

Analiza rozwiązania konstrukcyjnego płyty fundamentowej dla garażu wielostanowiskowego

Mgr inż. Jolanta Grzybowska, mgr inż. Marcin Midro,
Politechnika Krakowska

KS2015

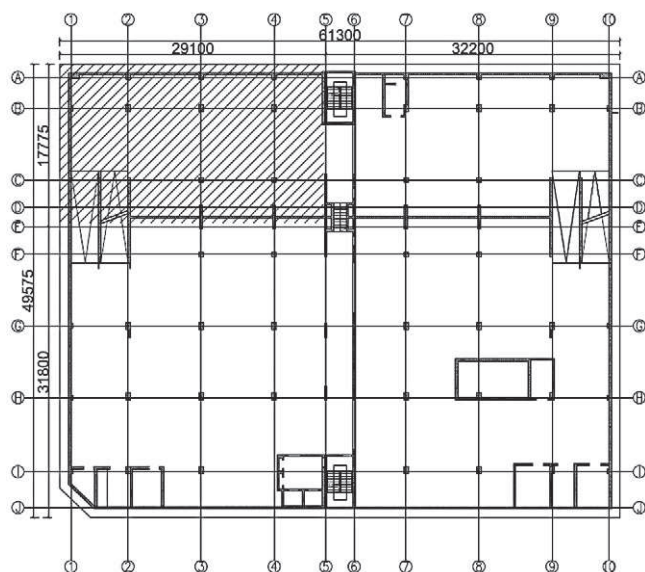
ARTYKUŁY PROBLEMOWE

1. Wprowadzenie

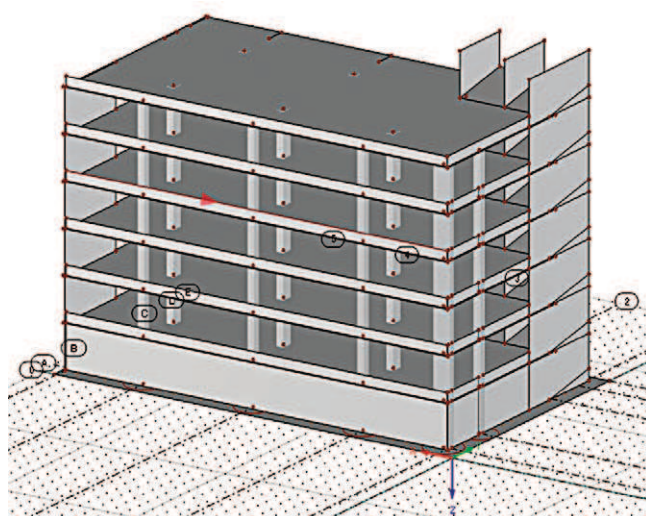
Analizowany budynek garażu zaprojektowano w układzie wielokondygnacyjnego parkingu rampowego. Garaż został podzielony na dwie części przesunięte w pionie o połowę kondygnacji, zapewniając możliwość parkowania 500 samochodów osobowych na siedmiu poziomach. Konstrukcja budynku została zaprojektowana jako żelbetowa, monolityczna w układzie płytowo-słupowym z żelbetowymi ścianami usztywniającymi. Konstrukcja wykonana z betonu klasy C30/37. Wysokość kondygnacji powtarzalnych wynosi 3,00 m. Rampy i schody między kondygnacjami przyjęto jako konstrukcje płytowe, rozparte pomiędzy równoległymi do nich ścianami konstrukcyjnymi. Siatkę słupów ustalono na module podstawowym 8,10 x 8,10 m. Słupy zaprojektowane o wymiarach przekroju: 0,50 x 0,80 m dla dwóch pierwszych kondygnacji, zmniejszony przekrój 0,50 x 0,65 m dla kondygnacji pośrednich oraz 0,50 x

0,50 m dla dwóch, najwyższych kondygnacji budynku. Ściany usztywniające przyjęto grubości 0,25 m. Płyty stropowe garażu zaprojektowano jako płaskie o grubości 0,30 m. Założono dylatację płyt stropowych. Przyjęto szczelinę dylatacyjną o szerokości 0,05 m, która będzie osłonięta uszczelką kompensacyjną. Słupy konstrukcji pierwszej kondygnacji parkingu zamocowano w monolitycznej płycie fundamentowej.

