



SZYMON DAWCZYŃSKI, *szymon.dawczynski@polsl.pl*

AGNIESZKA KNOPPIK-WRÓBEL, *agnieszka.knoppik-wrobel@polsl.pl*

JACEK HULIMKA, *jacek.hulimka@polsl.pl*

Politechnika Śląska w Gliwicach

STAN TECHNICZNY CENTRUM HANDLOWO-USŁUGOWEGO PO 37 LATACH NIEUŻYTKOWANIA

TECHNICAL CONDITION OF SHOPPING CENTRE AFTER 37 YEARS WITHOUT UTILIZATION

Streszczenie W referacie opisano stan techniczny oraz możliwości rewitalizacji budynku szkieletowego wzniesionego na przełomie lat siedemdziesiątych i osiemdziesiątych ubiegłego wieku. Jego budowa nigdy nie została ukończona, a tym samym od prawie czterdziestu lat oszpeca on centrum jednego z dużych miast południowej Polski. Obecny stan techniczny obiektu jest zróżnicowany. Poszczególne elementy konstrukcyjne takie jak prefabrykowane płyty stropowe, płyty schodowe czy słupy żelbetowe znajdują się w stanie awaryjnym i wymagają pilnych prac zabezpieczających. Na zdecydowanie gorszy stan techniczny konstrukcji żelbetowych, w porównaniu ze stalowymi, mają wpływ nie tylko warunki atmosferyczne, ale również istotne błędy wykonawcze i montażowe popełnione na etapie budowy.

Abstract The paper describes technical condition together with possibilities of revitalisation of a frame structure built at the turn of 70s. and 80s. of the last century. The construction has never been finished, thus the building for almost forty years defaces the look of the center of a major city in southern Poland. The current state of the object is diverse. Certain structural elements such as precast floor slabs, stair slabs or reinforced concrete columns are in catastrophic state and require immediate repair works. Worse state of reinforced concrete elements – in comparison to steel structure – is a result of atmospheric conditions as well as execution and assembly errors at construction stage.

1. Opis ogólny obiektu

Opisywany obiekt to istniejący, nigdy nie ukończony i nie oddany do użytkowania budynek szkieletowy zlokalizowany w centrum jednego z dużych miast aglomeracji śląskiej. Można w nim wyróżnić dwa niezależne segmenty: pawilon północny i pawilon południowy. Połączone są one ze sobą w poziomie pierwszej kondygnacji pasażem dla pieszych i w parterze tunelem komunikacyjnym. Obiekt znajduje się w bezpośrednim otoczeniu istniejącej zabudowy o charakterze handlowo-usługowym. Od strony północnej, w poziomie terenu, żelbetowe słupy konstrukcji nośnej graniczą z pasmem drogowym, a obrys rzutu trzeciej kondygnacji i dachu jest przewieszony wspornikowo nad ruchliwą ulicą (w osiach konstrukcyjnych wysięg wsporników wynosi 3,7 m). Widok ogólny pawilonu północnego pokazano na rysunku 1, a południowego na rysunku 2.

Z uwagi na brak oryginalnej dokumentacji projektowej do opisu konstrukcji posłużono się ekspertyzami z 1986 r. [1], [2] oraz inwentaryzacją konstrukcyjną wykonaną przez autorów niniejszego referatu.

W rzucie głównych osi konstrukcyjnych budynek pawilonu północnego ma następujące wymiary: szerokość 27,0 m (trzy przęsła po 9,0 m) i długość 57,4 m (dwa przęsła po 12,0 m, dwa przęsła po 11,6 m, od południa przęsło 6,5 m i od północy przęsło 3,7 m). Wysokość całego obiektu ponad poziom terenu to około 15,0 m. Tworzą go trzy kondygnacje nadziemne o wysokości 4,80 m każda. Na niewielkim fragmencie rzutu zinwentaryzowano dwie piwnice o wymiarach 16,68×0,76 m i 2,57×3,70 m (kanał sieci CO i pomieszczenie klimatyzacji); obecnie obydwa pomieszczenia są zalane wodą.

