

Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów

Część 2: Podstawowe wiadomości o drogowych obiektach mostowych

01-2020.09.10

**Wzorce i standardy
rekomendowane przez
Ministra właściwego ds. transportu**

WR-M-21-2

WR-M-21-2

**Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów. Część 2:
Podstawowe wiadomości o drogowych obiektach mostowych**

Wersja: **01**

Obowiązuje od: **2020.09.10**

Rekomendował: **Minister Infrastruktury w dniu 10 września 2020 r. (DDP-4.0600.8.2020)**

Wzorce i standardy rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu:

- 1) nie stanowią przepisów techniczno-budowlanych w rozumieniu ustawy – Prawo budowlane,
- 2) zgodnie z ustawą o drogach publicznych przeznaczone są do dobrowolnego stosowania,
- 3) nie zwalniają osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne w budownictwie z odpowiedzialności zawodowej.

Opracował Zespół w składzie:

Damian Kaleta – Koordynator, Dominik Macheta, Ewa Michalak, Ewelina Reizer, Tomasz Siwowski, Artur Wysocki

Jednostka odpowiedzialna:

Ministerstwo Infrastruktury, Departament Dróg Publicznych
ul. Chałubińskiego 4/6, 00-968 Warszawa

© Skarb Państwa – Minister Infrastruktury

Zdjęcie na okładce © Artur Wysocki

Opracowanie sfinansowano ze środków Funduszu Spójności w ramach działania 2.1 Programu Operacyjnego Pomoc Techniczna 2014-2020



Rzeczpospolita
Polska

Unia Europejska
Fundusz Spójności



Spis treści

- 1 Wprowadzenie**
- 2 Definicje i pojęcia**
- 3 Klasyfikacje drogowych obiektów mostowych i przepustów**
 - 3.1 Podstawowe elementy obiektów mostowych i przepustów
 - 3.2 Kryteria klasyfikacji obiektów mostowych
- 4 Podstawowe materiały konstrukcyjne**
 - 4.1 Beton konstrukcyjny
 - 4.2 Stal zbrojeniowa
 - 4.3 Stal sprężająca
 - 4.4 Stal konstrukcyjna (walcowana)
- 5 Podstawowe elementy wyposażenia drogowych obiektów mostowych**
 - 5.1 Łożyska
 - 5.2 Urządzenia i przykrycia dylatacyjne
 - 5.3 Odwodnienie obiektów mostowych
 - 5.4 Kapy betonowe i deski gzymsowe
 - 5.5 Balustrady i bariery ochronne
 - 5.6 Płyty przejściowe
- 6 Potencjalne uszkodzenia drogowych obiektów mostowych**
 - 6.1 Przepusty
 - 6.2 Przęsła betonowe monolityczne
 - 6.3 przęsła betonowe prefabrykowane
 - 6.4 przęsła stalowo – betonowe
 - 6.5 Betonowe podpory mostów
 - 6.6 Elementy wyposażenia
 - 6.7 Izolacja płyty
 - 6.8 Nawierzchnia jezdni
 - 6.9 Nawierzchnia chodnika

7 Instrukcja utrzymania drogowych obiektów mostowych

7.1 Książka Obiektu Mostowego

7.2 System przeglądów drogowych obiektów mostowych

7.3 Podstawowe prace utrzymaniowe

8 Szacunek kosztów drogowych obiektów mostowych w cyklu życia

8.1 Koszt w cyklu życia

8.2 Uproszczony przykład analizy LCCA

9 Piśmiennictwo

1

Wprowadzenie

Część II „Katalogu typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów” zawiera podstawowe wiadomości o drogowych obiektach mostowych, które mogą być pomocne głównie inwestorom (w szczególności samorządowym) oraz projektantom w przygotowaniu inwestycji mostowej i zarządzaniu utrzymaniem obiektów mostowych.

W rozdziale drugim podano podstawowe definicje i pojęcia z obszaru mostownictwa, stosowane w tej części katalogu. Definicje zaczerpnięto z Polskich Norm i przepisów prawa obowiązujących na koniec IV kwartału 2018 r. W szczególności dotyczy to definicji zawartych w rozporządzeniu w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63, poz. 735 z późn. zm.) [5]. Kolejno przedstawiono klasyfikację drogowych obiektów mostowych, ograniczoną do rodzajów obiektów zawartych w katalogu. Klasyfikację uzupełniono opisem podstawowych elementów wyposażenia drogowych obiektów mostowych, w tym łożysk, urządzeń i przykryć dylatacyjnych, odwodnienia, kap betonowych, desek gzymsowych, balustrad, barier ochronnych, płyt przejściowych, izolacji płyty oraz nawierzchni chodnika i jezdni.

W części II katalogu podano wymagania materiałowe i technologiczne podstawowych materiałów konstrukcyjnych, takich jak beton, stal zbrojeniowa, stal konstrukcyjna oraz stal sprężająca. Ponadto w tej części zawarto podstawowe informacje związane z utrzymaniem drogowych obiektów mostowych i przepustów. Opisano potencjalne uszkodzenia, jakie mogą wystąpić w okresie eksploatacji obiektów ujętych w katalogu, oraz podano podstawowe obowiązki administratorów obiektów mostowych związane z ich utrzymaniem. W instrukcji utrzymania drogowych obiektów mostowych przedstawiono reguły prowadzenia książki obiektu mostowego oraz omówiono system przeglądów drogowych obiektów mostowych i przepustów obowiązujący na drogach publicznych w Polsce. Instrukcję uzupełnia opis podstawowych prac utrzymaniowych.

Ostatni rozdział części II katalogu stanowi metodyka szacowania kosztów drogowych obiektów mostowych w cyklu życia (LCCA). Przedstawiono podstawowe informacje na temat analiz LCCA, wymieniono elementy niezbędne do wykonania tej analizy, omówiono rodzaje kosztów występujących w cyklu życia oraz podano metodykę obliczeń. Na koniec przedstawiono uproszczony przykład analizy LCCA na podstawie obiektu z części I katalogu.



2 Definicje i pojęcia

Pojęcia użyte w katalogu mają znaczenie zgodne z definicjami według obowiązujących norm, w tym w szczególności Eurokodów, oraz obowiązujących na koniec IV kwartału 2018 r. przepisów prawa, w szczególności Ustawy z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych [1], Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63, poz. 735 z późn. zm.) [5]. Definicje zestawiono alfabetycznie.

Budowa – należy przez to rozumieć wykonywanie obiektu budowlanego w określonym miejscu, a także odbudowę, rozbudowę, nadbudowę obiektu budowlanego [2].

Budowla – każdy obiekt budowlany niebędący budynkiem lub obiektem małej architektury, jak: obiekty liniowe, lotniska, mosty, wiadukty, estakady, tunele, przepusty, sieci techniczne, wolno stojące maszty antenowe, wolno stojące trwale związane z gruntem tablice reklamowe i urządzenia reklamowe, budowle ziemne, obronne (fortyfikacje), ochronne, hydrotechniczne, zbiorniki, wolno stojące instalacje przemysłowe lub urządzenia techniczne, oczyszczalnie ścieków, składowiska odpadów, stacje uzdatniania wody, konstrukcje oporowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, sieci uzbrojenia terenu, budowle sportowe, cmentarze, pomniki, a także części budowlane urządzeń technicznych (kotłów, pieców przemysłowych, elektrowni jądrowych i innych urządzeń) oraz fundamenty pod maszyny i urządzenia jako odrębne pod względem technicznym części przedmiotów składających się na całość użytkową [2].

Chodnik – część drogi przeznaczona do ruchu pieszych [1].

Długość całkowita obiektu – odległość w rzucie poziomym mierzona po osi jezdni lub ciągu komunikacyjnego między zewnętrznymi krawędziami pomostu. Do długości kładek dla pieszych wlicza się długości wszystkich schodów i pochylni mierzonych po osiach ciągów pieszych [6].

Droga – budowla wraz z drogowymi obiektami inżynierskimi, urządzeniami oraz instalacjami, stanowiąca całość techniczno-użytkową, przeznaczona do prowadzenia ruchu drogowego, zlokalizowana w pasie drogowym. Podział dróg ze względu na kategorię:

- droga krajowa – klasy A, S lub GP,
- droga wojewódzka – klasy GP lub G,
- droga powiatowa – klasy GP, G lub Z,
- droga gminna – klasy GP, G, Z, L lub D [1].



Droga rowerowa – droga przeznaczona do ruchu rowerów albo rowerów i pieszych, z której może korzystać każdy zgodnie z jej przeznaczeniem [1].

Droga publiczna – droga zaliczona do jednej z kategorii dróg, z której może korzystać każdy zgodnie z jej przeznaczeniem, z ograniczeniami i wyjątkami określonymi w ustawie lub innych przepisach szczególnych [1].

Drogowy obiekt inżynierski – obiekt mostowy, tunel, przepust i konstrukcja oporowa [1].

Jezdnia – część drogi przeznaczona do ruchu pojazdów [1].

Konstrukcja – uporządkowany zespół połączonych ze sobą części, zaprojektowanych w celu przenoszenia obciążeń i zapewnienia odpowiedniej sztywności [38].

Materiał konstrukcyjny – materiał użyty w obiekcie budowlanym, np. beton, stal, drewno [38].

Obiekt mostowy – budowla przeznaczona do przeprowadzenia drogi, samodzielnego ciągu pieszego lub pieszo-rowerowego, szlaku wędrówek zwierząt dziko żyjących lub innego rodzaju komunikacji gospodarczej nad przeszkodą terenową, a w szczególności most, wiadukt, estakada, kładka [1].

Pas awaryjnego postoju, „pas awaryjny” - część pobocza służąca do zatrzymywania się i postoju pojazdów unieruchomionych z przyczyn technicznych [4].

Pas drogowy – wydzielony liniami granicznymi grunt wraz z przestrzenią nad i pod jego powierzchnią, w którym są zlokalizowane droga oraz obiekty budowlane i urządzenia techniczne związane z prowadzeniem, zabezpieczeniem i obsługą ruchu, a także urządzenia związane z potrzebami zarządzania drogą [1].

Pas dzielący

- środkowy pas dzielący – część drogi stanowiąca rozdzielanie jezdni przeznaczonych dla przeciwnych kierunków ruchu,
- boczny pas dzielący – część drogi stanowiąca rozdzielanie jezdni o różnych funkcjach [4].

Poręcz – element zwieńczający balustradę lub samodzielny element mocowany do konstrukcji obiektu inżynierskiego bądź innego elementu służący do oparcia lub przytrzymania [5].

Przepust – budowla o przekroju poprzecznym zamkniętym, przeznaczona do przeprowadzenia cieków, szlaków wędrówek zwierząt dziko żyjących lub urządzeń technicznych przez nasyp drogi [1].

Przeszkoda terenowa

- przeszkoda naturalna – element środowiska, a w szczególności dolina, bagno, rzeka, wąwóz, wzniesienie, szlak wędrówek zwierzęcy dziko żyjącej,
- przeszkoda sztuczna – dzieło ludzkie, a w szczególności droga, linia kolejowa, kanał, rurociąg, ciąg pieszy lub rowerowy [5].

Rodzaj konstrukcji – wskazanie podstawowego materiału konstrukcyjnego, np. konstrukcja żelbetonowa, konstrukcja stalowa, konstrukcja drewniana, konstrukcja murowa, konstrukcja zespolona stalowo-betonowa [38].

Rozpiętość teoretyczna przęsła – odległość między osiami podparć przęsła, mierzona wzdłuż osi obiektu oraz rozpiętość przęsła w świetle podpór, mierzona również wzdłuż osi obiektu na poziomie styku przęsła z ławami podporowymi [6].

Rozstaw podpór

- dla podpór wewnętrznych – odległości między punktami przecięcia dwóch sąsiednich osi korpusów podpór z osią podłużną obiektu,
- dla podpór skrajnych – odległość między punktami przecięcia osi korpusu filara z osią podłużną obiektu a punktem przecięcia osi podparcia przęsła z osią podłużną obiektu nad przyczółkiem,
- dla konstrukcji ramowych – odległość pomiędzy punktami przecięcia osi słupów z osią podłużną obiektu [6].

Sprężenie – stałe działanie kontrolowanych sił lub wymuszenie kontrolowanych odkształceń wewnątrz konstrukcji [41].

Szerokość obiektu – odległość między zewnętrznymi krawędziami przęseł mierzona prostopadle do osi podłużnej obiektu [6].

