

Adaptacja sejsmicznych norm projektowania konstrukcji do ujęcia wpływu wstrząsów górniczych na budowle

Adaptation of seismic civil engineering standards to the design of structures under the excitations from mine tremors



*Prof. dr hab. inż. Zbigniew Zembaty**



*Dr inż. Seweryn Kokot**

Treść: W artykule przedstawiono metodykę adaptacji klasycznych norm projektowania antysejsmicznego do projektowania budowli na wstrząsy górnicze. Szczegółowo opisano aktualną postać adaptacji europejskiej normy sejsmicznej Eurokod 8 do projektowania budowli narażonych w okresie eksploatacji na działanie wstrząsów górniczych na terenie LGOM oraz podano algorytm stosowanego podejścia do celów projektowania w specjalnie zaplanowanych strefach sejsmicznych LGOM. Powiązanie prognozowanej intensywności wstrząsów górniczych z projektowymi przyspieszeniami podłoża rozwiązano, zakładając poziomą składową prędkości drgań gruntu jako najlepszy parametr intensywności ruchu wstrząsów górniczych. Jako kryterium ekwiwalentnej intensywności wstrząsów górniczych o zadanym poziomie prędkości podłoża i wymuszeń sejsmicznych o zadanym projektowym przyspieszeniu przyjęto założenie o tych samych względnych przemieszczeniach oscylatorów (budowli) poddanych wstrząsom górniczym i wymuszeniom zgodnym z Eurokodem 8. Założenie to zgodne jest z nowoczesną metodologią w projektowaniu budowli na wpływy sejsmiczne, będącą tzw. podejściem przemieszczeniowym.

Abstract: This paper presents a methodology of adaptation of the classic, seismic and civil engineering standards to the design of structures subjected to mine tremors. Actual form of adaptation of the European Seismic Code Eurocode 8 for this purpose, and the special algorithm for choosing a suitable approach for planning in the special LGOM seismic zones, were presented in detail. The forecasted tremor intensity is linked with the designed seismic acceleration, assuming that the horizontal velocity is the best parameter of the mining tremor intensity. An approach of the same oscillator (building) displacements and the design (Eurocode 8) displacements was taken. It corresponds to the modern approach of seismic structural design (so called displacement approach).

Słowa kluczowe:

dynamika budowli, wstrząsy górnicze, metoda spektrum odpowiedzi, projektowanie budowli, Eurokod 8

Key words:

dynamics of structures, mine tremors, response spectrum method, design of structures, Eurocode 8

1. Wprowadzenie

Najsilniejsze wstrząsy górnicze z obszarów Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (LGOM) i Górnośląskiego Okręgu Węglowego (GOW) stanowią wymuszenia parasejsmiczne pod wieloma względami podobne do słabych, płytkich trzęsień ziemi [6]. Magnitudy Richtera najsilniejszych wstrząsów górniczych w Polsce dochodzą do 4,5, a największe intensywności przekraczają VI stopień w dwu-

nasto-stopniowej skali Mercalli'ego (np. MM, MSK-64 lub EMS-98, por. [20]). Polską specyfiką jest, że często wstrząsy te występują w obszarach silnie zurbanizowanych. Z tego też powodu pojawia się potrzeba określenia odporności, zarówno istniejącej zabudowy, jak i sprawdzenia na te wymuszenia nowo projektowanych obiektów budowlanych.

Tematyka wpływu wstrząsów górniczych na budowle była przez całe lata omawiana podczas sympozjów dot. wpływów sejsmicznych i parasejsmicznych na budowle, które tradycyjnie odbywają się w Krakowie oraz pojawiała się w książkach i innych publikacjach (np. [3, 9, 16]).

* Politechnika Opolska, Opole

W roku 2004 do powszechnego użytkowania w Europie weszła europejska norma sejsmiczna, Eurokod 8 [5]. Z dniem 30 czerwca 2005 jest to także norma oficjalnie obowiązująca na terenie Polski.

Celem artykułu jest przedstawienie niedawno opracowanej metodyki projektowania budowli na wpływy wstrząsów górniczych [21], oraz propozycji adaptacji Eurokodu 8, aby możliwe było jego zastosowanie do projektowania budowli na wpływy wstrząsów górniczych na terenie LGOM i rozważenie możliwości podobnej adaptacji dla terenu GOW.

