary główne	– Stan dobry
Pomost	– Zanieczyszczone parapety skrzydeł, – Zanieczyszczone poziome powierzchnie wiaduktu liśćmi z drzew rosnących w rejonie obiektu.
Łożyska	– Zanieczyszczone łożysko ślizgowe
Izolacja	– Nieszczelna izolacja pozioma w części starego przyczółka – widoczne wykwity i wycieki, – Niewielkie wykwity na skrzydłach starych przyczółków.
Odwodnienie	– Zanieczyszczone ławy podłożyskowe powodują stałe zawilgocenie poziomych powierzchni.

Wiadukt nad ul. Wilsona uzyskał ocenę stanu technicznego 4 w skali 0 ÷ 5. Pomimo stwierdzonych uszkodzeń/usterek uznano, że wiadukt może być nadal eksploatowany zgodnie ze swoim przeznaczeniem.

2.2. Baseny kąpielowe

Zespół basenów kąpielowych zlokalizowanych jest przy ul. Niepodległości w Knurowie. W kompleksie sportowym zlokalizowane są cztery baseny. Są to masywne konstrukcje, wymiarowo i konstrukcyjnie bardzo podobne. Na rysunkach 3 ÷ 6 przedstawiono analizowane baseny kąpielowe. W tabelicy 5 zawarto najistotniejsze dane techniczne basenów kąpielowych wraz z informacją o aktualnym ich stanie technicznym.



Rys. 3. Pierwszy z analizowanych basenów kąpielowych (NIE 109.1)

Fig. 3. First of the analyzed swimming pools (NIE 109.1)



Rys. 4. Drugi z analizowanych basenów kąpielowych (NIE 109.2)

Fig. 4. Second of the analyzed swimming pools (NIE 109.2)



Rys. 5. Trzeci z analizowanych basenów kąpielowych (NIE 109.3)

Fig. 5. Third of the analyzed swimming pools (NIE 109.3)



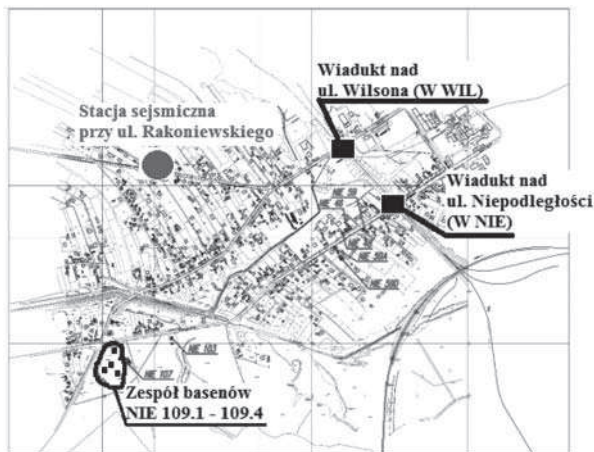
Rys. 6. Czwarty z analizowanych basenów kąpielowych (NIE 109.4)

Fig. 6. Fourth of the analyzed swimming pools (NIE 109.4)

Tablica 5. Dane i stan techniczny basenów (NIE 109.1 – NIE 109.4)**Table 5. Data and technical condition of swimming pools (NIE 109.1 – NIE 109.4)**

Charakterystyka	Basen			
	NIE 109.1	NIE 109.2	NIE 109.3	NIE 109.4
1. Fundamenty	żelbetowe	Żelbetowe	Żelbetowe	żelbetowe
2. Stan techniczny:	dobry	dobry	dobry	dobry
3. Uszkodzenia konstrukcyjne	brak	brak	brak	brak
4. Inne uszkodzenia	Brak	Brak	Brak	Brak
5. Wymiary zewn.	27,20 x 13,30m	26,20 x 13,50m	25,60 x 22,30m	19,50 x 16,80m
6. Rok budowy	1970r.	1970r.	1970r.	1970r.

Usytuowanie analizowanych obiektów pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Usytuowanie analizowanych obiektów
Fig. 7. Location of the analyzed objects

4. Analiza silnych wstrząsów generowanych eksploatacją górnictw KWK „Knurów-Szczygłowice”

4.1. Stacje sejsmiczne i charakterystyka wstrząsów na terenie KWK „Knurów-Szczygłowice”

Dotychczasowa eksploatacja górnictwa prowadzona w okresie po roku 1998, od kiedy rozpoczęto systematyczne obserwacje i rejestracje parametrów występujących wstrząsów, prowadzona była tylko w partii północnej i wschodniej. W partii południowej i zachodniej po roku 1998 nie prowadzono robót górnictw, stąd brak jest obserwacji dotyczących zachowania się górotworu w trakcie prowadzenia wybierania i aktywności górotworu towarzyszącej eksploatacji. Na analizowanym terenie działa sześć stacji sejsmicznych. Najbliższą położoną stacją sejsmiczną w stosunku do analizowanej zabudowy jest stacja przy ul. Rakoniewskiego (współrzędne X, Y stacji wynoszą odpowiednio -21160 i -16004). Odległość tej stacji od analizowanej zabudowy wynosi od 730,5 do 933,5 m – por. tablica 6.

