

Czesław LEWINOWSKI

PRZYCZYNY ZNISZCZENIA KONSTRUKCJI JEZDNI DROGOWYCH
Z BETONU CEMENTOWEGO

Streszczenie. W opracowaniu dokonano analizy przyczyn przedwczesnego zniszczenia konstrukcji nawierzchni drogowej z betonu cementowego dwóch dróg wewnątrzskładowych - o łącznej długości około 3200 m oraz przedstawiono sposób ich wzmocnienia, który umożliwi ich normalną eksploatację.

1. WSTĘP

Nawierzchnia z betonu cementowego jest to konstrukcja jezdni drogowej, która odkształca się sprężysto pod obciążeniem ruchu samochodowego, a wartość ugięcia sprężystego - pod kołem samochodu o obciążeniu $P_s = 50$ kN, jest mniejsza od 0,50 mm.

Trwałość tych nawierzchni określa się na 40 lat i znajdują one zastosowanie przy budowie dróg, na których przewidywana jest klasa obciążenia średnia, cięższa lub bardzo ciężka, a wyrażona w tzw. pojazdach porównawczych $N_{por} = 100$ kN/oś.

W tablicy 1 zestawiono wg 3 wartości obciążenia dla poszczególnych klas obciążenia na jeden pas ruchu w okresie 24 godzin oraz w okresie 40 lat.

Tablica 1

Podział obciążenia na klasy

Klasa obciążenia	Liczba samochodów porównawczych na obliczeniowy pas ruchu w okresie	
	24 godzin	40 lat
1	2	3
3 (średnia)	100	$1,5 \cdot 10^6$
4 (ciężka)	350	$5,0 \cdot 10^6$
5 (b. ciężka)	1000	$12,0 \cdot 10^6$

Jako pojazd porównawczy przyjmuje się samochód ciężarowy o nacisku na oś pojedynczą $P_o = 100$ kN oraz stałym iloczynem, ciśnienia jednostkowego p i średnicy D śladu koła, równym $195,6$ N/cm.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono analizę przyczyn przedwczesnego zniszczenia konstrukcji jezdni drogowej z betonu cementowego dwóch dróg wewnątrzzakładowych o łącznej długości około 3200 m. Nawierzchnie te wykonane zostały z betonu cementowego dwuwarstwowego na warstwie filtracyjnej z piasku. Konstrukcje obu jezdni drogowych zostały zwymiarowane na obciążenie ruchem ciężkim, tzn. na obciążenie 254 pojazdów porównawczych N_{por} 100 kN/oś na obłożeniowy pas ruchu w okresie 24 godzin, zaś maksymalne obciążenie przypadające na koło samochodu przyjęte zostało o wartości $P_g = 162$ kN. Obie te nawierzchnie, w okresie niespełna dwóch lat, uległy takiemu zniszczeniu, że nie odpowiadały one wymogom ruchu samochodowego, pomimo że obciążenie ruchem w tym okresie wynosiło tylko 40% obciążenia dobowego przyjętego do obłożeń.

2. ANALIZA PRZYCZYN ZNISZCZENIA NAWIERZCHNI

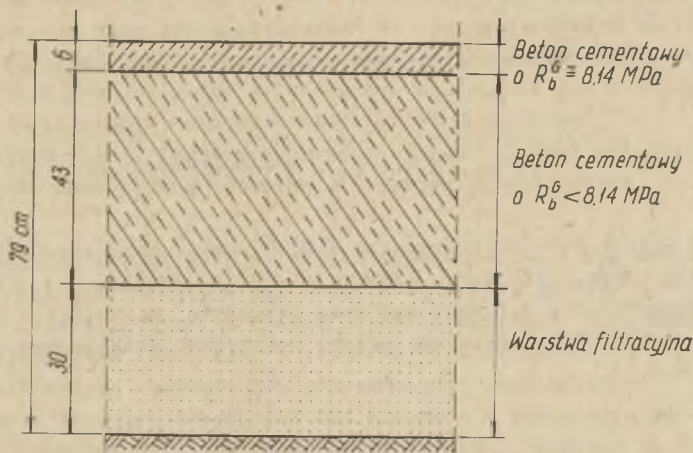
2.1. W. zakresie projektowania

Szczegółowa analiza projektu technicznego omawianych dróg wykazała, że grubość konstrukcji jezdni obłożona została za pomocą metody N.N.Iwanowa. Do obłożeń przyjęto:

- $P_g = 162$ kN - obciążenie przypadające na koło samochodu,
- $a = 62$ cm - średnica koła równoważna śladowi odcisku opony na jezdni,
- $E_{gr} = 20$ MPa - moduł odkształcenia gruntu,
- $E_b = 20$ GPa - moduł sprężystości betonu,
- $\mu_b = 0,15$ - współczynnik Poissona dla betonu,
- $B = 3,75$ m - szerokość płyty,
- $L = 10,0$ m - długość płyty,
- $\Delta t = 25^\circ\text{C}$ - różnica temp. pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty,
- $\alpha = 0,00001$ - współczynnik rozszerzalności cieplnej betonu,
- $\sigma_{dop}^b = 4,0$ MPa - wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu,
- $R_{28} = 30$ MPa - wytrzymałość betonu na ściskanie górnej warstwy,
- $R_{28} = 25$ MPa - wytrzymałość betonu na ściskanie dolnej warstwy.

Grubość obłożona została dla naroża, krawędzi oraz środka płyty, a ze względów technologicznych przyjęto jednakową grubość (największą) $h_p = 49$ cm, która ułożona została jako płyta dwuwarstwowa ($6 + 43$) na warstwie filtracyjnej z piasku o grubości 30 cm oraz współczynnika filtracji $k > 8$ m/dobę.

Przekrój poprzeczny istniejącej nawierzchni przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny istniejącej nawierzchni drogowej z betonu cementowego

W celu ustalenia przyczyn przedwczesnego zniszczenia konstrukcji jezdni drogowej, wykonano sprawdzające obliczenia za pomocą metody Westergaarda, Brandbury'ego, Miednikowa oraz OSZD. Obliczenia te wykazały, że autorzy projektu zastosowali najcięższy typ nawierzchni - jakim jest nawierzchnia dwuwarstwowa, a przyjęta grubość ($h_p = 49 \text{ cm}$) jest zawyżona co najmniej o 4 cm, zaś policzone naprężenia, od obciążenia ruchem samochodowym oraz wpływu różnicy temperatury, stanowią nie więcej niż 80% naprężeń dopuszczalnych wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu.

Należy również wspomnieć, że autorzy projektu, zgodnie z zasadami sztuki inżynierskiej, zaprojektowali poprawnie:

- rozmieszczenie szczelin dylatacji poprzecznej i podłużnej,
- szerokość oraz sposób wypełnienia szczelin asfaltową masą zalewową,
- średnicę, długość i rozmieszczenie dybli,
- odwodnienie podłoża gruntowego naturalnego,
- odwodnienie jezdni, poboczy oraz całego pasa drogowego,
- grubość i zagęszczenie warstwy filtracyjnej oraz
- zagęszczenie podłoża gruntowego naturalnego.

Analizowany projekt dwóch dróg wewnątrzzakładowych o nawierzchni z betonu cementowego, w istniejących warunkach gruntowych oraz przy przewidywanym obciążeniu ruchem samochodowym, należy uznać za poprawny i odpowiadający obecnej wiedzy naukowej i technicznej z zakresu projektowania nawierzchni sztywnych. Z tego też względu przyczyn przedwczesnego zniszczenia należy poszukiwać w technologii ich wykonania.