Budynek pawilonu południowego ma regularną geometrię. Jego wymiary w rzucie głównych osi konstrukcyjnych to 30,6 m (trzy przęsła po 9,0 m i wspornikowo wysunięte przęsło 3,6 m od strony zachodniej) na 26,9 m (dwa przęsła po 11,6 m i wspornikowo wysunięte przęsło 3,7 m od południa). Pawilon tworzą trzy kondygnacje o wysokości 4,80 m każda. Ze względu na ukształtowanie otaczającego terenu pierwsza kondygnacja traktowana była jako podziemna.



Rys. 1. Widok pawilonu północnego



Rys. 2. Widok pawilonu południowego

2. Rys historyczny

Budowę pawilonu północnego rozpoczęto w maju 1976 roku i kontynuowano do grudnia 1984 roku, a budowę pawilonu południowego rozpoczęto w grudniu 1975 roku i kontynuowano do połowy 1983 roku [2]. W okresie tym wzniesiono szkielet konstrukcji nośnej obejmujący stalowe i żelbetowe słupy oraz stalowe żebra i podciąg. Wykonano również, z żelbetowych płyt prefabrykowanych, stropy poszczególnych kondygnacji, a także fragment stropodachu, część trzonów komunikacyjnych oraz większość ścian zewnętrznych. Obecnie, z uwagi na długi okres czasu jaki minął od wstrzymania robót budowlanych, ze ścian zewnętrznych pozostały tylko fragmenty stalowej konstrukcji wsporczej oraz pojedyncze warstwowe płyty osłonowe PW8/B o okładzinach stalowych i rdzeniu z pianki poliuretanowej (rys. 1, 2).

Zgodnie z planem funkcjonalnym obiektu, zawartym w ekspertyzach [1], [2] w pawilonie północnym na pierwszej kondygnacji miały być zlokalizowane pomieszczenia Okręgowej Spółdzielni Mleczarskiej (sala sprzedaży, magazyny, pomieszczenia pomocnicze i sanitarne) oraz WPHAPiS (sklep papieżniczy i kiosk). Na drugiej kondygnacji miały się znaleźć również pomieszczenia OSM (sala konsumentów, magazyny podręczne, zmywalnia i pracownia deserów) oraz pomieszczenia PPWK „Ruch” (kiosk i salon). Na ostatniej, trzeciej kondygnacji planowano pomieszczenia Zakładów Gastronomicznych (kawiarnia i pomieszczenia towarzyszące). W pawilonie południowym docelowo miały się znaleźć pomieszczenia Zakładów Gastronomicznych i Zakładów Piwowarsko-Słodowniczych (magazyny, biura, sale sprzedaży, szatnie, pomieszczenia techniczne i sanitarne).

3. Opis konstrukcji

Obiekt zaprojektowany został według systemu U-75/ZLS. Konstrukcję nośną tworzy stalowy szkielet złożony z krzyżujących się belek głównych i drugorzędnych oraz słupów. Na elementy systemu składają się blachownice spawane automatycznie (belki) oraz kształtowniki walcowane na gorąco (słupy i belki). Wszystkie elementy stalowe mają w przekroju poprzecznym kształt dwuteownika. Połączenia poszczególnych elementów w węzłach wykonano jako śrubowe.

Stropy międzykondygnacyjne utworzone są z systemowych, prefabrykowanych płyt żelbetowych o grubości 0,09 m, szerokości 1,19 m lub 1,49 m i długości 2,99 m. Płyty te, jako elementy systemu U-75/ZLS, zaprojektowane były z betonu marki $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$. W miejscach, w których planowano przejście przewodów instalacyjnych przez strop stosowano płyty uzupełniające o wymiarach $0,39 \times 0,69 \text{ m}$ i grubości 0,045 m. Docelowo konstrukcja stropów od spodu miała być osłonięta sufitem podwieszonym, spełniającym również funkcję ochrony przeciwpożarowej.