2. Wstrząsy górnicze i miary ich intensywności

Zasadniczą trudnością jaka dotychczas pojawiała się w próbach stosowania metod inżynierii sejsmicznej w projektowaniu budowli na wstrząsy górnicze stanowiło określenie poprawnych miar intensywności wstrząsów górniczych, a także brak zapisów wstrząsów najsilniejszych. Sytuacja ta zmieniła się, gdy od końca lat dziewięćdziesiątych pojawiły się pierwsze, prawidłowo zarejestrowane zapisy najintensywniejszych wstrząsów. W dniach 20 lutego 2002 roku oraz 21 maja 2006 miały miejsce w Polkowicach dwa silne wstrząsy, z których uzyskano łącznie kilkanaście poprawnych zapisów wstrząsów o dużej intensywności. W wyniku ich badań [19] stwierdzono, że na terenie LGOM występują dwa rodzaje silnych wstrząsów górniczych:

- Typ I, występujący stosunkowo często, o zapisach zdominowanych przez składowe o wysokich częstotliwościach, który mimo bardzo dużych wartości maksymalnych przyspieszeń $PGA=150$ do 200 cm/s^2 ($PGA=Peak$ $Ground$ $Acceleration$) charakteryzuje się bardzo małą szkodliwością dla budowli, niewielkimi prędkościami ($PGV < 2$ do 3 cm/s) ($PGV=Peak$ $Ground$ $Velocity$) i bardzo krótkim czasem trwania intensywniej fazy (1 do 2s).
- Typ II, występujący raz na kilka lat, o umiarkowanych przyspieszeniach (często o wartościach nieprzekraczających $75cm/s^2$), dominującym widmie przesuniętym w stronę niższych częstotliwości (poniżej $5Hz$), znacznych prędkościach (PGV 6 do 18 cm/s) i wyraźnie dłuższym czasie trwania intensywniej fazy (5-6s). Te wstrząsy powodowały już uszkodzenia budynków i wyraźne zaniepokojenie mieszkańców.

Analiza zapisów wstrząsów górniczych oraz analiza literatury dot. trzęsień ziemi [12,18] i wpływu efektów sejsmicznych propagujących się w podłożu a pochodzących od wybuchów przemysłowych [4,15] wskazała, że maksymalne przyspieszenia ruchu podłoża odnotowywane

podczas wstrząsów (PGA) nie są dobrą miarą intensywności wstrząsów. Wśród odnotowanych wstrząsów górniczych zdarzały się zapisy o maksymalnych przyspieszeniach znacznie przekraczających 200 cm/s^2 , które nie wywoływały żadnych negatywnych skutków dla zabudowy. Były jednak i takie które w miejscu pomiaru wskazały na $PGA=76cm/s^2$ i jednocześnie w tym miejscu wywoływały widoczne uszkodzenia budowli i bardzo negatywne reakcje mieszkańców. Jedynie maksymalne prędkości PGV stosunkowo dobrze oddawały ich intensywność. Także literatura dotycząca badania wpływu wymuszeń sejsmicznych od wybuchów przemysłowych na budowle jednoznacznie wskazała, że to maksymalna prędkość jest znacznie lepszym parametrem do oceny intensywności ruchu podłoża niż maksymalne przyspieszenie (np.[4, 15]).

3. Spektrum odpowiedzi wstrząsów górniczych z uwzględnieniem efektów amplifikacji ruchu podłoża

W latach 2009-2012 wykonano dla KGHM Polska Miedź SA szeroko zakrojone badania [21], dzięki którym ustalono spektrum odpowiedzi dla terenu Polkowic i okolic (obszar górniczy Z.G. Rudna). W przeciwieństwie do dotychczasowej praktyki, tym razem do ustalenia uśrednionego spektrum odpowiedzi wykorzystano wyłącznie zapisy najsilniejszych wstrząsów (o maksymalnych prędkościach od kilku do kilkunastu cm/s), których do tamtej pory zebrano już 18. Po raz pierwszy była to już znacząca liczba. Jednak najistotniejsza różnica polegała na wprowadzeniu zróżnicowania parametrów projektowego spektrum odpowiedzi w zależności od rodzaju typu podłoża, czyli tak jak jest to przyjęte w Eurokodzie 8 [5]. Do dotychczas analizowanego podłoża typu B dodano także podłoże typu A ($v_{s30} > 800$ m/s) oraz typu C (180 $m/s < v_{s30} < 360$ m/s), gdzie, zgodnie z Eurokodem 8, v_{s30} jest średnią prędkością propagacji fal S w warstwach do głębokości 30 m. Na tym etapie pominięto pozostałe, jeszcze słabsze podłoża Eurokodu 8, (typu D, E, S1 i S2). Do budowy nowego spektrum odpowiedzi wykorzystano 18 zapisów wstrząsów, o których wiadano, że zostały uzyskane ze stacji pomiarowych ułożonych na podłożu o profilu typu B (por np. [11]). Stosując program SHAKE [5] oraz podejście stochastyczne (por. [10, 13, 1, 14, 8]) wykonano symulacje Monte Carlo prowadzące do uwzględnienia różnorodnych cech podłoża gruntowego. Analizę prowadzono osobno dla wzorcowego podłoża typu B oraz zróżnicowanego podłoża typu A i C (rys. 1).

