

KAZIMIERZ RUŁKA

METODA PROJEKTOWANIA PREFABRYKOWANEJ
OBUDOWY WSTĘPNEJ Z SIATKOBETONU

Streszczenie. W pracy opisano w skrócie projekt nowej obudowy wstępnej szybów opartej na prefabrykatkach z siatkobetonu. Podano założenia oraz wyprowadzono wzory umożliwiające projektowanie w/wym.

Wprowadzenie

W przypadku głębszych szybów zgłębianych w górotworze zamrożonym powszechnie zastosowanie znalazła obudowa kombinowana składająca się z pierścienia zewnętrznego z cegły klinkierowej klasy "350" (tzw. obudowy "wstępnej") o grubości 1 1/2 do 2 cegieł i wewnętrznego - z betonu szczelnego, wykonywanego długimi odcinkami najczęściej metodą ślizgu. Obudowę wstępną wykonuje się ręcznie krótkimi odcinkami w miarę postępu przodka, zaś długość odcinków szybu w tejże obudowie wynosi 20-50 m a w szczególnie korzystnych warunkach nawet do 100 m (1).

Opisana wyżej obudowa "wstępna" spełnia następujące funkcje:

- osłania ociosy przed obrywaniem a więc zabezpiecza pracowników (w miejsce obudowy tymczasowej),
- zabezpiecza wyrobisko (zamrożony górotwór) przed zaciskaniem (iły pęczniące itp.),
- umożliwia wykonanie obudowy ostatecznej ze szczelnego betonu monolitycznego długimi odcinkami metodą ślizgu,
- poprawia wydatnie warunki dojrzewania świeżego betonu układanego w środowisku zamrożonym.

Wprowadzona do budownictwa szybowego cytowana obudowa w obecnej postaci ma prócz wymienionych cech dodatnich również ujemne, jak:

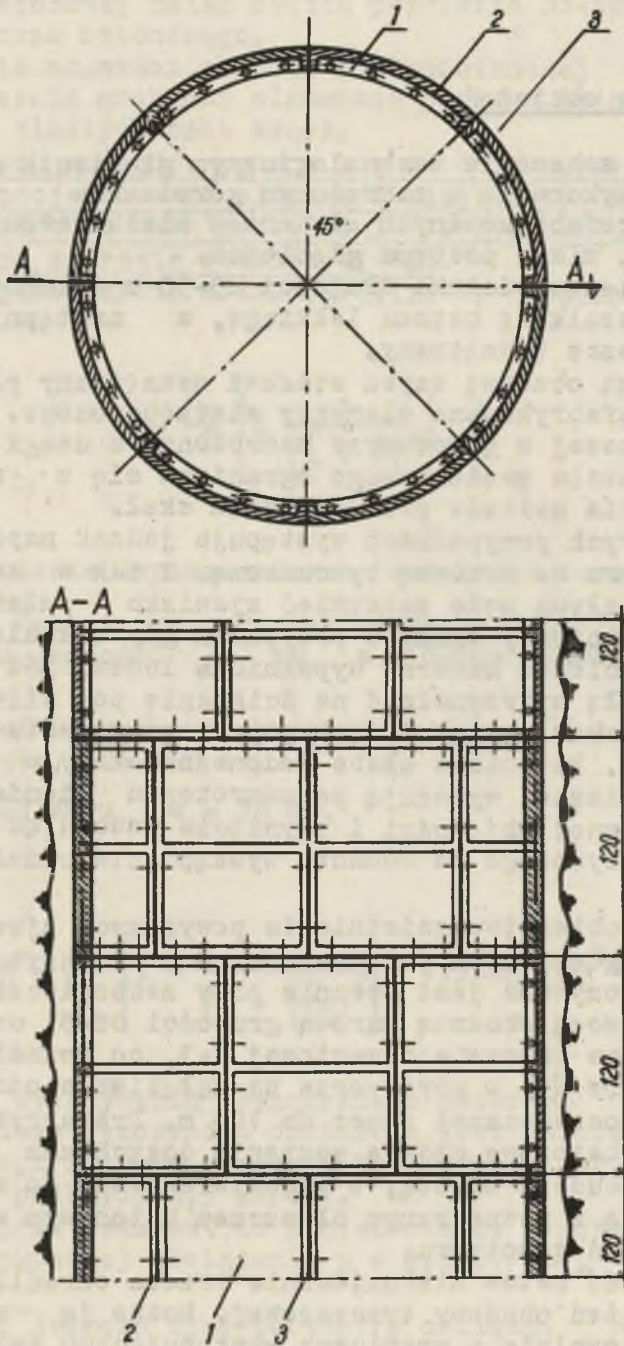
- zwiększenie powierzchni wyłomu o około 14%,
- podwyższenie pracochłonności związane z wykonywaniem ręcznym obudowy,
- dodatkowy koszt cegły klinkierowej 350,
- słabe wiązanie zapraw (zamarzanie) - a więc małe wytrzymałości muru,
- komplikacje skurczowe oraz pękanie obudowy ostatecznej zwłaszcza przy większych grubościach.

Ponadto jak wykazały obserwacje w Dolnośląskim Zagłębiu Miedziowym zaobserwowano prócz w/wym. wad łuszczenie obudowy murowej (mimo zbrojenia) głównie w partiach szybu przekraczających grube warstwy ików pęczniejących i wywierających silne ciśnienie górotworu na obudowę.