Światło mostu – odległość między ścianami przyczółków mierzona na poziomie miarodajnej rzędnej zwierciadła wody, prostopadle do kierunku przepływu, zmniejszona o sumę grubości filarów na tym samym poziomie [5].

Typ konstrukcji – układ elementów konstrukcyjnych, np. rama, most wiszący [38].

Utrzymanie – zbiór działań podejmowanych w trakcie okresu użytkowania konstrukcji w celu spełnienia przez nią wymagań niezawodności [38].

Wykonanie – wszystkie czynności podejmowane w celu fizycznej realizacji obiektu budowlanego, łącznie z zaopatrzeniem, nadzorem i opracowaniem dokumentacji. Uwaga: Termin obejmuje prace na placu budowy. Może również oznaczać wykonanie elementów obiektu poza placem budowy i ich wbudowanie na miejscu budowy [38].

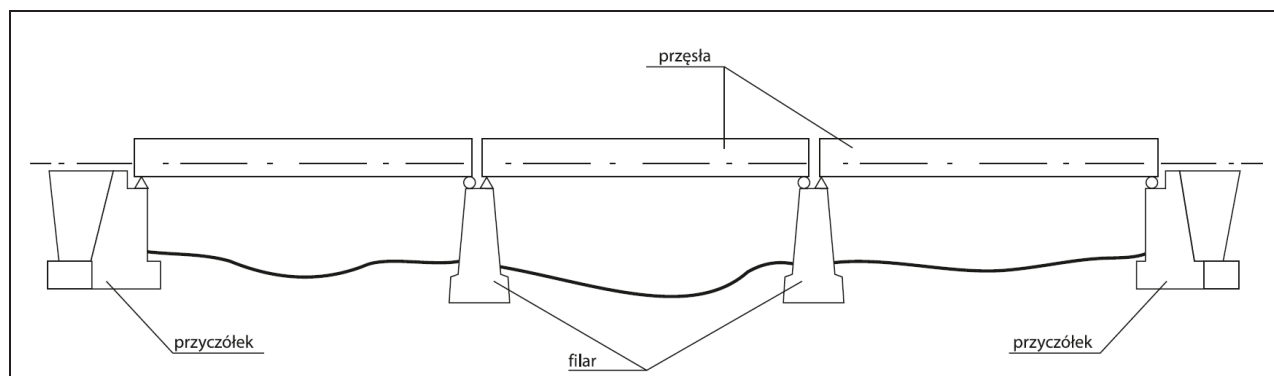
Wytrzymałość – właściwość mechaniczna materiału wskazująca na zdolność do przenoszenia oddziaływań, zwykle podawana w jednostkach naprężeń [38].



3 Klasyfikacje drogowych obiektów mostowych i przepustów

3.1. PODSTAWOWE ELEMENTY OBIEKTÓW MOSTOWYCH I PRZEPUSTÓW

W każdym obiekcie mostowym można wyodrębnić dwie zasadnicze grupy elementów konstrukcyjnych: podpory (nazywane konstrukcją dolną) oraz przęsła (nazywane konstrukcją górną) (rys. 3-1).



Rys. 3-1. Główne elementy obiektu mostowego

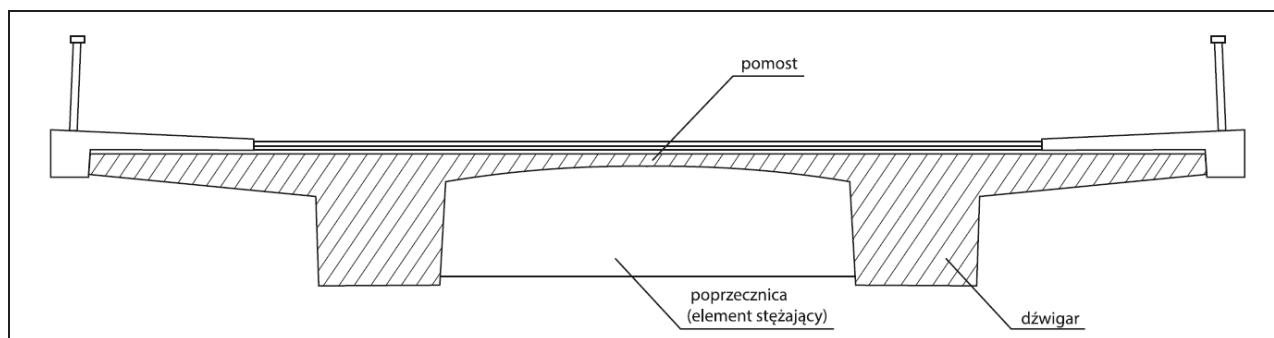
Głównym zadaniem **podpór** jest przeniesienie na grunt ciężaru własnego całego obiektu oraz wszystkich obciążeń na niego oddziałujących: obciążeń związanych z użytkowaniem, parciem wiatru, parciem gruntu, wody, lodu, a także zmiany temperatury, zjawiska reologiczne (skurcz, pełzanie, relaksacja, osiadanie gruntu itp.).

Podpory skrajne są nazywane **przyczółkami**, natomiast podpory pośrednie – **filarami**. Przyczółki przenoszą przede wszystkim parcie gruntu oraz obciążenia pionowe związane z ciężarem własnym obiektu i obciążeniami użytkowymi. Filary przenoszą obciążenia pionowe (ciężar własny i obciążenia użytkowe) oraz oddziaływania poziome, takie jak: siły hamowania, siły odśrodkowe od uderzeń bocznych taboru na obiekcie, parcie wiatru i kry, uderzenia taboru pływającego.

Podpory mostowe składają się z korpusu podpory oraz fundamentu. Podpory obiektów mostowych są najczęściej wykonane z betonu.

Fundamenty obiektów mostowych mogą być projektowane jako bezpośrednie (tzw. płytkie), tzn. płyty, ławy lub stopy fundamentowe lub pośrednie (tzw. głębokie) w postaci studni, pali, ścian szczelinowych itp. W głębokich fundamentach obiektów mostowych najczęściej stosuje się pale formowane w gruncie lub wbijane.

Przęsło obiektu mostowego to część zawarta między sąsiednimi podporami. Składa się z następujących zasadniczych elementów konstrukcyjnych: pomostu, dźwigarów i elementów stężających (rys. 3-2).



Rys. 3-2. Przekrój poprzeczny przęsła obiektu mostowego betonowego

Zadaniem **pomostu** jest umożliwienie ruchu pojazdów i pieszych po przęśle oraz przekazanie oddziaływań na dźwigary główne. Pomost jest najczęściej wykonany z żelbetu, betonu sprężonego, stali lub drewna.

Zadaniem **dźwigarów głównych** jest podtrzymywanie pomostu oraz przekazanie na podpory oddziaływań od wszystkich obciążeń przęsła. Dźwigary pełnią w przęśle najważniejszą rolę konstrukcyjną, stąd nazwy różnych rodzajów obiektów mostowych pochodzą od nazw dźwigarów, np. obiekt mostowy kratownicowy od dźwigarów głównych kratownicowych [133].

Elementy stężące zapewniają współpracę dźwigarów głównych i przenoszenie oddziaływań poziomych (np. wiatru, uderzeń taboru) [133].

W zależności od rodzaju przekroju poprzecznego każdą z tych części (pomost, dźwigary główne, elementy stężące) można wyodrębnić w przęśle lub jeden element spełnia funkcję dwóch lub trzech wymienionych części. Przykładowo w przęśle o przekroju poprzecznym płytowym płyta o odpowiednio dużej wysokości konstrukcyjnej pełni jednocześnie funkcję dźwigara, pomostu i elementów stężących. W przęśle o przekroju poprzecznym belkowym wyodrębniony jest dźwigar, pomost i elementy stężące.

Oprócz wymienionych elementów konstrukcyjnych każdy obiekt mostowy (przęsło) musi zawierać **elementy wyposażenia**. Elementy wyposażenia umożliwiają bezpieczne użytkowanie obiektu mostowego oraz zapewniają jego trwałość.

Do najważniejszych elementów wyposażenia należą:

- izolacja,
- nawierzchnia jezdni i chodników,
- kapy chodnikowe, gzymsy, krawężniki,
- odwodnienie,
- urządzenia dylatacyjne,
- łożyska,
- balustrady, barieroporęcze i bariery ochronne.

Izolacja pomostu obiektu mostowego służy jego zabezpieczeniu przed oddziaływaniem wód opadowych i zawartych w nich środków chemicznych przenikających przez nieszczelności w nawierzchni. Izolacja na pomoście może być wykonana z materiałów bitumicznych, tworzyw sztucznych lub kombinacji materiałów bitumicznych i tworzyw sztucznych [5]. W Polsce izolacje pomostów wykonuje się najczęściej z materiałów arkuszowych (tzw. pap) lub jako natryskowe.

Nawierzchnia jezdni drogowych obiektów mostowych jest wykonana zazwyczaj z mieszanek mineralno-bitumicznych odpornych na odkształcenia trwałe, o strukturze zamkniętej dla warstw ścieralnych z betonu asfaltowego [5], w szczególności z asfaltu lanego modyfikowanego, betonu asfaltowego lub mastyksu modyfikowanego. Nawierzchnia powinna być szczelna i składać się z co najmniej dwóch warstw o grubościach określonych

na podstawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie [5]. Nawierzchnia w obrębie pasów awaryjnych, opasek i utwardzonych poboczy powinna być identyczna z tą wykonaną w pasie jezdni.

Nawierzchnia chodników jest jednowarstwowa, z wyjątkiem przypadków, gdy pomost w obrębie chodników nie jest zabezpieczony izolacją wodoszczelną lub kiedy nawierzchnia stanowi warstwę izolacyjną chodnika [5]. Nawierzchnia chodników jest najczęściej wykonywana z żywic epoksydowych lub emulsji asfaltowych.

Chodnik jest elementem wyposażenia wyniesionym powyżej poziomu jezdni i zabezpieczony od strony krawędzi konstrukcji i jezdni odpowiednio balustradą i barierą ochronną. Chodnik przeznaczony dla ruchu pieszego i/lub rowerowego tworzy na obiekcie **kapa chodnikowa** wraz z **krawężnikami i gzymsami**.

Warunkiem skutecznego i szybkiego odprowadzenia wody opadowej z obiektu mostowego jest sprawny system **odwodnienia** składający się z urządzeń odwadniających oraz spadków nawierzchni umożliwiających spływ wody. Jako elementy urządzeń odwadniających są stosowane: wpusty, sączki, drenaże, rury (podłużne, poprzeczne, pionowe), ścieki na skarpach i ewentualnie ścieki przykrawężnikowe [5].

Przerwy dylatacyjne obiektów mostowych między ustrojem nośnym a przyczółkiem są zabezpieczone za pomocą **urządzeń dylatacyjnych** zamocowanych w konstrukcji obiektu mostowego lub bitumicznych przykryć dylatacyjnych kształtowanych w nawierzchni jezdni. Urządzenia dylatacyjne muszą zapewniać swobodę odkształceń konstrukcji obiektu mostowego. Zabezpieczenie przerw dylatacyjnych powinno być nieprzerwane na całej szerokości pomostu w obrębie jezdni, pasów awaryjnych, opasek, utwardzonych poboczy i chodników [5].

Przęsła lub poszczególne elementy konstrukcyjne obiektów mostowych powinny mieć zapewnione przekazanie sił w miejscach podparcia zgodnie z przyjętym schematem statycznym konstrukcji. Przekazywanie sił jest realizowane za pomocą elementów przekładkowych w postaci **łożysk** lub przegubów konstrukcyjnych kształtowanych w konstrukcjach betonowych lub żelbetowych [5].