Stropodach nad trzecią kondygnacją zaprojektowano również jako systemowy (U-75/ZLS). Elementy nośne wykonane zostały z azurowych belek stalowych, do których przystrzelone są ocynkowane blachy trapezowe HL. Spadki główne miały być wykonane przez odpowiednie pochylenie połaci dachowych, a spadki wyrównawcze miano uzyskać poprzez odpowiednie ułożenie płyt z wełny mineralnej twardej. Jako izolację przeciwwodną przewidziano trzy warstwy papy na lepiku. Projektowane pochylenie połaci dachowej wynosiło 5%. Z uwagi jednak na niestaranność wykonania w wielu miejscach jest ono mniejsze i przyczynia się do niewłaściwego odprowadzania wody opadowej. W poziomie dachu zaprojektowano również liczne świetliki, mające na celu doświetlenie pomieszczeń ostatniej kondygnacji.

Istotne odstępstwa od systemu U-75/ZLS stwierdzono w przeszłach skrajnych budynku. W budynku pawilonu północnego od strony północnej wbudowano sześć dwukondygnacyjnych słupów żelbetowych (rys. 1). Przekrój poprzeczny tych słupów jest zbieżny, od $1,10 \times 1,60 \text{ m}$ w poziomie terenu do $1,10 \times 0,60 \text{ m}$ w poziomie głowicy. Według [1] projekt przewidywał wykonanie tych słupów z betonu marki $R_w = 170 \text{ kG/cm}^2$ (według obecnie obowiązującej klasyfikacji, beton ten należałoby zakwalifikować do klasy C12/15). Stopy fundamentowe pod opisane słupy zaprojektowano z tej samej klasy betonu. W południowej części budynku wbudowano dwa jednokondygnacyjne słupy żelbetowe o przekroju $0,25 \times 0,25 \text{ m}$, które nie były uwzględnione w oryginalnej dokumentacji projektowej. W pawilonie południowym wszystkie słupy pierwszej kondygnacji wykonano jako żelbetowe, o przekroju $0,60 \times 1,10 \text{ m}$, $0,60 \times 0,60 \text{ m}$ oraz $0,50 \times 0,90 \text{ m}$. Słupy w skrajnych osiach podłużnych (od wschodu i zachodu) ukryte są w ścianie murowanej. Od strony południowej budynku wykonano zewnętrzną klatkę schodową. Żelbetowe, prefabrykowane płyty biegowe i spocznikowe oparte są na belkach z kształtowników stalowych, które to z kolei mocowane są w ścianach żelbetowych obudowy klatki schodowej.

4. Stan techniczny obiektu

W wyniku przeglądu szkieletu stalowego stwierdzono liczne ślady korozji na większości elementów konstrukcyjnych. Oględziny wykazały, że na elementach, które w przeszłości były zabezpieczane powłokami z farb antykorozyjnych, korozja ma charakter powierzchniowy. Podobnie, ślady korozji noszą śruby w połączeniach elementów konstrukcyjnych. W stosunkowo najgorszym stanie są podciąg i żebra stropu pierwszej kondygnacji pawilonu południowego (rys. 3), które nie były zabezpieczone antykorozyjnie w tym samym okresie, co pozostałe elementy.

Blacha trapezowa HL mocowana do belek stalowych stropu trzeciej kondygnacji jest lokalnie uszkodzona, zwłaszcza w okolicach świetlików i niezabezpieczonych przepustów

instalacji deszczowej. Woda opadowa przedostająca się przez te miejsca regularnie zalewa strop niższej kondygnacji.



Rys. 3. Korozja żeber stropu pierwszej kondygnacji – pawilon południowy



Rys. 4. Uszkodzenia dwukondygnacyjnego słupa żelbetowego – pawilon północny

Słupy żelbetowe o przekroju $0,25 \times 0,25$ m w pawilonie północnym są stosunkowo smukłe i mimośrodkowo obciążone (wskutek błędów wykonawczych), w efekcie czego są silnie zarysowane i nieprostoliniowe. Badania wykazały wykonanie ich z betonu klasy C16/20, to jest nieco lepszego niż projektowany.

Główne słupy nośne w pawilonie północnym wykazują liczne spękania i odpadanie otuliny betonu spowodowane korozją zbrojenia głównego oraz strzemion (rys. 4). W badaniach wykazano wykonanie tych słupów z betonu klasy C25/30, to jest znacznie powyżej projektowanych parametrów ($R_w = 170 \text{ kG/cm}^2$).