Odpowiedni algorytm prowadzący do uzyskania uśrednionego, projektowego spektrum odpowiedzi można opisać w postaci następujących punktów:



Rys. 1. Schemat pionowej propagacji drgań z głębi podłoża na jego powierzchnię

Fig. 1. Scheme of the vertical wave propagation from bedrock to surface

- Transformacja 18 zarejestrowanych zapisów silnych wstrząsów do wspólnego kroku czasowego $\Delta t=0,01s$,
- Założenie zależności konstytutywnej dla modułu odkształcalności poprzecznej G i odpowiedniej zmienności ułamków tłumienia dla podłoża określonych w Eurokodzie 8 jako typ A, B i C,
- Wykorzystanie symulacji Monte Carlo celem określenia wiarygodnego statystycznego rozrzutu rodzajów gruntu w strefie przypowierzchniowej od 0 do 30 m. W tym celu wykonano symulację 100 profili własności podłoża gruntowego.
- Wykonanie, za pomocą specjalnie rozbudowanego programu SHAKE ([7]), analiz propagacji fal poprzecznych (typu S) przez podłoże i ich obróbka statystyczna,
- Uśrednienie i odpowiednia obróbka trzech zbiorów po 100 spektrów odpowiedzi na odpowiednich podłożach A, B oraz C oraz konstrukcja projektowych spektrów odpowiedzi dla podłoża A, B oraz C.

Na rys. 2a przedstawiono przykładowe, uzyskane w wyniku zastosowania opisanego algorytmu, obrazy różnorodnych profili podłoża gruntowego do głębokości 50-60 m, natomiast na rys. 2b pokazano 100 realizacji spektrów odpowiedzi.

W ten sposób otrzymano następujące dwa, wzorcowe, projektowe spektra odpowiedzi, osobne dla podłoża typu A i B (wzór 1a) oraz typu C (wzór 1b):

$$S_a = a_g \beta(T) = a_g S \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] & 0 < T < T_B \\ 2.5\eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2.5\eta \frac{T_C}{T} & T_C < T \leq T_D \\ 2.5\eta \frac{T_C T_D^2}{T^3} & T > T_D \end{cases} \quad (1a)$$

$$S_a = a_g \beta(T) = a_g S \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] & 0 < T < T_B \\ 2.5\eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2.5\eta \frac{T_C^{1.5}}{T^{1.5}} & T_C < T \leq T_D \\ 2.5\eta \frac{T_C^{1.5} T_D^{1.5}}{T^3} & T > T_D \end{cases} \quad (1b)$$

gdzie: T [s] jest okresem drgań własnych oscylatora (budowli), a_g projektowym przyspieszeniem $\beta(T)$ jest bezwymiarowym współczynnikiem dynamicznym, η współczynnikiem korekcyjnym uwzględniającym korektę tłumienia dla innej wartości niż $\xi=0.05$

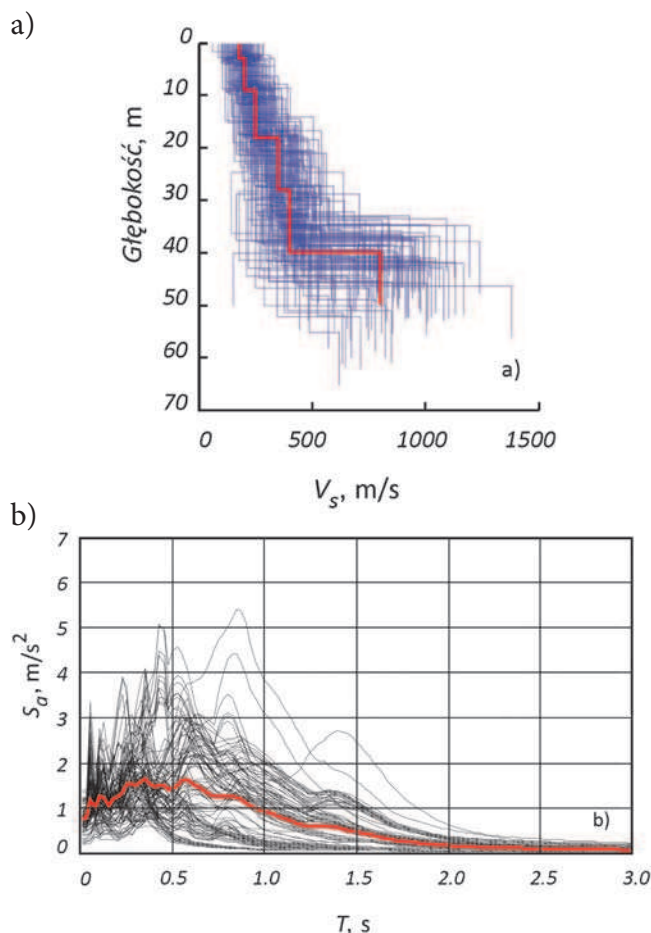
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 100\xi}} \leq 0.55 \quad (2)$$

