

Konstrukcja posadzki bezspoinowej w hali wysokiego składowania

THE CONSTRUCTION OF JOINTLESS FLOOR IN HIGH STORAGE HALL

Streszczenie

W prezentowanej pracy przedstawiono proces projektowania i realizacji posadzki w hali magazynowej wysokiego składowania wyposażonej w regały i wózki o podwyższonej nośności. Obciążenie statyczne przekazywane przez każdą ramę regałów było dwukrotnie większe od standardowego i wynosiło 240 kN. Obciążenie dynamiczne od kół wózków widłowych TPS 6500 powodowało nacisk sięgający 4,6 MPa. Dla porównania, dopuszczalny nacisk na oś na drogach publicznych wynosi 85 kN, a ciśnienie stykowe pod kołami samochodów ciężarowych nie przekracza 1,0 MPa.

W przypadku opisywanej posadzki głównym wyzwaniem konstrukcyjnym była minimalizacja ilości spoin. Przyjęte rozwiązania materiałowe i technologiczne pozwoliły na całkowite wyeliminowanie nacinanych szczelin skurczowych, których rozstaw zazwyczaj nie przekracza 6 m, i ograniczenie się jedynie do konstrukcyjnych dylatacji roboczych w odstępach ponad 30 m.

Płyta posadzkowa o grubości 20 cm została wykonana z kompozytu cementowego ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien stalowych. Powierzchnię 15 000 m² podzielono przy użyciu systemowych listew dylatacyjnych z dyblami, na pola robocze o maksymalnym wymiarze 34,5 m, bez konieczności wykonywania nacięć przeciwskurczowych. W celu zmniejszenia naprężeń od tarcia płyty o podbudowę zastosowano warstwę poślizgową w postaci podwójnej folii PE. Podbudowę stanowiło kruszywo łamane zagęszczone mechanicznie na warstwie piasku stabilizowanej cementem.

Ze względu na wysokie składowanie, posadzka musiała spełniać obostrzone wymagania równości zgodnie z DIN 18202, zaś powierzchnie pomiędzy regałami dostosowano do dodatkowych rygorów zawartych w normie DIN 15185, dotyczących eksploatacji pojazdów z wymuszonym kierowaniem indukcyjnym w wąskich korytarzach. Zaprojek-

towana i zrealizowana posadzka jest użytkowana w hali logistycznej, gdzie na regałach wysokiego składowania magazynowane są płytki ceramiczne i armatura sanitarna.

Abstract

The paper presents the process of design and construction of a floor in a warehouse for high storage racks and carts of high capacity. The static load from each rack frame was twice as the standard one and equal to 240 kN. The dynamic load caused by the wheels of forklifts TPS 6500 reached 4,6 MPa. For comparison, the limit axial load on public roads is 85 kN, and the contact pressure from the wheels of trucks does not exceed 1,0 MPa.

The main challenge in design of the floor was to minimize the amount of joints. The material and technological solutions adopted made it possible to completely eliminate the cut shrinkage joints, the spacing of which usually does not exceed 6 m, and the working intervals over 30 m were used only.

Floor slab with a thickness of 20 cm was made of cement composite material reinforced with steel fibers. The area of 15 000 m² was divided, using the system of expansion dowel strips, into the working fields with a maximum size of 34,5 m, without the need of making the cuts against shrinkage. In order to reduce the stresses due to friction of concrete slab, the double PE foil sliding layer was used. The foundation was a crushed aggregate compacted mechanically located on a layer of cement stabilization. Due to the high storage, the floor had to keep the tightened requirements of surface equality in accordance with DIN 18202, and the surfaces between the racks were adapted to the additional rigors of DIN 15185, concerning the operation of vehicles with self-steering induction in narrow passages.

The completed floor is utilized in the logistics hall, where the ceramic tiles and sanitary fittings are stored on racks.

1. Wprowadzenie

Jednym z krytycznych elementów w każdym obiekcie przemysłowym lub magazynowym jest posadzka. Jej nośność, trwałość i równość powierzchni decydują o prawidłowym przebiegu i ciągłości eksploatacji obiektu, a konieczność ewentualnych napraw może okazać się bardzo uciążliwa i kosztowna. Najsłabszym punktem posadzki są spoiny. Skurcz i wywijanie się krawędzi płyt tworzących posadzkę (*curling*) prowadzą do uszkodzeń krawędzi i klawiszowania płyt w miejscach połączeń. Stąd, w przypadku ciężkiego ruchu kołowego i dużych obciążeń statycznych, uzasadnione staje się konstruowanie posadzek bezspoinowych, tj. bez nacinanych szczelin skurczowych [1].

W przypadku posadzek tradycyjnych z dylatacjami pozornymi najwięcej problemów powoduje wykruszanie się dylatacji nacinanych i pionowe przemieszczanie się pól dylatacyjnych względem siebie [2]. Uszkodzenia krawędzi płyt w miejscach dylatacji nacinanych, zwykle rozmieszczonych co 6 m, są spowodowane przejazdem wózków widłowych. Zniszczone dylatacje nacinane trzeba naprawiać, a to wiąże się z wyłączeniem posadzki z użytkowania na czas naprawy. W przypadku posadzki tradycyjnej z dylatacjami pozornymi największe naprężenia pochodzą od obciążeń przyłożonych w miejscu nacięć. Ponadto pozornie nacinane dylatacje, z uwagi na sposób ich wykonania (przy użyciu piły), mają ograniczoną zdolność przenoszenia obciążenia na sąsiednią płytę. Zdolność ta zależy od szerokości dylatacji i wynosi odpowiednio: 80% przy 1 mm, 47% przy 3 mm i 5% przy 5 mm.

