

Zenon SZCZEPANIAK, Piotr GŁUCH

## ZAGADNIENIE PROJEKTOWANIA OBUDÓW KAMIENNYCH WLOTÓW SZYBOWYCH

**Streszczenie.** W pracy przedstawiono sposób obliczania stateczności obudowy betonowej, wykonywanej we wlotach szybowych. Opracowane wzory dotyczą obudowy ze sklepieniem opartym na murach prostych - przy dużym jej obciążeniu w kierunku pionowym.

### 1. WSTĘP

Wyrobiska udostępniające i komorowe, lokalizowane w otoczeniu szybów, wykonywano dotychczas w większości przypadków w obudowie murowej.

Obecnie coraz częściej stosuje się inne rodzaje obudów np.: obudowę kołtwią i stalowo-betonową - składającą się z odrzwi i siatek stalowych w różnych układach oraz z betonu natryskowego. Za stosowaniem wymienionego rodzaju obudowy przemawia stosunkowo mała pracochłonność przy jej wykonawstwie i możliwość uzyskania dużych postępów w drażeniu wyrobiska.

W obudowach kamiennych, a głównie z betonu, wykonuje się w dalszym ciągu wloty szybowe.

O zastosowaniu obudowy betonowej do wykonania wlotów szybowych decyduje przede wszystkim łatwość transportu i układania masy betonowej (stosowanej do obudowy głębionego szybu) oraz pewność dokładnego wypełnienia wolnych przestrzeni pomiędzy skałą i odeskowaniem, a tym samym możliwość uzyskania przy danej marce betonu obudowy o dużej podporności.

Najbardziej ekonomicznym kształtem obudowy murowej wlotów szybowych, z uwagi na łatwość wykonania i możliwość wykorzystania wielkości przekroju poprzecznego wyrobiska, jest obudowa ze sklepieniem w kształcie łuku kołowego - opartym na prostych murach przyociosowych. Stosowanie takiej obudowy wymaga opracowania odpowiedniego sposobu obliczania jej wytrzymałości na możliwość przyjmowania przez nią odpowiedniego obciążenia od strony górotworu.

### 2. SPRAWDZANIE STATECZNOŚCI OBUDOWY MUROWEJ

Zakłada się, że obudowa murowa ze sklepieniem opartym na murach prostych może być stosowana w skałach dostatecznie zwięzłych, przy minimalnym

ciśnieniu bocznym  $q_2$  i większym ciśnieniu pionowym  $q_1$ , wynikającym z obciążenia sklepienia od strony stropu wyrobiska.

Przy powyższym założeniu obliczenia sprawdzające stateczność obudowy murowej sprowadzają się głównie do ustalenia wytrzymałości sklepienia przy spodziewanej wielkości jego obciążenia  $q_1$  w kierunku pionowym.

Obciążenie  $q_1$  można określić, wykorzystując wzory podane w pracy [2], [3], [4].

Dla ustalonej wielkości  $q_1$  sposób projektowania stateczności sklepienia bez uwzględnienia wielkości  $q_2$  przedstawia się jak niżej:

- Przy przyjętym schemacie obciążenia ( $q_1$ ) sklepienie zawsze ulega spłaszczeniu, a mury boczne dociskaniu do obrysu wyrobiska w wyłomie.

W takim przypadku o stateczności sklepienia przy danym obciążeniu  $q_1$  decydują: dokładność powiązania obudowy z obrysem wyrobiska w wyłomie, maksymalna wielkość rozporu poziomego  $H_{\max}$  w kluczu sklepienia, wielkość naprężeń reakcyjnych  $\sigma_x$ , wynikających z dociskania obudowy do górotworu.

- Oblicza się maksymalną wielkość siły rozporu poziomego  $H_{\max}$ , przy założeniu jego działania w górnej granicy rdzenia, z warunku równowagi momentów względem dowolnego punktu w dolnej granicy rdzenia (rys. 1).

$$H_{\max} = \frac{q_1 \cdot \sin^2 \alpha \left[ R_2^2 - \left( \frac{2}{3} d_0 \right)^2 \right]}{2(R_3 - R_2 \cos \alpha)} \quad (1)$$

gdzie:

$$R_2 = R + \frac{1}{3} d_0, \quad R_3 = R + \frac{2}{3} d_0$$

$R$  - promień sklepienia obudowy,

$d_0$  - przyjęta wstępnie grubość sklepienia obudowy.

