

Dariusz Wiewiórka, Jacek Sepiał***

ANALIZA STATECZNOŚCI ZBIORNIKA RETENCYJNEGO W REJONIE SZYBU „CHROBRY” ZGH BOLESŁAW

1. Wprowadzenie

Zbiorniki retencyjne, zwane też wyrównawczymi, są wyrobiskami użytkowymi przez cały okres istnienia kopalni. Zlokalizowane przy szybie pełnią niezwykle istotną rolę w transporcie urobku m.in. do skipów. W niniejszym artykule przedstawiono analizę stateczności zbiornika retencyjnego w Zakładach Górniczo-Hutniczych Bolesław S.A. Przedstawiona analiza staje się szczególnie istotna w zachowaniu bezpieczeństwa pracy, szczególnie w aspekcie wypadku zbiorowego, do którego doszło przy zbiorniku wyrównawczym w 2009 r. w KWK „Zofiówka” w Jastrzębiu-Zdroju.

2. Opis konstrukcji

Zgodnie z [1] kieszeń skipowa wraz z chodnikiem usytuowana jest przy szybie „Chrobry” na poziomie +134 m n.p.m. (-205 m p.p.t.) w ZGH Bolesław. Posadowiono go w utworach permu. Zbiornik retencyjny znajduje się pod rozdrabialnią, na końcu chodnika taśmociągów. Kieszeń skipowa zaprojektowana i wykonana jest przy szybie w konstrukcji żelbetowej. Chodnik taśmociągów szerokości 7,5 m, wysokości 4,0 m i 6,0 m, w obudowie sklepionej (strzałka sklepienia 2,0 m), wykonany jest w konstrukcji żelbetowej. Komora załadownicza stanowi przedłużenie chodnika, a nad nią znajduje się zbiornik. Dno zbiornika i komora załadownicza zbrojone są stalą oraz szynami.

Przedmiotowy zbiornik ma kształt cylindra o średnicy 7,5 m z dnem pochylonym w kierunku dwóch wylotów. Całkowita głębokość zbiornika wynosi 20,5 m, z czego 11 m stanowi część cylindryczną, a 9,5 m część nachyloną pod kątem ok. 60°. W dnie zbiornika wykonano

* Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

** Katedra Górnictwa Podziemnego, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

dwa otwory wylotowe o kształcie kwadratów (boki 1,7 m, rozstaw 2,8 m). Zbiornik retencyjny może realnie mieścić około 1100 t urobku.

Obudowę w części cylindrycznej wykonano z betonu klasy C25/30 o grubości ścian 0,7 m. Dno zbiornika zgodnie z projektem wykonano w konstrukcji stalowej. Podstawową konstrukcję pochyłego dna stanowią horyzontalnie zabudowane dwuteowniki I340. Przestrzeń pomiędzy dwuteownikami wypełniono betonem. Powierzchnię dna wyłożono blachami trudno ścieralnymi (manganowymi).

W otworach wylotowych zabetonowane są ramy wylotowe. Do każdej ramy wylotu przykręcona jest śrubami od spodu zsuwnia stanowiąca właściwy wylot ze zbiornika. Ściany boczne i tylną zsuwni uźebrowano kątownikami i ceownikami. Ściany wewnętrzne zsuwni są również wyłożone blachami trudno ścieralnymi. Za zamykanie i otwieranie wylotów odpowiadają hydraulicznie sterowane kłapy w kształcie wycinka walca (również wyłożone blachą manganową).

Magazynowany w zbiorniku retencyjnym urobek wypływa grawitacyjnie zsuwnią na podawacze wózkowe i dalej na przenośniki taśmowe transportujące urobek do zbiorników odmiarowych. W przedmiotowym zbiorniku stale ma pozostawać warstwa urobku wypełniająca go do ok. $\frac{1}{3}$ pojemności. Stan napełnienia zbiornika jest stale sondowany.

Podczas inspekcji w 2009 r. nie stwierdzono nieprawidłowości przy pracy kłap zsuwni przy napełnionym zbiorniku, pracy podawaczy oraz w transporcie urobku na przenośniki taśmowe. Nie budziły zastrzeżeń połączenia śrubowe blach zsuwni oraz stan uźebrowania.