W posadzkach bezspoinowych wykonuje się tylko dylatacje konstrukcyjne oraz dylatacje izolujące płytę od konstrukcji budynku. Eliminując dylatacje nacinane redukujemy zjawisko pionowego przemieszczania się pól dylatacyjnych względem siebie. Dylatacje konstrukcyjne stosuje się w dużo większych odstępach, ponad 30 m. Są one wykonywane z profili stalowych z dyblami i specjalnymi zabezpieczeniami krawędzi płyty przed uszkodzeniem. System płytek dyblujących zapewnia określone warunki przenoszenia obciążeń pomiędzy płytami i ogranicza klawiszowanie płyt. Brak dylatacji przeciwskurczowych jest kompensowany zwiększonym użyciem zbrojenia rozproszonego w postaci włókien stalowych [3].

Zbrojenie rozproszone ogranicza skurcz zaczynu cementowego występujący w trakcie dojrzewania betonu, redukując liczbę powstających defektów. W trakcie eksploatacji konstrukcji zbrojenie „zszywa” rysy zapobiegając ich propagacji. Wytrzymałość betonu z dodatkiem włókien stalowych wzrasta, zwłaszcza wytrzymałość na rozciąganie bezpośrednie i rozciąganie przy zginaniu. Energia pękania betonu zbrojonego włóknami stalowymi wzrasta wielokrotnie, co istotnie zwiększa jego ciągliwość [4]. Miarę efektywności dodanych włókien stanowić może tzw. *toughness index* wg ASTM C1018-97 [5] lub *equivalent flexural strength ratio* wg JCI-SF4 [6].

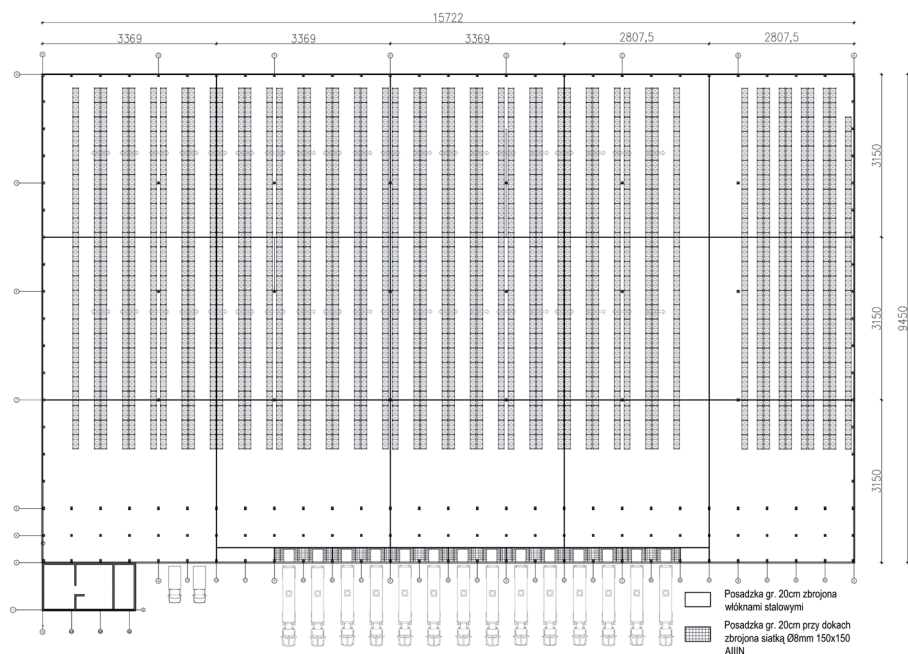
W pracy przedstawiono szczegółowe założenia do projektowania i proces realizacji posadzki bezspoinowej o podwyższonej nośności i równości, wykonanej z betonu zbrojonego włóknami.

2. Opis inwestycji i wymagania techniczne dotyczące posadzki

Inwestycja obejmowała budowę wielkokubaturowej hali wysokiego składowania, powiązanego z nią funkcjonalnie budynku biurowo-socjalnego, a także wykonanie niezbędnej

infrastruktury technicznej i drogowej. Hala jest parterowym obiektem jednoprzestrzennym o wymiarach w skrajnych osiach konstrukcyjnych $94,50\text{ m} \times 157,20\text{ m}$, wysokości $15,00\text{ m}$ i powierzchni użytkowej równej $15\,994\text{ m}^2$. Konstrukcję wsporczą dachu stanowią stalowe dźwigary kratowe. W części frontowej hali, zlokalizowano antresolę wykonaną z płyt strunobetonowych opartych na belkach i słupach żelbetowych. Część antresoli jest przestrzenią użytkową przeznaczoną do składowania materiałów na specjalnych regałach obejmujących 864 miejsca paletowe na 4 poziomach. Pod antresolą zlokalizowano 14 doków załadunkowych dla samochodów TIR oraz dwie bramy dla samochodów dostawczych.