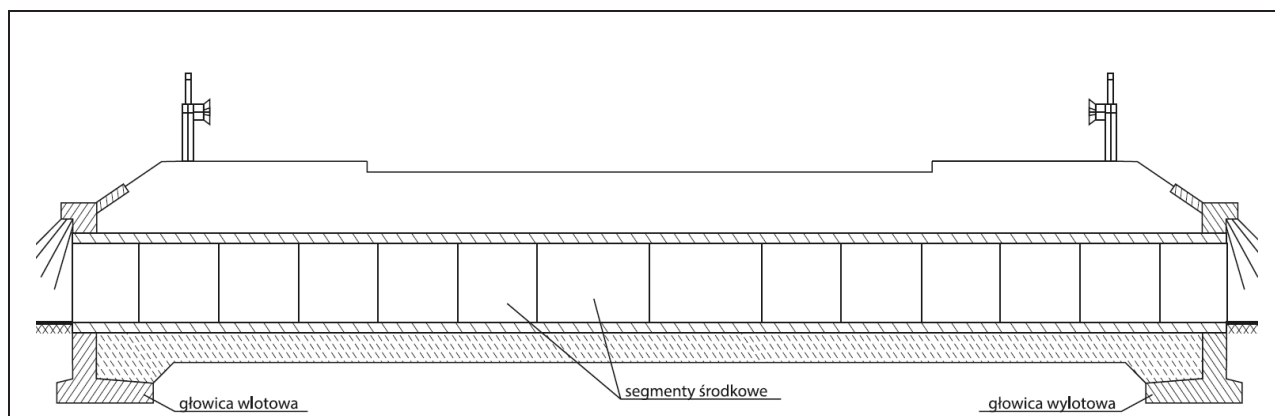
Elementami wyposażenia obiektu mostowego zapewniającymi bezpieczeństwo użytkowników są **balustrady, barieroporęcze i bariery ochronne**. Balustrada jest umieszczona na krawędzi pomostu i zabezpiecza użytkowników korzystających z chodników. Barieroporęcz znajduje się również na krawędzi obiektu, z tym że stanowi zabezpieczenie dla ruchu pieszych i pojazdów w przypadku niezastosowania bariery ochronnej. Bariery ochronne są stosowane do oddzielenia ruchu pieszych od ruchu pojazdów (na krawędzi chodnika od strony jezdni) lub oddzielenia pasów ruchu pojazdów w przeciwnych kierunkach (usytuowane na jezdni).

Konstrukcja **przepustu** (rys. 3-3) składa się z trzech zasadniczych części:

- głowicy wlotowej,
- segmentów środkowych przepustu,
- głowicy wylotowej.

Głowice (wlotowa i wylotowa) pełnią rolę elementów stabilizujących cały przepust oraz zabezpieczają segmenty środkowe od przemarzania. Z tego powodu głowice są posadowione znacznie głębiej od segmentów środkowych.

Przepusty są na ogół wykonane z żelbetu, stali galwanizowanej, aluminium, tworzywa sztucznego. Mają najczęściej przekrój poprzeczny: kołowy, eliptyczny, prostokątny, podkowy. Przepusty mogą być zbudowane z elementów prefabrykowanych (na ogół kołowych lub ramowych) oraz jako konstrukcje betonowe monolityczne.



Rys. 3-3. Główne części przepustu

3.2. KRYTERIA KLASYFIKACJI OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Możliwe są różne kryteria klasyfikacji obiektów mostowych. Najważniejsze z nich to przeznaczenie użytkowe, tworzywo konstrukcyjne, rodzaj przekroju poprzecznego przęsła, schemat statyczny przęsła, położenie obiektu względem przeszkody.

3.2.1. KRYTERIUM PRZEZNACZENIA UŻYTKOWEGO

Obiekty mostowe mogą być klasyfikowane ze względu na rodzaj ruchu, który przenoszą, czyli np. drogowe, kolejowe, dla pieszych. Zdarza się również, że obiekt przenosi dwa lub więcej rodzajów ruchu są to wtedy mosty drogowo-kolejowe czy drogowo-tramwajowe itp.

Drogowe obiekty mostowe są budowane dla przeprowadzenia ruchu pojazdów samochodowych i ruchu pieszego nad przeszkodami terenowymi. Są projektowane na obciążenia ruchem pojazdów samochodowych, tłumem pieszych i inne obciążenia związane z ich użytkowaniem. Szerokość jezdni i chodników na obiekcie jest dostosowana do przewidywanego natężenia ruchu samochodowego i pieszego/rowerowego.

Kładki dla pieszych są budowane dla przeprowadzenia ruchu pieszego lub pieszorowerowego nad przeszkodami terenowymi. Zdarzają się również kładki pieszo-jezdne, które służą do ruchu pieszego oraz dla pojazdów uprzywilejowanych (np. pogotowie ratunkowe, policja, straż pożarna) lub ruchu samochodów osobowych. W takim przypadku konstrukcja kładki musi umożliwiać wjazd pojazdu.

3.2.2. KRYTERIUM TWORZYWA KONSTRUKCYJNEGO

Współczesne obiekty mostowe są budowane najczęściej z betonu, stali lub połączenia tych materiałów. Nazwy różnych rodzajów obiektów mostowych są związane z tworzywem konstrukcyjnym zastosowanym do budowy przęsła (np. obiekt mostowy z przęsłem stalowym – obiekt mostowy stalowy). Podpory współczesnych mostów są budowane niemal wyłącznie z betonu.

Beton jest najpowszechniej stosowanym materiałem do budowy przęsła obiektów mostowych. W Polsce blisko 90% wszystkich przęsła obiektów mostowych to przęsła betonowe. Przęsła betonowe, które w zasadzie można dowolnie kształtować, charakteryzują się dużą trwałością, są relatywnie łatwe w utrzymaniu i ekonomiczne. Obecnie dzięki możliwości produkcji betonów o dużych wytrzymałościach możliwe stało się pokonywanie przęsłami betonowymi rozpiętości w przeszłości wyłącznie wykonywanymi jako przęsła stalowe. W przypadku mniejszych rozpiętości stosuje się przęsła **żelbetowe**, natomiast przęsła obiektów mostowych o średnich i dużych rozpiętościach są wykonywane z **betonu sprężonego**.

Beton może być używany do budowy obiektów **monolitycznych**, betonowanych w całości na budowie lub w obiektach zespolonych typu „beton – beton”, w których

zastosowano betonowe dźwigary **prefabrykowane** produkowane w wytwórniach i elementy monolityczne z betonu (płyty pomostu, poprzecznice i inne) wykonywane na budowie. Elementy prefabrykowane z uwagi na warunki produkcji charakteryzują się na ogół bardzo dobrą jakością, możliwe jest uzyskanie wysokich wytrzymałości betonu, niskiego wskaźnika w/c, wysokiej odporności na oddziaływania atmosferyczne (wody, mrozu), środków do zimowego utrzymania obiektów. Dzięki ich zastosowaniu możliwe jest skrócenie czasu budowy obiektu oraz uniezależnienie się w znacznym stopniu od warunków atmosferycznych. Współczesna prefabrykacja daje bardzo duże możliwości w kształtowaniu obiektów.

Zaletą przęseł wykonanych z betonu są stosunkowo niskie koszty utrzymania. Beton dobrej jakości jest materiałem o dużej trwałości i w zasadzie nie wymaga stosowania powłok ochronnych i innych pracochłonnych zabiegów utrzymaniowych.

Stal jest powszechnie stosowana do budowy przęseł obiektów mostowych o różnych rozpiętościach. Jako materiał konstrukcyjny jest na ogół wykorzystywana do projektowania przęseł dużych rozpiętości, ale zastosowanie ma również do budowy kładek dla pieszych czy przęseł obiektów mostowych drogowych średnich rozpiętości. Elementy przęseł obiektów stalowych są produkowane w wytwórniach, dzięki czemu uzyskuje się wysokiej jakości konstrukcję przy relatywnie niskim koszcie wytworzenia [138].

W budowie obiektów mostowych wykorzystywane są kształtowniki stalowe produkowane seryjnie (kształtowniki walcowane itp.) oraz elementy wykonane w wytwórniach na zamówienie, najczęściej z blach stalowych (tzw. blachownic).

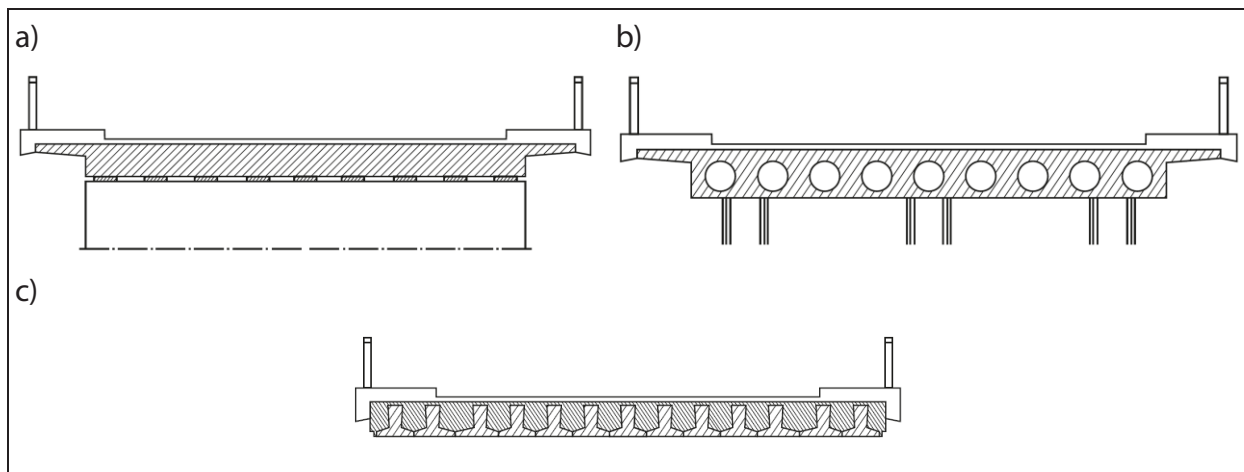
W mostownictwie powszechnie stosuje się konstrukcje przęseł, w których dźwigar jest wykonany ze stali, a płyta pomostu z betonu. Takie przęsła są nazywane przęsłami **zespolonymi stalowo-betonowymi**. Jest to racjonalne rozwiązanie pozwalające na wykorzystanie potencjału obu tych materiałów. Zastosowanie dźwigara stalowego pozwala na realizację przęseł o różnych rozpiętościach: od kilkumetrowych w przypadku dźwigarów wykonanych z kształtowników walcowanych do kilkudziesięciometrowych, gdy są to tzw. dźwigary blachownicowe. Niedogodnością tego rozwiązania jest konieczność utrzymywania (odnawiania) powłok ochronnych na stalowych dźwigarach.

3.2.3. KRYTERIUM PRZEKROJU POPRZECZNEGO PRZĘSŁA

Możliwe są różne sposoby kształtowania przekroju poprzecznego przęseł obiektów mostowych. Forma (kształt) przekroju poprzecznego jest uzależniona od materiału konstrukcyjnego i rozpiętości przęsła (rys. 3-4). W przęsłach betonowych o stosunkowo niewielkich rozpiętościach (do około 20 m) stosuje się przekrój płytowy.

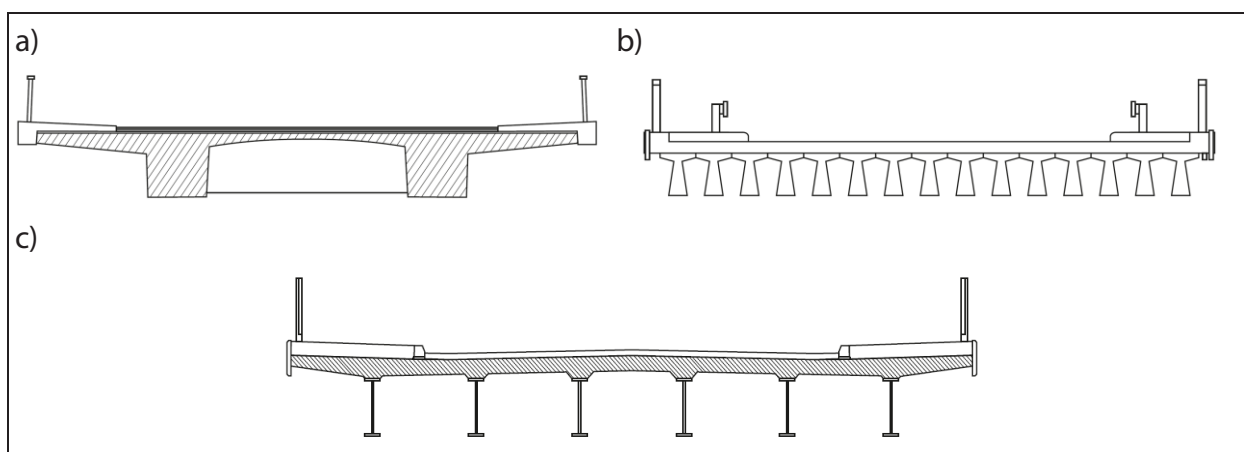
W przekroju **płytowym** płyta pomostu pełni jednocześnie funkcję dźwigara i pomostu. Jest to możliwe ze względu na wysokość konstrukcyjną płyty, przekraczającą w niektórych przypadkach 1 m. Przęsła płytowe są na ogół wykonywane jako monolityczne, jakkolwiek stosuje się również rozwiązania, w których łączy się prefabrykowane belki (tworzące m.in. tzw. szalunek tracony) i betonową, monolityczną część przekroju wykonywaną na budowie.