Dla utrzymania i ewentualnego podniesienia zalet a równocześnie maksymalnego wyeliminowania wymienionych wyżej wad omawianej obudowy "wstępnej" autor opracował teorię, zaprojektował a następnie wykonał nowy rodzaj obudowy wstępnej w postaci elementów siatkobetonowych (ferrocementa). W laboratoriach ZBiD-BW - Katowice oraz Zakładu Budownictwa Podziemnego Kopalni Politechniki Śląskiej zostały przeprowadzone kompleksowe badania wytrzymałościowe konstrukcji oraz modelu tejże obudowy przy użyciu aparatury tensometrycznej. Uzyskane wyniki będą sprawdzianem teorii projektowania oraz podstawą do opracowania wytycznych projektowania i wykonania obudowy wstępnej na skalę przemysłową.

Informacje ogólne odnośnie siatkobetonu oraz perspektyw zastosowania tego tworzywa do obudowy wyrobisk górniczych zostały opublikowane w Nr 3 z r. 1965 czasopisma "Budownictwo Górnicze". W niniejszym artykule będzie omówiona, opracowana przez autora, metoda projektowania prefabrykowanej obudowy "wstępnej" z siatkobetonu.

Konkretny przykład projektowania jak również wyniki badań konstrukcji siatkobetonowych oraz modelu obudowy "wstępnej" będą przedmiotem kolejnego artykułu z tego cyklu.



Rys. 1. Schemat siatkobetonowej obudowy wstępnej szybu

1. Obudowa wstępna szybu z siatkobetonu - metoda projektowania

1.1. Analiza obciążeń

W przyjętym schemacie technologicznym głębinienia szybu przewiduje się wykonanie w zamrożonym górotworze tymczasowej obudowy z prefabrykowanych elementów siatkobetonowych, podwieszanych w miarę postępu głębinienia.

Po zgłębieniu odcinka długości 25-50 m wykonuje się zewnętrzną koszulkę z betonu lekkiego, a następnie metodą ślizgu płaszcz wewnętrzny.

Ostateczną obudowę szybu stanowi wewnętrzny płaszcz betonowy i prefabrykowane elementy siatkobetonowe. Rola obudowy tymczasowej w górotworze zamrożonym z uwagi na samoność płaszcza mroźniowego ogranicza się w zasadzie do zabezpieczenia ociosów przed obrywem skał.

W niektórych przypadkach występuje jednak napór zamrożonego górotworu na obudowę tymczasową. I tak w zawodnionych skałach zwięzłych może zaistnieć zjawisko załamania się płaszcza zamrożonej skały w przypadku gdy w skale znajdują się blisko ociosów kawerny wypełnione lodem. Lód posiadający bardzo małą wytrzymałość na ściskanie pod ciśnieniem otaczających skał pełza aż do krytycznego momentu załamania się płaszcza. Natomiast słabe wodonośne skały o strukturze pylastej i ilastej wykazują po zamrożeniu tendencje do zwiększenia swej objętości i płynięcia powodując zaciśnięcie otworu szybowego do momentu wystąpienia ciśnień na obudowę.

Prawdopodobieństwo zaistnienia powyższych zjawisk rośnie z długością głębinionych jednorazowo odcinków szybu. Obudowa betonowa wykonywana jest obecnie przy zabezpieczeniu ścian szybu tymczasową obudową murową grubości 38-51 cm z cegły klasy "350" na zaprawie cementowej 1:3, co pozwala jak podaje J. Kostrz [1] w górotworze na zgłębinienie odcinka szybu bez obudowy ostatecznej nawet do 100 m. Prefabrykowane elementy siatkobetonowe mające zastąpić dotychczas stosowaną tymczasową obudowę murową, w przeciwieństwie do niej, współpracować będą z wewnętrznym płaszczem betonowym w przeniesieniu ciśnień górotworu.

Ich nośność zatem niekoniecznie trzeba określać na podstawie obciążeń obudowy tymczasowej. Można ją w zasadzie przyjmować dowolnie w granicach występujących nacisków gó-

rotworu, jako że ze wzrostem nośności prefabrykowanej obudowy siatkobetonowej maleć będzie potrzebna nośność wewnętrznej płaszcza betonowego.

Zwiększenie nośności obudowy siatkobetonowej dokonywane drogą zwiększenia grubości elementów pociąga jednak za sobą zmniejszenie elastyczności złącz.

Z powyższych względów wydaje się za celowe przyjąć jako podstawę do projektowania elementów siatkobetonowych nośność równą nośności muru grubości 38 cm wykonanego z cegły klasy "350" na zaprawie cementowej 1:3.

Odpowiadające parcie można określić z przekształconego wzoru Lamego

$$p = \frac{k_c}{2} \left[1 - \frac{1}{(1 + \frac{a}{v})^2} \right] \quad (1)$$

gdzie:

k_c - naprężenie dopuszczalne na ściskanie muru

wg Normatywu Technicznego Projektowania - "Głębienie Szybów" dla muru grubości 38 cm z cegły klasy "350" $k_c = 16 \text{ kg/cm}^2$

v - promień wewnętrzny obudowy wstępnej,
przyjęto $v = 150 \text{ cm}$,

a - grubość muru $a = 38 \text{ cm}$,

zatem

$$p = \frac{16}{2} \left[1 - \frac{1}{(1 + \frac{38}{150})^2} \right] = 2,90 \text{ kg/cm}^2$$

W trakcie wykonywania zewnętrznego płaszcza z betonu lekkiego obudowa tymczasowa obciążona jest parciem świeżego betonu. Z uwagi na małą prędkość betonowania wartość ta nie przekracza w praktyce $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

Przyjęto jako podstawę do projektowania tymczasowej obudowy prefabrykowanej obciążenie $p = 3,0 \text{ kg/cm}^2$.

Uwaga: Należy jeszcze ująć parametry obciążeń termicznych (możliwość wystąpienia wahań temperatury, ich zakres itp.), co zostanie omówione w kolejnym artykule.