W pracy szczegółowo przeanalizowano oddylatowaną część budynku między osiami głównymi: 1-5 oraz A-F. Obszar o wymiarach 17,78 x 29,10 m został zaznaczony na rzucie płyty fundamentowej, co zostało przedstawione na rysunku 1. Na potrzeby analizy wykonano model oddylatowanej części budynku, który zaprezentowano na rysunku 2. Do analizy statyczno-wytrzymałościowej wykorzystano program RFEM 5.02 [15]. Stropy, ściany i płytę fundamentową modelowano elementami powłokowymi, a słupy przyjęto jako elementy prętowe. Zastosowano elementy czterowzłowe o długości boku nie przekraczającej 0,50 m jako powierzchniowe elementy skończone.



Rys. 1. Widok płyty fundamentowej z zaznaczonym obszarem objętym analizą



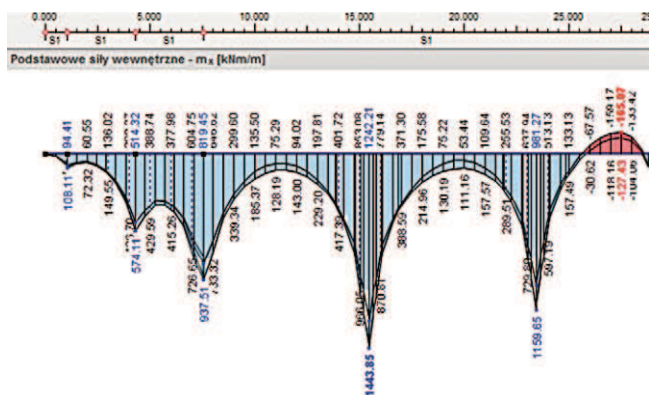
Rys. 2. Model obliczeniowy budynku wykonany w programie RFEM 5.02 [14]

2. Założenia projektowe

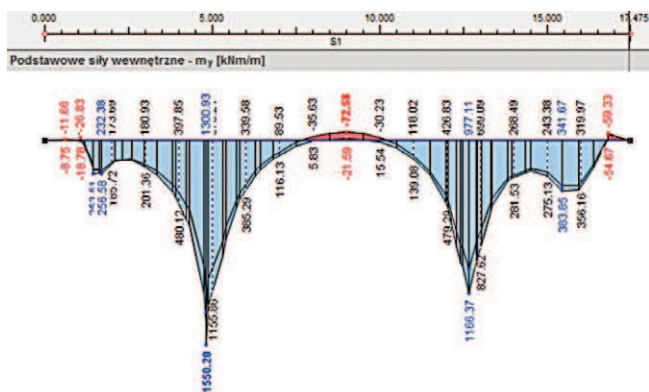
Płyta fundamentowa została zamodelowana jako element o stałej grubości odpowiednio dobrany dla wersji żelbetowej i sprężonej, wykonany z betonu klasy C30/37. Założono posadowienie bezpośrednio budynku na żelbetowej płycie fundamentowej o grubości 0,90 m, następnie po analizie i zastosowaniu sprężenia zdecydowano ograniczyć wysokość płyty.

W modelu wykorzystano materiały o właściwościach fizycznych odpowiadającym przewidzianym w projekcie budynku. W modelu przyjęto podparcie płyty na podłożu sprężystym o współczynniku $K_z = 15000 \text{ kN/m}^3$, co odpowiada lokalnym warunkom gruntowym oraz zaleceniom opracowania geologicznego: wymiana i wzmocnienie podłoża. Ponadto założono wykonanie płyty fundamentowej na warstwie 0,15 m betonu podkładowego C12/15.