Płyty monolityczne o wysokości konstrukcyjnej do około 0,7 m mają najczęściej przekrój pełny (rys. 3-4a), natomiast przy większej wysokości konstrukcyjnej stosuje się płyty z otworami (rys. 3-4b). Dzięki temu zmniejsza się, relatywnie duży w przypadku płyty pełnej, ciężar własny przęsła. Przekrój płytowy jest stosunkowo łatwy w budowie, daje rozległe możliwości kształtowania obiektów skomplikowanych w planie (np. estakady) i jest ekonomiczny. Przekrój płytowy ma korzystny stosunek h/l (wysokość konstrukcyjna/rozpiętość); można uzyskać bardzo atrakcyjny efekt estetyczny w postaci smukłego przęsła. Jednak z uwagi na znaczny ciężar własny rozpiętość przęseł płytowych jest ograniczona.



Rys. 3-4. Przekroje poprzeczne obiektów mostowych płytowych: a) monolityczne pełne, b) monolityczne z otworami, c) częściowo prefabrykowane z belek typu odwrócone „T”

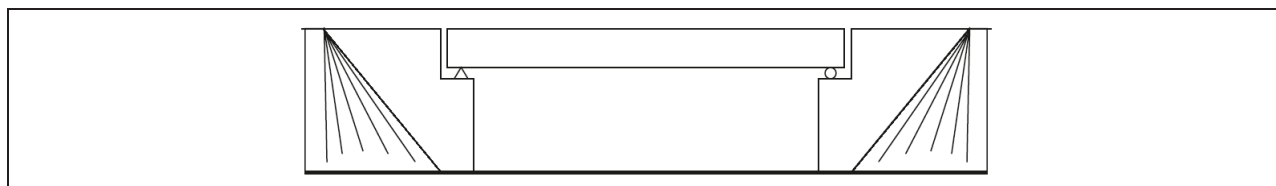
W przekroju **belkowym** wyróżnia się dźwigar (belkę główną) i płytę pomostu. Przekroje belkowe mogą być wykonane z betonu, ze stali lub kombinacji tych materiałów (dźwigar stalowy – płyta betonowa). Przęsło o takim przekroju może być wykonywane jako monolityczne (dźwigar i płyta betonowane na budowie) (rys. 3-5a) lub zespolone (dźwigar prefabrykowany i płyta betonowa wylewana na budowie) (rys. 3-5b). Przęsło o przekroju belkowym ma mniej korzystny stosunek h/l niż przęsło o przekroju płytowym (dla tej samej rozpiętości ma większą wysokość konstrukcyjną). Z tego powodu w przypadku ograniczonej wysokości dyspozycyjnej wybiera się w miarę możliwości przęsło płytowe. Przęsła o przekroju belkowym mogą osiągać rozpiętości rzędu kilkudziesięciu metrów (głównie w zależności od tego, z jakiego materiału zostały wykonane).



Rys. 3-5. Przekroje poprzeczne obiektów mostowych belkowych: a) monolityczne, b) półprefabrykowane z belek typu „T”, c) zespolone stalowo-betonowe

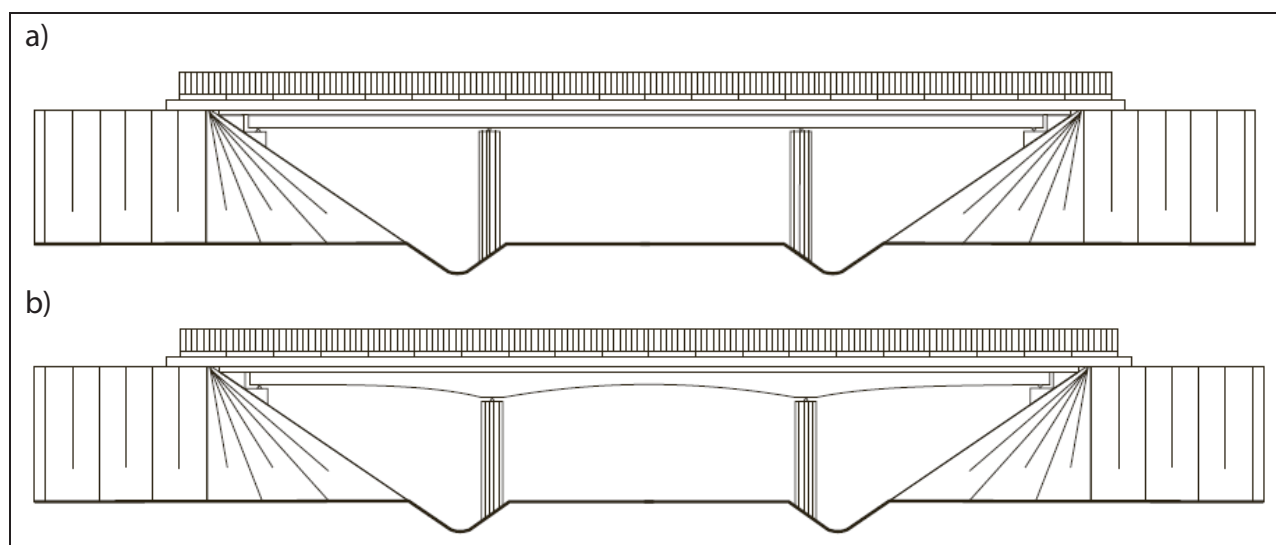
3.2.4. KRYTERIUM SCHEMATU STATYCZNEGO PRZĘSŁA/PRZĘSEŁ OBIEKTU MOSTOWEGO

Jednym z najczęściej stosowanych schematów statycznych przęseł jest **belka swobodnie podparta** (rys. 3-6). Schemat jest odpowiedni dla obiektów mostowych jednoprzęsłowych. Na jednym z przyczółków przęsło jest oparte za pomocą łożysk stałych (nieprzesuwnych) na drugim z użyciem łożysk ruchomych (przesuwnych). Schemat statyczny belki swobodnie podpartej może być stosowany zarówno w przęsłach monolitycznych, jak i wykonanych z wykorzystaniem prefabrykatów.



Rys. 3-6. Obiekt mostowy o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej

Dla obiektów mostowych wieloprzęsłowych najczęściej stosowanym schematem statycznym jest **belka ciągła** (rys. 3-7). Przęsła oparte są na minimum trzech kolejnych podporach. W przypadku obiektów mostowych z przęsłami monolitycznymi zaleca się, aby przęsła środkowe (o ile jest ich więcej) miały tę samą rozpiętość, a rozpiętość przęseł skrajnych stanowiła około 70-80% rozpiętości przęseł środkowych. Takie proporcje są najbardziej korzystne zarówno ze względów konstrukcyjnych, jak i estetycznych. Obiekty mostowe o takim schemacie statycznym są rozwiązaniem ekonomicznym i stosunkowo łatwym w utrzymaniu. Przęsło jest ciągłe nad podporami pośrednimi, co zapewnia komfort użytkowania oraz ułatwia utrzymanie (nie ma zagrożenia przecieków przez urządzenia dylatacyjne nad podporami pośrednimi). Jest to również rozwiązanie ekonomiczne, ponieważ dla danej rozpiętości wysokość konstrukcyjna przęsła o schemacie statycznym belki ciągłej jest mniejsza niż np. przęsła tej samej rozpiętości i schemacie statycznym belki swobodnie podpartej.



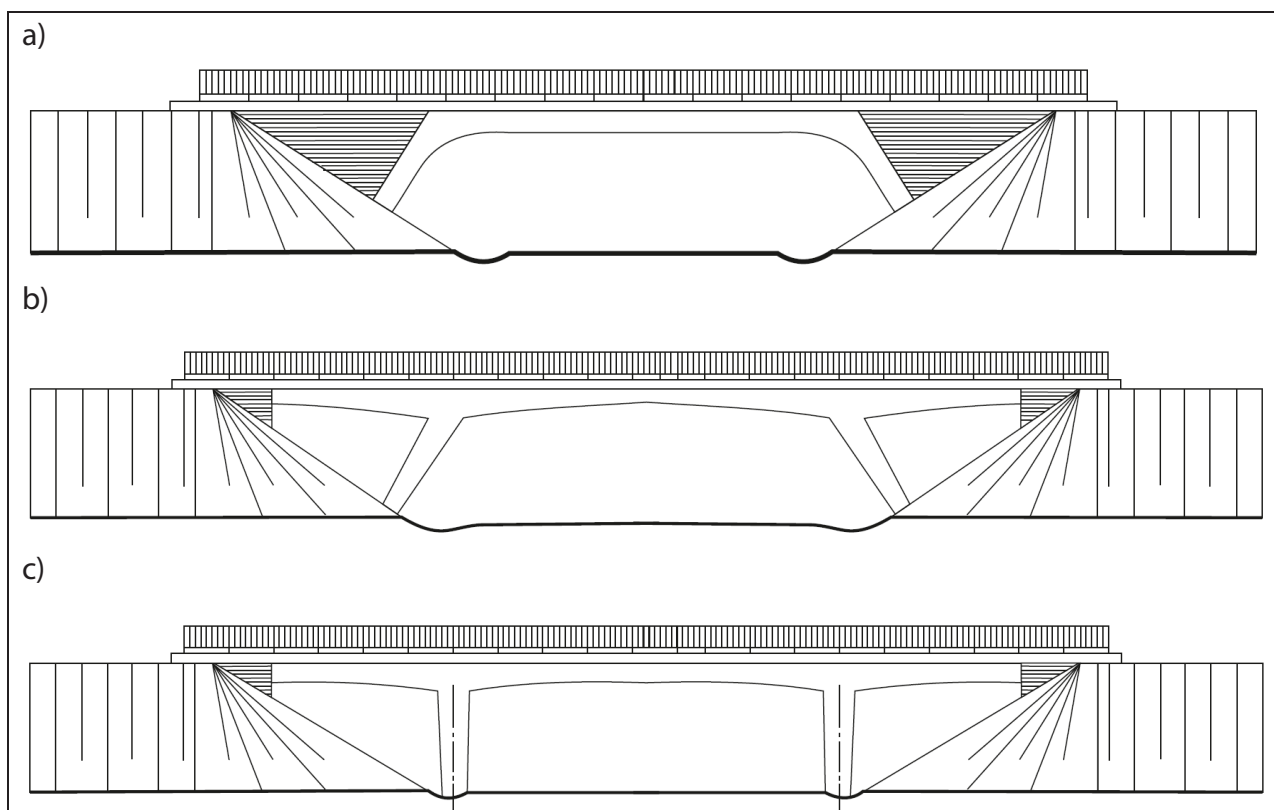
Rys. 3-7. Obiekt mostowy o schemacie statycznym belki ciągłej: a) z przęsłem o stałej wysokości konstrukcyjnej, b) z przęsłem o zmiennej wysokości konstrukcyjnej

Po wielu latach przerwy ostatnio ponownie często stosowanym schematem statycznym przęseł jest schemat **ramownicowy** (ramowy) (rys. 3-8). W takim układzie przęsła połączone są sztywno z podporą (podporami). Podpory mogą być pionowe bądź pochylone (typu V), połączone z fundamentami sztywno lub za pomocą przegubów. Obiekty o takim schemacie statycznym mogą być wykonywane jako jedno- i wieloprzęsłowe, monolityczne lub z wykorzystaniem do budowy przęseł prefabrykatów. Obiekty mostowe o schemacie statycznym ramownicowym są rozwiązaniem ekonomicznym z uwagi na korzystny stosunek h/l , przęsła mają mniejszą wysokość konstrukcyjną niż np. przęsła o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej o tej samej rozpiętości. Unika się stosowania łożysk i urządzeń dylatacyjnych, co znacznie ułatwia utrzymanie obiektu. Należy dodać, że projekt

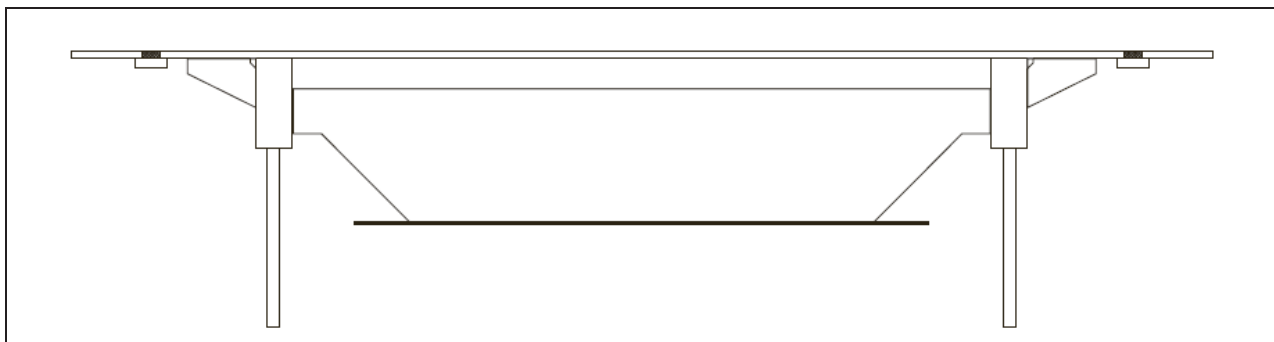
obiekty mostowe o schemacie statycznym ramownicowym jest bardziej pracochłonny niż np. projekt obiektu mostowego o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej.