Przekrój, względem którego jest osiągana maksymalna wielkość  $H_{\max}$ , nazywa się w dalszym ciągu przekrojem ustalonym, oznaczonym kątem  $\alpha_u$  (rys. 1). Wartość  $H_{\max}$  i  $\alpha_u$  można określić na podstawie wzoru (1) sposobem wykreslnym (rys. 2).

- Ustala się dopuszczalną wielkość mimośrodów w sklepieniu wg zależności (2)

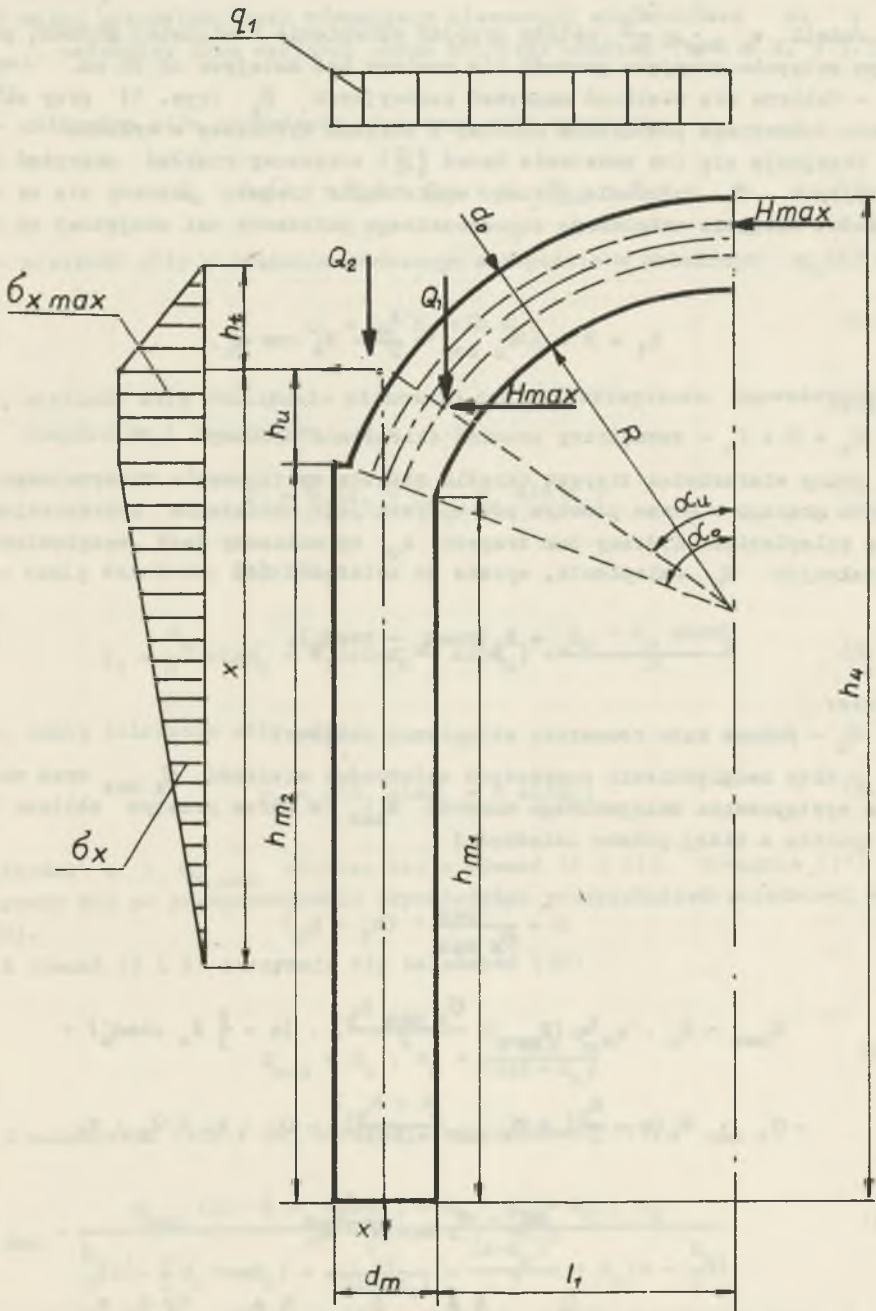
$$e_u \text{ dop} = \frac{d_0}{2} - \frac{2 N_{u \max}}{3 k_c} > \frac{d_0}{6} \quad (2)$$

$$N_{u \max} = H_{\max} \cdot \cos \alpha_u + q_1 R_4 \sin^2 \alpha_u \quad (2.1)$$

gdzie:

$N_{u \max}$  - maksymalna wielkość wewnętrznej siły normalnej w przekroju  $\alpha_u$

$k_c$  - dopuszczalne naprężenia na ściskanie materiału obudowy.



Rys. 1. Układ sił wewnętrznych i obciążenia zewnętrznego w sklepieniowej obudowie murowej

Jeżeli  $e_u \text{ dop} \leq \frac{d_0}{6}$  należy przyjąć sklepienie o większej grubości, przy czym wstępnie przyjęta grubość nie powinna być mniejsza od 20 cm.

- Oblicza się wielkość naprężeń reakcyjnych  $\sigma_x$  (rys. 1) przy założeniu dokładnego powiązania obudowy z obrusem wyrobiska w wyłomie.

Przyjmuje się (na podstawie badań [3]) trapezowy rozkład naprężeń reakcyjnych  $\sigma_x$ . Położenie górnego wierzchołka trapezu zakłada się na wysokości wstępnie ustalonego dopuszczalnego położenia osi obojętnej wg wzoru (3)

$$h_t = R + 3 e_u \text{ dop} - \frac{d_0}{2} - R_4 \cos \alpha_u, \quad (3)$$

gdzie:

$R_4 = R + d_0$  - zewnętrzny promień sklepienia obudowy.

Dolny wierzchołek trapezu określa miejsce występowania maksymalnego momentu gnącego w murze prostym pod wpływem jego obciążenia spłaszczającym się sklepieniem. Krótszy bok trapezu  $h_u$  ograniczony jest wezgiwaniem i przekrojem  $\alpha_u$  sklepienia, wyraża go zależność (4)

$$h_u = R_4 (\cos \alpha_u - \cos \alpha_0), \quad (4)$$

gdzie:

$\alpha_0$  - połowa kąta rozwarcia sklepienia obudowy.

- Przy uwzględnieniu powyższych zależności wielkość  $\sigma_{x \text{ max}}$  oraz miejsca występowania maksymalnego momentu  $M_{\text{max}}$  w murze prostym oblicza się w oparciu o niżej podane zależności

$$x = \frac{2 H_{\text{max}}}{\sigma_{x \text{ max}}} - (h_t + h_u) \quad (5)$$

$$M_{\text{max}} = Q_0 \cdot e_m = (H_{\text{max}} - \frac{\sigma_{x \text{ max}} h_t}{2}) \cdot (x - \frac{2}{3} d_0 \cos \alpha_u) + \\ - \sigma_{x \text{ max}} h_u (x - \frac{h_u}{2}) + \sigma_{x \text{ max}} (\frac{x - h_u}{3})^2 - Q_1 \cdot y_1 + Q_2 \cdot y_2 \quad (6)$$

$$\Delta \sigma_m = \sigma_{x \text{ max}} \frac{d_m}{x - h_u} \quad (7)$$

$$\Delta \sigma_m = \sigma_{m_1} - \sigma_{m_2} = \frac{Q_0}{d_m} (1 + \frac{6 e_m}{d_m}) + \frac{Q_0}{d_m} (1 - \frac{6 e_m}{d_m}) = \frac{12 Q_0 e_m}{d_m^2} \quad (8)$$

W wyżej przedstawionych równaniach nieznanymi wielkościami są  $x$  i  $\sigma_{x \max}$ , natomiast inne wartości można obliczyć wzorami (9.1, 9.2, 9.3, 9.4, 9.5).