3. Obliczenia normowe

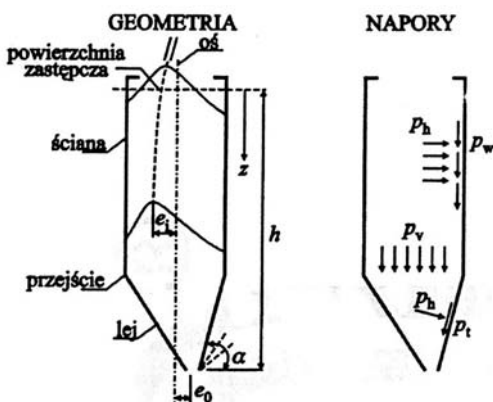
By mówić o pracy konstrukcji zbiornika oraz o stanie jego wyężenia należy ustalić wielkość obciążeń, jakim zbiornik podlega. Trudno przy tym ustalić jednoznaczny zbiór aktualnych norm czy też zaleceń dotyczący przedmiotowej konstrukcji.

Konstrukcja zbiornika retencyjnego została tak dobrana by z jednej strony przenosić obciążenia od otaczającego górotworu, a z drugiej strony poddawana jest stale zmieniającemu się obciążeniu od urobku w trakcie napełniania i opróżniania nim zbiornika.

Jak wcześniej wspomniano, ściany boczne zbiornika podlegają oddziaływaniom otaczającego górotworu. Utwory permu (głównie zlepieńce) oraz stosunkowo niewielka głębokość (205 m p.p.t.) powodują, że można poszukiwać obciążeń na podstawie norm dotyczących obudów szybowych [3] i weryfikować konstrukcję ścian bocznych na podstawie [2]. Niemniej grubość 0,7 m betonowych ścian okrągłego (w przekroju poprzecznym) zbiornika oraz doświadczenia z wieloletnią pracą zbiornika i szybów w danym rejonie pokazują, że pod tym względem zbiornik nie powinien być zagrożony. W niniejszym opracowaniu nie będzie weryfikowana konstrukcja ścian bocznych.

Obciążenia wewnętrzne od gromadzonego urobku postanowiono oszacować na podstawie normy [4]. Wprawdzie norma ta dotyczy silosów, ale jako jedyna pozwala wyznaczyć naciski na ściany boczne i dno zbiornika. W normie [4] mowa jest o naporze materiałów sypkich i na jej podstawie dla silosów smukłych można wyznaczyć (rys. 1): napór na ściane

po napełnieniu silosu, a w tym napór styczny p_{vf} i napór poziomy p_{hf} , napór na płaskie dno po napełnieniu p_{vf} , napór na lej po napełnieniu, a w tym napór normalny p_n i napór styczny p_t , napór na ścianę podczas opróżniania, a w tym napór styczny p_{ve} i napór poziomy p_{he} , napór na płaskie dno lub lej podczas opróżniania, obliczane identycznie jak p_{vf} , p_n i p_t .



Rys. 1. Wymiary i oznaczenia napórów wg [4]