Szczególnym przypadkiem obiektu o schemacie statycznym ramownicowym jest tzw. **obiekt mostowy zintegrowany** (rys. 3-9). Do najważniejszych cech obiektu zintegrowanego należy jego ciągłość, tzn. brak przerw dylatacyjnych, które umożliwiają penetrację wody w konstrukcję, a w konsekwencji niszczenie materiału, z którego obiekt został wykonany, oraz brak łożysk nad podporami, a tym samym ciągłość konstrukcyjna pomiędzy przęsłem a podporą (schemat ramownicowy).

Przyczółki obiektów zintegrowanych przenoszą obciążenia od ciężaru własnego, użytkowe i parcie gruntu oraz siły związane z rozszerzalnością termiczną przęsła oraz w przypadku obiektów z dźwigarami betonowymi-skurczem i pęczaniem betonu. Przyczółki powinny być tak zaprojektowane, by skompensować przemieszczenia termiczne i równocześnie przeciwstawić się innym obciążeniom poziomym (np. hamowaniu pojazdów na obiekcie). W związku z tym przyczółek nie może być podporą sztywną, lecz musi być sprężysty na tyle, aby umożliwić pewne, ściśle określone odkształcenia w poziomie.



Rys. 3-8. Różne rozwiązania obiektów mostowych o schemacie statycznym ramownicowym:
a) rama jedoprzęsłowa z ukośnymi podporami, b) rama koźłowa, c) rama z podporami pionowymi

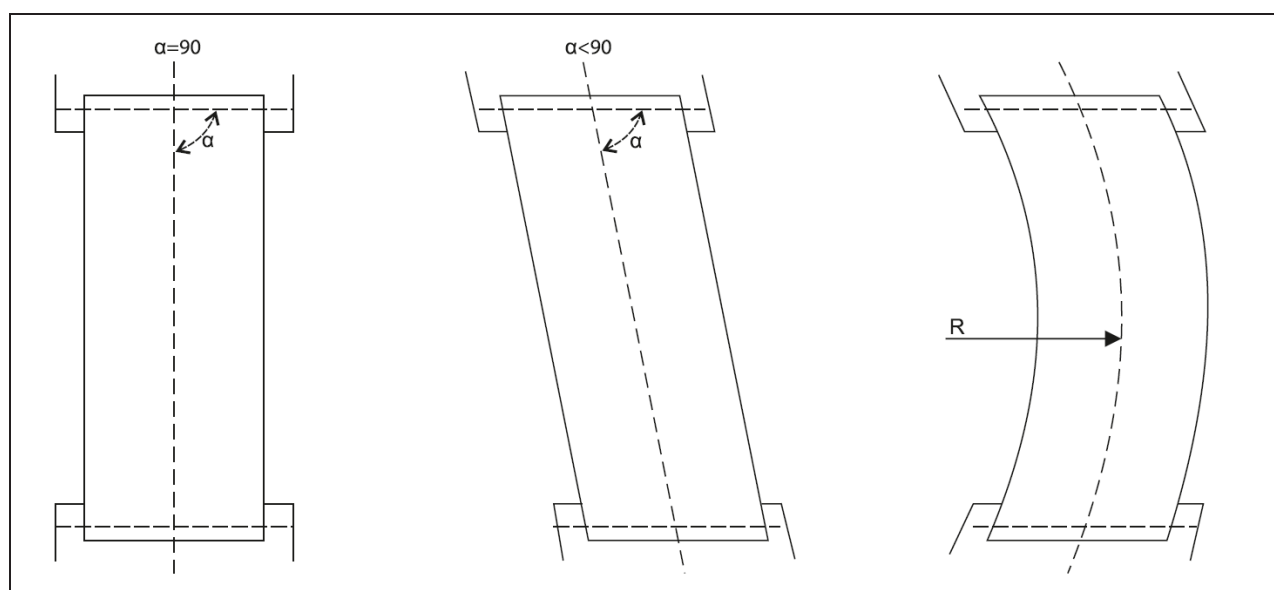


Rys. 3-9. Obiekt mostowy zintegrowany

W przypadku wszystkich fundamentów palowych kluczowe jest zapewnienie podatności podpory. W tym celu pale, stalowe lub żelbetowe, izolowane są od zasypki tzw. rękawami stalowymi, żelbetowymi lub wykonanymi z tworzyw sztucznych. Rękawy nie są połączone z oczepem. Rozwiązanie to umożliwia swobodne przemieszczenia poziome słupów lub pali spowodowane odkształceniami termicznymi przęsła na wysokości zamontowanego rękawa [123], [124].

3.2.5. KRYTERIUM POŁOŻENIA PRZĘŚLA W PLANIE

Położenie obiektu mostowego w planie jest na ogół dostosowane do przebiegu drogi. Znacznie rzadziej, np. w przypadku rozległych przeszkód (np. duże rzeki), położenie w planie dostosowuje się do przeszkody [138] (rys. 3-10).



Rys. 3-10. Położenie obiektu mostowego w planie

Najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest położenie **prostopadłe** do przeszkody, tzn. takie usytuowanie przęsła w planie, że jego oś podłużna przecina się z przeszkodą pod kątem prostym (90°). Inną możliwością jest położenie **ukośne**, tzn. takie zaprojektowanie położenia przęsła w planie, że jego oś podłużna przecina się z przeszkodą pod kątem mniejszym niż 90° . Jeżeli droga w sąsiedztwie przeszkody przebiega **w łuku** poziomym, wtedy przęsło obiektu jest również położone w planie w łuku. Położenie przęsła w planie określa wtedy promień łuku (R).

Jeżeli jest możliwe usytuowanie drogi przebiegającej w skosie lub łuku na obiekcie położonym prostopadłe do przeszkody, bez konieczności zwiększania jego powierzchni o więcej niż około 5%, należy rozważyć takie rozwiązanie.



4 Podstawowe materiały konstrukcyjne

Należy stosować materiały/wyroby, które są oznakowane znakiem CE lub znakiem B i dla których wykonawca (producent) przedstawi Deklarację Właściwości Użytkowych (DWU) lub Krajową Deklarację Właściwości Użytkowych (KDWU), odniesione do Europejskiej Normy zharmonizowanej (ENh), Polskiej Normy wyrobu (PN), Europejskiej Oceny Technicznej (EOT) lub Krajowej Oceny Technicznej (KOT).

Uwaga: Zgodnie z postanowieniem ustawy o drogach publicznych [2] i ustawy o wyrobach budowlanych [3] z dniem 1 stycznia 2017 r. weszły w życie nowe przepisy dotyczące wydawania krajowych ocen technicznych, które zastąpiły wydawane aprobaty techniczne. Od 1 stycznia 2017 r. aprobaty techniczne nie są wydawane, nowelizowane oraz nie są przedłużane terminy ich ważności. Ponadto zgodnie z art. 5, ust. 3 tej ustawy: „Aprobaty techniczne wydawane przed dniem wejścia w życie art. 1 pkt 5-7 niniejszej ustawy mogą być wykorzystywane jako krajowe oceny techniczne do końca okresu ważności tych aprobat”.

4.1. BETON KONSTRUKCYJNY

4.1.1. WYMAGANIA MATERIAŁOWE

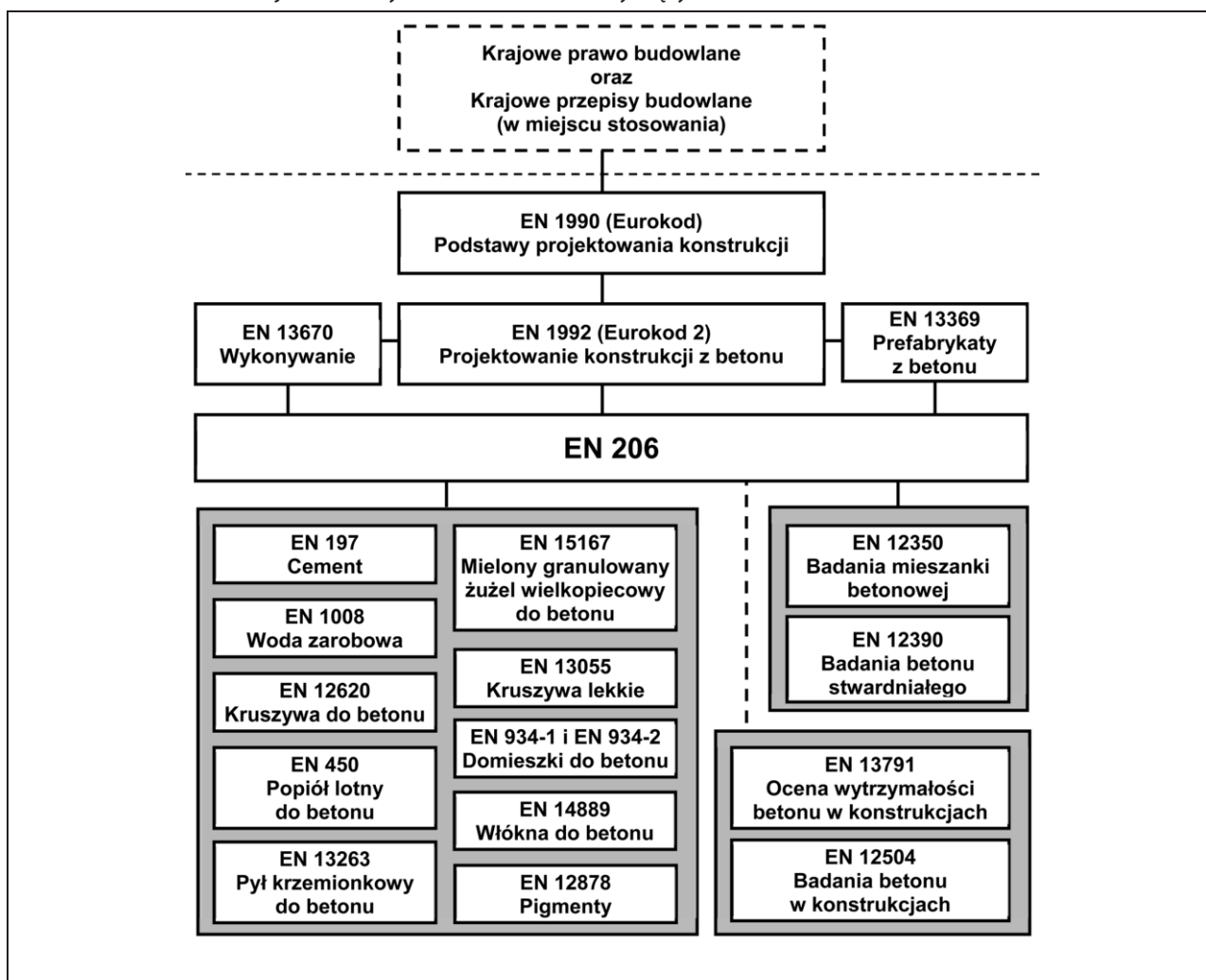
4.1.1.1. WSTĘP

Projektowanie konstrukcji, produkcja betonu towarowego, transport mieszanki betonowej, wykonawstwo robót betonowych, kontrola betonu i kontrola robót betonowych powinny odbywać się według wzajemnie powiązanych ze sobą obowiązujących norm, zestawionych na schemacie przedstawionym w Tab. 4-1.