1.2. Zasady obliczenia

1.2.1. Obciążenie radialne p

Proponowana obudowa wstępna z prefabrykowanych elementów siatkobetonowych z punktu widzenia konstrukcyjnego jest obudową tubingową.

Przy obliczaniu tubingów żeliwnych stanowiących obudowę ostateczną stosuje się zwykle wzory Serlo lub Lamego, które w przybliżeniu dają jednakowe wyniki.

Dodatkowo sprawdza się obudowę tubingową na zginanie stosując wzór Bacha.

Wzór Serlo wyprowadzony na podstawie teorii zbiorników cienkościennych oraz wzór Lamego oparty na teorii rur grubościennych jest słuszny dla stałej grubości ścianki.

W przypadku tubingów występują stosunkowo silne, gęsto rozmieszczone żebra, których nie można pominąć w analizie nośności elementu.

Bezkrytyczne zastosowanie powyższych wzorów do projektowania obudowy tubingowej prowadzi do nadmiaru materiału.

Powyższe względy zadecydowały o podjęciu próby opracowania bardziej racjonalnej metody projektowania. W konstrukcji żelbetowej obudowy tubingowej rozróżnić można żebra pierścieniowe [1] oraz pierścienie cienkościenne [2].

Zewnętrzne obciążenie radialne działające na obudowę tubingową rozkłada się na żebra pierścieniowe oraz pierścienie cienkościenne proporcjonalnie do ich sztywności.

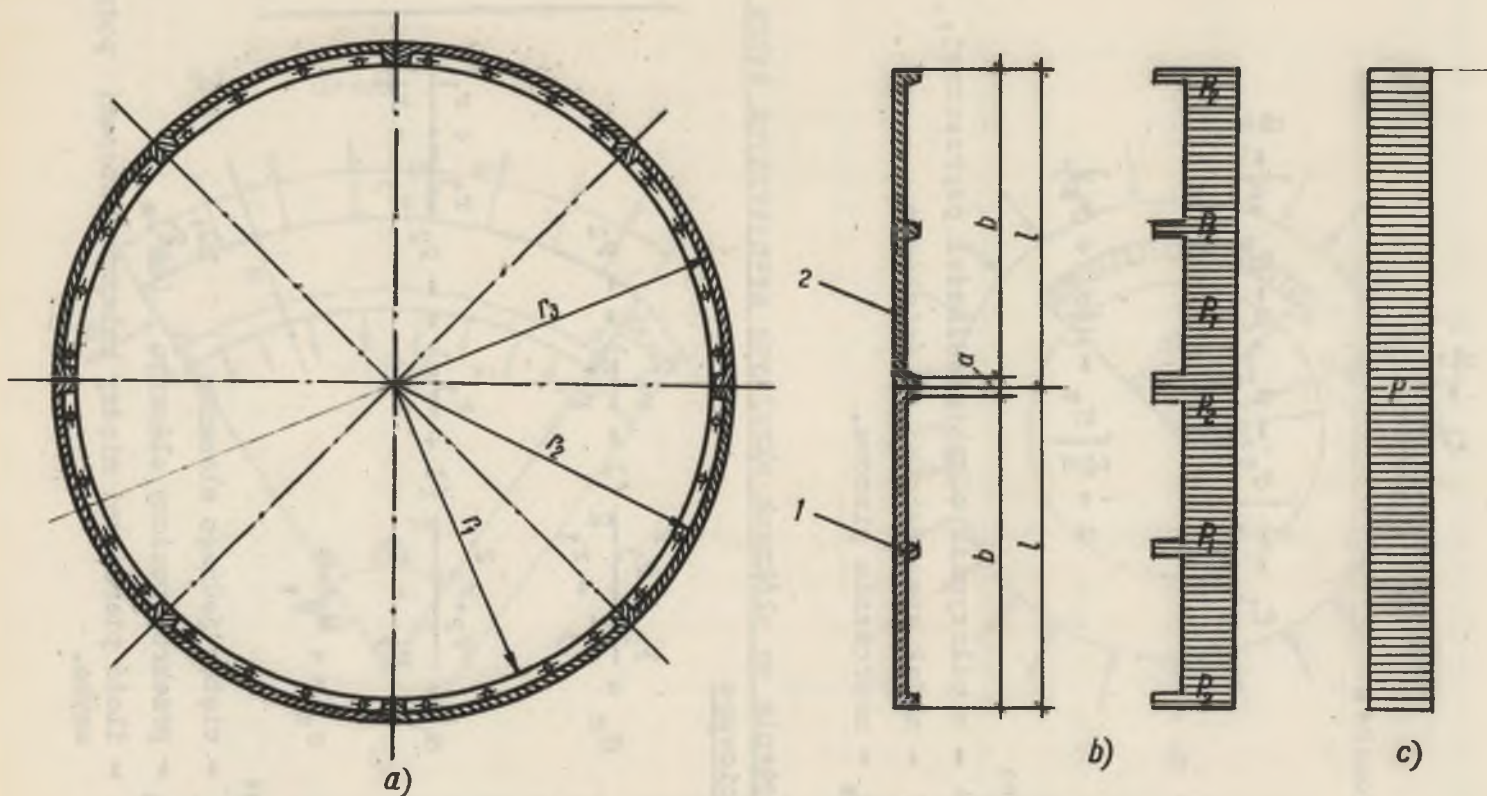
Wykładnik tej proporcji można określić, wychodząc z założenia równości przemieszczeń radialnych włókien zewnętrznych żebra pierścieniowego i włókien zewnętrznych pierścienia cienkościennego.

$$U_{z_p} = U_{p_c} \quad (2)$$

Wielkość przemieszczeń oraz wartości naprężeń radialnych i obwodowych przyjęto w oparciu o teorię rur grubościennych Lamego.

