

MIROSLAW CHUDEK

OBUDOWA KOMBINOWANA (MUROWO-STALOWA)
POZIOMYCH WYROBISK GÓRNICZYCH

Streszczenie. W pracy scharakteryzowano obudowę kombinowaną korytarzowych wyrobisk poziomych oraz podjęto próbę obliczania tej obudowy.

1. Charakterystyka i zastosowanie obudowy kombinowanej

Przez obudowę kombinowaną rozumie się obudowę składającą się z obudowy stalowej oraz z obudowy murowej. Jako obudowy stalowej używa się łuków TH (LP). Rolę obudowy murowej zwykle spełniają beton lub cegła. Grubość obudowy murowej waha się do 0,6 m. Obudowę kombinowaną głównie wykonuje się w wyrobiskach korytarzowych:

- a) w trudnych warunkach geologicznych: uskoki, zaburzenia tektoniczne, bliskie sąsiedztwo nadkładu, strefy wzmoczonego ciśnienia,
- b) w strefach zawałowych.

Stosowanie tej obudowy w przemyśle węglowym jest ograniczone ze względu na znaczne koszty. Dlatego obudowę tę stosuje się w takich warunkach gdy, inne tańsze obudowy nie spełniają swego zadania. Sama obudowa jest droższa od innych obudów. Także wykonawstwo tej obudowy jest drogie ze względu na mały postęp robót.

W chwili obecnej obudowę tę wykonuje się na niewielu kopalniach: a między innymi na kop. "1 Maja", "Jastrzębie", "Wesoła". Początkowe próby na kopalni "Wesoła" zakończyły się niepowodzeniem. Obudowa ta była wykonana nieprawidłowo i dlatego po pewnym czasie pękła. Okazało się, że szalunek przykładano bezpośrednio do łuków i betonowano przestrzeń między łukami. W ten sposób od strony wewnętrznej łuków nie było warstwy betonu. Beton z obudową stalową w ogóle nie współpracował. Po zapoznaniu się z technologią wykonywania tej obudowy na kop. "1 Maja" oraz po analizie przyczyn uszkodzeń obudowy pozostawiono warstwę co najmniej 0,1 m od strony wewnętrznej łuków. Od tej chwili obudowa betonowa nie pękała i spełniała swoje zadania.

2. Przykłady stosowania obudowy kombinowanej na kop. "1 Maja"

2.1. Przekop do szybu IV i od szybu IV na zbiecie poz. 410 m

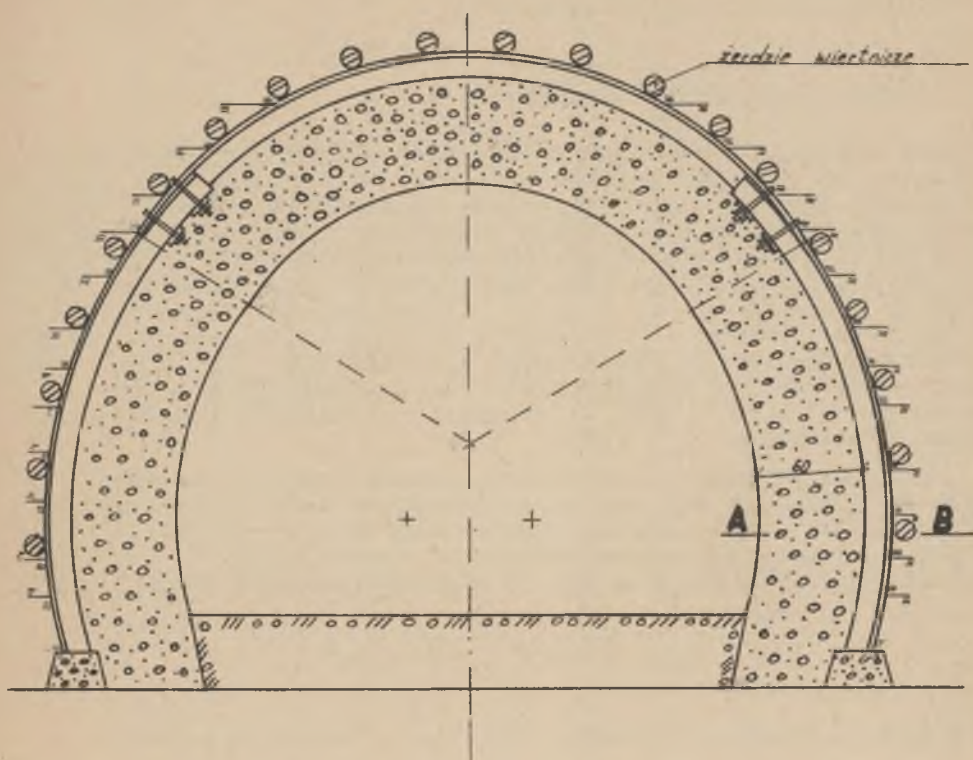
Drażono w rejonie dość silnie zaburzonym tektonicznie, a na odcinku pomiędzy uskokiem północnym ($h = 150$ m), a uskokiem o wysokości zrzutu $h = 50$ m - w ławicy gazonośnego piaskowca występującego nad pokładem 623.

W czasie drażenia obserwowano wzmożone wydzielanie się metanu, a przy przebijaniu stref uskokowych zwiększone dopływy wody i wzmożone ciśnienia. Dla bezpiecznego drażenia przekopu wykonywano otwory wyprzedzające. W przekopie tym stosowano obudowę stalową oraz obudowę kombinowaną. Poprzez strefę zawału przechodzą obudowę kombinowaną. Łączna długość obudowy kombinowanej w strefie zawałowej wyniosła 45 mb. W strefie zawału stosowano obudowę stalową zagęszczoną. Odstęp między łukami wynosił 0,3 m. Grubość obudowy kombinowanej waha się od 0,5 m do 0,6 m. Likwidacją zawału zajmowała się specjalna brygada ze sprzętem wiertniczym. Na obrysie chodnika wiercono kilkanaście otworów wiertniczych do głębokości 20 m. W otworach tych pozostawiono żerdzie wiertnicze (rys. 1), które spełniały rolę wspornika dla zawału oraz okładzin. Następnie przystępowano do wybierania skały. W odległości co 0,3 m zabudowano odrzwia stalowe. Po likwidacji zawału przystępowano do wykonywania obudowy betonowej w odcinkach 6 m.