a pozostałe współczynniki zależą od rodzaju profilu podłoża i wynoszą: $S=0.8$, $T_B=0.1s$, $T_C=0.85s$, $T_D=1.3s$ dla podłoża typu A, $S=1.0$, $T_B=0.1s$, $T_C=0.95s$, $T_D=1.3s$ dla podłoża typu B, $S=1.5$, $T_B=0.3s$, $T_C=0.80s$, $T_D=1.3s$ dla podłoża typu C.

Na rysunku 3 przedstawiono wykres współczynnika β , czyli znormalizowanego, sprężystego spektrum odpowiedzi dla trzech rodzajów podłoża danych wzorami (1a) i (1b).

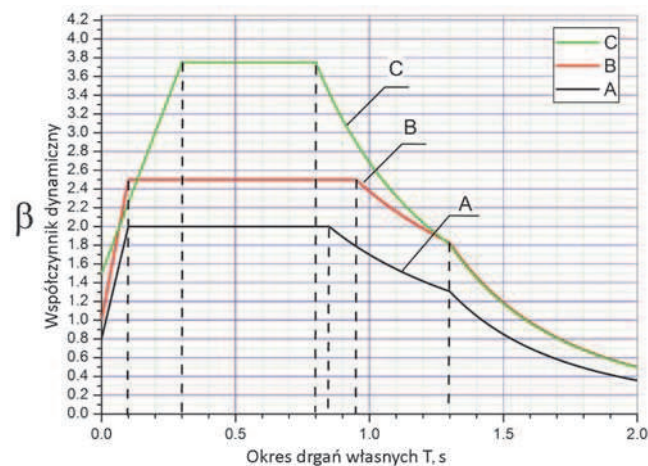
4. Obliczanie przyspieszenia w projektowaniu budowli na wstrząsy górnicze

W adaptacji Eurokodu 8 do ustalenia pozostała jeszcze najtrudniejsza kwestia: Jaką wartość tzw. przyspie-



Rys. 2. Przykład realizacji metodą Monte Carlo właściwości 100 profili gruntowych dla podłoża typu C opisanych poprzez prędkość propagacji fal S i profil uśredniony (gruba linia czerwona) – a, oraz zbiór realizacji spektrów odpowiedzi w funkcji okresu drgań własnych T i odpowiednie uśrednione spektrum odpowiedzi (gruby wykres czerwony) – b

Fig. 2. Example of 100 samples of soil profiles described by shear wave velocity S , obtained by use of Monte Carlo simulations with the mean profile (red line) – a and set of sample response spectra as well as the mean response spectrum (thick red plot) – b



Rys. 3. Projektowe, liniowe spektrum odpowiedzi (wzory 1a i 1b) dla trzech profili podłoża gruntowego A, B i C

Fig. 3. Design, linear response spectrum (formulas 1a and 1b) for three soil profiles A, B and C