Na pierwszej kondygnacji pawilonu południowego zlokalizowanych jest 12 żelbetowych słupów, na których oparte są stalowe belki stropu. Połowę z nich wykonano z betonu o parametrach wyraźnie niższych od projektowanych. We wszystkich tych słupach stwierdzono liczne odspojenia i ubytki otuliny betonowej, będące wynikiem korozji stalowych prętów zbrojeniowych. Do korozji zbrojenia istotnie przyczyniła się niska jakość wykonania (w tym zbyt mała otulina i rakowaty beton) oraz narażenie elementów na wielokrotne zawilgocenie oraz przemarzanie betonu. Ponadto stwierdzono, niedopuszczalne w przypadku elementów konstrukcyjnych, wypełnienie przestrzeni pomiędzy prętami zbrojeniowymi styropianem.

Wewnątrz pawilonu północnego wykonano trzy prefabrykowane wewnętrzne klatki schodowe (trzony o wymiarach $0,90 \times 0,90$ m) oraz dwie prefabrykowane obudowy szybów dźwigowych (o wymiarach $1,80 \times 1,40$ m). Obecnie tylko jedna klatka schodowa sięga trzeciej kondygnacji, dwie pozostałe kończą się w poziomie pierwszej kondygnacji, a wspornikowo mocowane płyty biegów schodowych (szerokości $0,90$ m) są zniszczone (rys. 5). Podobnie, tylko jedna obudowa szybu dźwigowego sięga trzeciej kondygnacji, a druga jest zniszczona w obrębie pierwszej kondygnacji (część obudowy leży na gruncie).



Rys. 5. Uszkodzone biegi schodowe – pawilon północny



Rys. 6. Widok pierwszej kondygnacji pawilonu południowego

Wewnątrz pawilonu południowego wykonano dwie prefabrykowane wewnętrzne klatki schodowe oraz cztery prefabrykowane obudowy szybów dźwigowych. Wszystkie obudowy szybów sięgają trzeciej kondygnacji (częściowo zasypane są gruzem i śmieciami), jedna klatka schodowa sięga drugiej kondygnacji, a druga z klatek sięga trzeciej kondygnacji. Na podstawie [1] i [2] stwierdzono, że wszystkie trzony klatek schodowych i obudowy szybów dźwigowych wykonane są z betonu o bardzo dobrej jednorodności i klasie przewyższającej klasę B20 (obecnie C16/20), wobec projektowanej wytrzymałości $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$. W trakcie przeglądu konstrukcji zewnętrznej klatki schodowej stwierdzono korozję kształtowników stalowych oraz zarysowania na całej szerokości dolnych powierzchni prefabrykowanych płyt biegowych. W miejscach oparcia tych płyt na belkach stalowych zaobserwowano ukośne rysy świadczące o niedostatecznej ilości lub złym układzie zbrojenia w miejscach, w których następuje koncentracja sił poprzecznych.

Jedynie elementy murowane z cegły znajdują się w obiekcie w poziomie pierwszej kondygnacji oraz w poziomie trzeciej kondygnacji, jako zwieńczenia obudów szybów dźwigowych. Stan techniczny murowanych ścian określono jako zróżnicowany. Największe obawy budzi stan ściany w północnej części obiektu (rys. 6). Z uwagi na jej wymiary geometryczne, brak usztywnień oraz duże otwory wykute w dolnej części, stateczność tej ściany jest zagrożona.

W poziomie stropów międzykondygnacyjnych oraz w poziomie stropodachu znajdują się fragmenty płyt PW8/B, które miały służyć jako zewnętrzne ściany osłonowe. W chwili obecnej w obiekcie pozostała tylko część płyt zamocowanych w trakcie budowy, a stan ich oceniono jako bardzo zły. Lokalnie elementy mocowań płyt oraz zewnętrzne okładziny z blachy są skorodowane, co skutkuje odrywaniem płyt od elewacji.