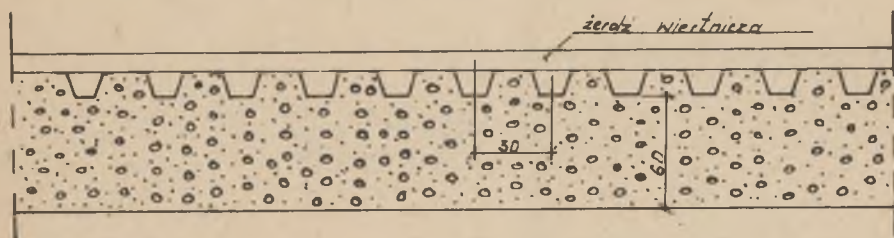
2.2. Przekop północny poz. 410 m

Przebijają warstwy występujące pomiędzy pokładem 614 a 606 zbudowane z piaskowców i pokładów węgla. Z uwagi na brak dokładnego rozeznania stosunków wodnych i gazowych przy drażeniu przekopu wykonywano otwory wyprzedzające. W partiach zaburzonych stosowano obudowę kombinowaną stawiając odrzwia stalowe w odległości co 0,5 m oraz obudowę betonową grubości od 0,4 do 0,5 m. Do betonu używano cementu portlandzkiego marki 250. Wytrzymałość betonu na ściskanie $R = 170$ kg/cm². Betonowano odcinkami 6 m.

Szalunek do betonowania stanowiły krążyny stalowe i deskowanie drewniane. Beton wykonywano na dole w przekopie w betoniarni o pojemności 150 litrów, skąd podawarką pneumatyczną i rurami o średnicy 150 mm był dostarczany za szalunek. Przesuw betonu w rurach odbywa się pod działaniem sprężonego powietrza o ciś. 4 atn. Do łączenia 3 m odcinków rur używano szybkozłączy. Maksymalny zasięg betoniarki z jednego stanowiska wynosił 100 m. Przy betonowaniu było zatrudnionych czterech ludzi: dwóch nakładało kruszywo do kosza betoniarki, jeden donosił cement, a jeden obsługiwał betoniarkę i podawarkę pneumatyczną.



PRZEKRÓJ A-B



Rys. 1. Obudowa w przekrobie do szybu IV w obrębie strefy za-
wałowej

3. Obliczenia obudowy kombinowanej

3.1. Ustalenie obciążeń na obudowę

W celu obliczenia obudowy kombinowanej należy wyznaczyć obciążenia na tę obudowę. Najniekorzystniejsze warunki w jakich stosowana jest obudowa kombinowana to strefy zawałowe. Dookoła wyrobiska wytwarza się w takim przypadku obszar skały spekannej, która swym ciężarem obciąża obudowę zarówno w kierunku pionowym jak i poziomym. Dla wyznaczenia tego obciążenia prowadzimy z punktu A i B (rys. 2) pod kątem $(45^\circ + \frac{\varrho}{2})$ do poziomu linie proste AD i BE, aż do przecięcia się z linią poziomą przechodzącą przez punkt wierzchołkowy C. Przy czym jest to kąt tarcia wewnętrzznego. Dla rozkruszonego łupku i piaskowca $\varrho = 56^\circ - 64^\circ$, a wskaźnik zwięzłości rozkruszonego łupku i piaskowca $f = 1,5-2$.

Ponieważ górotwór w strefach zaburzeń zawiera znaczną ilość wody dlatego kąt tarcia wewnętrzznego znacznie się zmniejsza w wyniku czego powstaje silne ciśnienie na obudowę. Dla łupku i piaskowca rozkruszonego oraz nawodnionego $\varrho = 30^\circ$, wskaźnik zwięzłości $f = 0,6$ ciężar objętościowy $\gamma = 1,5 \text{ T/m}^3$.

$$45^\circ + \frac{\varrho}{2} = 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} = 60^\circ$$

Następnie rysujemy parabolę DHE, której wysokość wynosi:

$$CH = \frac{CE}{f} = \frac{CE}{\text{tg}\varrho} \quad (1)$$

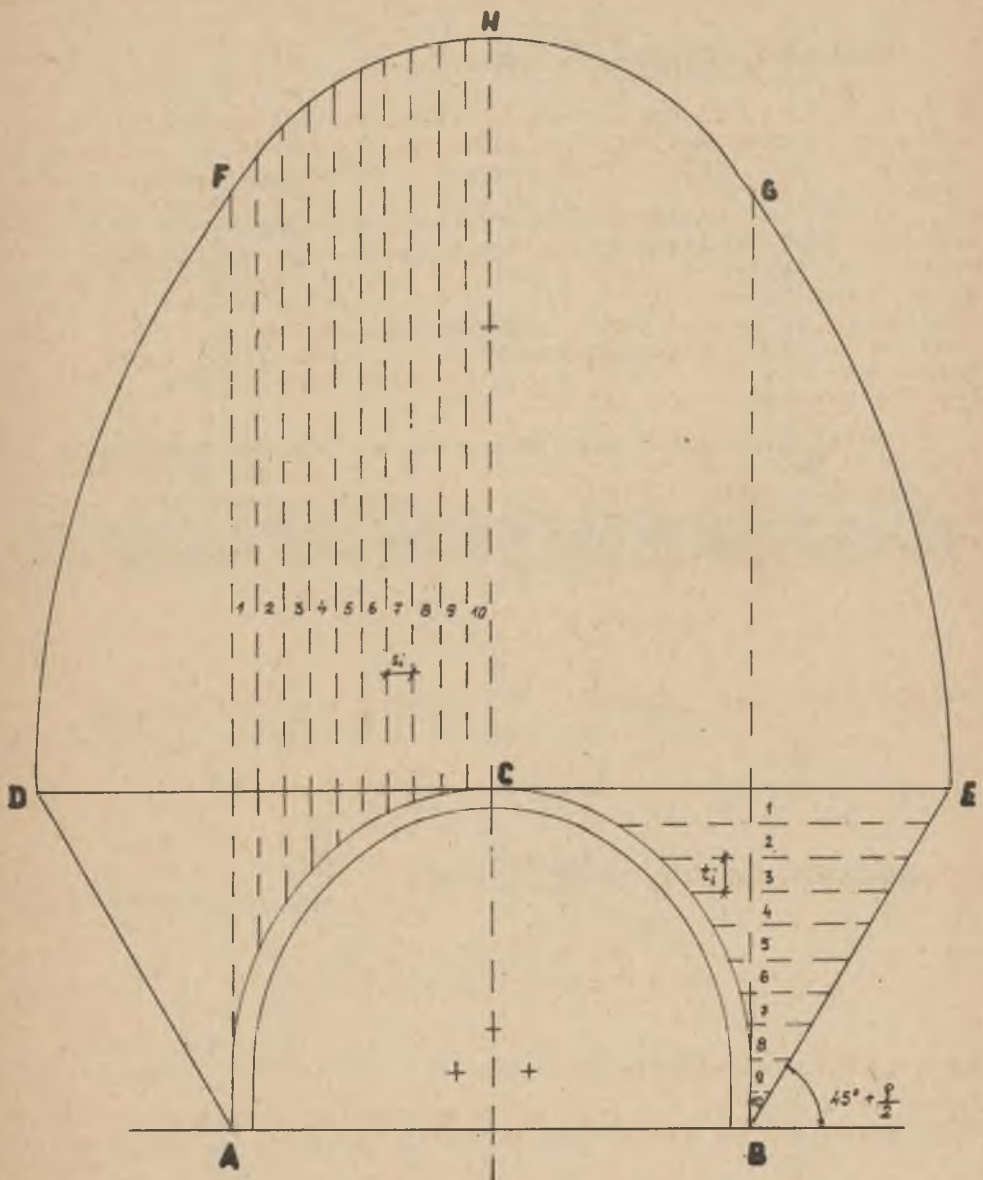
po wstawieniu wartości za CE otrzymamy

$$CH = \frac{\frac{a}{2} + b \text{ ctg} (45^\circ + \frac{\varrho}{2})}{f} \quad (2)$$

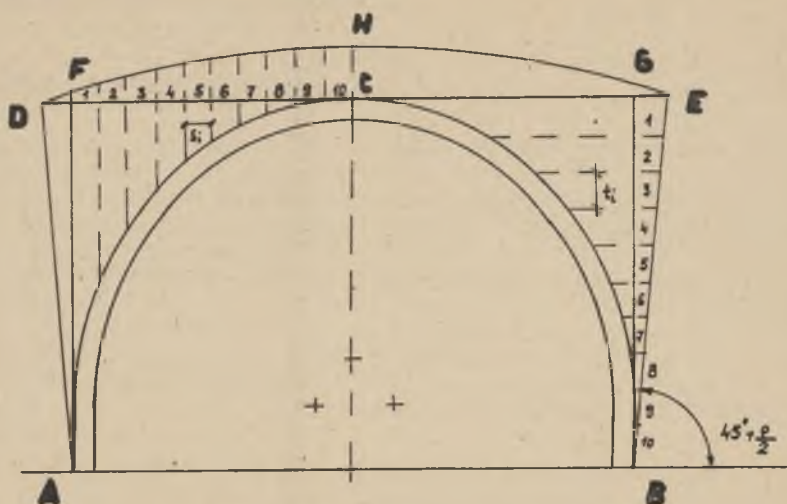
Dla wyrobiska w obudowie np.

ŁP - 7 ($a = 4,52 \text{ m}$, $b = 3,06 \text{ m}$) - wykonanego w skałach o $f = 0,6$ (rys. 2a) po wstawieniu wartości do wzoru (2) otrzymamy,

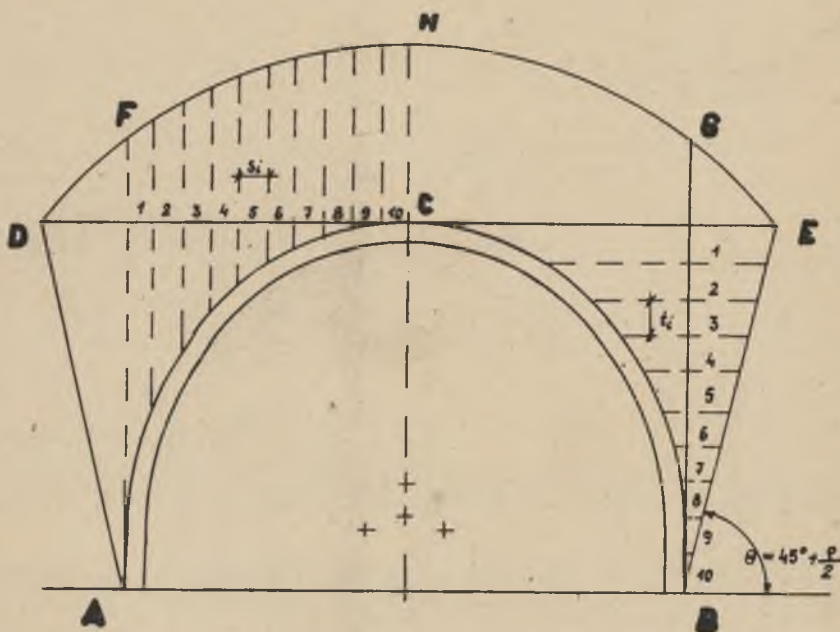
$$CH = \frac{\frac{4,52}{2} + 3,06 \text{ ctg } 60^\circ}{0,6} = 6,71 \text{ m.}$$



Rys. 2a. Schematy obciążeń na obudowę wyrobisk korytarzowych wykonanych w obudowie LP-7, w skałach o wskaźniku zwięzłości: $f = 0,6$