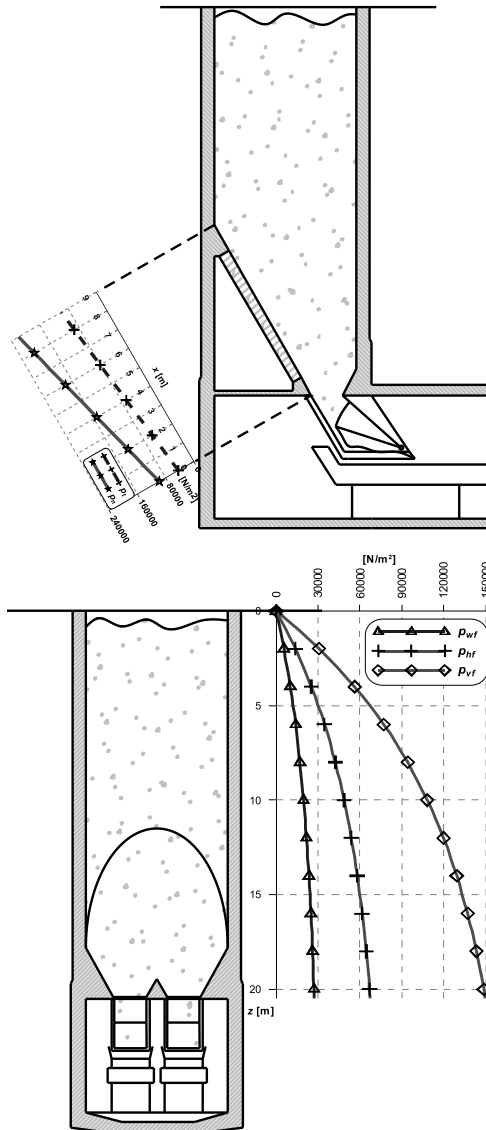
W powołanej normie można znaleźć stosowne wzory do obliczenia wymienionych tutaj wartości napórów. Można je przedstawić jako funkcje ciągłe zmieniające się z głębokością od powierzchni materiału wypełniającego zbiornik. Po podstawieniu do normowych wzorów wartości charakterystycznych dla przedmiotowego zbiornika retencyjnego wyznaczono wartości napórów na ściany i dno zbiornika.

Wartości wyliczonych napórów na ściany po napełnieniu oraz wartości napórów na lej przedstawiono na rysunku 2.

Wnioski płynące z obliczeń normowych są następujące:

- napory na ściany największe są przy dnie zbiornika i wynoszą: $p_{hf\ max} = 67\ \text{kN/m}^2$ i $p_{vf\ max} = 27\ \text{kN/m}^2$.
- podczas opróżniania zbiornika napory na ściany wzrastają o 10% dla napórów stycznych i o 45% dla napórów poziomych.
- napór na poziome dno zbiornika po napełnieniu wynosi $p_{vf\ max} = 180\ \text{kN/m}^2$. Należy ponadto zauważyć, że rozkład tegoż naporu jest krzywą i nie zwiększa się liniowo z ilością urobku w zbiorniku (litostatycznie).
- napory na dno pochyłe (w normie [4] obliczany dla leja) zmieniają się liniowo i wartości maksymalne osiągają w swej górnej części. Wynoszą one tutaj: $p_{n\ max} = 220\ \text{kN/m}^2$ i $p_{t\ max} = 99\ \text{kN/m}^2$. Przy wylocie te wartości spadają do poziomu: $p_{n\ min} = 98\ \text{kN/m}^2$ i $p_{t\ min} = 44\ \text{kN/m}^2$.

Powołana norma przewiduje, że zbiornik powinien być wykonany z betonu klasy minimalnej C25/30, dno zbrojone stalą zbrojeniową klasy A-I, A-II, A-III lub stalą konstrukcyjną co najmniej St3S.



Rys. 2. Napory na lej p_n i p_t oraz napory na ściany p_{wf} i p_{hf} i dno zbiornika p_{vf} wg [4]

Grubość ścian powinna wynosić nie mniej niż 150 mm, a nachylenie ścian leja powinno być większe co najmniej o 10° od kąta stoku naturalnego składowanego materiału. Przewidziano w [4] również sytuacje wyjątkowe, do których zalicza się: eksplozje, uderzenia, drgania sejsmiczne i pożary, a ciśnienie eksplozji w zbiorniku pozbawionym odpowiednich otworów redukujących ciśnienie wybuchu zaleca przyjmując równe 1 MPa.

Ponieważ normy [5, 6, 7] dotyczą wyrobisk korytarzowych i komorowych, w których przewidziano jedynie obciążenia zewnętrzne postanowiono weryfikować grubość ścian zbiornika dla tak zestawionych wymagań technicznych i obciążeń na podstawie [8]. Po zastosowaniu wymaganych współczynników bezpieczeństwa stwierdzono spełnienie wymagań przez konstrukcję zbiornika.

Norma [9] dopuszcza do obliczeń analizę globalną (numeryczną). Z użyciem kryterium Hubera-Misesa wyznacza wymagania w zakresie zniszczenia plastycznego, niedostosowania plastycznego, niestateczności i zmęczenia płytowej konstrukcji stalowej. W kolejnym rozdziale przeprowadzono analizę numeryczną całego zbiornika łącznie z otaczającym go górotworem i wypełnionego urobkiem.