Na 4/5 powierzchni hali zaprojektowano regały wysokiego składowania w układzie standardowym, natomiast na 1/5 powierzchni zaplanowano składowanie w nowatorskim systemie z wąskimi korytarzami przeznaczonymi dla wózków z wymuszonym kierowaniem indukcyjnym. Łącznie, przewidziano 31200 miejsc paletowych na 8 poziomach (52 rzędy po 600 palet), których układ pokazano na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat hali magazynowej wyposażonej w regały wysokiego składowania z zaznaczonym podziałem płyt posadzki bezspoinowej

W trakcie projektowania i realizacji obiektu, najtrudniejszym elementem była posadzka hali ze względu na oddziałujące na nią podwyższone obciążenia od regałów wysokiego składowania, a także ze względu na obostrzone wymagania dotyczące równości całej powierzchni, a szczególnie w wąskich korytarzach, przeznaczonych do poruszania się wózków z wymuszonym kierowaniem indukcyjnym. Wymagania te sformułowano w normie DIN 18202 [7] w odniesieniu do posadzek o podwyższonym standardzie oraz w normie DIN 15185 [8] dla wąskich korytarzy. Zestawienie dopuszczalnych różnic

rzędnych pomiędzy punktami pomiarowymi w trakcie kontroli równości, według powyższych norm, podano w tabeli 1.

Tabela 1. Dopuszczalne różnice rzędnych pomiędzy punktami pomiarowymi w odniesieniu do posadzek o podwyższonym standardzie wg DIN 18 202 [1] i w wąskich korytarzach w poprzek i wzdłuż toru jazdy wg DIN 15 185 [2]

Norma	Odległość między punktami pomiarowymi [m]								
	0,1	1	1,5	2	3	4	10	≥15	20
	Dopuszczalna różnica pomiędzy punktami pomiarowymi [mm]								
DIN 18202 tab. 3 wiersz 4 (posadzka)	1	3	4	5	7	9	12	15	-
DIN 15185 tab. 1. (korytarz w poprzek toru jazdy)	1	1,5	2	2,5	-	-	-	-	-
DIN 15185 tab. 2. (korytarz wzdłuż toru jazdy)	1	2	-	3	4	5	-	-	10

Mając na celu bezawaryjną eksploatację posadzki w tak szczególnych warunkach obciążenia, zaproponowano rozwiązanie betonowej płyty bezspoinowej zbrojonej włóknem stalowym.

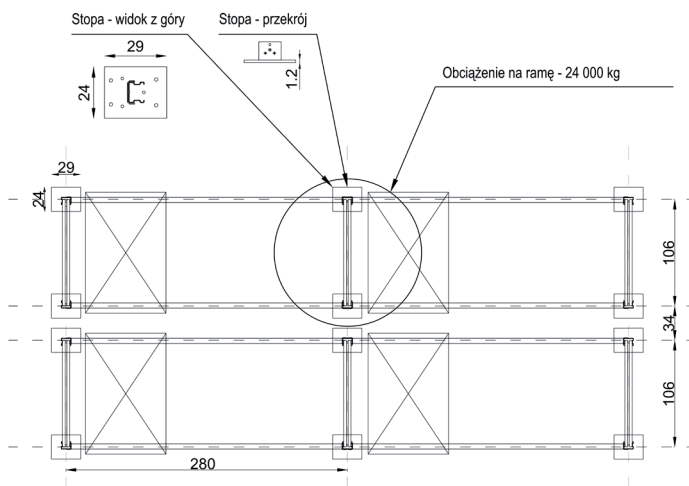
3. Proces projektowania posadzki

3.1. Charakterystyka obciążeń

Projektując posadzkę uwzględniono obciążenia użytkowe dynamiczne od wózków widłowych i pojazdów samochodowych, punktowe obciążenia statyczne od regałów oraz obciążenie równomiernie rozłożone od materiałów składowanych bezpośrednio na posadzce.

Największe oddziaływania dynamiczne pochodziły od akumulatorowych wózków widłowych TPS 6500 o masie własnej 11724 kg i udźwigu 1500 kg przy wysokości podnoszenia 12 m. Według specyfikacji Wheel Loading TPS 6500/7000, w pełni obciążony wózek wywiera maksymalny nacisk o wartości 64 kN na przednie koło po stronie podnoszenia, zaś ciśnienie kontaktowe na styku opony z posadzką wynosi 4,0 MPa. Dla porównania, w przypadku samochodów dostawczych, nacisk koła nie przekracza 10 kN, a ciśnienie kontaktowe wynosi 0,65 MPa, natomiast w przypadku pojazdów TIR, odpowiednio siła nacisku jest równa 42,5 kN (34 kN przy kołach bliźniaczych), a ciśnienie – 1,0 MPa.

Statyczne obciążenia punktowe pochodzą od regałów przystosowanych do wielopoziomowego składowania palet z towarem na 7 poziomach nad posadzką. Konstrukcję regałów stanowią dwusłupowe ramy o szerokości 106 cm, ustawione w rzędzie co 280 cm, (tak, aby pomiędzy nimi mieściły się 3 palety). Każda rama o podwyższonej nośności 240 kN przekazuje obciążenie na posadzkę za pośrednictwem dwóch stopek o wymiarach 24×29 cm. Dla porównania, siła nacisku od standardowych regałów jest dwukrotnie mniejsza i wynosi 60 kN na stopę. Rozstaw osiowy rzędów regałów ustawionych parami wynosił 34 cm, zaś w liniach słupów konstrukcyjnych hali był powiększony do 84 cm. Maksymalne naprężenia zginające w płycie posadzki powodują siły skupione pochodzące od dwóch ram usytuowanych najbliżej względem siebie (rys. 2).