Jednostkowe wydłużenie obwodowe

$$\xi_t = \frac{\widehat{cd} - \widehat{ab}}{\widehat{ab}} = \frac{(r+u) d\theta - r \cdot d\theta}{r \cdot d\theta} = \frac{u}{r}$$



Rys. 2. Obudowa wstępna z prefabrykowanych elementów siatkobetonowych:
 a) przekrój poziomy, b) przekrój pionowy, c) rozkład parcia na żebra
 i pierścienie cienkościennie

$$\xi_t = \frac{u}{r} \quad (3)$$

wg Hoocke'a

$$\xi_t = \frac{1}{E} [\sigma_t - \sigma_r \cdot \mu - \sigma_z \cdot \mu] = \frac{u}{r}$$

stąd

$$u = \frac{r}{E} [\sigma_t - \mu(\sigma_r + \sigma_z)] \quad (3a)$$

gdzie:

μ - współczynnik odkształcalności poprzecznej,

E - moduł sprężystości na ściskanie,

σ_z - naprężenia pionowe.

Naprężenia we włóknach skrajnych zewnętrznych żebra pierścieniowego

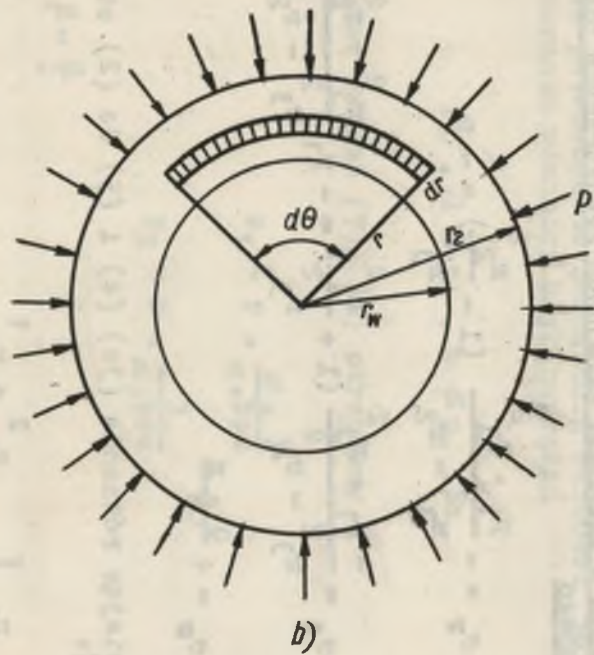
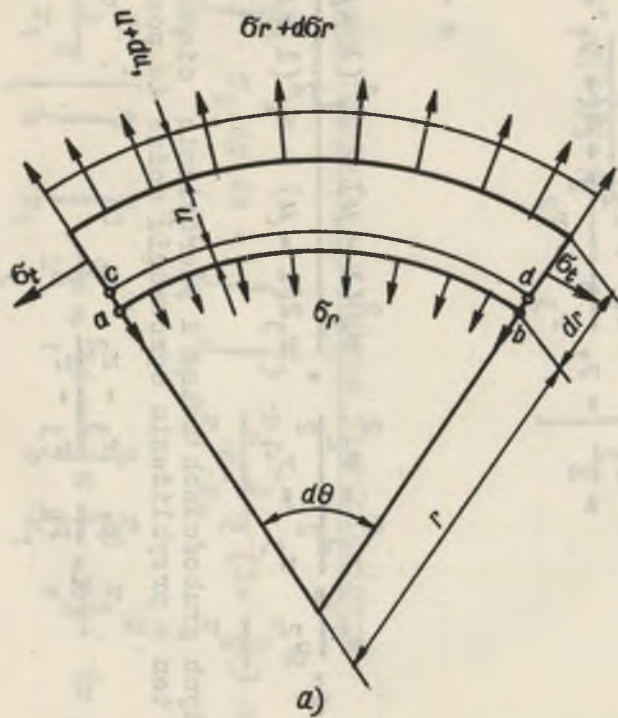
$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \left(1 - \frac{r_1^2}{r_3^2}\right) = -P_2 \\ \sigma_t &= \frac{-P_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \left(1 + \frac{r_1^2}{r_3^2}\right) = -P_2 \frac{r_3^2 + r_1^2}{r_3^2 - r_1^2} \\ \sigma_z &= + \frac{Q \cdot n}{F_1} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

gdzie:

Q - ciężar jednego elementu kg ,

F_1 - przekrój poziomy elementu (cm^2) ,

n - ilość pierścieni między kolejnymi stopami podporowymi szybu.



Rys. 3. Rozkład naprężeń w rurze grubościenniej
 a) wycinek elementarny, b) przekrój poziomy rury