W przypadku pozostałych stanowisk pomiarowych odległości te są znacznie większe. Położenie stacji sejsmicznej przy ul. Rakoniewskiego względem analizowanych obiektów pokazano na rysunku 7.

Na obszarze KWK „Knurów-Szczygłowice” w latach 2011÷2014, w związku z prowadzoną eksploatacją górnictwa, odnotowano wiele wstrząsów o energiach rzędu od 10^3 J do 10^8 J. W tablicy 7 zestawiono przedziały energetyczne oraz liczby wstrząsów występujących na obszarze KWK „Knurów-Szczygłowice”, wykorzystując dane uzyskane KWK „Knurów-Szczygłowice”.

Tablica 6. Odległości [m] analizowanych obiektów budowlanych od stacji sejsmicznej przy ul. Rakoniewskiego**Table 6. Distances [m] of the analyzed building features from the seismic position at Rakoniewskiego Street**

Oznaczenie obiektu	Współrzędne obiektu		Odległość obiektu od stacji, m
	X	Y	
W NIE	-21882,75	-16163,01	933,5
W WIL	-21882,75	-16163,01	730,5
NIE 109.1	-21882,75	-16163,01	740,0
NIE 109.2	-21882,75	-16163,01	740,0
NIE 109.3	-21274,04	-15077,45	740,0
NIE 109.4	-21049,35	-15281,91	740,0

Tablica 7. Charakterystyka wstrząsów górniczych w latach 2007 – 2014 na obszarze KWK „Knurów – Szczygłowice”**Table 7. Characteristics of mining tremors in 2007-2014 in the area of „Knurów – Szczygłowice” coal mine**

Rok	Charakterystyka wstrząsów				
	Energia	(1,3 – 2,5)E5	(2,7 – 5,7)E6	(1,9 – 3,7)E7	5E8
2007	Liczba wstrząsów	2	4	2	1
	Energia	(1,1 – 9,4)E5	(1 – 8)E6	-	-
2008	Liczba wstrząsów	33	10	-	-
	Energia	(2,1 – 7,8)E5	-	-	-
2009	Liczba zjawisk	3	-	-	-
	Energia	7,3E5	(7 – 8,5)E6	(2 – 2,4)E7	-
2010	Liczba wstrząsów	1	4	2	-
	Energia	4E5	(3,9 – 8)E6	(1 – 1,6)E7	-
2011	Liczba wstrząsów	1	5	5	-
	Energia	(2 – 3,3)E5	-	-	-
2012	Liczba wstrząsów	2	-	-	-
	Energia	(1,9 -9,3)E5	-	2E7	-
2013	Liczba wstrząsów	4	-	1	-
	Energia	(2- 4)E5	(1 – 2)E6	-	-
2014	Liczba wstrząsów	4	2	-	-

4.2. Prognozowane parametry wstrząsów górniczych i drgań powierzchniowych

KWK „Knurów-Szczygłowice” planuje eksploatować pokład węgla kamiennego m.in. w partii zachodniej w pokładzie 504gw, ściany nr 1 i 2. W tablicy 8 zestawiono szacowane maksymalne energie potencjalnych wstrząsów indukowanych projektowanymi robotami górnictwymi w pokładzie 504gw.

Tablica 8. Prognozowane maksymalne energie wstrząsów w pokładzie 504wg

Table 8. Predicted maximum tremor energies in seam no. 504wg

Pokład	Ściana	Szacowana maksymalna energia potencjalnych wstrząsów dla ścian, J	Szacowana maksymalna energia potencjalnych wstrząsów dla rejonu, J
504wg	1	9E6	2e7
	2	2E7	
	5	9E6	
	6	2E7	

Na rysunkach 8 i 9 pokazano odpowiednio mapy obrazujące rozkład prognozowanych maksymalnych wartości odpowiednio przyspieszeń i prędkości poziomych drgań powierzchniowych na obszarze KWK „Knurów – Szczygłowice”. Prognozowane parametry drgań gruntu wywołane wstrząsami górnictwami indukowanymi eksploatacją górnictw określone zostały na podstawie zależności opracowanych przez G.Mutke [8].

Z analizy izolacji z rysunku 8 i 9 wynika, że w obszarze z przedmiotową zabudową można spodziewać się drgań powierzchniowych o maksymalnej wartości prędkości i przyspieszeń drgań o wartościach nie przekraczających odpowiednio 7 mm/s i 150 mm/s².