Rys. 2b. Schematy obciążeń na obudowę wyrobisk korytarzowych wykonanych w obudowie LP-7, w skałach o wskaźniku zwięzłości: $f = 2$



Rys. 2c. Schematy obciążeń na obudowę wyrobisk korytarzowych wykonanych w obudowie LP-7, w skałach o wskaźniku zwięzłości: $f = 6$

Pionowe obciążenie obudowy stanowi ciężar partii górotworu AFGB, natomiast obciążenie poziome jest wynikiem obsuwania się skał wzdłuż płaszczyzn AD i BE. W punkcie H działa na obudowę ciśnienie pionowe $P'_z = \gamma \cdot W_i$ oraz ciśnienie poziome

$$P'_x = \gamma \cdot W_i \cdot \frac{1}{c}$$

gdzie:

γ - ciężar właściwy skał w (kg/m^3),

W_i - wysokość sklepienia obciążającego w (m),

c - współczynnik zależny od kąta tarcia wewnętrznego

$$c = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \quad (3)$$

Zestawienie obciążeń

Dla obliczenia obciążenia dzielimy pole strefy zaburzenia DEH na szereg równoległych pasków pionowych - o szerokości S_i i pasków poziomych o szerokości t_i . Parcie pionowe wynosi:

$$q_i = \gamma \cdot W_i \cdot S_i$$

Parcie całkowite na obudowę w kierunku pionowym

$$Q = \sum \gamma \cdot W_i \cdot S_i \quad (4)$$

Parcie poziome na obudowę

$$h_i = \gamma \cdot \frac{W_i}{c} \cdot t_i$$

Parcie całkowite na obudowę w kierunku poziomym

$$H = \sum \frac{\gamma}{c} \cdot W_i \cdot t_i \quad (5)$$

Obliczenia obciążeń pionowych (rys. 2a) zestawiono w tablicy 1, a obciążeń poziomych w tablicy 2.

Tablica 1

Zestawienie obciążeń pionowych wyrobiska drążonego
w obudowie LP 7 w skałach o $f = 0,6$

Pasek pionowy	γ (kg/m^3)	W_i (m)	S_i (m)	q_1 (kg/m)	U w a g i
1	1500	7,2	0,226	2440,8	
2	1500	6,9	0,226	2339,1	
3	1500	6,85	0,226	2322,15	
4	1500	6,8	0,226	2305,20	
5	1500	6,78	0,226	2298,42	
6	1500	6,76	0,226	2291,64	
7	1500	6,74	0,226	2284,86	
8	1500	6,73	0,226	2281,47	
9	1500	6,72	0,226	2278,08	
10	1500	6,71	0,226	2274,69	
Obciążenie całkowite $Q = 2 \cdot 23.116,41 = 46.232,82$					

Tablica 2

Zestawienie obciążeń poziomych wyrobiska drążonego
w obudowie LP-7 w skałach o $f = 0,6$

Pasek poziomy	γ (kg/m^3)	W_i (m)	t_i (m)	C	h_1 (kg/m)	U w a g i
1	1500	6,7	0,306	3	1025,1	
2	1500	6,76	0,306	3	1034,28	
3	1500	6,8	0,306	3	1040,4	
4	1500	6,86	0,306	3	1049,58	
5	1500	6,9	0,306	3	1055,7	
6	1500	7,1	0,306	3	1086,3	
7	1500	7,3	0,306	3	1116,9	
8	1500	7,5	0,306	3	1147,5	
9	1500	7,8	0,306	3	1193,4	
10	1500	8,15	0,306	3	1246,95	
Obciążenie całkowite $H = 2 \cdot 10.996,11 = 21.992,22$						

Wielkość c zgodnie ze wzorem (3) wyniesie

$$c = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

Całkowite obciążenie na obudowę w kierunku pionowym $Q = 46232,82 \text{ kg/m}$, a w kierunku poziomym $H = 21.992,22 \text{ kg/m}$. Obciążenie całkowite na obudowę będzie wypadkową obciążenia pionowego i obciążenia poziomego. Zatem

$$P = \sqrt{Q^2 + H^2} \quad (6)$$

po wstawieniu wielkości za Q i H otrzymamy

$$P = \sqrt{46232,82^2 + 21992,22^2} = 51200 \text{ kg/m}$$

3.2. Ustalenie schematu statycznego i obliczenie wartości statycznych

Ponieważ odrzwia stalowe oraz obudowa murowa umieszczone są w gniazdkach o niewielkiej głębokości ($IP = 0,2 \text{ m}$, mur $= 0,4 \text{ m}$), dlatego należy się liczyć z możliwością nieznacznego ich obrotu, a co zatem idzie, przyjmując w obliczeniach takie podparcie za przegubowe nieprzesuwne. Podparcie przegubowe nieprzesuwne pozwala na swobodny obrót płaszczyzny przekroju końcowego obudowy w punkcie podparcia, dookoła przegubu znajdującego się w środku ciężkości tegoż przekroju podporowego. Nie pozwala ono jednak na przemieszczenie się podpieranego końca obudowy. Dzięki nie możliwości przesuwu powstają na podporach reakcje podporowe tj. oddziaływania podpór poprzez przeguby na końcu obudowy. Reakcja podporowa leży w płaszczyźnie działania sił zewnętrznych. Podparcie przegubowe nieprzesuwne powoduje pojawienie się dwóch niewiadomych, reakcji poziomej H_A i reakcji pionowej Q_A . W łuku przegubowym występują cztery niewiadome. Ze względu na symetrię łuku i symetrię obciążenia reakcje podpór są sobie równe i wynoszą:

$$H_A = H_B$$

$$Q_A = Q_B$$

W celu wyznaczenia reakcji podpór układamy równania równowagi układu

$$\sum X = H_A - \sum_{i=1}^{10} \gamma_i = 0 \quad (7)$$

gdzie:

$$H_A = 10996,11 \text{ kG/m (dla rozważanego wyrobiska i obudowy).}$$

$$\sum Y = Q_A - \sum_{i=1}^{10} q_i = 0 \quad (8)$$

gdzie:

$$Q_A = 23116,41 \text{ kG/m (dla danego przykładu).}$$

3.3. Obliczanie sił podłużnych oraz momentów zginających

Siłą podłużną w przekroju nazywamy sumę rzutów sił działających z jednej strony tego przekroju (np. z lewej) na kierunku prostopadły do przekroju

$$N = Q_A \sin \varphi - H_A \cos \varphi - \sum q_i \sin \varphi + \sum h_i \cos \varphi \quad (9)$$

gdzie:

φ - oznacza kąt stycznej do osi łuku względem poziomej osi X.