Napreżenia w włóknach skrajnych zewnętrznego pierścienia cienkościennego

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= - \frac{p_1 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} \left(1 - \frac{r_2^2}{r_3^2}\right) = - p_1 \\ \sigma_t &= \frac{- p_1 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r_3^2}\right) = - p_1 \frac{r_3^2 + r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} \\ \sigma_z &= + \frac{Q \cdot n}{F} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Podstawiając równania (3a) (4) i (5) do (2) otrzymujemy zależność:

$$\begin{aligned} \frac{r_3}{E} \left[- p_2 \frac{r_3^2 + r_1^2}{r_3^2 - r_1^2} - \mu \left(- p_2 + \frac{Q \cdot n}{F} \right) \right] &= \\ &= \frac{r_3}{E} \left[- p_1 \frac{r_3^2 + r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} - \mu \left(- p_1 + \frac{Q \cdot n}{F} \right) \right] \end{aligned}$$

stąd

$$\alpha = \frac{p_1}{p_2} = \frac{r_3^2 - r_2^2}{r_3^2 - r_1^2} \cdot \frac{r_3^2(1 - \mu) + r_1^2(1 + \mu)}{r_3^2(1 - \mu) + r_2^2(1 + \mu)} \quad (7)$$

przy małych grubościach żebra i pierścienia cienkościennego wzór ten w przybliżeniu sprowadzić można do postaci:

$$\alpha = \frac{p_1}{p_2} \cong \frac{r_3 - r_2}{r_3 - r_1} = \frac{\xi_1}{\xi_2} \quad (7a)$$

Drugie równanie potrzebne do określenia wartości p_1 i p_2 wyznaczmy z warunku równości brył naprężeń

$$p \cdot l = p_1 \cdot b + p_2 \cdot a \quad (8)$$

Rozwiązując układ równań (7), (8) otrzymamy

$$p_1 = p \cdot \frac{\alpha \cdot l}{\alpha \cdot b + a} \quad (9)$$

$$p_2 = p \cdot \frac{l}{\alpha \cdot b + a} \quad (10)$$

oznaczając $\beta = \frac{a}{l}$

otrzymamy

$$p_1 = p \cdot \frac{\alpha}{\alpha(1-\beta) + \beta}$$

$$p_2 = p \cdot \frac{1}{\alpha(1-\beta) + \beta}$$

gdzie:

$$b = l - a$$

Siła obwodowa działająca w zębrze pierścieniowym

$$T_2 = \int_0^a \int_{r_1}^{r_3} \sigma_t \cdot dr \cdot dz = \int_0^a \int_{r_1}^{r_3} \frac{-p_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \left(1 + \frac{r_1^2}{r^2}\right) dr \cdot dz =$$

$$= - \frac{p_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \left[\int_0^a \int_{r_1}^{r_3} dr \cdot dz + \int_0^a \int_{r_1}^{r_3} \frac{r_1^2}{r^2} dr \cdot dz \right] =$$

$$= - \frac{p_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \left[a \cdot (r_3 - r_1) + a \cdot r_1^2 \left(-\frac{1}{r_3} + \frac{1}{r_1} \right) \right] = -p_2 \cdot a \cdot r_3$$

$$T_2 = -p_2 \cdot a \cdot r_3 \quad (11)$$

Analogenicznie siła osiowa działająca w pierścieniu cieniściennym

$$T_1 = \int_0^b \int_{r_2}^{r_3} - \frac{p_1 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} \right) dr dz = -p_1 \cdot b \cdot r_3$$

$$T_1 = -p_1 \cdot b \cdot r_3 \quad (12)$$

Mimośród siły obwodowej w żebrze pierścieniowym

$$e_2 = \frac{r_3 - r_1}{2} - \frac{M_W^{\text{stat}}}{T_2} \quad (13)$$

gdzie:

M_W^{stat} - moment statyczny naprężeń obwodowych względem wewnętrznych włókien skrajnych

$$M_W^{\text{stat}} = \int_0^a \int_{r_1}^{r_3} \sigma_t \cdot (r - r_1) dz \cdot dr = \int_0^a \int_{r_1}^{r_3} \frac{-p_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2}$$

$$\left(1 + \frac{r_1^2}{r^2}\right) (r-r_1) dz dr = \frac{p_2 \cdot r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \cdot \frac{a}{2r_3} \left[r_3 (r_3^2 - r_1^2) + \right. \\ \left. + 2r_1^2 r_3 (\ln r_3 - \ln r_1) - 2r_1 (r_3^2 - r_1^2) \right]$$

$$e_2 = \frac{r_3 - r_1}{2} - \frac{\frac{p_2 - r_3^2}{r_3^2 - r_1^2} \cdot \frac{a}{2r_3} \left[r_3 (r_3^2 - r_1^2) + 2r_1^2 r_3 (\ln r_3 - \ln r_1) - 2r_1 (r_3^2 - r_1^2) \right]}{-p_2 \cdot r_3 \cdot a}$$

$$e_2 = -\frac{r_1}{2} + r_1 - \frac{r_1^2 r_3}{r_3^2 - r_1^2} (\ln r_3 - \ln r_1)$$

$$e_2 = \frac{r_1}{2} - \frac{r_1^2 r_3}{r_3^2 - r_1^2} (\ln r_3 - \ln r_1) \quad (14)$$

Analogicznie mimośród siły obwodowej w pierścieniu cienkościennym

$$e_1 = \frac{r_2}{2} - \frac{r_2^2 \cdot r_3}{r_3^2 - r_2^2} (\ln r_3 - \ln r_2) \quad (15)$$

Praktycznie można przyjmować zerową wartość mimośrodu

$$e_1 = e_2 \approx 0 \quad (16)$$

Prócz sił obwodowych w pierścieniu cienkościennym i żebrze pierścieniowym występują jeszcze siły radialne i pionowe.

Naprężenia radialne wahają się w granicach od p_1 (p_2) na krawędzi zewnętrznej do zera na krawędzi wewnętrznej i wpływ ich z uwagi na ich niską wartość nie przekraczającą z reguły 10 kg/cm^2 można pominąć.

Siły pionowe pochodzą od ciężaru własnego podwieszanych kolejno elementów obudowy wstępnej.

Maksymalna siła rozciągająca występuje w górnym pierścieniu i wartość jej przypadająca na przekrój poziomy jednego elementu F_1 wynosi

$$N = Q \cdot n \quad (17)$$

gdzie:

Q - ciężar jednego elementu (kg),

n - ilość pierścieni między kolejnymi stopami podporowymi szybu.