5. Ocena odporności przedmiotowej zabudowy

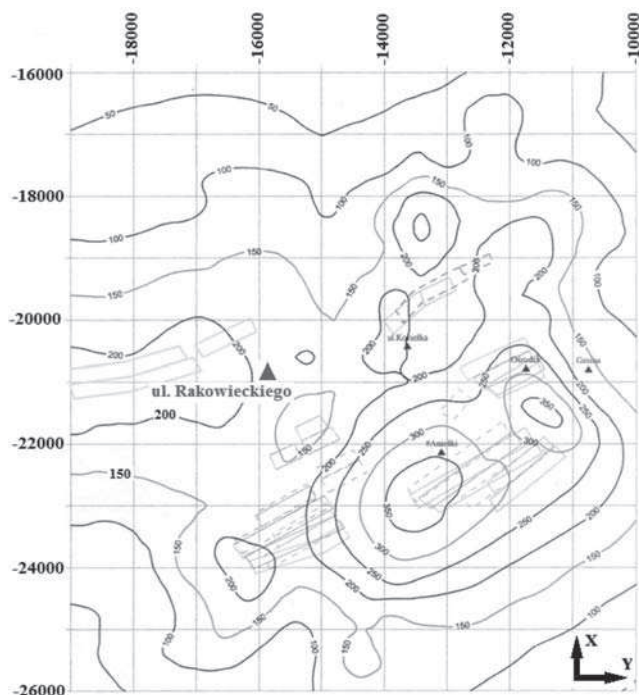
Określanie odporności dynamicznej obiektów budowlanych jest niezbędne w ocenach wpływu drgań powierzchniowych indukowanych działalnością górnictw [1, 10, 13]. Odporność ta może być pomocna przy planowaniu eksploatacji górnictw, profilaktyce budowlanej mającej na celu określenie sposobów zabezpieczeń niezbędnych do przeniesienia

dodatkowych obciążeń dynamicznych od działania wstrząsów i projektowania nowo wznoszonych obiektów w warunkach występowania wstrząsów. Wreszcie informacja o aktualnej odporności obiektów może być wykorzystana w procesach odszkodowawczych przed sądami powszechnymi.

Przyjęcie założenia, że przy określonych parametrach drgań nie występują uszkodzenia, nawet elementów drugorzędnych, odpowiada pojęciu „pełnej odporności dynamicznej”. Określana w taki sposób odporność nie może być traktowana za nośność konstrukcji, która z punktu widzenia bezpieczeństwa obiektu (układu konstrukcyjnego) jest najistotniejsza. Za nośność konstrukcji uważa się bowiem taki poziom obciążeń, przy którym nie wystąpią uszkodzenia elementów konstrukcyjnych i w konsekwencji osłabienie konstrukcji oraz zmniejszenie odporności na dalsze wpływy.

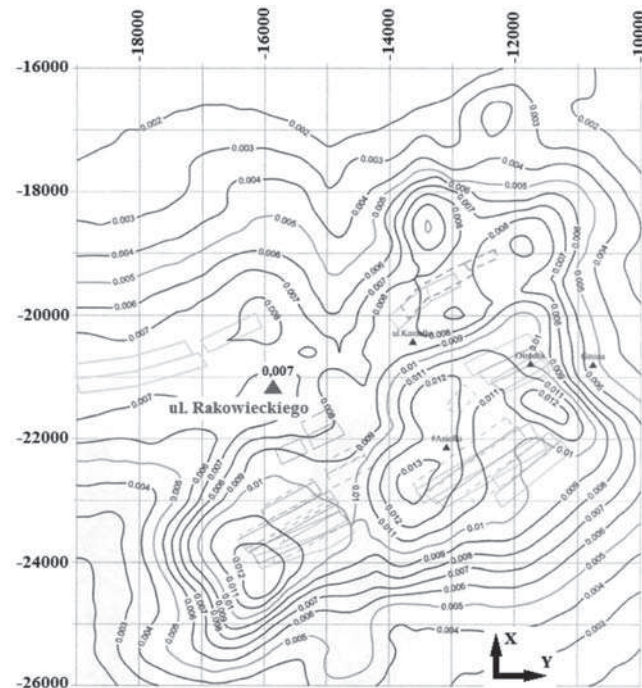
5.1. Odporność dynamiczna konstrukcji basenów kąpielowych

W przypadku konstrukcji basenów odporność dynamiczną oceniono na podstawie postanowień normy czeskiej [3] oraz wyników obliczeń modelu basenu przyjętego, jako reprezentatywny dla tej klasy obiektów i wzorcowego spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW [12]. Na podstawie w/w normy można przyjąć, że przy częstotliwościach drgań podłoża $f < 10$ Hz dopuszczalne wartości składowych poziomych prędkości drgań PPV wynoszą $15 \div 25$ mm/s. Przyjęcie do analiz częstotliwości $f < 10$ Hz jest uzasadnione tym, że w przypadku najintensywniejszych wstrząsów, w tym regionalnych, w przebiegach drgań powierzchniowych dominują częstotliwości $f < 10$ Hz. Z opisu uszkodzeń podanych w/w normie wynika, że przy takiej wartości prędkości brak jest widocznych uszkodzeń, obiekty takie jak zbiorniki wodoszczelne zachowują swe funkcje. Biorąc pod uwagę stan techniczny basenów