Rys. 2. Układ regałów – wariant o rozstawie 34 cm

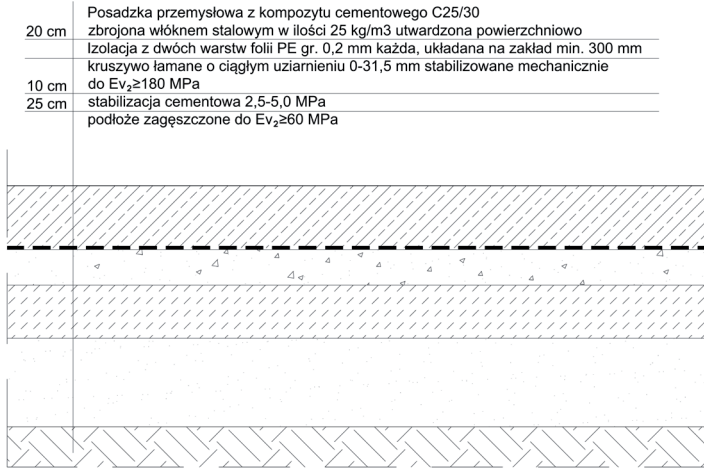
Dodatkowo, w obliczeniach uwzględniono standardowe obciążenie użytkowe o intensywności 50 kN/m^2 , równomierne rozłożone na posadzce. Rozpatrzono też wpływ oddziaływań termicznych przy różnicy temperatury pomiędzy górną i dolną powierzchnią płyty $\Delta t=5^\circ\text{C}$, jak dla powierzchni wewnątrz obiektu [9]. Natomiast obciążenie skurczem potraktowano jako funkcję parametru tarcia płyty o podbudowę. Z uwagi na zastosowanie warstwy posłizgowej w postaci dwóch warstw folii PE, przyjęto współczynnik tarcia równy 0,5 [9].

3.2. Wymiarowanie płyty nośnej posadzki

Wymiarowanie płyty nośnej przeprowadzono zgodnie z własną i oryginalną procedurą pozwalającą na pełniejsze wykorzystanie właściwości fibrobetonu, przy jednoczesnym zachowaniu wymaganej całkowitej rysoodporności. W tym celu, obliczając naprężenia w płycie wykorzystano założenia Westergaarda [9] dla płyt w stanie liniowo-sprężystym (niezarysowanym). Natomiast, przy obliczaniu naprężeń dopuszczalnych uwzględniono podwyższoną odporność fibrobetonu na pęknięcie, analogicznie jak w teorii linii załomów Mayerhofa-Losberga [10], lecz w ograniczonym zakresie, tj. do momentu pojawienia się pierwszych rys. Takie podejście gwarantuje długoletnie i bezusterkowe użytkowanie posadzki bez zarysowań, w przeciwieństwie do pełnego modelu plastycznego, który dopuszcza pojawienie się rys (linii załomów).

Procedurę obliczania naprężeń w płycie oparto na modelu opracowanym przez Westergaarda, w którym płyta betonowa spoczywa na podłożu typu Winklera charakteryzującym się współczynnikiem reakcji podłoża k [11]. Schemat układu warstw w posadzce przedstawiono na rysunku 3.

Do obliczeń przyjęto płytę o grubości 20 cm opartą na podbudowie charakteryzującej się wtórnym modułem odkształcenia sprężystego $E_{v2} \geq 180 \text{ MPa}$, przy zachowaniu stosunku $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$. Podbudowę stanowiło kruszywo łamane zagęszczone mechanicznie ułożone na warstwie stabilizowanej cementem. Taka konstrukcja podbudowy pozwoliła na zweryfikowanie jej nośności w oparciu o rzeczywiste pomiary modułu E_{v2} wykonane za



Rys. 3. Schemat układu warstw posadzki

pomocą sondy VSS. Ponadto, w przeciwieństwie do podbudowy betonowej, nie wystąpiło ryzyko przenoszenia się zarysowań na płytę główną [12].

Założono klasę betonu C25/30, dla której obliczony według Eurokodu 2 [13] moduł sprężystości podłużnej, wyniósł 30590 N/mm². Przyjęto współczynnik Poissona ν równy 0,15.

Moduł reakcji podłoża k określono według TR 34 [10] z zależności uwzględniającej wartości modułów odkształcenia sprężystego podbudowy z kruszywa naturalnego, stabilizowanego mechanicznie E_{v1} i E_{v2} .

$$k = \frac{E_{v2}}{550E_{v2} / E_{v1}} = 0,149 \text{ N/mm}^3.$$

Następnie, obliczono promień względnej sztywności płyty l

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_{cm}h^3}{12(1-\nu^2)k}} = 616 \text{ mm}.$$

Jednocześnie, dla każdego wariantu obciążenia wyznaczano promienie równoważne powierzchni obciążających a oraz równoważne promienie b , uwzględniające rozkład obciążeń na grubości płyty h . Korzystając z zaleceń zawartych w opracowaniu [14], przy $a < 1,25 h$ do obliczania naprężeń od poszczególnych obciążeń przyjmowano promień równoważny obliczony ze wzoru:

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi p} + 0,5h} = 249 \text{ mm},$$

$$b = \sqrt{(1,6a^2 + h^2)} - 0,675h = 238 \text{ mm dla } a < 1,734 h$$

lub $b = a$ dla $a > 1,734 h$,

gdzie $Q = 120 \text{ kN}$ – maksymalna siła skupiona, $p = 1,72 \text{ N/mm}^2$ – ciśnienie kontaktowe wywołane siłą skupioną działającą na posadzkę, $h = 200 \text{ mm}$ – grubość posadzki.