Stosując zasadę superpozycji możemy znaleźć siłę podłużną w dowolnym przekroju poprzecznym jako sumę algebraiczną siły podłużnej wywołanej siłami pionowymi Q_A i q_i oraz siły podłużnej wywołanej siłami poziomymi H_A i h_i , zatem

$$N_q = Q_A \sin \varphi - \sum q_i \sin \varphi = \sin \varphi (Q_A - \sum q_i) \quad (10)$$

$$N_h = \sum h_i \cos \varphi - H_A \cos \varphi = \cos \varphi (\sum h_i - H_A) \quad (11)$$

$$N = N_q + N_h \quad (12)$$

W celu wyznaczenia kąta należy zróżniczkować równanie łuku. Punkty na łuku IP-7 spełniają równanie:

$$\frac{x^2}{2,26^2} + \frac{y^2}{2,55^2} = 1$$

$$y = \sqrt{2,55^2 - \frac{2,55^2}{2,26^2} x^2}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = -1,13 \frac{x}{5,10 - x^2}$$

Kąt φ będzie dodatni na lewo od zwrotnika C, a ujemny na prawo. Obliczenia siły podłużnej N_q zestawiono w tabelicy 3, a siły podłużnej N_h zestawiono w tabelicy 4. Momentem zginającym w przekroju nazywa się sumę momentów sił działających na łuk z jednej strony tego przekroju (np. z lewej) względem jego środka.

Tablica 3

Obliczenia siły podłużnej wywołanej siłami pionowymi

	X (m)	φ	Q_A	$\sum q_i$	N_q
1	2,26	90°	23.116,41	0	23.116,41
2	2,147	74°	23.116,41	2.440,8	19.900
3	1,921	61° 40'	23.116,41	4.779,9	16.130
4	1,695	53° 50'	23.116,41	7.102,05	12.950
5	1,469	44° 30'	23.116,41	9.407,25	9.610
6	1,243	36° 40'	23.116,41	11.705,67	6.060
7	1,017	29° 40'	23.116,41	13.997,31	4.520
8	0,791	22° 50'	23.116,41	16.282,17	2.640
9	0,565	16° 20'	23.116,41	18.563,64	1.280
10	0,339	9° 50'	23.116,41	20.841,72	388
11	0,113	2° 55'	23.116,41	23.116,41	0

Tablica 4

Obliczenie siły podłużnej wywołanej siłami poziomymi

	X (m)		φ	H_A	$\sum h_i$	N_h
1	2,26		90°	10.996,11	0	0
2	2,26		90°	10.996,11	1.246,95	0
3	2,26		90°	10.996,11	2.440,35	0
4	2,24	83°	35	10.996,11	3.587,85	- 828
5	2,20	78°	30	10.996,11	4.704,75	-1250
6	2,15	74°		10.996,11	5.791,05	-1430
7	1,99	64°		10.996,11	6.846,75	-1770
8	1,82	56°	50	10.996,11	7.896,33	-1700
9	1,67	51°		10.996,11	8.936,73	-1290
10	1,35	40°	10	10.996,11	9.971,01	- 782
11	0,62	17°	50	10.996,11	10.996,11	0

Zatem

$$M = Q_A \cdot X_A + H_A \cdot Y_A - \sum q_i \cdot X_i - h_i \cdot Y_i \quad (13)$$

Wykorzystując zasadę superpozycji możemy znaleźć moment zginający w dowolnym przekroju poprzecznym jako sumę algebraiczną momentu zginającego wywołanego siłami pionowymi Q_A i q_i oraz momentu zginającego wywołanego siłami poziomymi H_A i h_i .

$$M_q = Q_A X_A - \sum q_i X_i \quad (14)$$

$$M_h = H_A Y_A - \sum h_i Y_i \quad (15)$$

$$M = M_q + M_h \quad (16)$$

Obliczenia momentu zginającego M_q zestawiono w tablicy 5, a momentu zginającego M_h w tablicy 6.

Tablica 5

Obliczenia momentu zginającego wywołanego siłami pionowymi

	Q_A	X_A	$\sum q_i X_i$	M_q
1	23.116,41	0.113	0	2.610
2	23.116,41	0.339	552	7.288
3	23.116,41	0.565	1.632	11.418
4	23.116,41	0.791	3.237	15.063
5	23.116,41	1.017	5.364	18.086
6	23.116,41	1.243	8.011	20.769
7	23.116,41	1.469	11.176	22.724
8	23.116,41	1.695	14.858	24.342
9	23.116,41	1.921	19.056	25.374
10	23.116,41	2.147	23.769	25.831
11	23.116,41	2.26	26.337	25.863

Tablica 6

Obliczenia momentu zginającego wywołanego siłami poziomymi

	H_A	Y_A	$\sum h_i y_i$	M_h
1	10.996,11	0.153	0	1.680
2	10.996,11	0.459	381	4.669
3	10.996,11	0.765	1.127	7.283
4	10.996,11	1.071	2.224	9.576
5	10.996,11	1.377	3.663	11.457
6	10.996,11	1.683	5.434	13.066
7	10.996,11	1.989	7.528	14.332
8	10.996,11	2.295	10.044	15.156
9	10.996,11	2.601	12.678	15.922
10	10.996,11	2.907	15.728	16.272
11	10.996,11	3.06	17.406	16.294

3.4. Obliczenia obudowy murowej

Należy wykonane sklepienie tunelowe powinno odpowiadać następującym warunkom:

- linia ciśnienia nie powinna wychodzić z rdzenia przekroju, wtedy bowiem nie występują w sklepieniu naprężenia rozciągające, których prefabrykaty na ogół nie wytrzymują,
- naprężenia ściskające nie powinny przekraczać wartości dopuszczalnych.