4. Obliczenia numeryczne

Do obliczeń numerycznych wykorzystano system FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) [10]. Do obliczeń przygotowano dwa modele w płaskim stanie odkształcenia o wymiarach 29×37,5 m. Modele te odzwierciedlają dwa główne przekroje przez zbiornik prezentowane wcześniej na rysunku 2. Zgodnie z geometrią przedmiotowego zbiornika tarcze podzielono na obszary o własnościach materiałowych zebranych w tabeli 1. Dla górotworu, obudowy betonowej i stalowej przyjęto charakterystykę liniowo sprężystą, a dla urobku model sprężysto-plastyczny Coulomba-Mohra. Parametry górotworu przyjęto zgodnie z danymi otrzymanymi z kopalni, badaniami własnymi oraz średnimi parametrami literaturowymi. Przyjęto, że modelowany zbiornik jest całkowicie wypełniony urobkiem.

TABELA 1
**Parametry obudowy zbiornika, urobku i skał otaczających
 użyte w modelu obliczeniowym**

Materiał	ρ [kg/m ³]	G [GPa]	K [GPa]	C [kPa]	ϕ [°]	R_c [MPa]
Obudowa betonowa	2200	11,5	25,0	—	—	30
Górotwór	2390	1,65	2,05	—	—	20
Zsuwnia	2800	76,1	292	—	—	300
Urobek (suchy)	2000	0,01	0,006	3,0	38	—

Podzielono modele siatkami o wymiarach 130 na 270 stref i zagęszczoną w odpowiednich obszarach tak, że najmniejsza strefa ma wymiary ok. 10×10 cm. Na pionowych brzegach tarcz przyjęto podparcia poziome (swoboda ruchu w kierunku osi pionowej), na brzegach dolnych tarcz podparcia pionowe (swoboda ruchu w kierunku osi poziomej). Górny brzeg tarcz obciążono ciśnieniem litostatycznym wynikającym z głębokości posadowienia.

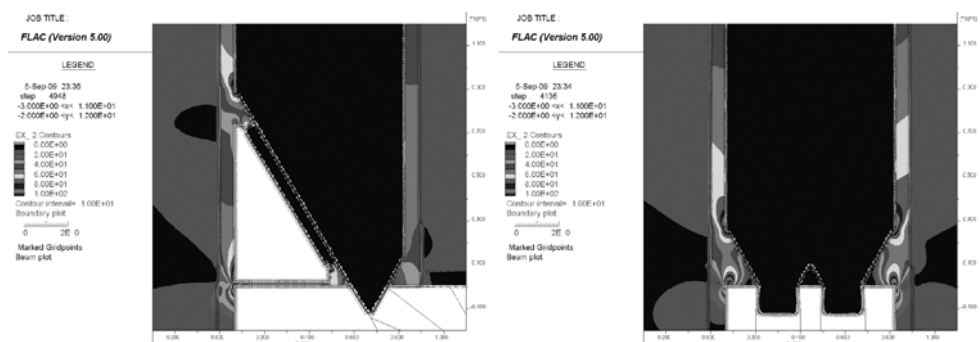
Pomiędzy obudową modelowanego zbiornika a urobkiem przyjęto płaszczyznę kontaktową o sztywności normalnej i stycznej odpowiadającej parametrom oddziaływania pomiędzy betonem i plastycznym urobkiem, które ustalono na podstawie [10]: $k_n = k_s = 10 \text{ MPa/m}$, $f = 35^\circ$.

Na płaszczyźnie tej może dochodzić do poślizgów i rozdzielen. W obliczeniach nie uwzględniano stosowania blach manganowych poprawiających, trwałość i stabilność zsuwu urobku. Nie uwzględniono również przebudowy zbiornika z lat osiemdziesiątych XX wieku. W ten sposób modelowano sytuację z geomechanicznego punktu widzenia mniej korzystną.

Po przeprowadzeniu stosownych obliczeń otrzymano szereg wyników, które dołączono do niniejszego opracowania w postaci map obrazujących stan wyężenia górotworu oraz stan obciążenia obudowy w modelu. Ze względu na fakt, że największym obciążeniem podlega dno zbiornika, na poniższych rysunkach przedstawiono jedynie ten jego fragment.