Ze wszystkich elementów konstrukcyjnych, stan techniczny żelbetowych płyt stropowych budzi największe zastrzeżenia. Płyty te noszą ślady uszkodzeń będących wynikiem wad i błędów na etapie produkcji i montażu oraz niekorzystnych warunków, w których stropy znajdowały się po wstrzymaniu robót budowlanych. Podstawowe wady płyt, wynikające z niedokładności ich wykonania w zakładzie prefabrykacji, to: rakowaty beton i zbyt mała otulina prętów zbrojeniowych (rys. 7), niedokładności wymiarowe oraz niewłaściwie zatarta powierzchnia górna. W wyniku błędów w trakcie montażu płyt na obiekcie, niektóre z nich mają zbyt małe głębokości oparcia na podporach, a ubytki betonu wypełniano deskami. W miejscach, w których planowano przejście przewodów instalacyjnych przez strop, powinny się znaleźć płyty uzupełniające SU, jednakże w większości przypadków płyt tych nie ma lub pozostawione otwory mają niewłaściwe wymiary. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono również, że część płyt jest zarysowanych, a kilka wręcz pękniętych (rys. 8). Na dolnych

powierzchniach niektórych płyt widoczne są białe naloty soli wapnia, wymytych przez penetrującą przez beton wodę. Do degradacji betonu i korozji stali zbrojeniowej w przedmiotowych płytach znacząco przyczynia się permanentne zalewanie wodą deszczową, tworzącą na źle nachylonej powierzchni bezodpływowe kałuże, co dodatkowo skutkuje przemarzaniem w okresie zimowym. O skali zjawiska mogą świadczyć mchy, które lokalnie wyrosły na znacznej powierzchni stropu. W podobnym stanie są płyty świetlika wykonanego w poziomie stropu nad drugą kondygnacją, w części środkowej pawilonu południowego.



Rys. 7. Uszkodzenia żelbetonowych płyt stropowych – pawilon północny



Rys. 8. Pęknięte płyty stropowe – pawilon południowy

Zgodnie z wynikami badań sklerometrycznych, beton z jakiego wykonano prefabrykowane płyty stropowe ma parametry nieco poniżej klasy wytrzymałościowej C12/15, nie spełniając tym samym warunków projektowych ($R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$).

4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

W ramach ekspertyzy wykonano analizę statyczno-wytrzymałościową stalowej konstrukcji nośnej obiektu, zgodnie z normami [3]÷[10]. Na podstawie przeprowadzonej inwentaryzacji konstrukcyjnej oraz bazując na jedynej dostępnej dokumentacji [1] i [2] ustalono przekroje i wymiary poszczególnych elementów konstrukcyjnych oraz określono schematy statyczne elementów nośnych. Następnie wykonano numeryczny model obliczeniowy i wykonano obliczenia w stanie istniejącym (z uwagi na brak koncepcji wykorzystania obiektu przez inwestora). W układzie obciążeń uwzględniono obciążenie ciężarem własnym konstrukcji oraz obciążenie śniegiem dachu w strefie drugiej. Pominięto obciążenie wiatrem, z uwagi na jego znikomą wartość (obecnie budynek jest otwarty, i w znacznej części osłonięty przylegającymi budynkami). Z uwagi na fakt, iż przedmiotowy obiekt nigdy nie został oddany do użytkowania (budowę przerwano w latach 1983–1984 i nigdy nie dokończono), zły stan techniczny płyt stropowych oraz brak koncepcji funkcjonalnej obiektu, w obliczeniach pominięto również obciążenia użytkowe.

Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej pawilonu północnego w postaci procentowego stopnia wyczerpania poszczególnych elementów konstrukcji stalowej przedstawiono z podziałem na poszczególne kondygnacje.

Pierwsza kondygnacja – stopień wyczerpania belek stalowych stropu nad pierwszą kondygnacją (żeber i pociągów) wynosi od kilku do dwudziestu kilku procent. Bardziej wyczerpane są słupy, w których stopień wyczerpania sięga 42%.

Druga kondygnacja – stopień wyężenia belek stalowych stropu nad drugą kondygnacją wynosi od kilku do trzydziestu procent (większe wyężenia w podciągach usytuowanych wzdłuż osi podłużnych z uwagi na większe rozpiętości). Stopień wyężenia słupów wynosi od 11÷25%.