Stosując równania Westergaarda, Kelley'a i Pickett'a [9] obliczono naprężenia od obciążeń użytkowych w postaci sił skupionych

– w środku płyty:

$$\sigma_Q^1 = \frac{0,275Q}{h^2}(1+\nu) \cdot \left[\lg\left(\frac{l}{b}\right) + 1,069 \right] = 3,82 \text{ N/mm}^2,$$

– na krawędzi płyty:

$$\sigma_Q^2 = \frac{0,529Q}{h^2}(1+0,54\nu) \left[4 \lg\left(\frac{l}{b}\right) + \lg\left(\frac{b}{25,4}\right) \right] = 6,71 \text{ N/mm}^2,$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_Q^3 = \frac{4,2Q}{h^2} \left[1 - \left(\frac{\sqrt{a/l}}{0,925 - 0,22 a/l} \right) \right] = 7,01 \text{ N/mm}^2.$$

Ponadto, korzystając ze wzoru ustalonego przez Hetenyi'ego [9], obliczono naprężenia od równomiernie rozłożonego obciążenia użytkowego

$$\sigma_f = \frac{1,008q}{\lambda^2 h^2} = 0,93 \text{ N/mm}^2,$$

w którym $q = 0,05 \text{ N/mm}^2$ – powierzchniowe obciążenie obliczeniowe,

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3k}{E_{cm} h^3}} = 0,001161/\text{mm}.$$

Naprężenie normalne, wynikające ze skurczu płyty obliczono jako funkcję parametru tarcia m , odległości pomiędzy spoinami L oraz ciężaru płyty g , ze wzoru

$$\sigma_s = \frac{\mu L g}{2h} = 0,20 \text{ N/mm}^2,$$

gdzie $L = 34500 \text{ mm}$ – maksymalna odległość pomiędzy dylatacjami, $\mu = 0,5$ – współczynnik tarcia betonu przy zastosowaniu przekładki poślizgowej z 2 warstw folii PE, $g = 0,005 \text{ N/mm}^2$ – ciężar płyty.

Zgodnie z zaleceniami zawartymi w TR 34 [10], obliczono naprężenia termiczne wynikające z różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty:

– w środku płyty i na jej krawędzi:

$$\sigma_{\Delta t}^{1,2} = \frac{E_{cm} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{1 + \varphi} = 0,51 \text{ N/mm}^2$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_{\Delta t}^3 = \frac{E_{cm} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{1,5} = 1,02 \text{ N/mm}^2.$$

gdzie:

α_t – współczynnik rozszerzalności termicznej betonu równy 10^{-5} [1/°C], (0,01 mm/m°C [13]),

Δt – różnica temperatur, dla nawierzchni wewnętrznych $\Delta t=5^\circ\text{C}$ [9].

Sumaryczne maksymalne naprężenia rozciągające przy zginaniu obliczono z uwzględnieniem kombinacji obciążeń sił skupionych od dwóch sąsiednich stóp regałowych, tarcia wywołanego skurczem i różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty. Otrzymano następujące wartości:

- w środku płyty $\sigma_{fl, \text{sumaryczne}}^1 = 5,14 \text{ N/mm}^2$,
- na krawędzi $\sigma_{fl, \text{sumaryczne}}^2 = 5,38 \text{ N/mm}^2$,
- w narożu $\sigma_{fl, \text{sumaryczne}}^3 = 5,96 \text{ N/mm}^2$.

Przy obliczaniu maksymalnych naprężeń rozciągających dla kombinacji obciążeń przyjęto współczynniki bezpieczeństwa, zgodnie z TR 34 [10], tj. 1,6 dla oddziaływania dynamicznego (obciążenie od wózków) oraz 1,2 dla oddziaływania statycznego (obciążenie regałami). Ponadto, przy obliczaniu naprężeń od obciążeń użytkowych na krawędzi i w narożu płyty zastosowano współczynnik redukujący o wartości 0,6 ze względu na zastosowanie systemowych połączeń z dyblami umożliwiającymi przekazywanie obciążeń w miejscu szczeliny i współczynnik 0,7 dla naprężeń termicznych, z uwagi na ograniczenie paczenia płyt w efekcie braku szczelin rozszerzeniowych [9, 11].

Następnie, w każdym przypadku, tj. w środku, na krawędzi i w narożu płyty, sprawdzono warunek

$$\sigma_{fl, \text{sumaryczne}} \leq f_{fl, \text{dopuszczalne}}$$

Na podstawie teorii Meyerhofa – Losberga [10] przyjęto dopuszczalną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu fibrobetonu równą iloczynowi umownej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu i współczynnika uwzględniającego korzystny wpływ włókien.

$$f_{fl, \text{dopuszczalne}} = f_{ctm, fl} (1 + R_{e,3}) = 6,79 \text{ N/mm}^2$$

gdzie $R_{e,3}$ – wskaźnik wytrzymałości równoważnej charakteryzujący fibrobeton, $f_{ctm, fl} = 4,3 \text{ N/mm}^2$ – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu C25/30 [9].