Wszystkie obciążenia zostały zestawione według aktualnie obowiązujących norm [1, 2]. Zgodnie z lokalizacją przyjęto odpowiednie strefy, tj. strefa I obciążenia wiatrem oraz II obciążenia śniegiem. Obciążenie stałe założono zgodnie z funkcją budynku i zamodelowano poszczególne elementy w programie obliczeniowym [8, 15]. Wiodące obciążenie użytkowe od samochodów osobowych uwzględniono jako obciążenie zastępcze, równomiernie rozłożone o wartości $2,5 \text{ kN/m}^2$.



Rys. 3. Obwiednia momentów dla pasma słupowego C



Rys. 4. Obwiednia momentów dla pasma słupowego 3

Odpowiednio obciążając wydzielone obszary płyty fundamentowej (w ramach pasm słupowych i między-słupowych), stworzono cztery różne układy obciążeń (schemat A–D).

Kombinacje obciążeń zostały wykonane zgodnie z aktualnie obowiązującymi normami [1, 4]. Wyznaczono 10 przypadków obciążenia konstrukcji i wygenerowano 8 różnych kombinacji obciążeń. Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono wykresy obwiedni momentów zginających dla najbardziej wyężonego pasma słupowego, w kierunku podłużnym pasmo C i kierunku poprzecznym pasmo 3.

3. Wymiarowanie płyty fundamentowej

W artykule podjęto próbę zwymiarowania płyty fundamentowej garażu w wersji żelbetowej oraz sprężonej. Na podstawie uzyskanych wyników przeprowadzono porównanie wraz z analizą ekonomiczną wykonania płyty dla obu wariantów.

Obie wersje płyty fundamentowej zostały zwymiarowane analizując stan graniczny nośności na zginanie oraz na przebicie wg norm [3, 4]. Założono uproszczony model współdziałania podłoża-konstrukcja i właściwości gruntu zgodnie z wytycznymi [4, 14].

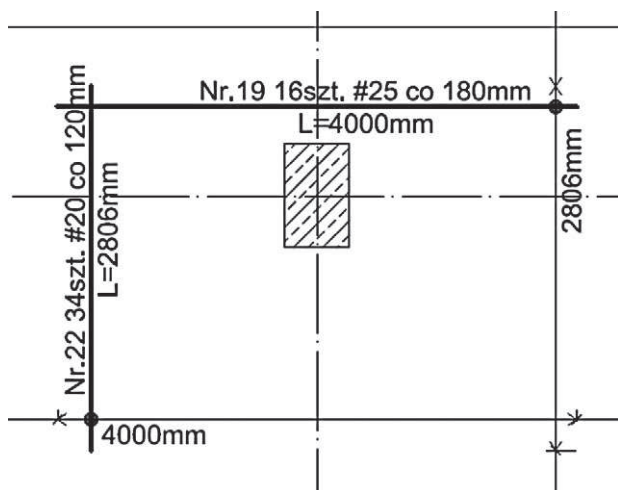
3.1. Wersja żelbetowa płyty

W wersji żelbetowej płyta fundamentowa o grubości 0,90 m jest dwukierunkowo zbrojona. Zastosowano beton klasy C30/37 na kruszywie o uziarnieniu nie większym niż 16 mm, natomiast stal zbrojeniową przyjęto klasy A-IIIIN RB 500W.

Płyta fundamentowa wielostanowiskowego garażu narażona jest na agresywne działania środowiska zewnętrznego m.in. jonów chlorkowych pochodzących z środków odladzających stosowanych w okresie zimowym. Założono zatem klasę ekspozycji XD3, natomiast klasę konstrukcji przyjęto na poziomie S3 (w przypadku analizy płyt). Dla górnego zbrojenia przyjęto otulinę betonową 60 mm, a dla zbrojenia dolnego 70 mm. Wyznaczono zbrojenie minimalne, przyjmując pręty zbrojeniowe płyty #25 mm co 180 mm, co odpowiada $A_{s,x,y} = 27,27 \text{ cm}^2/\text{m}$. Założono sumaryczny stopień zbrojenia dolnego i górnego płyty fundamentowej, który spełnia warunki zbrojenia minimalnego ze względu na stan graniczny użyteczności [3, 11, 13]. W miejscach gdzie zbrojenie minimalne okazało się niewystarczające, zastosowano wkładki dozbijające. Sprawdzono również warunek nośności płyty na przebicie, jednak zastosowane zbrojenie okazało się wystarczające i nie było wymagane dodatkowe zbrojenie na przebicie. Na rysunku 5 przedstawiono zbrojenie dolne dla analizowanej płyty fundamentowej w najbardziej wyężonym miejscu (obszar pod słupem B3).