Mając określone siły wewnętrzne działające w pierścieniu cienkościennym i żebrze pierścieniowym można opierając się o metodę odkształceń plastycznych określić potrzebne przekroje betonu stali. Z uwagi na decydujący wpływ sił obwodowych parametry przekroju żelbetowego określimy na podstawie ich wartości, a następnie sprawdzimy tak przyjęty przekrój na działanie sił radialnych i pionowych.

Siła niszcząca

$$T \cdot s = F_b \cdot R_s + F_z \cdot Q_r$$

stąd

$$F_b = \frac{T \cdot s}{R_s (1 + \mu \cdot \beta_r)} \quad (18)$$

gdzie:

T - siła obwodowa ściskająca,

F_b - przekrój betonu,

s - współczynnik pewności wg PN-56/B-03260

$$\text{dla } \frac{W_p}{W_g} > 2 \quad s = 2, 0,$$

R_s - wytrzymałość słupowa betonu,

F_z - przekrój zbrojenia,

$$\beta_r = \frac{Q_r}{R_s},$$

Q_r - granica plastyczności stali,

$$\mu - \text{wskaźnik zbrojenia} \quad \mu = \frac{F_z}{F_b}.$$

Przekrój pierścienia cienkościennego

$$F_{b1} = b \cdot g_1 = \frac{T_1 \cdot s}{R_s (1 + \mu_1 \beta_r)}$$

stąd grubość pierścienia

$$g_1 = \frac{T_1 \cdot s}{b \cdot R_s (1 + \mu_1 \beta_r)} \quad (19)$$

przekrój stali

$$F_{z1} = \frac{T_1 \cdot s - b \cdot g_1 \cdot R_s}{Q_r} \quad (20)$$

Analogicznie przekrój żebra pierścieniowego

$$F_{b2} = a \cdot g_2 = \frac{T_2 \cdot s}{R_s (1 + \mu_2 \beta_r)}$$

stąd grubość żebra

$$g_2 = \frac{T_2 \cdot s}{a \cdot R_s (1 + \mu_2 \cdot \beta_r)} \quad (21)$$

przekrój stali

$$F_{z2} = \frac{T_2 \cdot s - a \cdot g_2 \cdot R_s}{\sigma_r} \quad (22)$$

Potrzebny przekrój stali z uwagi na działanie pionowych sił rozciągających określić można z warunku niedopuszczenia do rozwarcia rys

$$N \cdot s_r = F_1 \cdot R_r + \zeta_{br} \cdot E_z \cdot F_z$$

stąd

$$F_z = \frac{N \cdot s_r - F_1 \cdot R_r}{\zeta_{br} \cdot E_z} \quad (23)$$

gdzie:

- N - pionowa siła rozciągająca działająca na przekrój poziomy jednego elementu,
- s_r - współczynnik pewności na zarysowanie wg PN-56/B-03260 $s_r = 1,3$,
- F_1 - przekrój poziomy jednego elementu,
- R_r - wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- ζ_{br} - odkształcenie graniczne betonu przed rozwarciem rys przyjmowane wg cytowanej wyżej normy $\zeta_{br} = 0,0001$,
- E_z - moduł sprężystości stali.

W przypadku zastosowania wyłącznie zbrojenia siatkowego powinno zachodzić

$$F_z < F_{z1} + F_{z2} \quad (24)$$

3.1.2.2. Określenie parcia krytycznego

Wstępna obudowa szybowa poddana parciu świeżego betonu pracuje w warunkach braku podparcia, z uwagi na zwiększenie się pola powierzchni zewnętrznego płaszcza betonowego przy eliptycznej deformacji obudowy.

Parcie krytyczne dla rury swobodnej jednorodnej wynosi

$$P_{kr} = \frac{3EI}{R^3 (1-\nu^2)} \quad (25)$$

gdzie:

- E - moduł sprężystości materiału,
- I - moment bezwładności przekroju,
- R - promień zewnętrzny,
- ν - współczynnik Poissona.

Chcąc adaptować powyższy wzór do pierścienia złożonego z segmentów należy wprowadzić pojęcie zastępczego pierścienia jednorodnego, który posiadałby identyczną odkształcalność. Załóżmy, że na dwa sąsiednie segmenty działa moment ΔM , spowoduje on ugięcie segmentu AB o kąt $\Delta\varphi_s$ oraz wzajemny obrót obydwu segmentów o $\Delta\varphi_t$.