Dla określenia naprężeń w poszczególnych przekrojach sklepienia tunelowego wyznaczmy tzw. linię ciśnień. Jej punkty przecięcia są z poszczególnymi przekrojami są punktami zaczepienia wypadkowych wszystkich sił działających na dany przekrój, a styczne do niej w tych punktach podają kierunek tych wypadkowych. Najkorzystniejszy przypadek zajdzie wtedy, gdy w każdym przekroju wypadkowa przechodzi przez jego środek i jest do niego prostopadła, tzn. gdy linia ciśnienia pokrywa się z osią sklepienia tunelowego. Wówczas bowiem naprężenia styczne w przekroju znikają, a naprężenia normalne są ciśnieniami i rozkładają się równomiernie na cały przekrój. Gdy linia ciśnienia nie jest normalna do przekroju i nie przechodzi przez jego środek, wtedy występują naprężenia styczne, a naprężenia normalne rozkładają się nierównomiernie. Jeśli linia ciśnienia wychodzi z tzw. rdzenia przekroju tzn. środkowej $1/3$ jego części, to wtedy ciśnienia na pewnym odcinku przechodzą w rozciągania, co w dużym stopniu zmniejsza wytrzymałość obudowy.

Rdzeń w przekroju jest to część pola przekroju, w którym może się przesuwać punkt zaczepienia siły P nie wywołując na obwodzie przekroju, a tym samym nigdzie w jego przekroju naprężeń rozciągających. Naprężenia w łukach murowych obliczamy zwykle ze wzoru na nierównomierne ściskanie

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{h} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) \quad (16)$$

gdzie:

N - siła normalna do danego przekroju łuku,

e - mimośród siły N ,

h - wysokość przekroju łuku przy jego szerokości równej 1.

Przyjawszy we wzorze $e = \frac{1}{6} h$ otrzymamy $\sigma = 0$, tzn. że przy zaczepieniu siły podłużnej N w danym przekroju w odległości $\frac{1}{3} h$ od jednej z krawędzi, na drugiej powstają naprężenia rozciągające. Dla uniknięcia naprężeń rozciągających musi więc być siła podłużna zaczepiona w środku trzeciej części wysokości przekroju poprzecznego łuku. W celu wyznaczenia linii ciśnień należy obliczyć mimośród e siły N . Wielkości e i N uzależnione są od siebie równaniem (17)

$$e = \frac{M}{N} \quad (17)$$

gdzie:

M - oznacza moment zginający.

W zworniku C siła podłużna $N = 0$, natomiast moment zginający M jest maksymalny. W związku z tym w zworniku C linia cięńnięć wyjdzie z rdzenia przekroju, czyli w sklepieniu mурowym wystąpi rozciąganie.

$$M_c = M_q + M_h \quad (18)$$

$$M_c = 25\ 863 + 16\ 294 = 42\ 157\ \text{kGm}$$

$$r = \frac{M \max}{W} R_r \quad (19)$$

R_r - dla betonu marki $R_w = 170\ \text{kG/cm}^2$ wynosi $15,5\ \text{kG/cm}^2$

$$W = \frac{bx^2}{6} \quad \text{- dla przekroju prostokątnego}$$

Zatem wzór (19) można napisać w postaci skąd

$$\frac{M \max}{\frac{bx^2}{6}} \leq R_r$$

$$x \geq \sqrt{\frac{6 M \max}{b \cdot R_r}} \quad (20)$$

W rozpatrywanym przypadku otrzymamy

$$x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4215700}{100\text{cm} \cdot 15,5}} = 128\ \text{cm}$$

Taką grubość musiałaby mieć sama obudowa betonowa w wyrobisku korytarzowym wykonywanym w górotworze o własnościach poprzednio omówionych.

3.4. Obliczenie obudowy kombinowanej

Obudowy kombinowanej nie można uważać za konstrukcję żelbetową. W żelbecie beton chroni stal przed rdzewieniem izolując ją przed działaniem zewnętrznym i wchłaniając wilgoć. Dlatego wkładki stalowe muszą być całkowicie otulone betonem tymczasem łuki stalowe w strefach zawałowych przylegają bezpośrednio do górotworu.

Próba przybliżonego obliczenia obudowy kombinowanej

$$M \leq \sigma_z \cdot W_z + \sigma_b \cdot W_b \quad (21)$$

gdzie:

- σ_z - naprężenie dopuszczalne na rozciąganie dla stali,
 - M - maksymalny moment zginania,
 - W_z - wskaźnik wytrzymałości dla stali,
 - σ_b - naprężenia dopuszczalne na rozciąganie dla betonu,
 - W_b - wskaźnik wytrzymałości dla betonu.
- Przyjmując powyższe wielkości równe:

$$\sigma_z = 1800 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = R_R = 15,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_z = 50,6 \text{ cm}^2 \quad \text{dla KS 18 wg PN-H-93413,}$$

po wstawieniu do wzoru (21) otrzymamy

$$4215700 \leq 1800 \times 50,6 + 15,5 \times \frac{100 \cdot X^2}{6}$$

skąd

$$X \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4215700}{15,5 \cdot 100}} = 126 \text{ cm}$$

Z obliczeń wynika, że rola łuków w przenoszeniu obciążenia jest w zasadzie drugorzędna. Dlatego można obudowę stalową traktować jako obudowę tymczasową, a do obliczeń brać obudowę murową jako ostateczną. Powyższe obliczenia były przeprowadzone dla obciążeń najniekorzystniejszych. Obliczenia te miały na celu wykazać rolę poszczególnych obudów w przenoszeniu obciążeń. Poniżej przeprowadzono obliczenia dla strefy zawalowej w piaskowcu ($\varphi = 64^\circ$, $f = 2$, $\gamma = 2,4 \text{ T/m}^3$).