Trzecia kondygnacja – stopień wyężenia belek stalowych stropodachu wynosi od kilkunastu do pięćdziesięciu procent. W tym przypadku również bardziej wyężone są słupy, od prawie trzydziestu do siedemdziesięciu kilku procent.

Wyniki analizy pawilonu południowego wykazały wyężenia poszczególnych elementów konstrukcyjnych na poziomie od kilku do siedemdziesięciu kilku procent (bardziej wyężone były słupy). Tylko w jednym słupie trzeciej kondygnacji stopień wyężenia wynosił 112%. Jednakże, obliczenia wykonywano zgodnie z załącznikiem AZ1 z 2006 roku do normy śniegowej [6], w którym to załączniku zwiększono współczynnik obciążenia do 1,5 oraz zmieniono strefę obciążenia śniegiem dla miejscowości, w której zlokalizowany był obiekt. W przypadku zastosowania oryginalnych zapisów normy [6], stopień wyężenia najsilniej obciążonego słupa wynosił 93%. Dlatego też przyjęto, że słup ten w stanie istniejącym nie wymaga wzmocnienia.

Na tym etapie prac inwestor nie miał żadnej koncepcji co do przyszłego zagospodarowania obiektu, w związku z tym dokładne obliczenia nie mogły być przeprowadzone. Wykonano natomiast liczne analizy wariantowe, mające na celu wskazanie głównych kierunków rewitalizacji konstrukcji. Zasadnicze wnioski wynikające z tych obliczeń to:

- konieczność minimalizacji obciążenia użytkowego,
- zalecenie wykonania ścian osłonowych jako samonośnych (na niezależnych fundamentach),
- konieczność demontażu istniejących płyt stropowych i wykonania nowego stropu żelbetowego, najlepiej jako zespolonego z istniejącą konstrukcją stalową (co znacznie poprawiłoby sztywność i stateczność konstrukcji),
- konieczność wykonania niezbędnych stężeń szkieletu stalowego,
- zmiana konstrukcji dachu na lekkie pokrycie.

Spełniając powyższe wytyczne i tak należy się liczyć z potencjalną koniecznością wzmocnienia niektórych elementów konstrukcyjnych (zwłaszcza słupów).

5. Podsumowanie

Przedstawiona konstrukcja budynku handlowo-usługowego jest przykładem obiektu porzuconego na pewnym etapie budowy i pozostawionego praktycznie bez jakichkolwiek zabezpieczeń. Pomimo upływu około 40 lat zarówno stan techniczny, jak i nośność oraz sztywność głównego układu nośnego pozwalają realnie myśleć o jego wykorzystaniu w niemal oryginalnej formie. Silnym uszkodzeniem, a nawet zniszczeniu uległy natomiast niezabezpieczone drugorzędne elementy konstrukcyjne i wykończeniowe.

Na opisany stan obiektu złożyły się nie tylko wybitnie niekorzystne warunki zewnętrzne, ale także, a może przede wszystkim, liczne wady wykonawcze oraz brak nawet prowizorycznych zabezpieczeń.

Literatura

1. Ekspertyza konstrukcji budowlanych pawilonów handlowych Centrum Handlowo-Usługowego, Etap II, czerwiec 1986.

2. Ekspertyza konstrukcji budowlanych pawilonów handlowych Centrum Handlowo-Uslugowego, Etap III, wrzesień 1986.
3. Norma PN-82/B-02000 „Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości”.
4. Norma PN-82/B-02001 „Obciążenia budowli. Obciążenia stałe”.
5. Norma PN-82/B-02003 „Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe”.
6. Norma PN-80/B-02010/AZ1 „Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem”.
7. Norma PN-77/B-02011/AZ1 „Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem”.
8. Norma PN-90/B-03200 „Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”.
9. Norma PN-B-06200:1997 „Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru”.
10. Norma PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

Artykuł został przygotowany w ramach projektu INSYSM 251373 FP7-PEOPLE-2009-IAPP finansowanego przez Unię Europejską.