Rys. 8. Rozkład prognozowanych maksymalnych wartości przyspieszeń poziomych drgań powierzchniowych na obszarze KWK „Knurów-Szczygłowice”

Fig. 8. Distribution of the predicted maximum values of accelerations of the surface horizontal vibrations in the area of „Knurów-Szczygłowice” coal mine

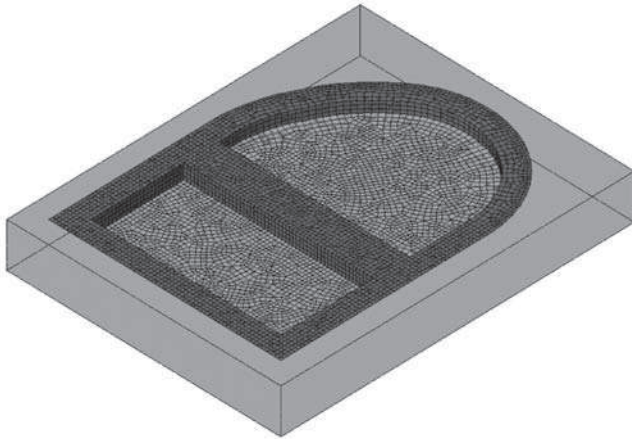


Rys. 9. Rozkład prognozowanych maksymalnych wartości prędkości poziomych drgań powierzchniowych na obszarze KWK „Knurów-Szczygłowice”

Fig. 9. Distribution of the predicted maximum values of velocities of the surface horizontal vibrations in the area of „Knurów-Szczygłowice” coal mine

kąpielowych odporność dynamiczną ich konstrukcji określa prędkość drgań powierzchniowych wynosząca 25 mm/s.

W celu określenia maksymalnych dopuszczalnych wartości przyspieszeń na drodze obliczeń Metodą Elementów Skończonych przyjęto uproszczony przestrzenny model basenu przedstawiony na rysunku 10.



Rys. 10. Uproszczony model MES analizowanych basenów kąpielowych

Fig. 10. Simplified FEM model of the analyzed swimming pools

Do analiz wytypowano dwa baseny stanowiące reprezentację wszystkich obiektów oznaczonych jako „NIE 109a-d” (por. rys. 10). Geometrię budowli przyjęto na podstawie inwentaryzacji i materiałów archiwalnych KWK „Knurów-Szczygłowice”.

W modelu ściany boczne i płytę denną modelowano elementami skończonymi powłokowymi, zaś współpracujący grunt elementami bryłowymi. Z uwagi na brak dokumentacji technicznej i badań podłoża gruntowego przyjęto, że konstrukcję basenu wykonano z betonu klasy C16/20 (B20), zaś grunt stanowi podłoże piaszczyste. Parametry określające poszczególne materiały w modelu przedstawiono w tabeli 9. Warunki brzegowe wynikają ze współpracy fragmentu gruntu z gruntem rodzimym.

Tablica 9. Parametry przyjętych materiałów
Table 9. Parameters of the assumed materials

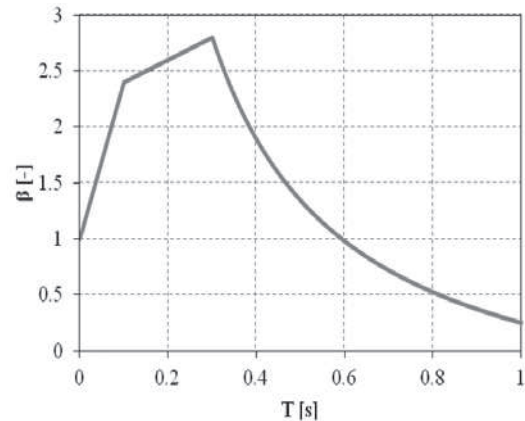
Materiał	g, kg/m ³	E, MPa	ν [-]
Beton C16/30 (B20)	2500	29000	0,2
Grunt	1900	60	0,25
Posadzka przy basenie	2000	1000	0,25

Do obliczeń odpowiedzi dynamicznej modelu na wymuszenie kinematyczne powodowane drganiami gruntu od wstrząsu górniczego zastosowano metodę spektrum odpowiedzi. Podstawy teoretyczne metody spektrum odpowiedzi zostały szerzej opisane m.in. w pracach [6, 9, 12]. Metoda ta jest zalecana m.in. przez Instrukcję ITB [7], polską normę [11] oraz normę europejską [5] dotyczącą projektowania obiektów na terenach występowania naturalnych trzęsień ziemi.