Z obliczeń modelowych wynika, że wartości naprężeń pionowych w ścianach obudowy betonowej zbiornika, w miejscu przechodzenia ścian w pochyłe dno zbiornika, kształtują się na poziomie do 25 MPa. W podporach zsuwni dna zbiornika mogą występować zginania, co objawia się naprężeniami rozciągającymi w dolnej części ich przekroju.

Naprężenia poziome w modelu osiągają swoją maksymalną wartość (ok. 17 MPa) wewnątrz zsuwni dna zbiornika blisko jego górnego końca. Podobnie jak przy naprężeniach pionowych, tak i tu obserwujemy rozkład naprężeń charakterystyczny dla belek zginanych i mimośrodowo ściskanych. Wartości maksymalne tych naprężeń kształtują się w ścianach zbiornika na poziomie do 25 MPa i notowane są w strefach, gdzie ściany zbliżają się do przejścia w pochyłe dno zbiornika oraz na powierzchni żelbetowej zsuwni. Wartości wyężen potwierdzają wcześniejsze obserwacje (rys. 3).



Rys. 3. Wyężenie wg hipotezy Hubera-Misesa

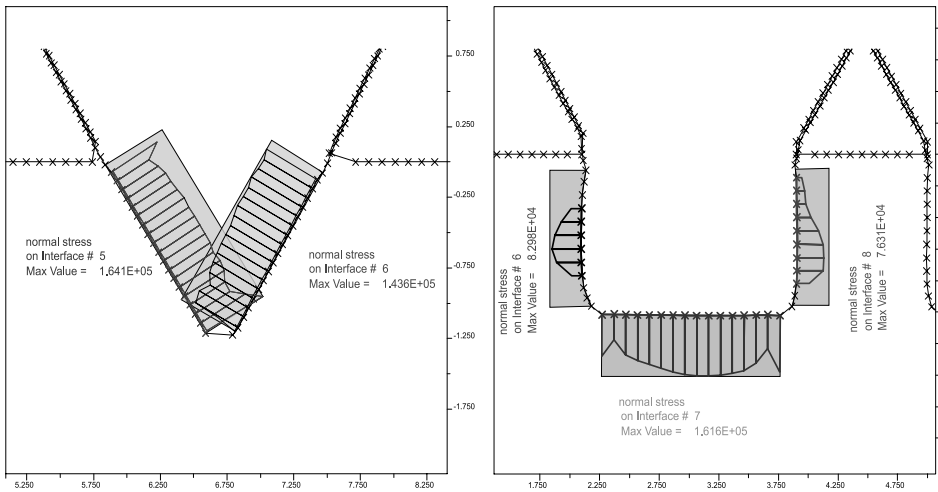
Zastosowanie płaszczyzn kontaktowych w modelach pozwoliło na określenie ciśnień normalnych i stycznych z jakim urobek napiera na ściany i dno modelowanego zbiornika oraz na konstrukcję wysypu. Napór normalny (poziomy) na ściany zbiornika osiąga wartość 130 kN/m². Na żelbetową zsuwnię napory normalne wynoszą w modelu do 208 kN/m², a wartość ta osiągnięta jest blisko otworów wysypowych. Sygnalizowany jest również silny napór na klin rozdzielający otwory wysypowe.

Interesująco kształtują się napory na konstrukcję wysypową. Na ścianę dolną zsuwni wysypowej napór normalny wynosi w modelu 164 kN/m², a na klapę zamykającą — 143 kN/m². Na ściany boczne zsuwni wylotowej napory normalne w modelu nie przekraczają wartości 82 kN/m². Napory styczne na zsuwnię wylotową wynoszą: 54 kN/m² na ścianki boczne, 115 kN/m² na ściankę tylną i 86 kN/m² na klapę zamykającą.

Wartości naporów otrzymane z modelu numerycznego są generalnie nieco większe niż te z obliczeń normowych. Zastosowanie wykładzin ze stali manganowej oraz przebudowa zbiornika w latach osiemdziesiątych (co w modelu nie zostało uwzględnione) wyraźnie poprawia warunki pracy zbiornika. Potwierdza to ponad trzydziestoletnia jego praca.