Na podstawie danych producenta włókien, uwzględniając zakładaną klasę betonu C25/30, oraz rodzaj i ilość włókien (włókna stalowe 50/0,8; 25 kg/m³) przyjęto wskaźnik wytrzymałości równoważnej $R_{e,3}=0,58$, ustalany na podstawie normy JCI-SF4 [6].

Słuszność założenia przyjętego do projektowania posadzki potwierdzają badania, opisane w pracy [15], w trakcie których płytę z fibrobetonu ($R_{e,3}=0,60$) o wymiarach 3×3×0,15 m obciążano siłą skupioną. Wykazano, że siła odpowiadająca pojawieniu się pierwszych zarysowań na bocznej (pionowej) powierzchni płyty (260 kN) była zbliżona do siły niszczącej obliczonej według teorii Meyerhofa (256 kN) i 3 razy większa od siły niszczącej według wzoru Westergarda (84,2 kN). Natomiast, rzeczywista siła niszcząca (380 kN) była 4,5 razy większa od siły niszczącej według Westergarda i 1,5 razy większa od siły niszczącej wg Mayerhofa. Zatem, posadzki projektowane wg teorii Mayerhofa nie są przewymiarowane i powinny być wolne od rys, pod warunkiem zachowania właściwej technologii wykonania.

4. Realizacja posadzki

4.1. Podłoże gruntowe i podbudowa

Na podstawie badań geotechnicznych podłoża gruntowego pod budowę projektowanej hali magazynowej, warunki gruntowe sklasyfikowano jako proste. Woda gruntowa w podłożu nie występuje do głębokości 6,0 m.

W wierzchniej warstwie podłoża gruntowego zalegały grunty nośne w postaci piasków średnich i grubych średniozagęszczonych ($I_D = 0,44 \div 0,48$). Po wykonaniu wykopu, istniejące podłoże wyrównano i dogęszczono mechanicznie tak, aby charakteryzowało się wskaźnikiem zagęszczenia $I_s \geq 1,00$, modułem odkształcenia wtórnego $E_{v2} \geq 60$ MPa, i wskaźnikiem odkształcenia $I_o = E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$ [16]. Pomiarów parametrów gruntu dokonano sondą VSS, zgodnie z załącznikiem B do normy PN-EN-S-02205 [17].

Na przygotowanym podłożu ułożono warstwę piasku stabilizowaną cementem o grubości 25 cm i wytrzymałości na ściskanie po 7 dniach dojrzewania $f_{cm,7} = 1,6 \div 2,2$ MPa, a po 28 dniach dojrzewania $f_{cm,28} = 2,5 \div 5,0$ MPa [18]. Podbudowę zasadniczą wykonano z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (fot. 1).



Fot. 1. Podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie

Bezpośrednio po ułożeniu warstwy piasku stabilizowanej cementem, układano 10 cm warstwę tłuczniwa dolomitowego o uziarnieniu $0 \div 31,5$ mm, którą zagęszczano przy użyciu ciężkich walców ogumowanych. Po czterech miesiącach, bezpośrednio przed wykonaniem płyty betonowej, oznaczone moduły odkształcenia sprężystego podbudowy z zapasem spełniały założone wymagania: $E_{v1} \geq 100$ MPa, $E_{v2} \geq 180$ MPa, $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$.

W celu zmniejszenia naprężeń od tarcia wywołanego skurczem betonu zastosowano warstwę poślizgową z dwóch warstw folii PE o grubości 0,2 mm, ułożoną bezpośrednio na podbudowie. Folia pełni jednocześnie funkcję izolacji przeciwwilgociowej.

4.2. Betonowa płyta posadzki ze zbrojeniem rozproszonym

Do przygotowania mieszanek betonowych zastosowano cement portlandzki żuźlowy CEM II B-S 42,5 N w ilości 315 kg/m³. Zapewnia on dobrą urabialność mieszanki betonowej, stałość objętości oraz mały skurcz betonu, dzięki umiarkowanemu ciepłu twardnienia. Stąd, przyrosty wytrzymałości następują w dłuższych okresach dojrzewania w stosunku do CEM I. Jednocześnie, w przeciwieństwie do CEM III, umożliwiają prawidłową aplikację mineralnych posyppek utwardzających, produkowanych na bazie czystych cementów portlandzkich. Ponadto, CEM II B-S 42,5 N dzięki małej zawartości alkaliów, wykazuje podwyższoną odporność na reakcję alkalia-kruszywo.

Kruszywo drobne stanowił piasek płukany. Zawartość piasku w stosie okrucowym wynosiła 39,3%. Jako kruszywa grubego użyto żwirów o uziarnieniu 2/8, 8/16 i 16/32. Zawartość frakcji 0,25 mm w stosie okrucowym wynosiła 4,2%.

Aby osiągnąć wymaganą konsystencję (opad 120–150 mm), zachowując wskaźnik $w/c=0,47$, zastosowano domieszki uplastyczniające na bazie lignosulfonianów i upłynniające zawierające etery polikarboksylowe. Konsystencję kontrolowano bezpośrednio przed ułożeniem mieszanki betonowej zgodnie z PN-EN 206 [19]. Ponadto, kontrolowano czy zawartość powietrza nie przekraczała 2%, ponieważ większa zawartość powietrza utrudnia aplikację wierzchniej posypki utwardzającej.