Istotne przyjętej metodzie jest zastosowanie wzorcowego unormowanego spektrum odpowiedzi, opisującego możliwe do zaistnienia drgania gruntu powodowane wstrząsami górnicznymi. Takie wzorcowe spektra odpowiedzi tworzy się na podstawie zarejestrowanych drgań gruntu na analizowanym terenie. Przedmiotowy obiekt znajduje się na terenie Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW). Możliwe jest zatem wykorzystanie w obliczeniach wzorcowego przyspie-

szeniowego spektrum odpowiedzi dla tego obszaru. Spektrum takie opisane jest funkcjami (1) [12] przy założeniu ułamka tłumienia krytycznego $\xi = 2,5\%$. Na rysunku 11 przedstawiono bezwymiarowe przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW.

(1)



Rys. 11. Wzorcowe przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi dla obszaru Górnośląskiego Zagłębia Węglowego GZW wg [12]

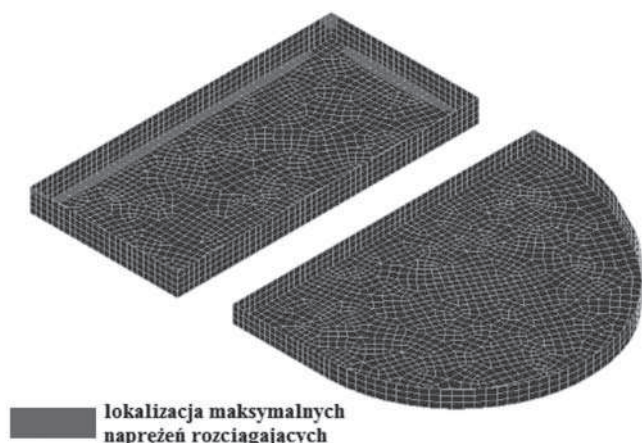
Fig. 11. Standard spectral acceleration response in the Upper Silesian Coal Basin acc. to [12]

Powyższe spektrum zostało przyjęte w dalszej analizie przy założeniu prognozowanej wartości szczytowej przyspieszeń drgań $PGA = 150 \text{ mm/s}^2$ jako iloczyn bezwymiarowego współczynnika β i wartości prognozowanej PGA . W obliczeniach przyjęto, że model poddawany jest obciążeniom kinematycznym jednocześnie w trzech ortogonalnych kierunkach i w każdym z tych kierunków działa przyspieszenie o wartości prognozowanej $PGA = 150 \text{ mm/s}^2$. Takie podejście obliczeniowe stanowi oszacowanie odpowiedzi modelu od góry, zatem po stronie bezpiecznej.

Obliczenia wykonano etapami. W pierwszej kolejności określono statyczną odpowiedź modelu w dwóch sytuacjach obciążeniowych, zakładając napełniony wodą i pusty basen. Obciążenie wodą modelowano jako ciśnienie hydrostatyczne. Na podstawie analizy statycznej określono rozkład naprężeń od obciążeń statycznych (σ_{stat}). Następnie przeprowadzono analizy dynamiczne metodą spektrum odpowiedzi przy założeniu prognozowanych wartości przyspieszeń drgań gruntu w analizowanym obszarze (por. p. 4.2). Wynikami tych obliczeń było określenie rozkładu naprężeń dynamicznych w budowli (σ_{dyn}). Jako kryterium odporności dynamicznej dla konstrukcji basenów przyjęto warunek maksymalnego naprężenia rozciągającego. Wykorzystując liniową zależność w metodzie spektrum odpowiedź pomiędzy przyspieszeniami prognozowanymi a odpowiedzią układu, określono również graniczne wartości przyspieszeń drgań gruntu.

Na rysunku 12 kolorem czerwonym przedstawiono obszary najbardziej narażone na występowanie uszkodzeń związanych z występowaniem wstrząsów górnicznych.

Analiza MES modelu numerycznego basenu pozwala stwierdzić, że dla prognozowanych wartości przyspieszeń drgań gruntu $PGA = 150 \text{ mm/s}^2$ przyjęte kryterium pozostaje spełnione. Maksymalne rozciągające naprężenie dynamiczne (σ_{dyn}) nie przekracza 0,25 MPa, co stanowi mniej niż 20 % granicznych wartości naprężeń rozciągających dla betonu klasy C16/20 ($f_{\text{ctk}} = 1,3 \text{ MPa}$). Konstrukcja bezpiecznie przeniesie dodatkowe siły sejsmiczne wynikające z drgań gruntu.

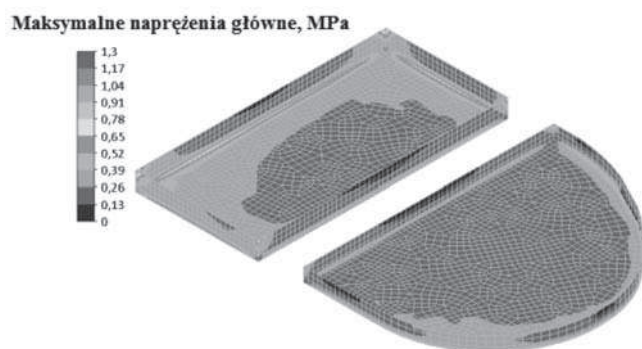


Rys. 12. Lokalizacja najbardziej wytężonych obszarów w konstrukcji basenów (opis w tekście)

Fig. 12. Location of the most strenuous areas of the swimming pools' constructions

Za graniczną wartość przyspieszeń drgań gruntu wyznaczoną na podstawie przeprowadzonych analiz należy uznać wartość $PGA = 700 \text{ mm/s}^2$.