Mając na uwadze wypadek zbiorowy [11] postanowiono zbadać konstrukcję wysypu ze zbiornika bardziej szczegółowo. Jak wcześniej zauważono jest to konstrukcja stalowa złożona z blach uźebrowanych ceownikami, kątownikami i płaskownikami połączonych na kołnierzach śrubami. Konstrukcja ta podwieszona jest do żelbetowego otworu zbiornika za pomocą śrub. Wysyp zamykany jest klapą w kształcie wycinka walca wspartą na osi i sterowaną dwoma siłownikami hydraulicznymi. W oparciu o normy [12–14] oraz obliczone obciążenia (napory), jakim poddawane są elementy konstrukcji wysypowej, wyznaczono wskaźnik bezpieczeństwa przedmiotowej konstrukcji.

Rozkłady ciśnień (naporów) jakim podlegają poszczególne części konstrukcji wysypu mają kształt zbliżony do parabol. W obliczeniach natomiast przyjęto rozwiązanie gorsze, tzn. obciążenia mają rozkład równomierny (prostokątny) o wartości równej maksymalnym obciążeniom danego elementu — rysunek 4. Rozważano i przeliczano osobno każdy z elementów wysypu: ścianę tylną, ściany boczne, klapę zamykającą oraz mocowanie całej konstrukcji do żelbetowego wylotu. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny wysypu wynoszący wg [1] 58 kN.



Rys. 4. Rozkład napórów na elementy wysypu

Wskaźnik bezpieczeństwa liczono jako stosunek wytrzymałości zmęczeniowej Z_{rc} stosowanej stali do wyznaczonych w obliczeniach naprężeń w mocowaniach śrubowych σ_{sr} poszczególnych elementów:

$$\beta_i = \frac{Z_{rc}}{\sigma_{zi}} \quad (1)$$

Wskaźnik bezpieczeństwa całej konstrukcji wyznaczono ze wzoru:

$$\beta = \min(\beta_i) \quad (2)$$

gdzie i — numer kolejnego elementu.

Globalny wskaźnik bezpieczeństwa dla konstrukcji wysypu ze zbiornika retencyjnego, wyznaczony wg wcześniej podanych zasad, wyniósł 11.

5. Model obliczeniowy — dynamiczny*

Do rozwiązywania zagadnień dynamicznych w górotworze opracowano następującą metodykę:

- 1) Opierając się na mechanice ciała stałego w ujęciu statycznym określono stan naprężenia i odkształcenia modelu obciążonego siłami stałymi w czasie. Obowiązuje tutaj macierzowe równanie równowagi statycznej:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{q} = \mathbf{F} \quad (3)$$

gdzie:

- \mathbf{K} — macierz sztywności,
- \mathbf{q} — macierz przemieszczeń uogólnionych,
- \mathbf{F} — macierz sił uogólnionych.

- 2) Do tak przygotowanego modelu wprowadzono obciążenia zewnętrzne o znanych charakterystykach i rozwiązano macierzowe równanie równowagi dynamicznej:

$$\mathbf{B} \cdot \ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{q}(t) = \mathbf{F} \quad (4)$$

gdzie:

- \mathbf{B} — macierz bezwładności,
- \mathbf{C} — macierz tłumienia,
- $\mathbf{q}(t)$ — macierz przemieszczeń uogólnionych,
- $\dot{\mathbf{q}}(t), \ddot{\mathbf{q}}(t)$ — macierze pierwszych i drugich pochodnych względem czasu,
- \mathbf{F} — nowa macierz sił uogólnionych.

- 3) Obliczone wyniki poddano analizie z zastosowaniem transformat Fouriera (FFT), analizie widmowej gęstości mocy (PSD) sygnałów i ostatecznie cyfrowej filtracji (zwłaszcza sygnały prędkości i przyspieszenia). Do analizy i filtracji fal sejsmicz-

* Wykonano w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.100.277.

nych użyto tzw. filtrów dolnoprzepustowych, tzn. obcięto wszystkie częstotliwości f powyżej pewnej częstotliwości f_c , zwanej częstotliwością progową. Decyzję o wielkości częstotliwości progowej f_c podejmuje się na podstawie FFT i PSD sygnału przemieszczeń i stosuje w przetwarzaniu sygnału prędkości i sygnału przyspieszeń.