Zastosowano zbrojenie rozproszone w postaci włókien stalowych 50/0,8 w ilości 25 kg/m³ betonu. Rodzaj i ilość włókien dobrano w oparciu o charakterystykę je wskaźnik wytrzymałości równoważnej $R_{e,3}=0,58$. Włókna dozowano w wytwórni, bezpośrednio do betonowozu. Badanie zawartości włókien stalowych i jednorodności mieszanki przeprowadzono na placu budowy, zgodnie z PN-EN 14721 [20]. Do badania pobierano trzy próbki z każdej partii podczas rozładowywania, po jednej z każdej trzeciej części objętości: początkowej, środkowej i końcowej.

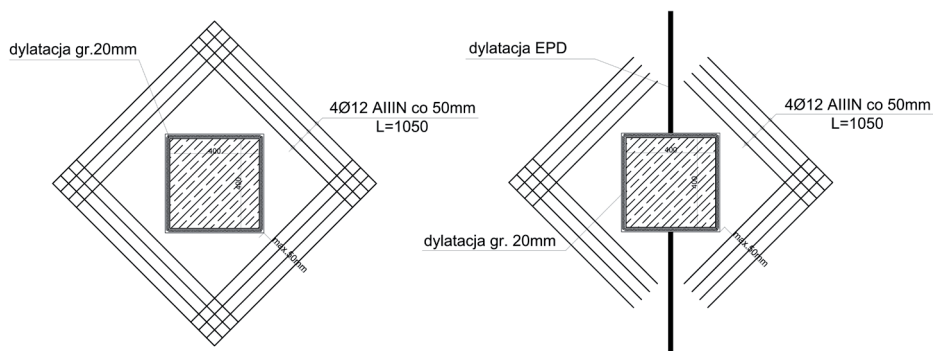


Fot. 2. Profile dylatacyjne z dyblami

W celu zapewnienia współpracy pomiędzy płytami (zmniejszenia naprężeń na krawędziach i w narożach) we wszystkich przerwach roboczych zastosowano systemowe

profile dylatacyjne EPD 3000 + DP8 (Fot. 2) o elementach wierzchnich w formie dwóch płaskowników 10×40×3000 ciągniętych na zimno ze stali S235JRC. Stanowią one skuteczną ochronę krawędzi płyt przed wykruszeniem, a ze względu na prostoliniowość wspomagają wykonanie płaskiej i równej posadzki. Do płaskowników przyspawano strzemię wykonane z prętów zbrojeniowych ϕ 10 mm ze stali B500SP, trwale stabilizujące konstrukcję dylatacji względem powierzchni posadzki. Płaskowniki połączono ze sobą za pomocą śrub nylonowych PA-66 o średnicy 8 mm, co umożliwia ich zerwanie pod wpływem skurczu betonu i otwarcie złącza profilu dylatacyjnego. Płyta rozdzielająca, wykonana z blachy zimnowalcowanej DC01 grubości 2 mm, stanowi bazę do mocowania dybli i pełni rolę deskowania traconego podczas wykonywania posadzki. Dyble DP8 ze stali S235 JRG w postaci blach walcowanych na gorąco o grubości 8 mm umieszczono w kieszeniach z tworzywa sztucznego w rozstawie co 500 mm. Dyble przenoszą obciążenia pomiędzy płytami, minimalizują efekt klawiszowania płyt, a po otwarciu złącza umożliwiają przesuw rozdzielonych płyt posadzki względem siebie.

Przy słupach oraz w narożach wklęsłych zastosowano zbrojenie z 4 prętów żebrowanych ϕ 12 mm w rozstawie co 50 mm, jak na rysunku 4. We wjazdach do hali na odcinku długości 2,0 m oraz przy dokach zastosowano zbrojenie dodatkowe w postaci siatki ϕ 6 mm o oczkach 150×150 mm. Dylatację obwodową pomiędzy ścianami (podwalinami), a płytą betonową wykonano jako szczelinę o szerokości 10 mm, wypełnioną pianką poliuretanową, natomiast pomiędzy słupami a płytą betonową wykonano szczelinę o szerokości 20 mm, również wypełnioną pianką. Ponadto, w otworach bramowych i drzwiowych zabezpieczono krawędzie posadzki kątownikiem 50×50×4mm.



Rys. 4. Dodatkowe zbrojenie posadzki przy słupach

Wykonanie płyty nośnej posadzki wymagało pełnego zabezpieczenia przed wpływami atmosferycznymi i utrzymania w hali temperatury 10÷20°C. Mieszanka betonowa była układana bezpośrednio z betonowozów. Proces wibrowania i poziomowania powierzchni płyty betonowej pokazano na fotografii 3.

Powierznię ułożonego i zawibrowanego betonu zacierano mechanicznie (fot. 4). Następnie, przed końcem wiązania betonu rozprowadzano sytki preparat utwardzający krzemowo-cementowy, który po związaniu z podkładem betonowym, tworzy trudnościeralną warstwę o jednolitej strukturze. Materiał aplikowano dwuetapowo „na krzyż” w łącznej ilości od 4 do 6 kg/m² i zacierano aż do uzyskania odpowiedniej gładkości powierzchni posadzki.