Na rysunku 13 przedstawiono rozkład maksymalnych naprężeń rozciągających przy granicznej wartości przyspieszeń. Przedstawione na tym rysunku naprężenia są efektem kombinacji obciążeń stałych (wariant z nienapełnionymi zbiornikami) i obciążeń dynamicznych.



Rys. 13. Rozkład maksymalnych naprężeń głównych (opis w tekście)

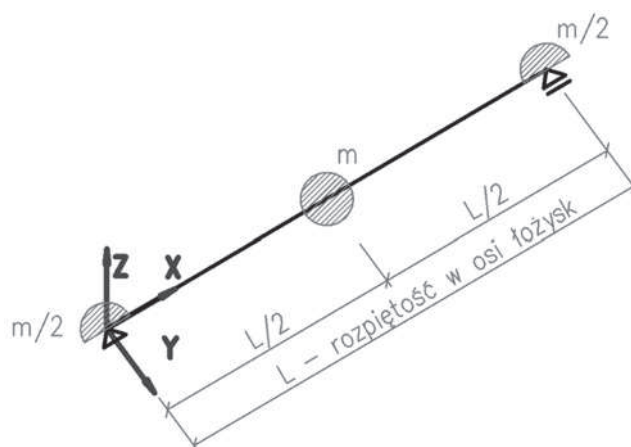
Fig. 13. Distribution of the maximum principal stress (description in the paper)

5.2 Odporność dynamiczna wiaduktów kolejowych

Podobnie jak w przypadku konstrukcji basenów kąpielowych, analiza numeryczna modelu dynamicznego wybranego wiaduktu kolejowego przyjętego jako reprezentatywny dla tej klasy konstrukcji oraz wzorcowego spektrum odpowiedzi, dała podstawę określenia odporności dynamicznej tej klasy obiektów.

Obliczenia przeprowadzono na uproszczonym przestrzennym modelu belkowym. Do obliczeń przyjęto wiadukt „W NIE” jako reprezentatywny dla analizowanej grupy wiaduktów. Geometrię, sztywność oraz rozkład mas określono na podstawie przekazanej książki obiektu. Schematycznie model obliczeniowy przedstawiono na rysunku 14. Warunki brzegowe modelu wynikają ze schematu łożyskowania wiaduktu.

Jako kryterium odporności dynamicznej przyjęto warunek nośności dźwigara w przekroju przęsłowym, warunek doty-



Rys. 14. Przyjęty model dynamiczny wiaduktu
Fig. 14. Assumed dynamic model of the bridge

czący kontaktu podpory z przęsłem („podskok”) oraz warunek nośności łożysk nieprzesuwnych opisane szczegółowo w [2].

Warunek nośności dźwigara w przekroju przęsłowym zdefiniowano jako

$$M_y(a_z) \leq M_{Rd} \quad (2)$$

gdzie:

M_{Rd} – nośność charakterystyczna przekroju w przęśle przy jednokierunkowym zginaniu,

$M_y(a_z)$ – wartość momentu zginającego w przęśle od obciążeń dynamicznych (przy założonym $a_z = a_{max}$) i sił grawitacji.

Warunek kontaktu podpory z przęsłem wiaduktu opisuje relacja (3)

$$R_z(a_z) \leq R_{z,G} \quad (3)$$

gdzie:

$R_{z,G}$ – reakcja w miejscu podparcia przęsła od obciążeń stałych,

$R_z(a_z)$ – maksymalna odrywająca reakcja w miejscu podparcia przęsła od obciążeń dynamicznych (przy założonym $a_z = a_{max}$).

Ogólny zapis warunku nośności łożysk nieprzesuwnych zdefiniowano w formie czterech nierówności:

$$R_z(a_z, G) \leq R_{z,Rd} \quad (4a)$$

$$R_y(a_y) \leq R_{y,Rd} \quad (4b)$$

$$R_x(a_x) \leq R_{x,Rd} \quad (4c)$$

$$\sqrt{(R_x(a_x))^2 + (R_y(a_y))^2} \leq R_{H,Rd} \quad (4d)$$

gdzie:

$R_z(a_z, G)$ – reakcja pionowa wywołana obciążeniem grawitacyjnym i dynamicznym,

$R_x(a_x)$ – reakcja pozioma w kierunku x wywołana obciążeniem dynamicznym (przy założonym $a_x = a_{max}$),

$R_y(a_y)$ – reakcja pozioma w kierunku y wywołana obciążeniem dynamicznym (przy założonym $a_y = a_{max}$),

$R_{z,Rd}$ – nośność łożyska w kierunku pionowym,

$R_{x,Rd}$ – nośność łożyska w kierunku poziomym (x),

$R_{y,Rd}$ – nośność łożyska w kierunku poziomym (y),

$R_{H,Rd}$ – wypadkowa nośność łożyska w kierunku poziomym.