señ projektowych a_g przyjętą dla analizowanego terenu? W zasadzie, przyjmując metodologię Eurokodu 8, należałoby przeprowadzić szczegółową analizę statystyczną wszystkich, szczególnie najsilniejszych wstrząsów i określić ryzyko sejsmiczne w odniesieniu do czasu eksploatacji budowli i okresu powrotu zjawiska. Jednak na terenie LGOM nie występują wstrząsy z okresem powrotu zjawisk sejsmicznych charakterystycznym dla Eurokodu 8, a wynoszącym 475 lat. Najsilniejsze wstrząsy górnicze na terenie LGOM powtarzają się średnio co 1-3 lata i nie ma merytorycznych powodów by oczekiwać, że będą występować wstrząsy znacząco bardziej intensywne z okresem powrotu 15 lub 20 lat. Należy jednak podkreślić, że intensywność wstrząsów na powierzchni zależy od sposobu eksploatacji podziemnej. Choć najsilniejsze wstrząsy górnicze występują samorzutnie, to jednak dochodzi do nich w wyniku powstawania naprężeń w górotworze, których wielkość jest powiązana z technologią eksploatacji podziemnej. Dlatego wartości projektowych przyspieszeń powinny zależeć od prognoz ruchu powierzchni ustalanych przez stosowne służby w kopalniach. Pozostaje tylko wybrać odpowiedni, w miarę stabilny parametr, który mógłby być miarą intensywności wstrząsów. Takim parametrem jest, jak to już wcześniej ustalono, maksymalna pozioma prędkość podłoża z projektowym przyspieszeniem? Jako właściwy sposób autorzy niniejszego artykułu postanowili przyjąć kryterium zbliżonej, przemieszczeniowej odpowiedzi budowli obliczanej za pomocą Eurokodu 8 oraz przy zastosowaniu zapisów najsilniejszych wstrząsów górniczych. Poniżej przedstawiona zostanie metoda otrzymania powiązania między prędkościową prognozą intensywności wstrząsów górniczych v_g a projektowym przyspieszeniem a_g .

Rozważmy prosty oscylator będący uproszczonym modelem budowli poddanej wymuszeniu kinematycznemu poprzez poziomy ruch podłoża $u(t)$. Niezależnie od intensywności ruchu podłoża wyrażonej przez maksymalne przyspieszenia (PGA), prędkości (PGV) czy przemieszczenia (PGD), jeśli w oscylatorze tym wystąpią bardzo małe przemieszczenia względne q (np. $<1\text{mm}$), to budowla, której dynamicznym modelem jest ten oscylator, nie dozna uszkodzeń. Jeśli jednak te przemieszczenia będą duże, to na skutek znacznych odkształceń, w budowli mogą pojawić się uszkodzenia. Można zatem poszukać powiązania między projektowym przyspieszeniem a_g projektowego spektrum odpowiedzi a odpowiadającą mu maksymalną prędkością wstrząsu górniczego. Kryterium porównawczym jest wywołanie w budowli tych samych przemieszczeń. Na rys. 4 przedstawiono wykresy przemieszczeniowych spektrów odpowiedzi dla dwu silnych zapisów wstrząsów z Polkowic z 20 lutego 2002 roku. Przemieszczeniowe spektra odpowiedzi $S_{De}(T)$ są powiązane z przyspieszениowymi $S_a(T)$ znanym wzorem (por. np. [5, 12, 2])

$$S_{De}(T) = S_a(T) \left(\frac{\tau}{2\pi} \right) \quad (3)$$

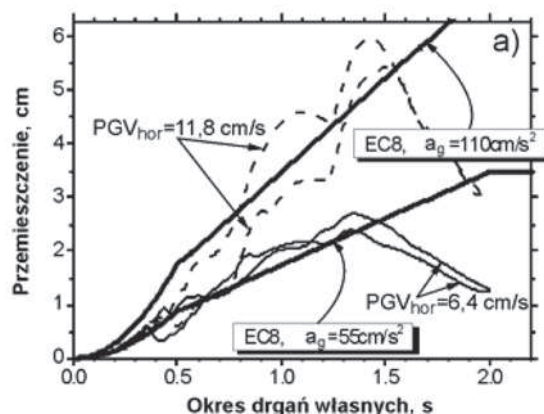
Wstrząsów tym odpowiadały maksymalne prędkości¹ odpowiednio $PGV_{hor} = 6.4 \text{ cm/s}$ oraz 11.8 cm/s . Jednocześnie w wykresy te „dopasowano” przemieszczeniowe spektra odpowiedzi Eurokodu 8 obliczone zgodnie z wzorem (3), ustalone dla podłoża B. Jak widać z dolnego wykresu na rysunku 4, pierwszemu „dopasowaniu” przemieszczeń względnych (dla których wstrząs górniczy miał maksymalną prędkość $PGV_{hor} = 6.4 \text{ cm/s}$), odpowiadają przyspieszenia Eurokodu 8 $a_g = 55 \text{ cm/s}^2$. Natomiast drugiemu „dopasowaniu”,

($PGV_{hor} = 11.8 \text{ cm/s}$) odpowiadają przyspieszenia projektowe $a_g = 110 \text{ cm/s}^2$ (górny wykres). W ten sposób można ustalić przykładowe, dwa „współczynniki przejścia” między intensywnością wstrząsu górniczego mierzoną jego maksymalną prędkością a przyspieszeniem projektowym Eurokodu 8 wywołującym zbliżony stan względnych przemieszczeń w oscylatorze (zbliżony stan wyężenia w konstrukcji budowli)

$$r = \frac{55}{6.4} \cong 8.6 \quad (4)$$

$$r = \frac{110}{11.8} \cong 9.3 \quad (5)$$

Jak widać z rys. 4, powyższe wartości współczynników ustalono dopasowując spektra odpowiedzi dla okresów drgań własnych T od ok. 0.3 s do 1.5 s.