$Q_0$  - całkowita siła obciążenia pionowego muru prostego:

$$Q_0 = q_1(1_1 + d_m) + Q_{sr} \cdot g \cdot h_{m2} \cdot d_m \quad (9.1)$$

$Q_1$  - wielkość siły obciążenia pionowego sklepienia w przekroju  $\alpha_u$ :

$$Q_1 = q_1 R_4 \sin \alpha_u \quad (9.2)$$

$Q_2$  - wielkość siły obciążenia pionowego odcinka sklepienia ograniczonego wezłowiec i przekrojem  $\alpha_u$ :

$$Q_2 = q_1(1_1 + d_m - R_4 \sin \alpha_u) \quad (9.3)$$

$y_1$  - ramię działania siły  $Q_1$ :

$$y_1 = \frac{d_0}{6} \sin \alpha_u + R_1(\sin \alpha_0 - \sin \alpha_u) + \frac{d_m - d_0 \sin \alpha_0}{2} \quad (9.4)$$

$y_2$  - ramię działania siły  $Q_2$ :

$$y_2 = \frac{1}{2}(R_4 \sin \alpha_u - R \sin \alpha_0) \quad (9.5)$$

Wielkości  $x$  i  $\sigma_{x \max}$  oblicza się z równań (5 i 11). Równanie (11) otrzymuje się po przeprowadzeniu odpowiednich przekształceń zależności (6, 7, 8).

Z równań (7 i 8) otrzymuje się zależność (10)

$$m_{\max} = Q_0 \cdot e_m = \frac{\sigma_{x \max} d_m^3}{12(x - h_u)} \quad (10)$$

Z zależności (10) i (6) otrzymuje się równanie (11)

$$\sigma_{x \max} = \frac{H_{\max} \left( x - \frac{2}{3} d_0 \cos \alpha_u \right) - Q_1 \cdot y_1 + Q_2 \cdot y_2}{\frac{h_u}{2} \left( x - \frac{2}{3} d_0 \cos \alpha_u \right) + \frac{d_m^3}{12(x - h_u)} + \frac{(x - h_u)^2}{3} + h_u \left( x - \frac{h_u}{2} \right)} \quad (11)$$

Z równań (5 i 11) można ustalić wielkości  $x$  i  $\sigma_{x \max}$  sposobem wykreślnym lub przez zastosowanie metody iteracji (rys. 3).

- Dla ustalonych  $\sigma_{x \max}$  i  $x$  sprawdza się stateczność sklepienia przy przyjęciu ustalonej na podstawie badań [3] tzw. zasady jednakowej wielkości mimośrodków w przekroju kluczowym i przekroju  $\alpha_u$ .

Sprawdzenie polega na stwierdzeniu czy wielkość rzeczywista mimośrodu w sklepieniu ( $e_s$ ) nie przekracza wartości dopuszczalnej ( $e_{u \text{ dop}}$ ) - określonej wzorem (2).

$$e_s = \frac{H_{\max} \frac{d_o}{b} (1 + \cos \alpha_u) + \frac{\sigma_{x \max} h_t}{2} \left( \frac{d_o}{b} \cos \alpha_u + \frac{h_t}{l} \right)}{H_{\max} (1 + \cos \alpha_u) - \frac{\sigma_{x \max} h_t}{2} \cos \alpha_u} \leq e_{u \text{ dop}} \quad (12)$$

jeżeli  $e_s > e_{u \text{ dop}}$ , wówczas należy zwiększyć grubość muru lub przyjąć materiał obudowy o większej wytrzymałości na ściskanie a obliczenia powtórzyć.

Sprawdzenie stateczności sklepienia przy uwzględnieniu tylko wielkości  $q_1$  bez uwzględnienia wielkości  $q_2$  (jeżeli w rzeczywistości wielkość  $q_2$  występuje) powoduje uzyskanie dodatkowego współczynnika bezpieczeństwa dla stateczności samego sklepienia.

Z uwagi na stateczność murów prostych nie powinno stosować się ich w przypadkach, w których spodziewane jest większe aktywne obciążenie obudowy od strony ociosów w kierunku poziomym.