2.2. W zakresie wytrzymałości

Minimalną wytrzymałość na ściskanie wykonanych płyt nawierzchni betonowej, określoną za pomocą metod nieniszczących, obliczoną za pomocą wzoru

$$R_{\min} = \bar{R} - t_{\alpha} \cdot \left[\frac{N \cdot s(R)^2}{N \cdot (N-1)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

gdzie: \bar{R} - jest wartością średnią, $s(R)$ - odchyleniem standardowym, N - liczebnością próby, zaś t_{α} - odczytuje się z rozkładu "t" przy liczbie stopni swobody $r = N-1$ oraz poziomie istotności $\alpha = 0,05$.

Dla wartości górnej płyt nawierzchni otrzymano następujące wartości charakterystyk:

- na drodze nr 1

$$\bar{R}_1 = 19,53 \text{ MPa}$$

$$R_{(1)\min} = 17,27 \text{ MPa}$$

$$s(R)_1 = 4,75 \text{ MPa}$$

$$v(R)_1 = 0,243$$

$$R_{1,b}^G = 11,74 \text{ MPa}$$

$$k(R)_1 = 0,89$$

- na drodze nr 2

$$\bar{R}_2 = 15,82 \text{ MPa}$$

$$R_{(2)\min} = 13,07 \text{ MPa}$$

$$s(R)_2 = 4,68 \text{ MPa}$$

$$v(R)_2 = 0,292$$

$$R_{2,b}^G = 8,14 \text{ MPa}$$

$$k(R)_2 = 0,812,$$

$$N_2 = 24$$

gdzie:

$v(R)$, $k(R)$ - jest odpowiednio współczynnikiem zmienności i jednorodności.

Zgodnie z PN-70/S-96015 dopuszczalna różnica ΔR pomiędzy wytrzymałością przyjętą w projekcie, a wytrzymałością wykonanych płyt - określona za pomocą wzoru (1), nie powinna być większa niż 10% wytrzymałości projektowej, czyli $\Delta R_{\text{dop}} \leq 3,0 \text{ MPa}$. Różnica ta dla wykonanych nawierzchni wynosi odpowiednio:

$$\Delta R_1 = R_p - R_{(1)\min} = 30,00 - 17,27 = 12,73 \text{ MPa} \gg \Delta R_{\text{dop}}$$

$$\Delta R_2 = R_p - R_{(2)\min} = 30,00 - 13,07 = 16,93 \text{ MPa} \gg \Delta R_{\text{dop}}$$

Jeżeli chodzi o wytrzymałość R_{\min} warstwy dolnej płyt nawierzchni drogowej (zarówno drogi nr 1, jak i drogi nr 2), to nie przekroczyła ona wartości 10,0 MPa.

W budownictwie drogowym beton cementowy o wytrzymałości na ściskanie $R_{28} = 6,0 \pm 12,0$ MPa zaliczany jest do tzw. chudego betonu i stosowany jest do budowy nośnych warstw podatnych nawierzchni drogowych.

Szczególne badania, pomiary, odkrywki, oględziny oraz wykonane przeliczenia wykazały następujące uchybienie w zakresie wykonawstwa, a mianowicie:

- podłoże gruntowe nie zostało należycie wyprofilowane i zagęszczone, a liczne koleiny i zagłębienia w tym podłożu stały się skupiskiem wody,
- na warstwę filtracyjną użyto piasku drobnoziarnistego, zanieczyszczonego, o współczynniku filtracji $k = 4$ m/dobę, a wymagane $k \geq 8$ m/dobę,
- warstwę filtracyjną założono bez odpowiedniego zagęszczenia,
- dolna warstwa płyt betonowych została wykonana z luźno narzuconej masy betonowej o konsystencji zbliżonej do plastycznej. Warstwa ta jest bardzo porowata, a w wielu miejscach zauważono próżnie o wymiarach dochodzących do $5 \times 5 \times 5$ cm,
- wytrzymałość na ściskanie warstwy dolnej płyt betonowych $R_{\min} = 9,82$ MPa, a wymagano $R_{\min} = 22,5$ MPa (zgodnie z PN-70/S-96015),
- w warstwie jezdnej nawierzchni nie widać w ogóle ziarn kruszywa, a powierzchnia jezdni jest niejednolita, posiada różne zabarwienie, warstwa górna płyt betonowych jest porowata, a wytrzymałość na ściskanie tej warstwy wynosi $R_{\min} = 17,27$ MPa oraz $R_{\min} = 13,07$ MPa, a wymagano $R_{\min} > 27,0$ MPa,
- szczeliny dylatacji podłużnej znacznie odbiegają od osi jezdni, a maksymalne odchyłki wynoszą 20 cm, zaś dopuszczalne odchyłki powinny być $< \pm 2$ cm,
- szerokość szczelin dylatacji podłużnej waha się w granicach od 2 do 5 cm zaś szczelin poprzecznych od 2 do 12 cm, a szerokość ta powinna wynosić 2 cm,
- w szczelinach poprzecznych różnica pomiędzy wysokościami sąsiadujących ze sobą płyt wynosi od 20 do 30 mm, a dopuszczalna różnica normowa wynosi 6 mm,
- dyble na połączeniu poszczególnych płyt założono nie w jednej płaszczyźnie poziomej,
- wszystkie dyble zabetonowano w jednej płycie, a w drugiej płycie wszystkie powleczone asfaltem,
- zbrojenie płyt ułożono w warstwie jezdnej (górnej), a powinno być ułożone w warstwie dolnej, zbrojenie to w niektórych miejscach jest widoczne na powierzchni jezdni,
- w profilu podłużnym nawierzchnia posiada fale, a prześwit pomiędzy powierzchnią jezdni a latą 4 m, w niektórych przekrojach, wynosi do 5 cm,

- na powierzchni jezdni widoczne są odciski podeszew butów gumowych, których głębokość wynosi od 1 ÷ 2,5 cm,
- na warstwie jezdnej pozostawiono warstwy betonu (nierzuty, placki), które tworzą wzniesienie miejscowe o różnym kształcie i wielkości powierzchni w rzucie oraz o wysokości dochodzącej do 5 cm,
- nawierzchnia nie posiada odpowiedniego spadku poprzecznego, a woda w wielu miejscach zatrzymuje się na powierzchni jezdni, tworząc liczne kałuże.

Zła jakość wykonanych nawierzchni z betonu cementowego spowodowała, że po niespełna 2-letnim okresie ich eksploatacji ruch samochodowy był utrudniony, a stan techniczny tych jezdni zagrażał bezpieczeństwu ruchu oraz spowodował znaczny wzrost kosztów przewozu.

3. WZMOCNIENIE ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI JEZDNI DROGOWYCH

Stan techniczny istniejących nawierzchni wymagał ułożenia warstwy jezdnej, która w naszych warunkach może być wykonana jako warstwa bitumiczna.

Grubość tej warstwy obliczono wg metody PJ-IBD za pomocą wzoru

$$h_j = 3 \cdot a_1 \cdot b_1, \quad (2)$$

gdzie:

$a_1 = 2,40$ - dla obciążonego pasa ruchu w ciągu doby o wartości $Q = 254$
 $N_{por} \ 100 \text{ kN/os} = 760 \ N_{por} \ 80 \text{ kN/os}$,

$b_1 = 1,00$ - dla betonu asfaltowego, czyli

$$h_j = 3 \cdot 2,4 \cdot 1,0 = 7,20 \text{ cm} - \text{przyjęte } h_j = 8,0 \text{ cm}.$$

Wymaganą grubość zastępczą $H_{z.wym.}$ w cm tłuczni standardowego, całej konstrukcji jezdni drogowej obliczono wg metody CBR za pomocą wzoru

$$H_{z.wym.} = D \cdot c \cdot \alpha, \quad (3)$$

gdzie:

$D = 52,0 \text{ cm}$ - jest grubością zastępczą w tłuczniu standardowym dla obciążenia $Q = 760 \ N_{por}$, CBR = 50 oraz okresu trwałości nawierzchni $T = 20 \text{ lat}$,

$$c = 0,5 \sqrt{0,10 \cdot P_s} = 0,5 \sqrt{0,10 \cdot 162} = 2,012,$$

$\alpha = 1,00$ - współczynnik klimatyczny dla centralnej części kraju, czyli

$$H_{z.wym.} = 52,0 \cdot 2,012 \cdot 1,00 = 104,62 = 105 \text{ cm}.$$

Zastępczą grubość istniejącej nawierzchni $H_{z,ist.}$ - również wyrażoną w cm tłoczni standardowego, obliczono za pomocą wzoru

$$H_{z,ist.} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot x_{oi}, \quad (4)$$

gdzie: h_i - jest średnią grubością i-tej warstwy nawierzchni, zaś

x_{oi} - jest współczynnikiem materiałowym, czyli

$$H_{z,ist.} = 8,0 \cdot 2,0 + 49,0 \cdot 1,55 + 30,0 \cdot 0,45 = 106,45 \text{ cm.}$$

Ponieważ $H_{z,ist.} = 106,45 \text{ cm} > H_{z,wym} = 105 \text{ cm}$, to tak wzmocniona nawierzchnia może bezpiecznie przejąć ruch o $Q = 760 N_{por} \approx 80 \text{ kN/os.}$

Zgodnie z metodą PJ-IBD, jeżeli jest spełniony warunek

$$H_{wz}^o < H_{zast}^{ist}, \quad (5)$$

to istniejąca konstrukcja jezdni drogowej, przy obliczeniowym ruchu drogowym i występujących warunkach gruntowo-wodnych, może bezpiecznie przejąć obciążenie od ruchu samochodowego.

Wzorcową grubość obliczeniową nawierzchni obliczono za pomocą wzoru

$$H_{wz}^o = 3a + 15a \cdot \sigma \cdot d_1 + 10a \cdot \sigma \cdot d_2 \cdot e, \quad (6)$$

a po podstawieniu wartości liczbowych otrzymano, że

$$\begin{aligned} H_{wz}^o &= 3 \cdot 2,4 + 15 \cdot 2,4 \cdot 2,012 \cdot 1,00 + 10 \cdot 2,4 \cdot 2,012 \cdot 1,2 \cdot 1,00 = \\ &= 137,5 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Zastępczą grubość istniejącej nawierzchni, przy uwzględnieniu warstwy jezdnej ułożonej z betonu asfaltowego o grubości 8 cm, obliczono za pomocą wzoru

$$H_{zast}^{ist} = h_1 \cdot \frac{1}{b_1} \cdot \frac{1}{b_2} + \sum h_2 \cdot \frac{1}{b_2} + \sum h_3 \cdot \frac{1}{b_3}, \quad (7)$$

a po podstawieniu wartości liczbowych otrzymano, że:

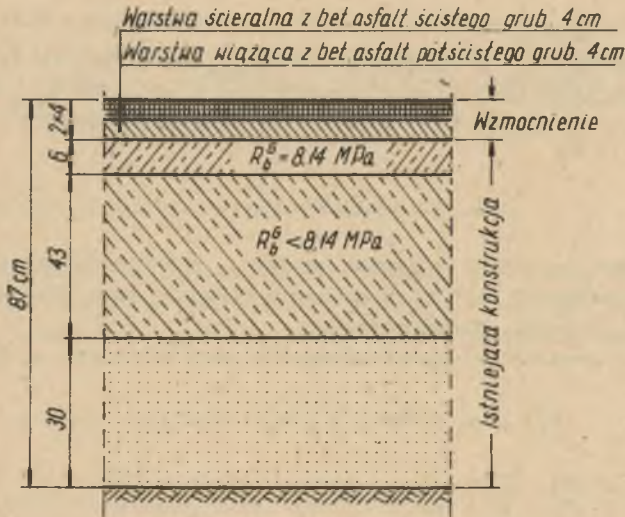
$$H_{zast}^{ist} = 8 \cdot 2,0 + 6 \cdot 2,00 + 43 \cdot 2,0 + 30 \cdot 0,77 = 137,1 \text{ cm,}$$