Beton konstrukcyjny w monolitycznych i prefabrykowanych drogowych obiektach inżynierskich musi odpowiadać następującym wymaganiom:

- dokumentacji projektowej (opracowanej przez projektanta konstrukcji),
- opracowanemu przez wykonawcę na podstawie dokumentacji projektowej, zamówieniu na beton (nazwanego w [14] specyfikacją betonu),
- przepisom dotyczącym wprowadzania wyrobów budowlanych do obrotu i stosowania, to znaczy Rozporządzeniu [7] wydanemu na podstawie art. 8 ust. 8 ustawy [3].

Tab. 4-1. Schemat zależności pomiędzy normą wyrobu a normami dotyczącymi projektowania i wykonywania konstrukcji betonowych oraz normami dotyczącymi składników i badań betonu [14]



4.1.1.2. DEFINICJE ZWIĄZANE Z BETONEM

Beton – materiał powstały ze zmieszania cementu, kruszywa grubego i drobnego, wody oraz ewentualnych domieszek i dodatków, który uzyskuje swoje właściwości w wyniku hydratacji cementu.

Beton zwykły – beton o gęstości w stanie suchym większej niż 2000 kg/ m³, ale nieprzekraczającej 2600 kg/ m³.

Beton konstrukcyjny – beton zwykły według [14] w monolitycznych elementach drogowego obiektu inżynierskiego o wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż C20/25 i o dodatkowych ustalonych właściwościach.

Mieszanka betonowa – całkowicie wymieszane składniki betonu, które są jeszcze w stanie umożliwiającym zagęszczenie wybraną metodą.

Klasa wytrzymałości na ściskanie – symbol literowo-liczbowy (np. C30/37) klasyfikujący beton pod względem jego wytrzymałości na ściskanie. Klasy wytrzymałości na ściskanie betonu według [14] określane są na podstawie wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie w 28. dniu dojrzewania na próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm ($f_{ck,cyl}$) lub na próbkach sześciennych o boku 150 mm ($f_{ck,cube}$) pielęgnowanych zgodnie z [55].

Stopień mrozoodporności – symbol literowo-liczbowy (np. F200) klasyfikujący beton pod względem jego odporności na działanie mrozu; liczba po literze F oznacza wymaganą liczbę cykli zamrażania i odmrażania próbek betonowych. Sposób badania według [111].

Odporność na penetrację wody – wartość maksymalnej głębokości penetracji wody przez próbki do badania. Sposób badania według [57] i [111].

Oddziaływanie środowiska – takie oddziaływania chemiczne i fizyczne na beton, które wpływają na niego lub na zbrojenie lub inne znajdujące się w nim elementy metalowe, a które nie zostały uwzględnione jako obciążenie w projekcie konstrukcyjnym.

Beton projektowany – beton, którego wymagane właściwości i ewentualne dodatkowe cechy są podane producentowi odpowiedzialnemu za dostarczenie betonu zgodnego z wymaganymi właściwościami i dodatkowymi cechami.

Beton recepturowy – beton, którego skład i składniki, jakie powinny być użyte, podano producentowi odpowiedzialnemu za dostarczenie betonu o tak określonym składzie.

Specyfikacja betonu – podane producentowi końcowe zestawienie udokumentowanych wymagań technicznych dotyczących właściwości użytkowych lub składu betonu.

Badanie zgodności i ocena zgodności – badanie wykonywane przez producenta w celu oceny zgodności betonu, czyli systematycznej kontroli stopnia, w jakim wyrób spełnia wyspecyfikowane wymagania.

Badanie identyczności – badanie mające na celu określenie, czy wytypowane zaroby lub ładunki pochodzą z odpowiedniej populacji.

Pozostałe określenia podstawowe są zgodne z wymaganiami odpowiednich Polskich Norm.

4.1.1.3. WYMAGANIA DOTYCZĄCE BETONU KONSTRUKCYJNEGO

Beton konstrukcyjny powinien mieć wytrzymałość określoną klasą wytrzymałości na ściskanie według [14] (Tab. 4-2, Tab. 4-3) zgodną z wymaganiami ustalonymi dla klas ekspozycji betonu (0) według [14] i [111] oraz odpowiadać wymaganiom podanym w dokumentacji projektowej.

Tab. 4-2. Klasy wytrzymałości na ściskanie betonu zwykłego i ciężkiego [14]

Klasa wytrzymałości na ściskanie	Minimalna wytrzymałość charakterystyczna oznaczona na próbkach walcowych, $f_{ck,cyl}$ [N/mm ²]	Minimalna wytrzymałość charakterystyczna oznaczona na próbkach sześciennych, $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

Tab. 4-3. Klasy wytrzymałości na ściskanie betonu lekkiego [14]

Klasa wytrzymałości na ściskanie	Minimalna wytrzymałość charakterystyczna oznaczona na próbkach walcowych, $f_{ck,cyl}$ [N/mm ²]	Minimalna wytrzymałość charakterystyczna oznaczona na próbkach sześciennych ^a , $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]
LC8/9	8	9
LC12/13	12	13
LC16/18	16	18
LC20/22	20	22
LC25/28	25	28
LC30/33	30	33
LC35/38	35	38
LC40/44	40	44
LC45/50	45	50
LC50/55	50	55
LC55/60	55	60
LC60/66	60	66
LC70/77	70	77
LC80/88	80	88

^a Można przyjmować inne wartości, jeżeli ustali się oraz udokumentuje zależność między tymi wartościami i referencyjną wytrzymałością oznaczaną na próbkach walcowych.

Beton w elementach konstrukcji narażonych na agresywne oddziaływanie zamrażania/rozmarzania bez środków odładzających XF1 i XF3 albo ze środkami odładzającymi XF2 i XF4 powinien wykazywać odporność na działanie mrozu oznaczoną stopniem mrozoodporności według [111] nie mniejszą niż:

- F100 w klasie ekspozycji XF1,
- F150 w klasach ekspozycji XF2 i XF3,
- F200 w klasie ekspozycji XF4.

Beton w elementach konstrukcji narażonych na oddziaływanie środowiska chemicznie agresywnego powinien wykazywać odporność na penetrację wody pod ciśnieniem według [57], mierzoną maksymalną głębokością penetracji nie większą niż:

- 60 mm w klasie ekspozycji XA1,
- 50 mm w klasie ekspozycji XA2,
- 40 mm w klasie ekspozycji XA3.

Beton w elementach konstrukcji narażonych na korozję spowodowaną chlorkami w klasach ekspozycji XD3 i XS3 powinien wykazywać odporność na penetrację wody pod ciśnieniem według [57], mierzoną maksymalną głębokością penetracji nie większą niż 40 mm.

Tab. 4-4. Klasy ekspozycji w zależności od warunków środowiskowych według [39], [40],[14]

Oznaczenie klasy	Opis środowiska	Przykłady występowania klas ekspozycji
1. Brak zagrożenia korozją i agresją chemiczną		
X0	Dotyczy betonu niezbrojonego i niezawierającego wbudowanych elementów metalowych. Wszystkie środowiska z wyjątkiem występowania zamrażania/rozmarzania, ścierania lub agresji chemicznej. W przypadku betonów zbrojonych lub zawierających wbudowane elementy metalowe: bardzo suche	Beton wewnątrz budynków o bardzo niskiej wilgotności powietrza
2. Korozja spowodowana karbonatyzacją		
XC1	Suche lub stale mokre	Beton we wnętrzach o niskiej wilgotności powietrza lub stale zanurzony w wodzie
XC2	Mokre, sporadycznie suche	Powierzchnie betonu narażone na długotrwały kontakt z wodą. Wiele fundamentów
XC3	Umiarkowanie wilgotne	Beton wewnątrz budynków o umiarkowanej lub wysokiej wilgotności powietrza. Beton na zewnątrz osłonięty przed deszczem
XC4	Cyklicznie mokre i suche	Powierzchnie betonu narażone na kontakt z wodą, ale nie jak w klasie ekspozycji XC2
3. Korozja spowodowana chlorkami		
XD1	Umiarkowanie wilgotne	Powierzchnie betonu narażone na działanie chlorków z powietrza
XD2	Mokre, sporadycznie suche	Baseny pływakie. Beton narażony na działanie wody przemysłowej zawierającej chlorki
XD3	Cyklicznie mokre i suche	Elementy mostów narażone na działanie rozpylonych cieczy zawierających chlorki, nawierzchnie dróg, płyty parkingów
4. Korozja spowodowana chlorkami z wody morskiej		
XS1	Narażenie na działanie soli zawartych w powietrzu, ale nie bezpośredni kontakt z wodą morską	Konstrukcje zlokalizowane na wybrzeżu lub w jego pobliżu
XS2	Stale zanurzenie	Elementy budowli morskich
XS3	Strefy wpływów, rozbryzgów i aerozoli	Elementy budowli morskich
5. Agresywne oddziaływanie zamrażania/ rozmarzania		
XF1	Umiarkowanie nasycone wodą bez środków odladzających	Pionowe powierzchnie betonowe narażone na deszcz i zamarzanie
XF2	Umiarkowanie nasycone wodą ze środkami odladzającymi	Pionowe powierzchnie betonowe konstrukcji drogowych narażonych na zamarzanie i działanie z powietrza środków odladzających
XF3	Silnie nasycone wodą bez środków odladzających	Poziome powierzchnie betonowe narażone na deszcz i zamarzanie
XF4	Silnie nasycone wodą ze środkami odladzającymi	Płyty dróg i mostów narażone na działanie środków odladzających. Powierzchnie betonowe narażone bezpośrednio na opryskiwanie środkami odladzającymi i na zamarzanie. Strefy narażone na ochlapywanie i zamarzanie w konstrukcjach morskich.
6. Agresja chemiczna		
XA1	Środowisko chemiczne mało agresywne zgodnie z [14]	Naturalne grunty i woda gruntowa
XA2	Środowisko chemiczne średnio agresywne zgodnie z [14]	Naturalne grunty i woda gruntowa
XA3	Środowisko chemiczne silnie agresywne zgodnie z [14]	Naturalne grunty i woda gruntowa
7. Agresja wywołana ścieraniem		
W przypadku, gdy powierzchnia betonu narażona jest na obciążenie mechaniczne, oddziaływanie środowiska należy klasyfikować w następujący sposób:		

XM1	Umiarkowane zagrożenie ścieraniem	Posadzki i nawierzchnie eksploatowane przez pojazdy o ogumieniu pneumatycznym
XM2	Silne zagrożenie ścieraniem	Posadzki i nawierzchnie eksploatowane przez pojazdy o ogumieniu pełnym oraz wózki podnośnikowe z ogumieniem elastomerowym lub na rolkach stalowych
XM3	Ekstremalnie silne zagrożenie ścieraniem	Posadzki i nawierzchnie często najeżdżane przez pojazdy gąsienicowe, filary mostów, powierzchnie przelewów, ściany spustów i sztolni hydrotechnicznych, niecki wypadowe

Wymogi dla betonu i jego składu w odniesieniu do klas ekspozycji powinny spełniać wymagania przedstawione w Tab. 4-5.

Tab. 4-5. Zalecane wartości graniczne dotyczące składu oraz właściwości betonu według [14] + [111]

	Klasy ekspozycji																					
	Brak zagrożenia agresją środowiska lub zagrożenia korozją	Korozja spowodowana karbonatyzacją					Korozja spowodowana chlorkami						Agresja spowodowana zamrażaniem - rozmrażaniem				Środowiska agresywne chemicznie			Agresja wywołana ścieraniem		
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Maksymalne w/c	-	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minimalna klasa wytrzymałości	C8/10	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	
Minimalna zawartość cementu (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	320	320	300	300	320	340	300	320	360	300	300	320	
Minimalna zawartość CEM I lub CEM III/A przy stosowaniu dodatku mineralnego (kg/m ³)	-	250	260	260	280	280	300	310	280	300	300	280	b	b	b	280	300	330	280	280	300	
Minimalna zawartość powietrza (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	c	c	c, d	-	-	-	-	-	-	
Inne wymagania	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	F ₂ ^f	F ₁ ^f	F ₁ ^f	F _{NaCl} 6 ⁱ	-	Cement odporny na siarczany ^e			M _{DE} wartość deklarowana ^{g, h}	- dla 2/8 M _{DE} ≤ 25 - dla 8/16 M _{DE} ≤ 20	dla 2/8 M _{DE} ≤ 20 - dla 8/16 M _{DE} ≤ 15

■ - wartości zmienione względem PN-EN 206+A1:2016-12

^a W przypadku stosowania koncepcji współczynnika *k* maksymalny współczynnik w/c oraz minimalną zawartość cementu modyfikuje się zgodnie z PN-EN 206+A1:2016-12 p.5.2.5.2.