Tak zdefiniowaną metodykę (opracowaną w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.100.277) postanowiono zastosować do badania zachowania się przedmiotowego zbiornika, wewnątrz którego doszło do zwiększenia wydatku energetycznego wynikającego z uderzenia spadającej masy skalnej. Założono, że zbiornik jest wypełniony w $\frac{1}{3}$ swej objętości. Tak postawione zadanie mimo małego prawdopodobieństwa wystąpienia, pozwoliło na scharakteryzowanie jak zachowa się dno zbiornika w sytuacji gdy dochodzi do zjawiska dynamicznego.

Po rozwiązaniu i ustaleniu stanu naprężenia i odkształcenia w stanie statycznym, obciążono górną powierzchnię urobku ciśnieniem dynamicznym, którego amplituda wynosiła 1 MPa i symulowano zagadnienie dynamiczne.

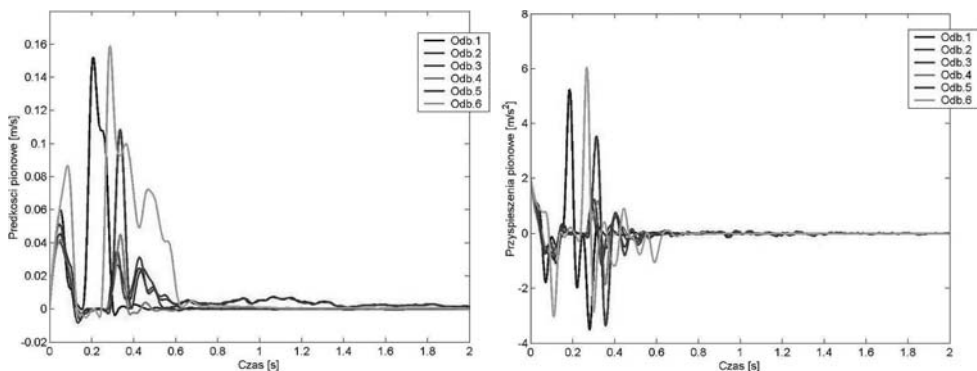
W związku z trudnymi do ustalenia charakterystykami tłumienia poszczególnych elementów modelu przyjęto globalny współczynnik tłumienia lokalnego na poziomie $\lambda = 0,8$. Dodano tłumienie na brzegach modelu, a długość kroku czasowego ustalono na poziomie zapewniającym stabilność rozwiązania dynamicznego równania równowagi. Czas obserwacji ustalono na 2 s.

Wyniki obliczeń modelu dynamicznego rejestrowano w wybranych punktach zwanych dalej odbiornikami. W wyniku obliczeń uzyskano zmienne w czasie wartości przemieszczeń, prędkości i przyspieszeń we wskazanych punktach (odbiornikach).

Analizy częstotliwościowe pokazują, że znaczny udział w wynikach otrzymanych z modelu mają częstotliwości w okolicach 100 Hz i większe. Uwzględniając fakt, że w kopalniach podziemnych nie rejestruje się częstotliwości wyższych niż 50 Hz postanowiono poddać otrzymane wyniki cyfrowej obróbce, w wyniku której zostały obcięte częstotliwości wyższe niż 50 Hz. Najistotniejsze, z punktu widzenia oddziaływania na obudowę zbiornika oraz na konstrukcję wysypu, wydają się przebiegi prędkości niosące informacje o przenoszonej energii oraz przebiegi przyspieszeń dające obraz generowanych sił.