Ugięcie segmentu AB

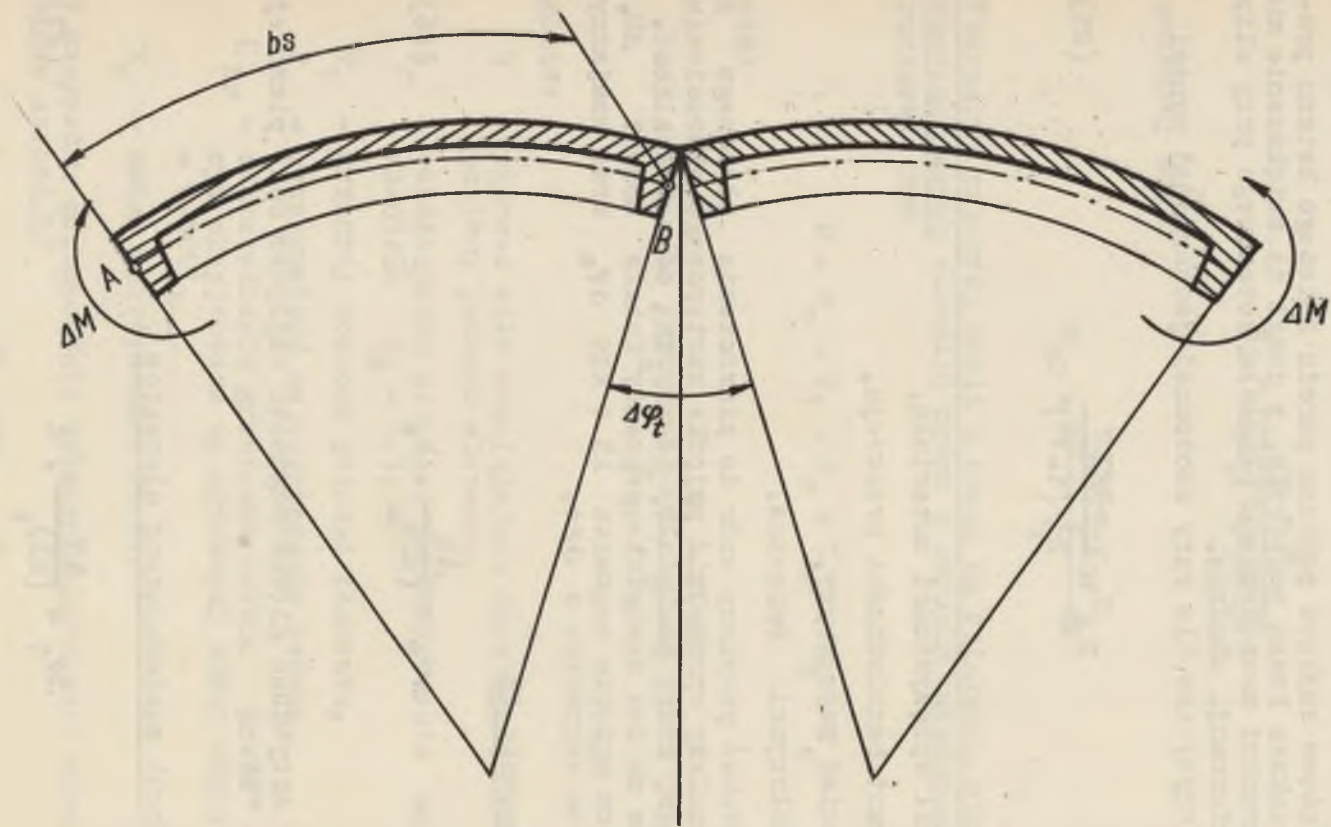
$$\Delta\varphi_s = \frac{\Delta M}{(EI)_s} \cdot b_s \quad (26)$$

gdzie:

$(EI)_s$ - sztywność giętna segmentu względem osi pionowej "z"

Wzajemny obrót sąsiadujących elementów

$$\Delta\varphi_t = \frac{\Delta M}{(EI)_p} \cdot d \quad (27)$$



Rys. 4. Odkształcenia pierścienia segmentowego

gdzie:

- $(EI)_p$ - sztywność giętna połączenia,
 d - grubość przekładki.

Ugięcie odcinka zastępczego pierścienia jednorodnego

$$\Delta\varphi_m = \frac{\Delta M}{(EI)_m} \cdot b_s \quad (28)$$

gdzie:

- $(EI)_m$ - sztywność giętna pierścienia jednorodnego

Warunek równości odkształceń

$$\Delta\varphi_m = \Delta\varphi_s + \Delta\varphi_t \quad (29)$$

przyjmuje postać

$$\frac{\Delta M}{(EI)_m} \cdot b_s = \frac{\Delta M}{(EI)_s} \cdot b_s + \frac{\Delta M}{(EI)_p} \cdot d$$

oznaczając przez

$$\psi = \frac{(EI)_p}{d} \quad (30)$$

oraz

$$b_s = \frac{2\sqrt{r}}{z} \quad (31)$$

gdzie:

- r - promień środka ciężkości segmentu,
 z - ilość segmentów w pierścieniu,

otrzymamy szukaną sztywność zastępczego pierścienia jednorodnego

$$(EI)_m = \frac{2\pi \cdot r \cdot \psi (EI)_s}{2\pi \cdot r \cdot \psi + z \cdot (EI)_s} \quad (32)$$

oznaczając

$$k_f = \frac{(EI)_m}{(EI)_s} = \frac{2\pi \cdot r \cdot \psi}{2\pi \cdot r \cdot \psi + z \cdot (EI)_s} \quad (33)$$

otrzymamy ostatecznie

$$P_{kr} = \frac{3 \cdot k_f \cdot (EI)_s}{R^3 (1 - \nu^2)} \quad (34)$$

Sztywność giętna połączenia

W celu określenia sztywności giętej połączenia należy rozpatrzyć warunki równowagi.