^b Dopuszcza się stosowanie dodatków typu II do produkcji betonu, lecz nie jako ekwiwalent dla minimalnej ilości cementu.

^c Zawartość objętościowa powietrza w mieszance betonowej przed jej wbudowaniem zależy od maksymalnego wymiaru ziaren zastosowanego kruszywa i powinna wynosić dla kruszywa: do 8 mm ≥ 5,5 %; do 16 mm ≥ 4,5 %; do 32 mm ≥ 4,0 %; do 64 mm ≥ 3,5 %.

^d Beton o konsystencji V0 (≥ 31 s) oznaczonej wg PN-EN 12350-3 i w/c ≤ 0,4 może być produkowany bez dodatkowego napowietrzenia.

^e W przypadku, gdy zawartość siarczanów (SO₄²⁻) w środowisku pracy betonu wskazuje na klasy ekspozycji XA2 lub XA3 należy zastosować cement odporny na siarczany (SR) wg PN-EN 197-1 lub cement odporny na siarczany (HSR) wg PN-B-19707.

^f Kruszywo o mrozoodporności odpowiadającej kategorii (F) wg PN-EN 12620.

^g Kruszywo o współczynniku ścieralności micro-Deval'a odpowiadającej kategorii (M_{DE}) wg PN-EN 12620.

^h Wymagana właściwa pielęgnacja i obróbka powierzchni.

ⁱ Kruszywo o mrozoodporności w roztworze NaCl (F_{NaCl}) odpowiadającej wartości deklarowanej, określonej na podstawie badania wg PN-EN 1367-6.

4.1.1.4. SKŁADNIKI MIESZANKI BETONOWEJ

Do betonu konstrukcyjnego należy stosować materiały dopuszczone do obrotu i stosowania. Należy stosować materiały, które są oznakowane znakiem CE lub znakiem B i dla których wykonawca (producent) przedstawi Deklarację Właściwości Użytkowych (DWU) lub Krajową Deklarację Właściwości Użytkowych (KDWU), odniesione do Europejskiej Normy zharmonizowanej (ENh), Polskiej Normy wyrobu (PN), Europejskiej Oceny Technicznej (EOT) lub Krajowej Oceny Technicznej (KOT).

4.1.1.4.1. CEMENT

Do wykonania betonu konstrukcyjnego w elementach obiektu drogowego powinny być zastosowane cementy portlandzkie lub cementy portlandzkie wieloskładnikowe spełniające wymagania [13]:

- cement portlandzki CEM I o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ według [11] do 0,8% i początku wiązania według [12] powyżej 120 min,
- cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ według [11] do 0,8%,
- cement portlandzki żuźlowy CEM II/B-S o całkowitej zawartości alkaliów $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ według [11] do 0,9%,

Do wykonania betonu sprężonego w elementach obiektu drogowego powinien być stosowany cement CEM I.

Do wykonania betonu konstrukcyjnego w elementach masywnych obiektu drogowego zaleca się stosowanie wymienionych rodzajów cementu o niskim ciepłe hydratacji (LH) zgodnie z [13]. Dopuszcza się również zastosowanie cementu CEM III/A, z wyjątkiem elementów narażonych na oddziaływanie środowiska w klasie ekspozycji XF4.

Do betonu konstrukcyjnego w elemencie narażonym na oddziaływanie środowiska w klasach ekspozycji XA2 i XA3 oraz XD3, XS3 powinien być zastosowany cement CEM I odporny na siarczan (SR) zgodny z [13] lub cement o wysokiej odporności na siarczan (HSR) CEM III/A zgodny z [112]. Dopuszcza się, w razie potrzeby, zastosowanie cementów o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R). Do betonu klasy wytrzymałości na ściskanie wyższej niż C30/37 powinien być stosowany cement klasy nie niższej niż 42,5.

4.1.1.4.2. KRUSZYWO

Do wykonania betonu konstrukcyjnego należy stosować kruszywa naturalne według [62]. Ocena kruszyw do betonu konstrukcyjnego w drogowych obiektach inżynierskich wymagana jest według Systemu Oceny i Weryfikacji Stałości Właściwości Użytkowych 2+.

Jako kruszywo grube powinny być zastosowane kruszywa naturalne, uzyskane z mechanicznego rozdrobnienia surowca skalnego litego, o maksymalnym wymiarze ziarna nie większym niż 31,5 mm, spełniające wymagania podane w Tab. 4-6 oraz Tab. 4-5 (w zakresie dotyczącym wymaganej mrozoodporności kruszywa). Natomiast jako kruszywo drobne powinno być stosowane kruszywo o uziarnieniu nie większym niż 4 mm, spełniającym wymagania podane w Tab. 4-7.

Tab. 4-6. Wymagania dla kruszywa grubego

Lp.	Właściwości kruszywa	Wymagania
1.	Uziarnienie według [20] w zależności od wymiaru kruszywa, kategoria nie niższa niż $D/d \leq 2$ lub $D \leq 11,2$ mm $D/d > 2$ i $D > 11,2$ mm	G _c 85/20 G _c 90/15
2.	Tolerancja uziarnienia w zależności od wymiaru kruszywa, kategorie $D/d < 4$ $D/d \geq 4$	G _T 15 G _T 17,5
3.	Zawartość pyłów według [20]; kategoria nie wyższa niż	f _{1,5}
4.	Kształt kruszywa grubego według [21] lub według [22]; kategoria nie wyższa niż	Fl ₂₀ lub Sl ₂₀
5.	Procentowa zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej w kruszywie grubym według [23], kategoria nie niższa	C _{100/0}
6.	Mrozoodporność według [35] w 1% NaCl, badana na kruszywie o wymiarze 8/16; wartość nie wyższa niż: oraz odporność kruszywa na rozdrabnianie według [30] badana na kruszywie o wymiarze 10/14, rozdz.5; kategoria nie wyższa niż	6% LA ₂₅ 2% LA ₄₀
7.	„Zgorzel słoneczna” bazaltu według [34], badana na kruszywie o wymiarze 10/14; kategoria:	SB _{LA}
8.	Gęstość ziaren według [32], rozdz. 7., 8. lub 9.	deklarowana przez producenta
9.	Gęstość nasypowa według [31]	deklarowana przez producenta
10.	Nasiąkliwość według [32], rozdz. 7., 8. lub 9.	WA ₂₄ deklarowana przez producenta
11.	Skład chemiczny – uproszczony opis petrograficzny według [19]	deklarowany przez producenta
12.	Reaktywność alkaliczno-krzemionkowa: kategoria reaktywności kruszywa zgodnie [132]	kategoria R0 (niereaktywne)
13.	Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie według [37], rozdz. 12: nie wyższa niż kategoria	AS _{0,2}
14.	Zawartość siarki całkowitej według [37], rozdz. 11. wartość nie wyższa niż	1%
15.	Zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie według [37], rozdz. 7. wartość nie wyższa niż	0,02%
16.	Zanieczyszczenia lekkie według [37] p. 14.2: wartość nie wyższa niż	0,1%
17.	Zawartość substancji organicznych według [37], p.15.1	barwa nie ciemniejsza niż wzorcowa

Krajowe doświadczenia potwierdzają przydatność kruszyw grubych łamanych ze skał, takich jak: bazalt, granit, amfibolit, gabro.

Wymagania podane w Tab. 4-6 nie dotyczą kruszywa grubego do betonu stosowanego w technologii głębokiego fundamentowania do:

- pali przemieszczeniowych formowanych w gruncie wykonanych zgodnie [63],
- pali wierconych wykonanych zgodnie z [36].

Wymagania wobec kruszywa grubego do betonu stosowanego w technologii głębokiego fundamentowania podano w Tab. 4-6 a.

Tab. 4-6 a. Wymagania wobec kruszywa grubego do betonu stosowanego w technologii głębokiego fundamentowania

Lp.	Właściwość	Rozdział w [62]	Metoda badania	Wymagania
1.	Maksymalny wymiar ziarna kruszywa	4.3	[20]	$D_{max} = 31,5 \text{ mm}$
2.	Uziarnienie w zależności od wymiaru kruszywa, kategoria nie niższa niż:	4.3	[20]	$G_C 90/15$ w przypadku, gdy wymiar $D/d > 2$ i $D > 11,2 \text{ mm}$
				$G_C 85/20$ w przypadku, gdy wymiar $D/d \leq 2$ lub $D \leq 11,2 \text{ mm}$
3.	Tolerancja uziarnienia na sitach pośrednich w zależności od wymiaru kruszywa, wymagana kategoria:	4.3	[20]	$G_T 15$ w przypadku, gdy $D/d < 4$ i sito pośrednie $D/1,4$
				$G_T 17,5$ w przypadku, gdy $D/d \geq 4$ i sito pośrednie $D/2$
4.	Kształt kruszywa; kategoria nie wyższa niż:	4.4	[20] lub [22]	Fl_{20} lub Sl_{20}
5.	Zawartość pyłów; wartość nie wyższa niż:	4.6	[20]	$f_{1,5}$
6.	Odporność kruszywa na rozdrabnianie; kategoria nie wyższa niż:	5.2	[30]	LA_{35}
7.	Gęstość ziaren w stanie suchym	5.5	[32]	wartość deklarowana
8.	Gęstość nasypowa	5.6	[31]	wartość deklarowana
9.	Nasiąkliwość, kategoria nie wyższa niż:	5.5	[32]	$WA_{24} 2$
10.	Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie, nie wyższa niż kategoria:	6.3.1	[37]	$AS_{0,2}$
11.	Zawartość siarki całkowitej; wartość nie wyższa niż w %:	6.3.2	[37]	1,0

Tab. 4-7. Wymagania dla kruszywa drobnego

Lp.	Właściwości kruszywa	Wymagania
1	Uziarnienie według [20]: wymagana kategoria	$G_F 85$
2	Zawartość pyłów według [20]: kategoria nie wyższa niż	f_3
3	Tolerancje deklarowanego typowego uziarnienia kruszywa drobnego	zgodnie z tablicą C.1 [62]
4	Gęstość ziaren według [32], rozdz. 7., 8. lub 9.	deklarowana przez producenta
5	Gęstość nasypowa według [31]	deklarowana przez producenta
6	Reaktywność alkaliczno-krzemionkowa kategoria reaktywności kruszywa zgodnie z [132]	kategoria R0 (niereaktywne)
7	Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie według [37], rozdz. 12. nie wyższa niż kategoria	$AS_{0,2}$



8	Zawartość siarki całkowitej według [37], rozdz. 11., wartość nie wyższa niż	1%
9	Zanieczyszczenia lekkie według [37], p. 14.2., wartość nie wyższa niż	0,5%
10	Zawartość substancji organicznych według [37], p.15.1	Barwa nie ciemniejsza niż wzorcowa

4.1.1.4.3. WODA

Woda zarobowa do betonu powinna odpowiadać wymaganiom [27]. Stosowanie wody pitnej nie wymaga badań. Zabrania się stosowania wody z systemów recyklingu.

4.1.1.4.4. DOMIESZKI DO BETONU I DODATKI MINERALNE

Do betonu zaleca się stosowanie domieszek modyfikujących właściwości mieszanki lub stwardniałego betonu poprawiających właściwości betonu lub zapewniających uzyskanie specjalnych właściwości.

Zawartość całkowita stosowanych domieszek do betonu nie powinna być większa od maksymalnej ilości zalecanej przez producenta oraz nie większa niż 5,0% w stosunku do masy cementu, chyba że jest znany i uwzględniony wpływ większej zawartości domieszek na właściwości i trwałość betonu.

Do betonu przeznaczanego do wykonania elementów narażonych na oddziaływanie środowiska w klasach ekspozycji XF2, XF3, XF4 zaleca się stosowanie domieszki napowietrzającej.