3.2. Wersja sprężona płyty

Wymiarowanie wersji sprężonej płyty fundamentowej obejmuje dobranie odpowiedniej wysokości, przyjęcie siły sprężającej, trasowanie cięgien sprężających, wyznaczenie



Rys. 5. Wkładki dozbrajające dołem dla najbardziej wyężonego fragmentu płyty pod słupem B3

strat siły sprężającej, sprawdzenie dopuszczalnych naprężeń, obliczenie nośności na zginanie i przebicie. Analizując pracę konstrukcji, niekorzystne kombinacje obciążeń dla kluczowych pasm, warunki SGN, SGU (naprężenia) podjęto próbę zmniejszenia gabarytów płyty w wersji sprężonej i ostatecznie przyjęto wysokości 0,60 m. Klasa betonu i zastosowana stal zwykła pozostała jak dla wersji żelbetowej: odpowiednio C30/37 (minimalna, dopuszczalna klasa betonu dla kablobetonu) oraz stal A-IIIIN RB500W. Przyjęto cement klasy CEM I 32,5R i czas jednoetapowego sprężenia równy $t_0 = 21$ dni. Klasę konstrukcji oraz otulinę stali zwykłej zachowano jak dla monolitycznej wersji żelbetowej. Wyznaczono zbrojenie minimalne, przyjęto pręty #20 mm co 160 mm, co odpowiada $A_{s,x,y} = 19,63 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Po wykonaniu analizy statycznej konstrukcji i sił wewnętrznych dobrano potrzebną ilość sprężenia. Przyjęto założenie, iż płyta fundamentowa (kablobetonowa) zostanie sprężona jednokierunkowo wzdłuż krótszego boku. Sprężenie stanowią będą stalowe kable trzysplotowe (system 3C15) o polu powierzchni jednego splotu

równym $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$ [9]. Dobrano stal sprężającą Y1860S7 o średnicy nominalnej splotu 15,7 mm oraz $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$. Dobrano osłonki kanałowe o średnicy 40 mm. Założono naciąg każdego kabla siłą 642 kN. Siła sprężająca została zamodelowana w programie MES [15] jako obciążenie zastępcze od sprężenia. Przyjęto, że analizowana część płyty fundamentowej zostanie sprężona w jednym etapie przy zastosowaniu naciągu obustronnego.

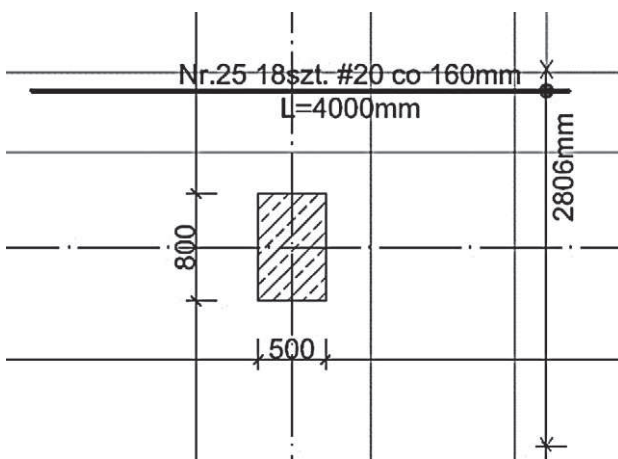
W celu analizy wyężenie sprężonej płyty fundamentowej rozważono trzy sytuacje obliczeniowe:

- **sytuacja I początkowa:** w chwili sprężenia $t_0 = 21$ dni, uwzględniona w obliczeniach siła po stratach doraźnych 565 kN na kabel (ciężar własny płyty, odpór podłoża);
- **sytuacja II przejściowa:** po $t_1 = 548$ dniach, tj. założony okres powstania konstrukcji i zamontowania głównych instalacji, siła po stratach 544 kN na kabel (całkowity ciężar własny konstrukcji oraz obciążenie stałe dodatkowe);
- **sytuacja III trwała:** analiza po 50 latach, tj. $t_{50} = 18263$ dni, przyjęta siła po stratach całkowitych 503 kN na kabel (obciążenia stałe oraz użytkowe).

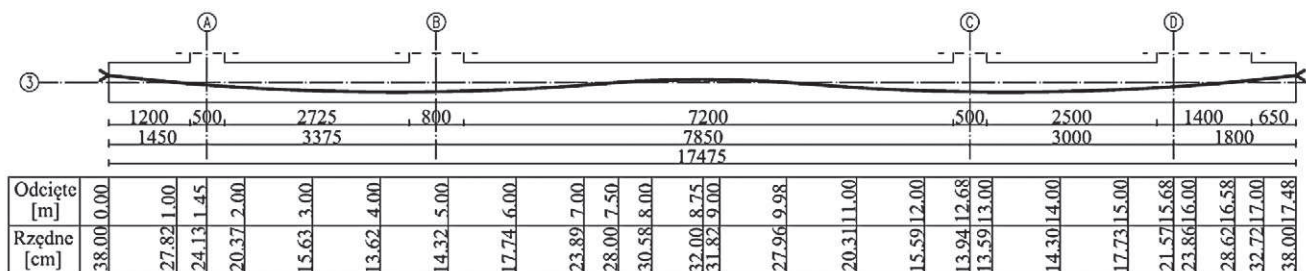
Dla wszystkich trzech sytuacji sprawdzono poprawność przyjętego sprężenia, wyznaczono starty doraźne oraz reologiczne siły sprężającej, a następnie skontrolowano dopuszczalne naprężenia. Trasa pojedynczego cięgna (ułożenie osłonek) była wyprofilowana zgodnie z założeniami projektowymi i wytycznymi [5, 6, 10]. Ostateczna trasa cięgien sprężających została wyznaczona dla wartości obciążeń zastępczych w sytuacji początkowej i weryfikacji w sytuacji trwałej (wylimitowanie momentów wzbudzonych). Jako kryterium doboru sprężenia przyjęto niedopuszczenie do powstania naprężeń rozciągających w analizowanych sytuacjach. Powyższe założenie wymagało użycia w pasmach słupowych kabli w rozstawie co 300 mm (na 1 mb. łącznie 10 spotów o powierzchni $15,0 \text{ cm}^2$), natomiast w pasmach międzysłupowych kabli co 600 mm (na 1 mb. łącznie 5 spotów o powierzchni $7,5 \text{ cm}^2$). Przyjęta trasa kabli sprężających została przedstawiona na rysunku 7.

W płycie fundamentowej dodatkowo zaprojektowano strefę zakotwień. Zastosowano 3 siatki zbrojenio-we (zamiast spirali) średnicy #12 w rozstawie co 110 i 160 mm. W ten sposób zabezpieczono element przed nadmiernymi naprężeniami rozciągającymi wgłębny-mi i przyczołowymi, które mogłyby spowodować odpryski betonu.