Rys. 4. Przemieszczeniowe spektra odpowiedzi dla oscylatora poddanego działaniu wstrząsów górniczych i obciążeniu sejsmicznemu opisanego z wykorzystaniem spektrum odpowiedzi Eurokodu 8

Fig. 4. Displacement response spectra for an oscillator under mine tremors excitations and seismic load defined in accordance with the Eurocode 8 standard

Przedstawioną analizę przeprowadzono w sposób bardziej sformalizowany w pracy ekspertyzowej [8], rozwiązując odpowiednie zadanie optymalizacyjne

$$\begin{aligned} [S_d^{zapis}(T, v_g) - S_d^{proj}(T, a_g)]^2 = \min \\ \text{w przedziale od } T=T_1 \text{ do } T=T_2 \end{aligned} \quad (6)$$

gdzie $[S_d^{zapis}(T, v_g)]$ jest to przemieszczeniowe spektrum odpowiedzi wybranego zapisu wstrząsu górniczego o prędkości v_g , a $S_d^{proj}(T, a_g)$ oznacza przemieszczeniowe projektowe spektrum odpowiedzi otrzymane z przyspieszeniowego, projektowego spektrum odpowiedzi (1) za pomocą wzoru (3). Zakres okresów drgań własnych przyjęto jako typowy dla zabudowy z terenu LGOM i wynoszący: $T_1 = 0.2\text{s}$ i $T_2 = 1\text{s}$. Oznacza to najlepsze dopasowanie dla 18 zapisów najsilniejszych wstrząsów z zakresu okresów drgań własnych typowej zabudowy Polkowic i okolic.

Otrzymano w ten sposób:

- najpierw wartości projektowych przyspieszeń a_g dla każdego spośród 18 zapisów wstrząsów i 18 współczynników przejścia: prędkość-przyspieszenie,
- a później uśredniony współczynnik przejścia między maksymalną prędkością poziomą wstrząsu górniczego i przyspieszeniem spektrum wzorcowego (projektowego) wynoszący

$$r_{mean} = 5.77, \quad (7)$$

¹ $PGV_{hor} = \max \sqrt{[VX(t)]^2 + [VY(t)]^2}$ czyli jest to maksimum z poziomej wartości "przestrzennej" dwu, wzajemnie prostopadłych, poziomych zapisów prędkości ruchu podłoża.

Przy czym odchylenie standardowe dla tego zbioru 18 wartości r wyniosło $\sigma_r=1.97$. Po wszechstronnej analizie problemu [21], uznano, że przyjęcie w praktycznym projektowaniu wartości $r=10$ (czyli blisko $5.77+2\sigma$) zapewni wystarczający margines bezpieczeństwa.

Mnożąc tak ustalony współczynnik r przez prognozowaną poziomą prędkość podłoża v_g , można otrzymać odpowiednie przyspieszenie projektowe w miejscu projektowanej budowli.

$$a_g = r v_g \quad (8)$$

Warto dodać, że przemieszczeniowe podejście podobne do opisanego, pojawiło się od pewnego czasu także w projektowaniu budowli na silne, naturalne trzęsienia ziemi, dla których zakłada się ich pracę w zakresie znacznego uplastycznienia. W przypadku budynków, o wartości dopuszczalnych uszkodzeń decyduje tzw. *seismic drift* – maksymalne wzajemne przemieszczenie sąsiednich kondygnacji budowli.

W pracach ekspertyzowych wykonywanych dla KGHM (np. [21]) podzielono obszar górniczy ZG Rudna na 4 strefy sejsmiczne, ustalając odpowiednie wartości projektowych przyspieszeń dla każdej strefy na podstawie prognozowanych maksymalnych prędkości wynoszących odpowiednio: poniżej 1 cm/s, poniżej 2 cm/s, poniżej 4 cm/s i poniżej 6 cm/s oraz wzoru (7). Jednak wbrew sugestiom Eurokodu 8, ustalającym najmniejszą wartość projektowego przyspieszenia na 40 cm/s² (por. [5]), przyjęto by w projektowaniu uwzględniać obliczenia sejsmiczne już od przyspieszenia projektowego $a_g=20$ cm/s². Wynika to m.in. z faktu, że w przeciwieństwie do trzęsień ziemi silne wstrząsy górnicze mogą występować w danym miejscu raz na 1-3 lata, czyli może być ich stonkunkowo wiele w okresie intensywnej eksploatacji kopalni w pobliżu budowli. Warto zatem zainwestować w większą poziomą sztywność budowli celem minimalizacji przyszłych uszkodzeń, tym bardziej, że za wszystkie uszkodzenia poprawnie zaprojektowanego i wykonanego obiektu budowlanego odpowiada kopalnia.