4. Obliczenie obudowy kombinowanej (rys. 2b)

4.1. Ustalenie obciążeń

Zakres strefy odprężonej określa kąt θ który w tym przypadku wynosi:

$$\theta = 45^\circ + \frac{64^\circ}{2} = 77^\circ$$

Wysokość strefy odprężonej zgodnie ze wzorem (2) wyniesie:

$$CH = \frac{2,26 + 3,06 \operatorname{ctg} 77^\circ}{2} = 1,48 \text{ m}$$

Wielkość obciążeń pionowych i poziomych dla wyrobiska jak na (rys. 2b) oblicza się podobnie jak w punkcie 3.1.

Tablica 7

Obliczenie obciążeń pionowych

Pasek pionowy	γ (kg/m^3)	W_i (m)	S_i (m)	q_i (kg/m)	U w a g i
1	2400	2,6	0,226	1410	Odrzwia LP=7 f=2
2	2400	2,2	0,226	1195	
3	2400	1,8	0,226	977	
4	2400	1,75	0,226	950	
5	2400	1,7	0,226	923	
6	2400	1,6	0,226	868	
7	2400	1,55	0,226	842	
8	2400	1,52	0,226	825	
9	2400	1,5	0,226	815	
10	2400	1,48	0,226	803	
Obciążenie całkowite $Q = 2 \cdot 9.608 = 19.216$					

Tablica 8

Obliczenia obciążeń poziomych

Pasek poziomy	γ (kG/m^3)	W_i (m)	t_i (m)	c	h_i (kG/m)	U w a g i
1	2400	1,55	0,306	18,76	60,7	Odrzwia LP=7 f=2
2	2400	1,75	0,306	18,76	68,5	
3	2400	1,9	0,306	18,76	74,4	
4	2400	2,05	0,306	18,76	80,3	
5	2400	2,25	0,306	18,76	88,1	
6	2400	2,5	0,306	18,76	98,0	
7	2400	2,7	0,306	18,76	105,9	
8	2400	3,0	0,306	18,76	117,6	
9	2400	3,3	0,306	18,76	129,2	
10	2400	3,6	0,306	18,76	141,0	
Obciążenie całkowite $H = 2 \cdot 963,7 = 1.927,4$						

4.2. Obliczenie wielkości statycznych, sił podłużnych oraz momentów zginających

Postępując podobnie jak w punkcie 3.2 otrzymamy:

$$H_A = 963,7 \text{ kG/m}$$

$$Q_A = 9608 \text{ kg/m}$$

Wykorzystując wzory (9), (10), (11), (12) można obliczyć wielkości siły podłużnej wywołanej siłami pionowymi oraz siłami poziomymi. Natomiast korzystając ze wzorów (14), (15), (16) można obliczyć moment zginający wywołany siłami pionowymi i poziomymi.

4.3. Obliczenie obudowy murowej i kombinowanej

Korzystając ze wzorów (18), (19), (20) otrzymamy szukaną grubość obudowy murowej

$$M_c = 9891 + 1252 = 11143 \text{ kGm}$$

$$x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1114300}{100 \cdot 15,5}} = 65,8 \text{ cm}$$

natomiast grubość obudowy kombinowanej wg rozważań objętych wzorem (21) wyniesie

$$11143000 \leq 1800 \cdot 50,6 + 15,5 \cdot \frac{100 \cdot x^2}{6}$$

skąd

$$x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 10233000}{15,5 \cdot 100}} = 63 \text{ cm}$$

Obliczenia grubości obudowy pokrywają się z grubością obudowy wykonaną w praktyce.

5. Obliczenie obudowy murowej i kombinowanej (rys. 2c)

5.1. Ustalenie obciążeń

Dla skał dość twardych (jak np. piaskowce zwykłe) wskaźnik zwięzłości $f = 6$

$$f = 6,$$

$$\varrho = 80^{\circ}30'$$

$$\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$$

Kąt θ określający zasięg strefy odprężonej wyniesie

$$\theta = 45 + \frac{80^{\circ}30'}{2} = 85^{\circ}15'$$

a wysokość strefy odprężonej wynikająca ze wzoru (2) będzie

$$CH = \frac{2,26 + 3,06 \operatorname{ctg} 85^{\circ}15'}{6} = 0,419 \text{ m}$$

Wielkości obciążeń pionowych dla warunków jak wyżej i wyrobiska jak na (rys. 2c) podano w tablicy 9 a poziomych w tablicy 10.

Tablica 9

Obliczenia obciążeń pionowych

Pasek pionowy	γ^s (kG/m^3)	W_i (m)	S_i (m)	Q_i (kG/m)	U w a g i
1	2500	1,85	0,226	1045	Odrzwia ŁP-7 f = 6
2	2500	1,4	0,226	791	
3	2500	1,05	0,226	594	
4	2500	0,87	0,226	492	
5	2500	0,75	0,226	424	
6	2500	0,6	0,226	340	
7	2500	0,54	0,226	306	
8	2500	0,48	0,226	272	
9	2500	0,45	0,226	261	
10	2500	0,42	0,226	238	
Obciążenie całkowite $Q = 2 \cdot 4.763 = 9.526$					

Tablica 10

Obliczenia obciążeń poziomych

Pasek poziomy	γ^s (kG/m^3)	W_i (m)	t_i (m)	c	h_i (kG/m)	U w a g i
1	2500	0,55	0,306	145	2,9	Odrzwia ŁP-7 f=6
2	2500	0,82	0,306	145	4,33	
3	2500	1,08	0,306	145	5,7	
4	2500	1,3	0,306	145	6,86	
5	2500	1,56	0,306	145	8,24	
6	2500	1,85	0,306	145	9,76	
7	2500	2,1	0,306	145	11,1	
8	2500	2,4	0,306	145	12,68	
9	2500	2,7	0,306	145	14,25	
10	2500	3,0	0,306	145	15,83	
Obciążenie całkowite $H = 2 \cdot 91,65 = 183,3$						

5.2. Obliczenie wartości statycznych, sił podłużnych oraz momentów zginających

Analogicznie jak w punkcie 3.2 w przypadku wyrobiska jak na (rys. 2c) otrzymano:

$$Q_A = 4763 \text{ kG/m}$$

$$H_A = 91,65 \text{ kG/m}$$

Obliczenie siły podłużnej wzorami (9), (10), (11), (12). Nato-
miast, obliczenia momentu zginającego zgodnie ze wzorami (14)
(15), (16) wywołanego siłami pionowymi i siłami poziomymi.