Maksymalne obciążenie  $q_2$ , jakie może być przejęte przez mury proste, można w przybliżeniu ustalić z zależności (13)

$$q_2 = \frac{16 Q_o e_{m \text{ dop}}}{h_{m2}^2} \quad (13)$$

gdzie:

$h_{m2}$  - wysokość murów prostych, liczona po zewnętrznej stronie obudowy,

$e_{m \text{ dop}}$  - dopuszczalna wielkość mimośrodu w murze prostym, obliczona wg (14.1, 14.2)

$$e_{m \text{ dop}} = \frac{d_m}{2} - \frac{2 Q_o}{3 k_c}, \quad \text{jeżeli } e_{m \text{ dop}} \geq \frac{d_m}{6} \quad (14.1)$$

$$e_{m \text{ dop}} = \frac{d_m}{6} - \left( \frac{d_m}{Q_o} k_c - 1 \right) \quad \text{jeżeli } e_{m \text{ dop}} < \frac{d_m}{6} \quad (14.2)$$

W przypadku spodziewanego rzeczywistego obciążenia  $q_2$ , większego od obliczonego wzorem (13), obudowy z murami prostymi stosować nie należy, względnie istnieje konieczność zwiększenia grubości murów prostych lub

wykonanie ich z materiału o większej wytrzymałości na ściskanie. Istnieje również możliwość zwiększenia wytrzymałości murów prostych i skał ociosowych na drodze stosowania odpowiedniej obudowy kotwiowej.

### 3. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

Wykonać obliczenia sprawdzające stateczność obudowy dla przyjętych wstępnie wymiarów sklepienia oraz murów prostych, przy następujących danych:

$$l_1 = 2,50 \text{ m} \quad (\text{wielkość określona metodą minimalnych obrysów})$$

$$d_o = 0,51 \text{ m}, \quad d_m = 0,64 \text{ m}, \quad h_4 = 5,36 \text{ m}, \quad R = 2,84 \text{ m}$$

$$R_1 = 3,095 \text{ m}, \quad R_2 = 3,01 \text{ m}, \quad R_3 = 3,18 \text{ m}, \quad R_4 = 3,35 \text{ m}$$

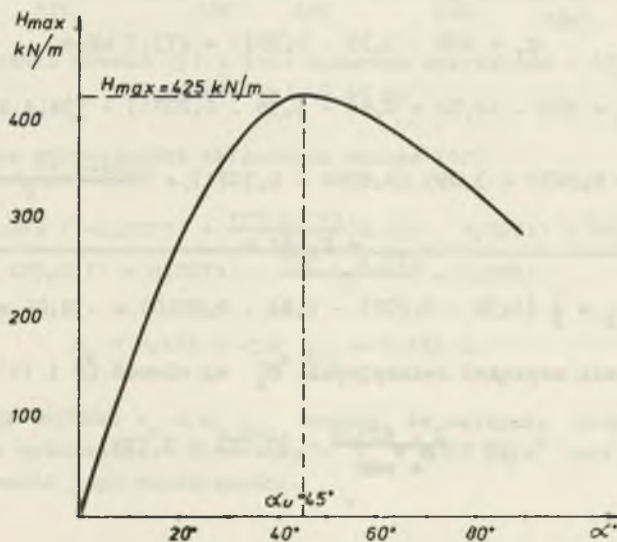
$$h = 1,50 \text{ m}, \quad h_{m2} = 3,70 \text{ m}, \quad \alpha_o = 61^\circ 40' \quad \rho_{sr} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$k_c = 6000 \text{ kN/m}^2, \quad q_1 = 200 \text{ kN/m}^2.$$

- Obliczenie maksymalnej wielkości siły rozporu poziomego  $H_{max}$  wg wzoru (1)

$$H_{max} = \frac{200 \cdot \sin^2 \alpha (3,01^2 - 0,34^2)}{2(3,18 - 3,01 \cos \alpha)} \text{ kN/m}$$

Wielkość  $H_{max}$  najprościej można wyznaczyć, przedstawiając ją wykreślnie (rys. 2).