czyli

$$H_{wz}^o = 137,5 \text{ cm} \approx H_{zast}^{ist} = 137,1 \text{ cm.}$$

Z wykonanych przeliczeń wynika, że ułożenie na istniejącej nawierzchni z betonu cementowego warstwy jezdnej z betonu asfaltowego o grubości 8 cm umożliwi normalną eksploatację obu dróg wewnątrzzakładowych.

Przekrój poprzeczny konstrukcji jezdni drogowej po wzmocnieniu przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny istniejącej konstrukcji nawierzchni drogowej z betonu cementowego po zaprojektowaniu wzmocnienia (pogrubienia)

4. ZAKOŃCZENIE

Bezpośrednią przyczyną przedwczesnego zniszczenia omawianych konstrukcji jezdni drogowych z betonu cementowego była sama technologia ich wykonania. Masa betonowa była rozścielana, zagęszczona i wyrównywana ręcznie.

Przedsiębiorstwo będące wykonawcą tych nawierzchni nie posiadało ani elementarnego sprzętu mechanicznego do wykonywania tego rodzaju robót, ani żadnego doświadczenia w zakresie budowy nawierzchni drogowych w ogóle, a nawierzchni z betonu cementowego w szczególności. Należy również wspomnieć, że nie można poprawnie wykonać nawierzchni drogowych, a w szczególności z betonu cementowego, bez specjalistycznego sprzętu mechanicznego, zaś roboty nawierzchniowe powinny być wykonywane przez specjalistyczne przedsiębiorstwa budownictwa drogowego.

LITERATURA

- [1] Borkowski H.: Teoretyczna modele konstrukcji nawierzchni drogowych. Drogownictwo, Nr 3 i 4/1973.
- [2] Grzywacz R.: Projektowanie konstrukcji nawierzchni z betonu cementowego. Konferencja naukowo-techniczna nt. "Nawierzchnie dróg szybkiego ruchu". Poznań, 16-17.10.1979 r.
- [3] Kossakowski M.: Projektowanie grubości drogowych nawierzchni sztywnych metodą oSZD. Problemy projektowania dróg i mostów nr 1/1971. Warszawa 1971.
- [4] Kular St., Lewinowski Cz.: Orzeczenie techniczne Nr 20/16/74 w sprawie oceny jakości nawierzchni wykonanych z betonu cementowego.
- [5] Lewinowski Cz.: Wymiarowanie nawierzchni z betonu cementowego - maszynopis. Gliwice 1979 r.
- [6] Polska Norma PN-70/S-96015. Drogowe i lotniskowe nawierzchnie z betonu cementowego.
- [7] Rolla St.: Projektowanie nawierzchni. WKiL, Warszawa 1979 r.

Recenzent: doc. dr inż. Bernard Rzeoczyński

Wpłynęło w listopadzie 1980 r.

ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ДОРОЖНЫХ ПРОЕЗЖИХ ЧАСТЕЙ
ИЗ ЦЕМЕНТОБЕТОНА

Резюме

В разработке проведен анализ причин преждевременного разрушения конструкции дорожного покрытия из цементобетона двух внутризаводских дорог общей длиной около 3200 м, а также представлен способ их упрочнения, который сделает возможной их нормальную эксплуатацию.

CAUSES OF A CONCRETE ROAD PAVEMENT CONSTRUCTION DESTROYING

Summary

The paper analyzes the causes of untimely destruction of a concrete road pavement construction in the case of two inner-plant roads having length of about 3,200 m. A way of reinforcing the pavement construction is presented, which will make normal utilization of the two roads possible.