Przyjęte kryteria były również podstawą określenia granicznej wartości przyspieszeń drgań gruntu (odporności dynamicznej budowli). Do obliczeń przyjęto wzorcowe spektrum odpowiedzi (por. rys. 11), ale zmodyfikowane według wskazań normy [4] z uwagi na przyjęcie ułamka tłumienia krytycznego $\xi = 1\%$. W obliczeniach przyjęto, że model poddawany jest obciążeniom kinematycznym jednocześnie w trzech ortogonalnych kierunkach.

Rozpiętość teoretyczna wiaduktu wynosi 15,3 m. Ustrój nośny składa się z dwóch spawanych blachownic stalowych o wysokości 1940 mm. Szyny typu S-49 mocowane są na mostownicach drewnianych (por. tabela 1 i rys 15).

Analiza uproszczonego modelu numerycznego wiaduktu z wykorzystaniem sformułowanych warunków (2)–(4) pozwala stwierdzić, że dla prognozowanych wartości przyspieszeń drgań gruntu $PGA = 150 \text{ mm/s}^2$ przyjęte kryteria są spełnione. Konstrukcja bezpiecznie przeniesie dodatkowe siły sejsmiczne wynikające z drgań gruntu z prognozowaną wartością szczytową.

Warunki (2)–(4) wykorzystano również do określenia granicznych wartości przyspieszeń drgań gruntu. Za graniczną wartość przyspieszeń drgań gruntu wyznaczoną na podstawie przeprowadzonych analiz należy uznać wartość $PGA = 700 \text{ mm/s}^2$.

6. Wnioski i uwagi końcowe

Praca dotyczy określenia odporności dynamicznej wiaduktów kolejowych i zespołu basenów kąpielowych położonych na obszarze KWK „Knurów-Szczygłowice”. Obiekty te są o zróżnicowanej konstrukcji, funkcji i różnych latach eksploatacji (dla wiaduktu nad ul. Wilsona jest to ponad 100 lat, dla pozostałych to prawie 50 lat).

Dokonano analizy dotychczasowej i prognozowanej aktywności sejsmicznej na terenie KWK „Knurów-Szczygłowice”. Przeanalizowano energie wstrząsów oraz

maksymalne wartości przyspieszeń drgań powierzchniowych zarejestrowanych na stacji sejsmicznej najbliższej położonej względem analizowanych obiektów.

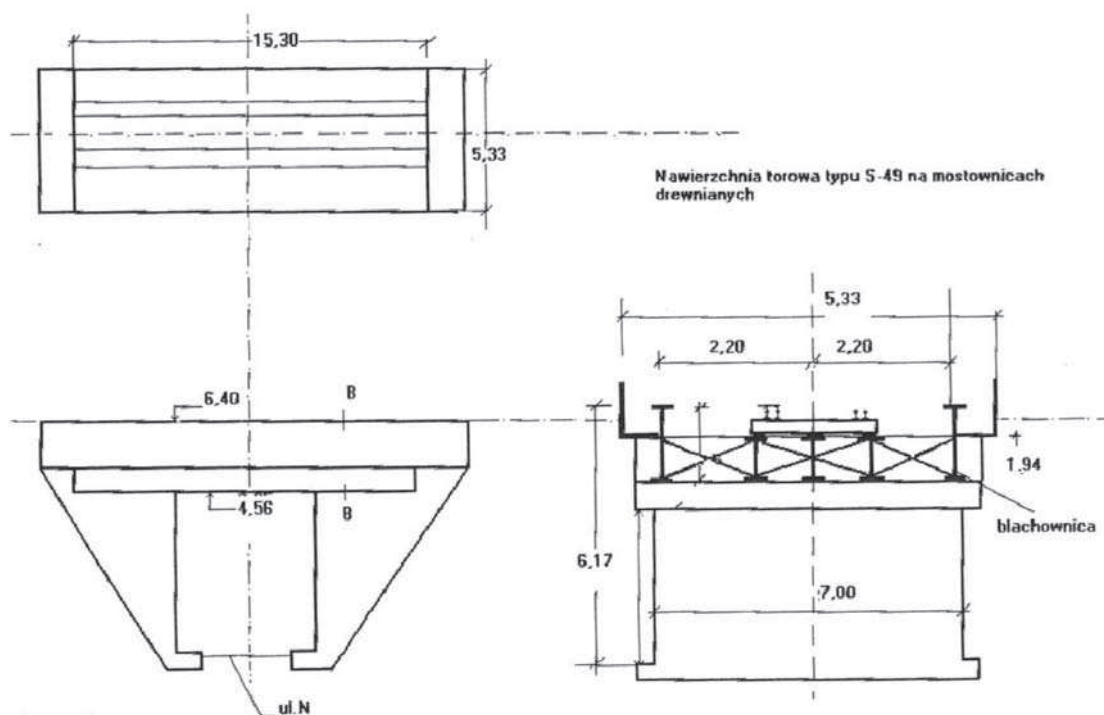
Analizowano także prognozowane wartości przyspieszeń i prędkości na terenie z przedmiotową zabudową. Określono, że przedmiotowa zabudowa będzie poddana wstrząsom górniczym, na skutek projektowanej eksploatacji ścian 1 i 2 w pokładzie 504wg, o maksymalnych poziomym przyspieszeń i prędkości drgań nie przekraczających odpowiednio 150 mm/s^2 i 7 mm/s .