Analizę naprężeń przeprowadzono w 4 przekrojach płyty, dodatkowo uwzględniając różnicę strat siły sprężających na długości kabla. Wykazano, iż największe naprężenia występują dla sytuacji III trwałej w przekroju pod słupem 2B i wynoszą odpowiednio $\sigma_{ct} = -3,31 \text{ MPa}$ oraz $\sigma_{cc} = 9,52 \text{ MPa}$. Wyznaczone naprężenia są poniżej dopuszczalnych w betonie określonych w [3, 7, 12], tj. dla C30/37 średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie $f_{ctm}(t_{50}) = 3,69 \text{ MPa}$, a dopusz-



Rys. 6. Wkładki dozbrajające dołem dla najbardziej wyężonego fragmentu płyty pod słupem B3



Rys. 7. Trasa pojedynczego kabla sprężającego

czalny poziom naprężeń ściskających dla kablobetonu $0,6f_{ck}(t_{50}) = 24,19$ MPa. W pozostałych miejscach naprężenia rozciągające σ_{ct} wahają się w granicach: sytuacja I początkowa od -0,65 MPa do -2,45 MPa, sytuacja II przejściowa -0,23 MPa do -1,06 MPa.

Wyznaczono również nośność na zginanie metodą uproszczoną. W najbardziej wyężonym miejscu (paśmo słupowe 3) największa wartość obliczeniowa momentu zginającego wynosiła 953,24 kNm, a wyężenie przy określeniu nośności na zginanie osiągnęło 82,3%. Dokonano sprawdzenia warunku na przebicie. Wykazano, że zbrojenie w sprężonej płycie fundamentowej na przebicie nie jest wymagane.

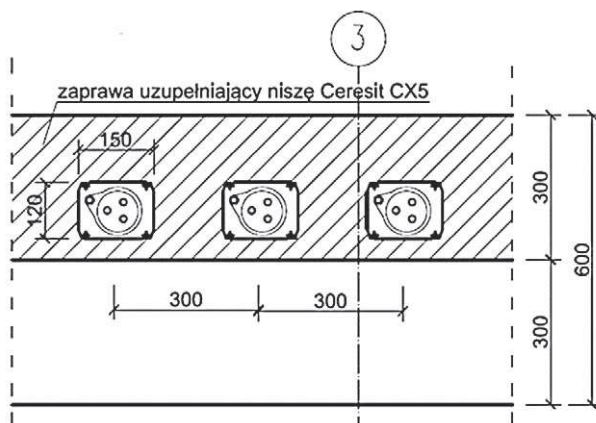
Ze względu na sposób sprężenia oraz zabezpieczenie antykorozyjne, zakotwienia czynne umieszczono w specjalnie wyprofilowanych niszach, które po sprężaniu zostaną wypełnione m.in. wodoszczelną zaprawą cementową o pH~12,4. Na rysunku 8 przedstawiono widok zakotwień czynnych po wykonaniu iniekcji kanałów kablowych i zabezpieczeniu zakotwień zaprawą uzupełniającą.

3.3. Porównanie wersji

Pod względem analizy trwałości konstrukcji, uwzględniając zastosowanie materiałów o odpowiednich właściwościach mechanicznych (beton, stal, zakotwienia) oraz nakłady pracy związane z robotami ziemnymi należy uznać, że wykonanie płyty w wersji sprężonej za rozwiązanie korzystniejsze.

Zastosowanie betonu o wyższej klasie w konstrukcjach żelbetowych pozwala minimalnie zmniejszyć wymiary przekroju. W konstrukcjach żelbetowych stal zwykła stanowi zbrojenie bierne i głównie pracuje jako wzmocnienie rozciąganych przekrojów betonowych (zasadnicza praca w modelach uproszczonych SGN).

W wersji sprężonej płyty fundamentowej można skutecznie wykorzystywać beton wysokich wytrzymałości, którego cena nie jest już znacząco droższa niż betonów zwykłych klas, a właściwości mechaniczne są znacznie lepsze. Dla konstrukcji kablobetonowych w momencie naciągu nie ma bezpośredniego kontaktu stali sprężającej z betonem, co pozwala również w pełni wykorzystać parametry mechaniczne stali. Po iniekcji kanałów kablowych uzyskuje się tzw. „wtórną przyczepność”, ciągłość przekrojów oraz zabezpieczenie stali sprężającej. Kolejny argument



Rys. 8. Płyta fundamentowa w paśmie słupowym od strony zakotwień czynnych

przemawiający za stosowaniem konstrukcji sprężonych to występujące w obszarze otuliny betonowej trwałe naprężenia ściskające, które pozwalają na uzyskanie szczelniejszej struktury betonu oraz eliminację rys, co z kolei prowadzi do poprawy trwałości konstrukcji.