5. Projektowe spektrum odpowiedzi z uwzględnieniem efektów niesprężystych

Przyjęcie modelu całkowicie liniowej pracy projektowanej budowli podczas wstrząsu górniczego, choć uzasadnione oczekiwaniem jej bezawaryjnej pracy, jest jednak w praktyce nierealne z powodu znacznego wzrostu sił sejsmicznych ze wzrostem przyspieszenia projektowego. W projektowaniu budowli na naturalne trzęsienia ziemi zakłada się znaczne redukcje projektowych przyspieszeń poprzez stosowanie specjalnego współczynnika „zachowania” konstrukcji ‘ q ’, który, w zależności od materiału i ukształtowania budowli odzwierciedla dyssypację energii w przegubach plastycznych. Pozwala to, w niektórych przypadkach, zredukować projektowe siły sejsmiczne nawet pięciokrotnie. W odniesieniu do wstrząsów górniczych, po wnikliwej analizie przyjęto, aby taka redukcja możliwa była maksymalnie do wartości $q=1.5$ (redukcja wynosząca 2/3). Projektant ma przy tym możliwość albo wybrać wariant w pełni sprężystej odpowiedzi budowli (spektrum dane wzorami 1a i 1b) albo dopuścić do występowania jej drobnych uszkodzeń. W tym drugim przypadku należy użyć spektrum odpowiedzi z uwzględnieniem nieliniowej pracy budowli danego następującym wzorem

$$S_a = a_g \beta(T) = a_g S \begin{cases} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 < T < T_B \\ \frac{2.5}{q} & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2.5 T_C}{q T} & T_C < T \leq T_D \\ \frac{2.5 T_C T_D^2}{q T^3} & T > T_D \end{cases} \quad (9a)$$

$$S_a = a_g \beta(T) = a_g S \begin{cases} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 < T < T_B \\ \frac{2.5}{q} & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2.5 T_C^{1.5}}{q T^{1.5}} & T_C < T \leq T_D \\ \frac{2.5 T_C^{1.5} T_D^{1.5}}{q T^3} & T > T_D \end{cases} \quad (9b)$$

Zgodnie z ustaleniami przedstawionymi szczegółowo w Wytycznych [21], spektrum to może być użyte z wartością współczynnika pracy konstrukcji $q=1.5$ dla wszystkich budowli z kilkoma nielicznymi wyjątkami. Te wyjątki to, podobnie jak w Eurokodzie 8 [5], niezbrojone, wolno stojące wsporniki, np. ceglane kominy lub wolno stojące ściany (np. działowe albo szczytowe). Innym wyjątkiem, dla którego nie dopuszcza się stosowania współczynnika q innego niż 1 są budowle, których dynamiczna praca jest zgodna ze schematem tzw. odwróconego wahadła, czyli takich, dla których 2/3 masy znajduje się w górnej połowie ich wysokości.

6. Podsumowanie i wnioski

Zastosowanie do projektowania budowli narażonych na wstrząsy górnicze klasycznych sejsmicznych norm projektowania sejsmicznego (np. Eurokod 8) napotyka na trudności ze względu na niejasne porównanie intensywności trzęsień ziemi i wstrząsów górniczych oraz zupełnie inną definicję ryzyka sejsmicznego w obu tych przypadkach.

W artykule przedstawiono propozycję adaptacji Eurokodu 8 do celów projektowania nowych budowli na terenie LGOM, wykorzystując do tego celu maksymalną poziomą prędkość podłoża jako miarę intensywności wstrząsów górniczych oraz kryterium tych samych odkształceń budowli jako porównawczą miarę intensywności wstrząsów górniczych i normowych obciążeń sejsmicznych. Takie podejście pozwala racjonalnie określić wartości sił sejsmicznych do projektowania.

Niniejsze rozwiązanie może być wprowadzone do praktyki projektowej nie tylko na terenie LGOM, ale także na terenie Górnośląskiego Okręgu Węglowego na tych terenach, gdzie określona jest powierzchniowa, prędkościowa prognoza intensywności wstrząsów górniczych. Należy jednak zaznaczyć, że przedstawione tu spektrum odpowiedzi może być stosowane jedynie do celów projektowania nowej zabudowy. Jego wykorzystanie do oceny odpowiedzi istniejących konstrukcji budowlanych, szczególnie tych starszych, w gorszym stanie technicznym, wymagałoby zmiany w podejściu do formułowania ryzyka sejsmicznego.