Rys. 2. Graficzny sposób wyznaczania rozporu poziomego  $H_{max}$  w sklepieniu obudowy\* ( $H_{max} = 425,0 \text{ kN/m}$ ,  $\alpha_u = 45^\circ$ )

Z wykresu wynika

$$H_{\max} = 425,0 \text{ kN/m} \quad \alpha_u = 45^\circ.$$

- Obliczenie dopuszczalnej wielkości mimośrodów w sklepieniu wg wzoru (2)

$$e_u \text{ dop} = \frac{0,51}{2} - \frac{2}{3} \frac{635,5}{6000} = 0,185 \text{ m} > \frac{d}{6} = 0,085 \text{ m},$$

gdzie:

$$N_{u \max} = 425,0 \cdot 0,7071 + 200 \cdot 3,35 \cdot 0,7071^2 = 635,5 \text{ kN/m}.$$

- Obliczenie wielkości pomocniczych do wzorów (5 i 11) wg wzorów (3, 4, 9.1, 9.2, 9.3, 9.4, 9.5)

$$h_t = 2,84 + 3 \cdot 0,185 - \frac{0,51}{2} - 3,35 \cdot 0,7071 = 0,772 \text{ m}$$

$$h_u = 3,35 (0,7071 - 0,4746) = 0,778 \text{ m}$$

$$Q_0 = 200 (2,50 + 0,64) + 2500 \cdot 9,81 \cdot 3,70 \cdot 0,64 \cdot 10^{-3} = 686,1 \text{ kN/m}$$

$$Q_1 = 200 \cdot 3,35 \cdot 0,7071 = 473,7 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = 200 \cdot (2,50 + 0,64 - 3,35 \cdot 0,7071) = 154,4 \text{ kN/m}$$

$$y_1 = \frac{0,51}{6} 0,7071 + 3,095 (0,8760 - 0,7071) + \frac{0,64 - 0,51}{2} \cdot \frac{0,8760}{2} = 0,691 \text{ m}$$

$$y_2 = \frac{1}{2} (3,35 \cdot 0,7071 - 2,84 \cdot 0,8760) = -0,06 \text{ m}.$$

- Obliczenia naprężeń reakcyjnych  $\sigma_x$  wg równań (5 i 11)

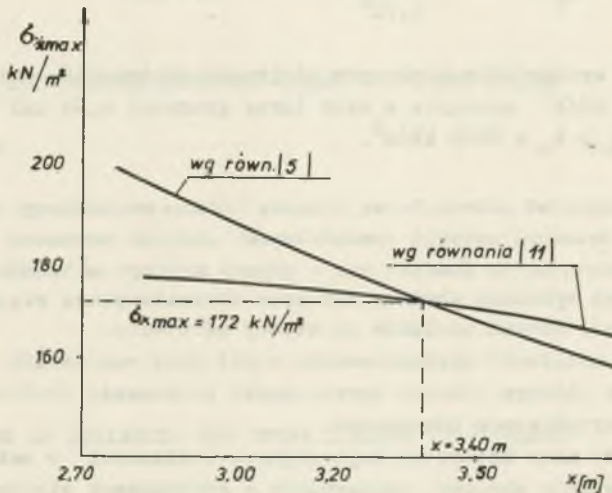
$$x = \frac{2 \cdot 425,0}{\sigma_x \max} - (0,772 + 0,778)$$



$$\sigma_{x \max} = \frac{425,0 \left(x - \frac{2}{3} \cdot 0,51 \cdot 0,7071\right) - 473,7 \cdot 0,691 + 154,4 \cdot (-0,06)}{\frac{0,77}{2} \left(x - \frac{2}{3} \cdot 0,51 \cdot 0,7071\right) + \frac{0,64^3}{12(x-0,778)} + \frac{(x-0,778)^2}{3} + 0,778 \left(x - \frac{0,778}{2}\right)}$$

Rozwiązując wykreślnie równanie (5 i 11) (rys. 3) uzyskano następujące wartości  $\sigma_{x \max}$  i  $x$ .

$$\sigma_{x \max} = 172,0 \text{ kN/m}^2 \quad x = 3,40 \text{ m.}$$



Rys. 3. Rozwiązanie równań (5) i (11) sposobem wykreślnym - ( $\sigma_{x \max} = 172 \text{ kN/m}^2$ ,  $x = 3,40 \text{ m}$ )

- Sprawdzenie stateczności sklepienia wzorem (12)

$$e_B = \frac{425,0 \cdot 0,085 (1+0,7071) + \frac{172 \cdot 0,772}{2} (0,255 \cdot 0,7071) + \frac{0,772}{3}}{425,0 (1 + 0,7071) - \frac{172 \cdot 0,772}{2} \cdot 0,7071} = 0,134 \text{ m}$$

$$e_B = 0,134 \text{ m} < e_{u \text{ dop}} = 0,185 \text{ m.}$$

Ze stwierdzonego warunku  $e_B < e_{u \text{ dop}}$  wynika, że wstępnie przyjęta grubość sklepienia wykonanego z materiału o  $k_c = 6000 \text{ kN/m}^2$  jest wystarczająca dla zachowania jego stateczności.