Fot. 3. Mechaniczne układanie mieszanki kompozytywnej



Fot. 4. Zacieranie i utwardzanie posadzki

Bezpośrednio po zatarciu, posadzkę zaimpregnowano płynnym utwardzaczem na bazie krzemianów litu, który przenika i chemicznie uszczelnia beton, tworząc czystą, zagęszczoną trwałą, oddychającą, paroprzepuszczalną i odporną na ścieranie powierzchnię. Impregnat zabezpiecza i chroni posadzkę przed pyleniem, wilgocią, zanieczyszczeniami oraz przed alkalicznymi wykwitami. Tak wykonaną płytę posadzki zabezpieczono przed odparowaniem wilgoci z powierzchni betonu poprzez przykrycie folią PE. Okres pielęgnacji wynosił 28 dni.

Do użytkowania nawierzchni przystąpiono po 90 dniach od zabetonowania. Fotografia 5 przedstawia regały przygotowane do wysokiego składowania. Sporządzona inwenta-

ryzacja geodezyjna potwierdziła spełnienie obostrzonych wymogów równości zarówno na całej powierzchni, jak i w wąskich korytarzach. Maksymalne odchyłki wymiarów na całej powierzchni posadzki wynosiły od -7 do +8 mm, zaś na łacie o długości 3 m – nie przekraczały 4 mm.



Fot. 5. Regały wysokiego składowania

5. Podsumowanie

Przyjęty układ warstw konstrukcyjnych posadzki betonowej spełnił założone oczekiwania. W trakcie realizacji uzyskano znacząco większe moduły odkształcenia sprężystego podbudowy w stosunku do zakładanych, wartość E_{v1} przekraczała 200 MPa, E_{v2} – osiągnął 400 MPa, przy zachowaniu stosunku $E_{v2}/E_{v1} < 2,0$. Ponadto, uzyskano beton klasy C35/45 spełniający wymagania stawiane betonom stosowanym w najsurowszych klasach ekspozycji [16]. Badania laboratoryjne próbek, pobieranych w trakcie betonowania, potwierdziły wysoką wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,28} = 49,3$ MPa i rozciąganie przy zginaniu $f_{ctm,fl} = 5,4$ MPa (w warunkach czteropunktowego zginania). Stwierdzono też wyraźny przyrost wytrzymałości betonu, wykonanego przy zastosowaniu cementu CEM II B-S, po upływie roku. Uzyskano wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,360} = 60,3$ MPa i rozciąganie przy zginaniu $f_{ctm,fl} = 6,97$ MPa.

Zrealizowana w opisany powyżej sposób posadzka bezspoinowa, o powierzchni ponad 15000 m², jest użytkowana w magazynie wysokiego składowania i przenosi zakładane obciążenia od wózków widłowych i silnie obciążonych regałów. Po roku bardzo intensywnej eksploatacji nie stwierdzono żadnych pęknięć.

Praca została częściowo wykonana w ramach projektu S/WBiŚ/2/2012 i sfinansowana ze środków na naukę MNiSW.

Literatura

- [1] Collepari M., Troli R., Bressan M., Liberatore F., Sforza G., Crack-free concrete for outside floors in the absence of wet curing and contraction joints, *Cement & Concrete Research*, 30, 2008.
- [2] Dmochowski G., Berkowki P., Strengthening of concrete ground floors in industrial halls – a case study. W: *Proceedings of the Concrete Solutions 5th International Conference on Concrete Repair*, 1-3 of September 2014, Belfast.
- [3] Dymidziuk B., *Fibrobetonowe posadzki bezspoinowe*, Nowoczesne Hale, 1/2010.
- [4] Flaga K., Śliwiński J., *Betony nowej generacji w budownictwie mostowym*, IBDiM – Zeszyt 62, Warszawa 2010.
- [5] ASTM C1018-97 Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). Withdrawn 2006.
- [6] JCI-SF4 Method of tests for flexural strength toughness of steel fiber reinforced concrete, *Concrete library of JSCE*. Nr 3, 1984, Japan.
- [7] DIN 18202:2013-04 Toleranzen im Hochbau – Bauwerke.
- [8] DIN 15185-1:1991-08. Lagersysteme mit leitliniengeführten Flurförderzeugen. Anforderungen an Boden, Regal und sonstige Anforderungen.
- [9] Hajduk P., *Projektowanie podłóg przemysłowych*, Wydawnictwa Naukowe PWN 2013.
- [10] Technical Report No 34, *Concrete Industrial Ground Floors – A guide to their Design and Construction*, wyd. 3, 2003.
- [11] Szydło A., *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja*. Polski Cement. Kraków 2004.
- [12] Falkowski K., *Projektowanie i realizacja placu manewrowego z kompozytów cementowych*, BTA 2/2015.
- [13] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [14] Tejchman J., Małasiewicz A., *Posadzki przemysłowe*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2006.
- [15] Glinicki M., *Beton ze zbrojeniem strukturalnym*, XXV Ogólnopolskie Warsztaty Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2010.
- [16] PN-S-06102:1997 Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.
- [17] PN-EN-S-02205:1998 Drogi samochodowe – wymagania i badania.
- [18] PN-S-96012:1997 Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem.
- [19] PN-EN 206-1:2014 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [20] PN-EN 14721 Metodyka badania betonu zbrojonego włóknem stalowym.