5.3. Obliczanie obudowy murowej z cegły cementowej

Wielkość M_c (18) dla warunków jak na (rys. 2c) wyniesie:

$$M_c = 3904 + 104,24 = 4008,24 \text{ kGm}$$

Naprężenie rozciągające przy zginaniu sprawdza się wzorem:

$$\sigma_r = \frac{M \max}{W} \leq k'_{rg}$$

gdzie:

k'_{rg} - dopuszczalne naprężenie rozciągające przy zginaniu.
Naprężenie dopuszczalne na rozciąganie przy zginaniu wyznacza się mnożąc wartości naprężenia podstawowego k_{rg} przez współczynniki poprawkowe m . Naprężenie podstawowe dla murów w przekroju przechodzącym przez spoiny i cegły przy wytrzymałości (klasie) cegły $R_c = 150 \text{ kG/cm}^2$ wynosi $k_{rg} = 2,8 \text{ kG/cm}^2$. (Tablice inżynierskie, t. III - Konstrukcje drewniane, mury, żelbetowe, stalowe, technologia betonu, konstrukcje wstępne sprężone, PWN 1955)

$$k'_{rg} = k_{rg} \cdot m_1 \cdot m_2$$

gdzie:

m_1 - współczynnik poprawkowy; przy należywym zapełnieniu zaprawą spoin,

$m_1 = 1,2$,

m_2 - współczynnik poprawkowy dla murów nietynkowanych,

$m_2 = 3,0$. Tablice inżynierskie, t. III, str. 149,

$k'_{Tg} = 2,8 \text{ kG/cm}^2 \cdot 1,2 \cdot 3,0 = 10,08 \text{ kG/cm}^2$.

Analogicznie jak ze wzorów (19), (20) otrzymamy

$$x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 400824}{100 \cdot 10,08}} = 48,84 \text{ cm}$$

Stosując do obudowy cegły grubość obudowy wyniosłaby 51cm/cegły + spoiwa).

5.4. Obliczenie obudowy kombinowanej

Korzystając ze wzoru (21) otrzymamy nierówność

$$400824 \leq 1800 \cdot 50,6 + 10,08 \cdot \frac{100 x^2}{6}$$

skąd

$$x \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 309744}{10,08 \cdot 100}} = 42,95 \text{ cm}$$

Obliczenia grubości obudowy pokrywają się z grubością obudowy wykonywaną w praktyce.

6. Ekonomiczna efektywność obudowy kombinowanej

Ocenę ekonomicznej efektywności obudowy ustala się poprzez określenie wskaźników charakteryzujących każdą z obudów. Charakterystykę tę otrzymamy z następujących wskaźników:

postęp przodka w m^3 miesiąc [Z]

koszt drążenia 1 m^3 wyrobiska w zł (m^3/k),

okres drążenia 1000 m^3 wyrobiskach w miesiącach (T)

całkowity koszt drążenia przekopów w zł (K).

Wskaźniki te dla przykładu zaczerpnięto dla średnich warunków z wyników uzyskanych przy budowie podszybia w obudowie kombinowanej kształtują się następująco:

- dla obudowy murowej:

$$Z_1 = 789 \text{ m}^3/\text{miesiąc},$$

$$k_1 = 310 \text{ zł/m}^3 \text{ (cena średnio ważona dla wyłomu i murów),}$$

$$T_1 = 1,27 \text{ miesiąca},$$

$$K_1 = 310 \text{ 000 zł},$$

- dla obudowy kombinowanej:

$$Z_2 = 1649 \text{ m}^3/\text{miesiąc},$$

$$k_2 = 243 \text{ zł (cena 1 m}^3 \text{ wyłomu w LP-9 wynosi 174 zł),}$$

obciążenie 1 m³ wyłomu z tytułu obudowy betonowej wynosi 69 zł,

$$T_2 = 0,61 \text{ miesiąca},$$

$$K_2 = 243 \text{ 000 zł}.$$

Przy ustalaniu wskaźników wzięto pod uwagę koszty robót bez uwzględnienia współczynników na warunki i czas pracy, koszty materiałów oraz bez narzutów kosztów ogólnych jak również obciążenia z rozliczeń preliminarza, które w zasadzie jednakowo obciążają oba rodzaje obudów. Stąd wskaźnik zaangażowania nakładów inwestycyjnych

$$\varphi = \frac{K}{T \cdot V} \left[\text{zł/miesiąc, } 1000 \text{ m}^3 \right]$$

dla poszczególnych obudów wyniesie przy obudowie murowej:

$$\varphi_1 = 24,4, \text{ a przy obudowie kombinowanej: } \varphi_2 = 39$$

Wskaźnik efektywności zaangażowania nakładów inwestycyjnych:

$$E = \frac{\varphi_2}{\varphi_1} \text{ wyniesie } E = 1,6.$$

Z powyższego wynika, że większy postęp robót jest przy stosowaniu obudowy kombinowanej, koszt jednostkowy niższy o około 130% oraz zaangażowanie nakładów inwestycyjnych wyższe o 60%, w porównaniu z obudową murową.

СМЕШАННАЯ КРЕПЬ (КИРПИЧНАЯ КЛАДКА И ЖЕЛЕЗО).
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Р е з ю м е

В работе описывается смешанная крепь горизонтальных штрековых горных выработок. Произведена попытка расчета этой крепи.

COMBINED TIMBERING (STONE AND STEEL) OF MINING HORIZONTAL
DRIFTS

S u m m a r y

In the present work the combined timbering of mining horizontal drifts has been characterized and also attempts at calculating this timbering have been included.