Odporność dynamiczną basenów kąpielowych określono na dwa sposoby. W pierwszym, przybliżonym sposobie wykorzystano zapisy normy czeskiej [3] i określono odporność dynamiczną tych obiektów na poziomie 25 mm/s . W drugim sposobie do analiz wytypowano dwa baseny stanowiące reprezentację wszystkich basenów i przyjęto model obliczeniowy tego układu. W obliczeniach wykorzystano wzorcowe spektrum odpowiedzi. Tak określona odporność wyniosła $PGA_{max} = 700 \text{ mm/s}^2$.

Wykorzystując model obliczeniowy, wzorcowe spektrum odpowiedzi dla obszaru GZW z rysunku 11 i przyjęte kryteria odporności dynamicznej określono odporność dynamiczną wiaduktu kolejowego poprzez wartość $PGA_{max} = 700 \text{ mm/s}^2$.

Otrzymane parametry drgań określające odporność dynamiczną porównano z prognozowanymi wartościami przyspieszeń i prędkości na terenie z przedmiotową zabudową. Wartości parametrów opisujących prognozowane drgania powierzchniowe są małe i nie zagrażają bezpieczeństwu ich konstrukcji. Przedmiotowa zabudowa jest w stanie bezpiecznie przenieść drgania powierzchniowe od eksploatacji pokładu 504wg (ściany 1 i 2) o prognozowanych wartościach prędkości i przyspieszeń.

Podziękowanie: Praca finansowana ze środków Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego na działalność statutową L-4/102/2015/DS.



Rys. 15. Dane geometryczne wiaduktu i jego plan sytuacyjny

Fig. 15. Geometrical data and situation plan of the bridge

Literatura

- [1] *Barański A., Kloc L., Kowal T., Mutke G.*: Górnicza Skala Intensywności Drgań GSI – GZWKW - 2012 w odniesieniu do odporności dynamicznej budynków, *Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie*, 6(238)/2014, str. 3 ÷ 10.
- [2] *Ciurej H., Rusek J.*: Metodyka oceny odporności dynamicznej wybranych obiektów mostowych na terenie LGOM, *Czasopismo techniczne z. 13-B/2006*, str. 30÷57, Politechnika Krakowska, Kraków 2007.
- [3] ČSN 73 0040 Zatižení stavebních objektů technickou seizmicitou a jejich odezva, Březen 1996.
- [4] *Dubiński J., Mutke G., Tatara T., Muszyński L., Barański A., Kowal T.*: Zasady stosowania zweryfikowanej Górnicznej 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, Katowice 2013 r. (praca niepublikowana).
- [5] EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.
- [6] *Hart G. C., Wong K.*: Structural dynamics for structural engineers. John Wiley Sons Inc., New York, 2000.
- [7] Instrukcja ITB 364/2007 Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych, ITB, Warszawa 2007.
- [8] *Mutke G.*: Metoda prognozowania parametrów drgań podłoża generowanych wstrząsami górniczymi w obszarze GZW. Praca doktorska (niepublikowana), Katowice 1991.
- [9] Naeim F., (ed.). The seismic design handbook. Boston, Kluwer, 2001.
- [10] *Pachla F., Tatara T.*: Obliczeniowa weryfikacja skal GSI – 2004, *Prace Naukowe GIG, Górnictwo i Środowisko, Kwartalnik Nr 2/2/2009* (red. Mutke G., Tatara T.), GIG, Katowice 2009, str. 103 ÷ 129.
- [11] PN-85/B-02170, Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki.
- [12] *Tatara T.*: Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną, *Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, seria „Inżynieria Lądowa”, nr 74*, Kraków 2002.
- [13] *Tatara T.*: Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2012.

***Zwiększajmy prenumeratę
najstarszego – czołowego miesięcznika
Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Górnictwa!***

Liczba zamawianych egzemplarzy określa zaangażowanie jednostki
gospodarczej w procesie podnoszenia kwalifikacji swoich kadr!