Analizując wartości rejestrowane w modelu numerycznym w przedstawionych odbiornikach można zauważyć, że:

- Najwyższe amplitudy prędkości pionowych obserwuje się w środku zsuwni dna zbiornika (O.1) i na szczycie klina rozdzielającego otwory wylotowe (O.6) gdzie osiągają one wartość 16 cm/s. Wartość 10 cm/s notowana jest na dnie zsuwni wysypowej (O.5) — rysunek 5,
- Przyspieszenia pionowe osiąga wartość 6 m/s² w O.1 i O.6. W O.5 notuje się przyspieszenie pionowe rzędu 3,5 m/s² (rys. 5),
- Drgania związane z obciążeniem dynamicznym w zbiorniku wygasają w modelu po ok. 1 s. Potwierdza się przebieg zmienności bliskiego pola falowego, w którym obserwuje się dużą intensywność drgań z szybkim ich zanikaniem.



Rys. 5. Prędkości i przyspieszenia rejestrowane w odbiornikach w funkcji czasu

6. Wnioski i spostrzeżenia

Mając na uwadze fakt wypadku zbiorowego w KWK „Zofiówka” opisanego w [11] oraz przeprowadzone obliczenia należy zauważyć, że:

- 1) Najbardziej newralgicznymi miejscami w pracy zbiornika są te, w których dochodzi do zmiany przekroju zbiornika, tzn.: początek zsuwni, otwory wylotowe oraz klin rozdzielający otwory.
- 2) Zarówno obliczenia normowe jak i numeryczne pokazały, że na dno zbiornika działa napór urobku mniejszy niż wynikałoby to z ciśnienia litostatycznego. Sytuacja ta może się zmienić gdy dojdzie do zawodnienia urobku — co oznacza zmianę oporów tarcia wewnętrznego oraz zwiększenie ciężaru właściwego materiału wypełniającego zbiornik.
- 3) Podczas opróżniania zbiornika obserwuje się zwiększenie naporów na ściany, jak i dno zbiornika. Szczególnie ważne jest to przy wypływach intensywnych.
- 4) Obliczenia prezentowane w niniejszej pracy były prowadzone dla urobku w stanie suchym. Zawodnienie urobku może spowodować zwiększenie naporów na ściany i dno zbiornika oraz co bardziej niebezpieczne zawieszanie się części urobku i gwałtowne zsuwy większych jego partii, co może doprowadzać do obciążeń dynamicznych. Jak pokazuje wypadek [11], szczególnie poważne skutki obserwuje się na zsuwni wysypowej.
- 5) Ewentualne wystąpienie zjawiska dynamicznego może się wiązać z dużą intensywnością drgań o stosunkowo niewielkich amplitudach i z szybkim ich zanikaniem. Modelowanie dynamiczne pokazało, że w sytuacjach awaryjnych napory na elementy zsuwni wysypowej są mniejsze niż wewnątrz zbiornika.

LITERATURA

- [1] Projekt Techniczny. Stacja załadowcza skipów szybu Chrobry. Biuro Projektów Przemysłu Metali Nieżelaznych BIPROMET. Nr proj. 14-02-172. Katowice 1971

- [2] PN-G-05015:1997 Szyby górnicze — Obudowa — Zasady projektowania
- [3] PN-G-05016:1997 Szyby górnicze. Obudowa. Obciążenia
- [4] PN-B-03262:2002 Silosy żelbetowe na materiały sypkie. Obliczenia statyczne, projektowanie, wykonawstwo i eksploatacja
- [5] PN-G-05600:1998 Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe. Obudowa powłokowa. Zasady projektowania i obliczeń statycznych
- [6] PN-G-05020:1997 Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe. Obudowa sklepienia. Zasady projektowania i obliczeń
- [7] PN-G-06002:1997 Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe. Obudowa betonowa monolityczna. Wymagania i badania
- [8] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [9] PN-EN 1993-1-7:2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1–7 Konstrukcje płytowe
- [10] Itasca Consulting Group Inc. Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 5.0. User's Guide. Minneapolis 2005
- [11] INFORMACJA Nr 10/2009 śm./EW, Wyższy Urząd Górniczy, Katowice 2009
- [12] PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [13] PN-EN ISO 4014:2004 Śruby z łbem sześciokątnym. Klasy dokładności A i B
- [14] PN-EN ISO 898-1:2009 Własności mechaniczne części złącznych wykonanych ze stali węglowej oraz stopowej. Część 1: Śruby i śruby dwustronne o określonych klasach własności. Gwint zwykły i drobnozwojny (oryg.)