Wydaje się, że w warunkach polskich wskazane jest formalne opracowanie wytycznych do projektowania budowli na terenach parasejsmicznych oddziaływań górniczych, które wykorzystywałyby przedstawioną koncepcję częściowej

adaptacji normy Eurokod 8 i strefy prędkościowych prognoz oddziaływań ustalone przez kopalnie, a także odpowiednią jej modyfikację sformułowaną do oceny szkodliwości wstrząsów na istniejące budowle.

Literatura

1. *Bozzoni F., Lai C.G., Mangriotis M.D., Margiotta S.*: Definition of Seismic Input at the archeological site of Marte Ultore Temple in Rome (Italy). Proceedings of International Conference on Rehabilitation and Restoration of Structures, Chennai, India; February, 2013, 13–16.
2. *Chmielewski T., Zembaty Z.*: Podstawy dynamiki budowli, Arkady, Warszawa 1998.
3. *Ciesielski R., Kowalski W., Maciąg E., Tatara T.*: Badania dynamiczne ścianowych budynków prefabrykowanych podlegających wpływom odstrzałów w kamieniołomie, „Inżynieria i Budownictwo” 1995, nr 9.
4. *Duvall W.L., Fogelson D.E.*: Review of criteria for estimating damage to residences from blasting vibrations, US Dept. of the Interior, Bureau of Mines, Report of Investigations, 1962.
5. EN 1998-1 do -6, 2005, Eurokod 8: „Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym”, Część 1-6, (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1-6).
6. *Gibowicz S.J., Kijko A.*: An introduction to mining seismology. San Diego: Academic Press, 1994.
7. *Idriss I.M.*: Response of soft soil sites during earthquakes. Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, J. M. Duncan (editor); 1990, 2:273–90
8. *Idriss J., Sun J.I.*: SHAKE91 – a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. University of California, Davis, USA, 1992.
9. *Kwiatk J.*, (red.): Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, Wyd. Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice 1998.
10. *Lai C.G., Corigliano M., Sánchez H.L.*: Some examples of 1D, fully stochastic site response analyses of soil deposits. Proceedings of the ACES Workshop: Advances in Performance-based Earthquake Engineering. Corfu, Greece, 2009.
11. *Mutke G., Muszyński L., Lurka A., Siata R., Logiewa H., Musiał M., Byrczek B.*: Sprawdzenie i ocena prawidłowości prowadzonych przez ZG “Rudna” pomiarów drgań powierzchni pochodzących od wstrząsów górniczych, Raport GIG 42162719-123, 2001.
12. *Newmark, N., Rosenblueth E.*: Fundamentals of Earthquake Engineering, Englewood Cliffs, N.J., Prentice-Hall, 1971,
13. *Rota, M., Lai, C.G., Strobbia, C.*: Stochastic 1D Site Response Analysis at a Site in Central Italy Soil Dynamics and Earthquake Engineering; 31:, 2011626–39.
14. *Seed, H.B. and Idriss, I.M.*: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
15. *Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W., Dowding C.H.*: Structure response and damage produced by ground vibrations from surface mine blasting, Report of Investigation RI 8507, US Bureau of Mines 1980.
16. *Tatara T.*: Przybliżona ocena wpływu drgań od wstrząsów górniczych na budynki, „Inżynieria i Budownictwo” 2001, nr 1.
17. *Tatara T.*: Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków 2012, s.1-258.
18. *Trifunac M.D., Brady A.G.*: On the correlation of seismic intensity scales with the peaks of recorded strong ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, vol.65, no.1, 1975 139-162
19. *Zembaty Z.*: Rockburst induced ground motion – a comparative study, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, vol.24, no.1., 2004 pp. 11-23
20. *Zembaty Z., Chmielewski T.*: Opisowe intensywności trzęsień ziemi i możliwości ich stosowania do oceny wstrząsów górniczych, „Inżynieria i Budownictwo” 2002 vol. LVIII, nr 9, s. 516-521.
21. *Zembaty Z., Lai C., Kokot S., Scandella L., Bozzoni F., Nowak H., Kuś J, Bobra P., Jaśkiewicz K., Król P.*: Wytyczne branżowe do projektowania obiektów kubaturowych w LGOM na wpływy dynamiczne od wstrząsów górniczych. Raport Politechniki Opolskiej dla KGHM SA, t. 1 i 2, 2012, s. 1–177.