Należy podkreślić, iż konstrukcje sprężone są znacznie bardziej „wymagające” pod względem technologicznym niż konstrukcje żelbetowe, wszelkie błędy technologiczne oraz defekty materiałowe prowadzą do dużo poważniejszych skutków niż w elementach żelbetowych. Jednak dzięki wprowadzeniu betonu sprężonego do budownictwa można stosować nowsze i wydajniejsze technologie, nowoczesne rozwiązania. Poprzez wykorzystanie sprężenia istnieje możliwość m.in. zmniejszenia przekrojów, a także zastosowania rozwiązań lepszych pod względem właściwości mechanicznych oraz trwałości, a niekiedy droższych, co potwierdza przedstawiona poniżej analiza ekonomiczna.

3.4. Analiza ekonomiczna obu rozwiązań konstrukcyjnych

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń dokonano analizy ekonomicznej wykonania płyty w wersji żelbetowej oraz sprężonej. Porównanie kosztów przeprowadzono w oparciu o aktualne ceny rynkowe netto betonu, stali zbrojeniowej oraz sprężającej. W poniższej tabelicy zestawiono koszt materiałów dla obu rozwiązań konstrukcyjnych analizowanego fragmentu płyty fundamentowej.

Ograniczenie grubości płyty fundamentowej spowodowało wydatne obniżenie kosztów betonowania, tj. o 45 610 PLN. Ze względu na zastosowanie cięgien sprężających ograniczono również ilość stali zwykłej. Po uwzględnieniu niezbędnej ilości zbrojenia zwykłego różnica między rozważanymi wersjami konstrukcji wyniosła 26 657 PLN. W szacunkowym kosztorysie najdroższym etapem inwestycji jest wykonanie „sprężenia konstrukcji” (uwzględniając materiał i robociznę). Na podstawie ilości zastosowanej stali i średnich cen rynkowych ustalono, iż całkowity koszt wykonania sprężenia dla analizowanego fragmentu płyty wynosi 88 142 PLN. Oszacowana kwota uwzględnia materiał, tj. stal sprężającą, ostionki kablowe, zakotwienia, iniekcję, zabezpieczenie oraz robociznę, tj. pracę zespołu sprężającego, prace towarzyszące. Przeprowadzona analiza wykazała, iż wykonanie płyty w wersji sprężonej będzie rozwiązaniem droższym o ok. 7%. Różnica wynosi 15 875 PLN na korzyść wersji żelbetowej.

Odpowiednio dobrane i racjonalnie wykorzystane zbrojenie sprężające, pozwalają ograniczyć wymiary elementów sprężonych w stosunku do wymiarów analogicznie pracującej konstrukcji żelbetowej. Przy odpowiednim doborze geometrii dla analizowanej konstrukcji można zastosować rozwiązania lepsze pod względem trwałości i ogólnej estetyki (konstrukcja sprężona), a wykonanie jest niekoniernie dużo droższe od tradycyjnych rozwiązań, co potwierdzono w dokonanej analizie.

Dodatkowo należy podkreślić, że konstrukcje sprężone charakteryzują się dłuższym czasem użytkowania oraz mniejszą ilością koniecznych napraw i konserwacji (szczelny beton, ochrona antykorozyjna stali). Ma to szczególne znaczenie w przypadku dużych obiektów, których wyłączenie z użytkowania wiąże się ze znacznymi kosztami. Po zestawieniu wszystkich kosztów zarówno na etapie wykonania, jak i eksploatacji wersja sprężona może okazać się rozwiązaniem tańszym.