- Obliczenie dopuszczalnego mimośrodru  $e_m \text{ dop}$  w murze prostym wg wzoru (14.1)

$$e_m \text{ dop} = \frac{0,64}{2} - \frac{2 \cdot 686,1}{3 \cdot 6000} = 0,244 > \frac{d_m}{6} = 0,107 \text{ m.}$$

- Ustalenie możliwej wielkości obciążenia poziomego  $q_2$  muru prostego wg wzoru (13)

$$q_2 = \frac{16 \cdot 686,1 \cdot 0,244}{3,70^2} = 195,7 \text{ kN/m}^2.$$

W przypadku wystąpienia większych wielkości obciążenia murów prostych od  $q_2 = 195,7 \text{ kN/m}^2$  wystąpią w nich (przy grubości 0,64 cm) naprężenia ściskające  $\sigma_c > k_c = 6000 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4. WNIOSKI

1. Prawidłowo wykonane obudowy kamienne charakteryzują się możliwością przejmowania dość dużych nacisków od strony górotworu.

Ograniczona możliwość mechanizowania robót przy wznoszeniu murów z pre-fabrykatów jest głównym powodem ograniczenia stosowania obudów murowanych w kapitalnych wyrobiskach górniczych.

2. Stosowanie masy betonowej daje większe możliwości w zakresie szybkościowego wykonania obudowy, szczególnie w wyrobiskach wlotów szybowych, gdzie beton poza odeskowanie może być dostarczany z powierzchni tym samym rurociągiem, który wykorzystywany jest przy wznoszeniu obudowy betonowej w głębionym szybie. Skos części sklepieniowej wlotu w kierunku od szybu daje pewność dokładnego powiązania masy betonowej z obrysem wyrobiska w wyłomie na całym jego obwodzie - co przy dobrej marce betonu gwarantuje dużą podporność obudowy we wlocie do podszybia.

3. Najczęściej stosowanym kształtem obudowy betonowej we wlocie szybowym jest sklepienie stanowiące część łuku kołowego - oparte na prostych murach z betonu - wykonanych przy ociosach wyrobiska. Obudowa taka wymaga stosowania odpowiedniego sprawdzianu jej stateczności.

Sposób projektowania obudowy sklepieniowej z betonu pod względem wytrzymałościowym, przy spodziewanej wielkości jej obciążenia, opracowano i przedstawiono w niniejszym artykule. Podane wzory uwzględniają współpracę sklepienia i murów prostych z otaczającym je górotworem.

## 5. LITERATURA

- [1] Bielażew M.M.: Wytrzymałość materiałów, MON 1956.
- [2] Borecki M., Chudek M.: Mechanika górotworu. Wyd. Śląsk. 1972.
- [3] Borecki M., Chudek M., Szczepaniak Z.: Projektowanie i zabezpieczenie górniczej obudowy murowej. Śląsk 1969.
- [4] Chudek M.: Obudowa wyrobisk. Górnictwo t. VII cz. 2. Wyd. Śląsk 1968.
- [5] Dawydow S.S.: Obliczanie i projektowanie konstrukcji podziemnych. MON 1954.

## ПРОБЛЕМЫ ПРЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ КРЕПЕЙ СТОЛОВОЙ ВХОДОВ

## Р е з ю м е

В работе представлен способ расчета устойчивости бетонной крепи, произведенной в ствольных входах. Разработанные формулы касаются крепи со сводом, опирающимся на простую кладку - при большой её нагрузке в вертикальном направлении.

## THE PROBLEM OF DESIGNING THE STONE LININGS OF PITHEADS

## S u m m a r y

The paper presents a method of calculating the stability of concrete linings at the pithead. The developed formulae concern a lining whose vault rests on straight walls in the case when a heavy load is acting upon it vertically.