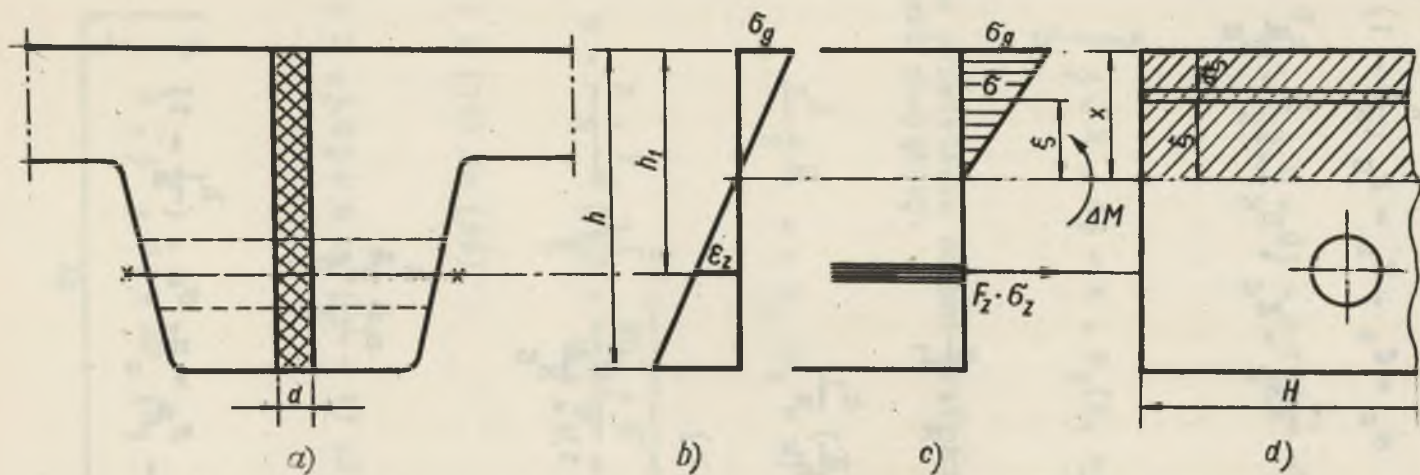
Warunek równowagi sił:

$$\int_0^x \sigma \cdot H \cdot dz - \sigma_z \cdot F_z = 0 \quad (35)$$

Warunek równowagi momentów

$$\int_0^x \sigma \cdot H \cdot dz \cdot z + \sigma_z \cdot F_z (h_1 - x) = M \quad (36)$$

$$\sigma = \sigma_g \cdot \frac{z}{x} \quad (37)$$



Rys. 5. Połączenie segmentów:

a) przekrój poprzeczny, b) rozkład odkształceń, c) bryła naprężeń, d) widok

$$\sigma_z = \epsilon_z \cdot E_z = \epsilon_g \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right) \cdot E_z$$

$$\sigma_g = \epsilon_g \cdot E_g \rightarrow \epsilon_g = \frac{\sigma_g}{E_g}$$

Z proporcji:

$$\frac{\epsilon_g}{\epsilon_g + \epsilon_z} = \frac{x}{h_1}$$

$$\epsilon_g = \epsilon_g \frac{x}{h_1} + \epsilon_z \cdot \frac{x}{h_1}$$

$$\epsilon_z = \epsilon_g \left(1 - \frac{x}{h_1} \right) \frac{h_1}{x}$$

$$\epsilon_z = \epsilon_g \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right)$$

$$\sigma_z = \sigma_g \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right) \cdot \frac{E_z}{E_g}$$

oznaczając

$$n = \frac{E_z}{E_g} \tag{38}$$

otrzymamy

$$\sigma_z = n \cdot \sigma_g \cdot \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right) \tag{39}$$

podstawiając (37) i (39) do (35) otrzymamy

$$\int_0^x \sigma_g \cdot \frac{z}{x} \cdot H \cdot dz - n \sigma_g \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right) F_z = 0$$

$$\int_0^x z \cdot H \cdot dz - n \cdot F_z (h_1 - x) \quad (40)$$

równanie powyższe przedstawia moment statyczny przekroju złącza względem osi obojętnej.

$$\frac{x^2}{2} \cdot H = n F_z (h_1 - x)$$

stąd

$$x = \frac{n \cdot F_z}{H} \left(\sqrt{1 + \frac{2h_1 \cdot H}{n \cdot F_z}} - 1 \right) \quad (41)$$

podstawiając (37) i (39) do (36)

$$\int_0^x \sigma_g \cdot \frac{z}{x} \cdot H \cdot z \cdot dz + n \sigma_g \left(\frac{h_1}{x} - 1 \right) \cdot F_z (h_1 - x) = M$$

$$\frac{\sigma_g}{x} \left[\underbrace{\int_0^x H \cdot z^2 \cdot dz + n F_z (h_1 - x)^2}_{I_p} \right] = M$$

Moment bezwładności przekroju

$$I_p = \int_0^x H \cdot z^2 dz + n F_z (h_1 - x)^2 \quad (42)$$

stąd

$$I_p = \frac{M \cdot x^3}{3} + n F_z (h_1 - x)^2 \quad (43)$$

LITERATURA

- [1] Kostrz J.: "Głębienie szybów specjalnymi metodami" Katowice 1964 r.
- [2] Armociement i armociementnyje konstrukcji: Sbornik statiej 1959 r.
- [3] Kuczyński W., Walkus R.: "Wstęp do poznania żelbetu o zbrojeniu rozproszonym" - Inżynieria i Budownictwo Nr 5 1963 r.
- [4] Chudek M., Rułka K.: "Siatkobeton w budownictwie podziemnym kopalń" - Zeszyty Pol. Śląskiej 1965 r.

МЕТОД ПРОЕКТИРОВАНИЯ СБОРНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЙ КРЕПИ
ИЗ СЕТКОБЕТОНА (ЧАСТЬ II)

Р е з ю м е

В работе дается короткое описание проект новой предварительной крепи стволов шахт из сборных сеткобетонных элементов. Приводятся исходные данные и выводятся формулы позволяющие выполнять проекты таких крепей.

METHOD OF DESIGNING THE PREFABRICATED PRELIMINARY LINING
MADE OF PRESTRESSED NETWORK CONCRETE. (PART II)

S u m m a r y

In the paper the design of a new preliminary lining of shafts based on the prefabricated prestressed network concrete has been described. Assumptions were given and formulas enabling the designing of the mentioned linings were derived.