4. Podsumowanie

Obecnie konstrukcje kablobetonowe znajdują coraz szersze zastosowanie w budownictwie kubaturowym. Architekci i konstruktorzy stosując technologię sprężania mogą tworzyć coraz śmielsze konstrukcje, a możliwość zwiększania rozpiętości przęseł i ograniczenie wysokości płyt (stopowych i fundamentowych) daje ogromne możliwości swobodnego kształtowania obiektów. Dla inwestorów istotną korzyścią jest znaczne zwiększenie trwałości konstrukcji kablobetonowej przez uzyskanie szczelniejszej struktury betonu (wprowadzenie trwałych naprężeń ściskających, również w obszarze otuliny betonowej).

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz stwierdzono, że:

- Odpowiednio dobrane i racjonalnie wykorzystane zbrojenie sprężające, pozwala ograniczyć wymiary elementów sprężonych w stosunku do wymiarów analogicznie

Tabela 1. Całkowity koszt wykonania konstrukcji oddylatowanej części płyty fundamentowej

Materiały	Wersja żelbetowa [PLN]	Wersja sprężona [PLN]
Beton	136 829	91 219
Stal zwykła	109 043	82 386
Stal sprężająca	-	88 142
Suma	245 872	261 747
Różnica	15 875	

pracującej konstrukcji żelbetowej, zachowując lub nawet poprawiając wymagane parametry konstrukcji (tj. ograniczenie zarysowania, ugięcie, osiadanie).

- Zastosowanie sprężenia zwiększa nośność na przeciecie.
- Zastosowanie odpowiednich materiałów (właściwych splotów i zakotwień) oraz profesjonalne sprężenie czyni konstrukcje kablobetonowe ekonomicznymi, trwałymi i niezawodnymi rozwiązaniami. Prawidłowo zaprojektowane i wykonane sprężenie znacząco wydłuża czas użytkowania konstrukcji.
- W analizie ekonomicznej wykazano, że wykonanie płyty fundamentowej w wersji sprężonej jest niewiele droższe od wersji żelbetowej, ale to rozwiązanie niesie za sobą wiele korzyści, tj. podwyższenie szczelności, skuteczne wykorzystanie betonu i stali sprężającej oraz eliminacje rys.
- Projektowanie fundamentów sprężonych to rozwiązanie nadal niezbyt popularne, nietypowe, które generuje więcej problemów niespotykanych w tradycyjnej konstrukcji żelbetowej. Powinny być zatem projektowane i wykonywane ostrożnie.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1990: 2004, Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji
- [2] PN-EN 1991-1-1:2004, Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcję, Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [3] PN-EN 1992-1-1: 2008, Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [4] PN-EN 1997-1:2008: Eurokod 7, Projektowanie geotechniczne, Część 1: Zasady ogólne
- [5] Ajdukiewicz A., Mames J., Konstrukcje z betonu sprężonego, Polski Cement, Kraków, 2008
- [6] Concrete Society, Technical Report no 43, Post Tensioned Concrete Floors, Design Handbook
- [7] Derkowski W., Projektowanie konstrukcji sprężonych wg Eurokodu 2, Część 1, Builder nr 11/2013
- [8] Grzybowska J., Projekt konstrukcji płyty fundamentowej garażu wielopoziomowego – wersja żelbetowa i sprężona, Praca dyplomowa magisterska, Politechnika Krakowska, Kraków, 2014
- [9] Gwoździwicz P., Sprężanie konstrukcji, rozwiązania nowe i najnowsze, Vademecum inżyniera, Budownictwo mostowe edycja 2013
- [10] Naaman A. E., Prestressed Concrete Analysis and Design – Fundamentals. Techno Press 3000, 2004
- [11] Seruga A., Szydłowski R., Badanie deformacji płyty na gruncie z betonu sprężonego w dwóch kierunkach, Konferencja Naukowo-Techniczna „Konstrukcje Sprężone KS 2012”, Kraków 2012, s. 213-214
- [12] Sieńko R., Konstrukcje kablobetonowe, Wykład na XXV Ogólnopolskich Warsztatach Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 2010
- [13] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, Tom III, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2012
- [14] Wiłun Z., Zarys geotechniki, WKŁ, Warszawa, 2001
- [15] RFEM 5.02, Program komputerowy, Dlubal Software GmbH, 2013