Przydatność domieszek do betonu powinna być ustalona na podstawie wymagań określonych w [24] i [25]. W składzie i właściwościach stosowanych domieszek, z uwagi na trwałość betonu szczególnie istotne są:

- zawartość chloru i chlorków rozpuszczalnych w wodzie,
- zawartość alkaliów,
- oddziaływanie korozyjne.

W przypadku stosowania więcej niż jednej domieszki kompatybilność tych domieszek należy sprawdzić w badaniach wstępnych. Kompatybilność domieszki napowietrzającej z innymi domieszkami należy stwierdzić na podstawie kryteriów dotyczących domieszek napowietrzających określonych w [25]. Stosowanie domieszki napowietrzającej w betonie wykonanym z cementu innego niż CEM I wymaga także sprawdzenia w badaniach wstępnych, odniesionych do kryteriów zawartych w [25].

Dopuszcza się stosowanie do betonu dodatku pyłu krzemionkowego według [64].

4.1.1.5. SKŁAD MIESZANKI BETONOWEJ

Skład mieszanki betonowej powinien być ustalony zgodnie z [14], tak aby przy najmniejszej ilości wody zapewnić szczelne ułożenie mieszanki w wyniku zagęszczenia przez wibrowanie.

W przypadku betonu projektowanego skład ustala producent betonu towarowego na podstawie wymaganych właściwości i ewentualnych dodatkowych cech zdefiniowanych w zamówieniu (w [14] nazywanym specyfikacją betonu). Za uzyskanie tych właściwości, zarówno na etapie badań wstępnych, jak i w trakcie dostaw w pełni odpowiada producent betonu.

Skład betonu może być także ustalony przez laboratorium wykonawcy lub inne laboratorium na jego zlecenie, a wtedy taki beton uznaje się według [14] jako beton recepturowy. Za uzyskanie jego właściwości w takim przypadku w pełni odpowiada wykonawca, a producent jedynie za właściwe wymieszanie ustalonych składników betonu.

Ustalona receptura mieszanki betonowej powinna być przedstawiona do zatwierdzenia wraz z wynikami badań laboratoryjnych poszczególnych składników mieszanki oraz

z wynikami badań wstępnych potwierdzającymi otrzymanie założonych wymaganych właściwości mieszanki betonowej i betonu, wykonanych według zaleceń p. 9.5 normy [14].

Współczynnik woda/cement (w/c) określany jako stosunek efektywnej zawartości wody do zawartości cementu w mieszance, nie powinien być większy niż 0,45 w przypadku klasy wytrzymałości betonu C30/37 i wyższej lub nie większy niż 0,50 w przypadku klasy betonu C25/30.

Minimalna zawartość cementu w mieszance betonowej nie powinna być mniejsza niż wymagana, w zależności od klas ekspozycji betonu według [14] i [111] (Tab. 4-5).

W klasach ekspozycji XD3 i XS3 minimalna zawartość cementu w mieszance betonowej nie powinna być mniejsza niż 380 kg/m³, a współczynnik woda/cement (w/c) nie powinien być większy niż 0,40.

Maksymalna zawartość cementu w mieszance betonowej nie powinna być większa niż:

- 400 kg/m³ dla betonu klasy C25/30,
- 450 kg/m³ dla betonów klasy C 30/37 i wyższych.

W uzasadnionych przypadkach dopuszczalne jest przekroczenie tych ilości o 10%.

Zawartość chlorków w betonie nie powinna przekraczać maksymalnych wartości podanych w Tab. 4-8. W betonie przeznaczonym na elementy konstrukcyjne należy stosować ograniczenie łącznej zawartości alkaliów w mieszance betonowej maksymalnie do 3,0 kg/m³.

Tab. 4-8. Maksymalna zawartość chlorków w betonie według [14]

Zastosowanie betonu	Klasa zawartości chlorków ^a	Maksymalna zawartość Cl ⁻ odniesiona do masy cementu ^b
Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych, z wyjątkiem uchwytów odpornych na korozję	Cl 1,0	1,0%
Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami metalowymi	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40 ^c	0,40%
Ze stalowym zbrojeniem sprężającym bezpośrednio stykającym się z betonem	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%
^a Klasa zawartości chlorków odpowiednia w przypadku betonu o specjalnym zastosowaniu zależy od przepisów obowiązujących w miejscu stosowania betonu. ^b w przypadku stosowania dodatków oraz ich uwzględniania w masie cementu, zawartość chlorków wyraża się jako procentową zawartość jonów chlorkowych w odniesieniu do masy cementu wraz z całkowitą masą uwzględnianych dodatków. ^c w przypadku betonów zawierających cementy CEM III dopuszcza się różne klasy zawartości chlorków zgodnie z przepisami obowiązującymi w miejscu stosowania betonu		

Maksymalny nominalny wymiar ziaren kruszywa należy dobierać, uwzględniając otulinę zbrojenia oraz minimalną szerokość przekroju elementu. Ziarna kruszywa nie powinny być większe niż:

- 1/3 najmniejszego wymiaru przekroju poprzecznego elementu,
- 3/4 odległości w świetle między prętami zbrojenia leżącymi w jednej płaszczyźnie prostopadłej do kierunku betonowania.

Zawartość frakcji do 2 mm w mieszance kruszyw powinna być jak najmniejsza i jednocześnie zapewniać niezbędną urabialność przy zagęszczeniu przez wibrowanie, a także nie powinna przekraczać:

- 42% w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 16,0 mm,
- 38% w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 22,4 mm,
- 37% w przypadku mieszanki o uziarnieniu do 31,5 mm.

Zalecane graniczne krzywe uziarnienia kruszywa do betonu podano w Tab. 4-9, a dla betonu samozagęszczalnego w Tab. 4-9a

Tab. 4-9. Zalecane graniczne krzywe uziarnienia kruszywa

Sito #, [mm]	Ułamek masowy kruszywa przechodzącego przez sito [%]	Ułamek masowy kruszywa przechodzącego przez sito [%]	Ułamek masowy kruszywa przechodzącego przez sito [%]
	wymiar kruszywa $D \leq 16,0$ mm	wymiar kruszywa $D \leq 22,4$ mm	wymiar kruszywa $D \leq 31,5$ mm
0,25	3÷8	2÷9	2÷8
0,50	7÷20	5÷17	5÷18
1,0	12÷32	9÷26	8÷28
2,0	21÷42	16÷38	14÷37
4,0	36÷56	28÷51	23÷47
8,0	60÷76	45÷67	38÷62
16,0	100	73÷91	62÷80
22,4	-	100	76÷92
31,5	-	-	100

Tab. 4-9a. Zalecane graniczne krzywe uziarnienia kruszywa do betonu samozagęszczalnego

Sito # [mm]	Ułamek masowy kruszywa przechodzącego przez sito [%]	
	wymiar kruszywa $D \leq 16,0$ mm	wymiar kruszywa $D \leq 22,4$ mm
0,25	3÷12	2÷11
0,50	7÷23	5÷21
1,0	12÷38	9÷33
2,0	21÷50	16÷47
4,0	36÷60	28÷55
8,0	60÷80	45÷72
16,0	100	73÷92
22,4	-	100

Zawartość powietrza w mieszance betonowej badana zgodnie z [53] nie powinna wykraczać:

- powyżej 2% w przypadku niestosowania domieszki napowietrzającej,
- poza granice przedziałów podanych w Tab. 4-10 w przypadku stosowania domieszki napowietrzającej do wykonania elementów narażonych na oddziaływanie środowiska w klasach ekspozycji: XF2, XF3, XF4.

Tab. 4-10. Graniczne wartości napowietżenia mieszanki betonowej w przypadku stosowania domieszki napowietrzającej

Wymiar kruszywa D [mm]	Etap wykonywania badań		Tolerancja pomiarowa [%]
	Projektowanie składu mieszanki betonowej [%]	Zatwierdzanie recepty, próba technologiczna, kontrola jakości robót [%]	
16,0	4,5 ÷ 6,0	4,5 ÷ 6,5	- 0,5 +1,0
22,4	4,0 ÷ 5,5	4,0 ÷ 6,0	
31,5	4,0 ÷ 5,5	4,0 ÷ 6,0	

Klasa konsystencji mieszanki betonowej powinna być dostosowana do warunków zagęszczenia i zabudowy, to znaczy przede wszystkim do wymiarów przekroju elementu,

wielkości elementu, zagęszczenia i układu prętów zbrojeniowych. Dobierając klasę konsystencji, należy również uwzględnić warunki i możliwości technologiczne wykonawcy, w tym rodzaj zastosowanego deskowania (lub form), rodzaj, wydajność i liczbę urządzeń zagęszczających (wibratory wgłębne, wibratory przyczepne, wibratory powierzchniowe itp.), a także urządzeń do powierzchniowego wykańczania betonu (rodzaj i wydajność zacieraczek mechanicznych). Klasa konsystencji mieszanki betonowej według metody opadu stożka badana zgodnie z [52] powinna wynosić: S2 (od 50 do 90 mm), S3 (od 100 do 150 mm), S4 (od 160 do 210 mm) lub S5 (≥ 220 mm).

W szczególnych przypadkach dopuszcza się stosowanie betonu samozagęszczalnego (SCC), dla którego należy wyspecyfikować właściwości mieszanki betonowej według [14], a badania tych właściwości należy kontrolować według norm przywołanych w [14].

Podczas ustalania składu betonu na etapie badań wstępnych średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} próbek powinna być większa niż wartość wytrzymałości charakterystycznej f_{ck} z zapasem niezbędnym do spełnienia kryteriów zgodności podanych w [14] punkcie 8.2.1. Zaleca się, aby zapas był dwa razy większy niż przewidywane odchylenie standardowe i wynosił od 6 do 12 [MPa] ($f_{cm} \geq f_{ck} + 6 \div 12$ [MPa]) w zależności od technologii produkcji, składników oraz dostępnych informacji dotyczących zmienności, przy czym f_{ck} to wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie oznaczoną na próbkach sześciennych.

Na podstawie punktów 6.1, 9.5 i załącznika A normy [14] jako alternatywne względem badań wstępnych dopuszcza się opracowanie przez producenta składu betonu na podstawie danych z wcześniejszych badań lub długookresowego doświadczenia z podobnym betonem.

W przypadku innych wyspecyfikowanych właściwości beton powinien spełniać wartości określone w dokumentacji projektowej z odpowiednim zapasem.

Projektowanie składu betonu stosowanego w technologii głębokiego fundamentowania do:

- pali przemieszczeniowych formowanych w gruncie wykonanych zgodnie z [63],
- pali wierconych wykonanych zgodnie z [36],
powinno być zgodne z wymaganiami [14].

4.1.2. WYMAGANIA TECHNOLOGICZNE

4.1.2.1. WYMAGANIA OGÓLNE

Wymagania technologiczne dla betonu konstrukcyjnego odnoszą się przede wszystkim do producenta betonu i wykonawcy robót, przy czym powinny być one określone w dokumentacji projektowej.

Zadaniem projektanta jest zdefiniowanie wymagań dla betonu konstrukcyjnego, a wynikają one z wymiarowania konstrukcji oraz warunków środowiskowych, w jakich ta konstrukcja pracuje. Projektant powinien się opierać na normach do projektowania – Eurokodach [38], [40], [42] i [43].

Producenta realizując wytyczne projektanta, powinien przygotować, a następnie wyprodukować beton spełniający te wymagania. Jego zadaniem jest wyprodukowanie wyrobu, za który w pełni odpowiada. Wszystkie uzyskane właściwości odnoszą się jednak do ściśle określonych (wyidealizowanych, normowych) warunków badania i przygotowania do tych badań próbek badawczych. Zwieńczeniem jego działań jest oznakowanie betonu jako wyrobu budowlanego Znakiem Budowlanym i wydaniem Krajowej Deklaracji Właściwości Użytkowych. Aby mógł to zrobić, wytwórnia powinna posiadać system zakładowej kontroli produkcji betonu zgodny z wymaganiami [14], potwierdzony Krajowym Certyfikatem Zgodności Zakładowej Kontroli Produkcji w ramach Systemu Oceny i Weryfikacji Stałości Właściwości Użytkowych 2+, wymaganym [7].



Istotą odpowiedzialności producenta betonu za jego właściwości jest zakwalifikowanie go zgodnie z wymogami [14], jako **betonu projektowanego**. Oznacza to, że opracowanie składu betonu i przeprowadzenie badań wstępnych należy do zadań producenta, które wykonuje na podstawie narzuconych mu wymagań w dokumentacji projektowej (zamówieniu) betonu, jak również wymagań co do właściwości składników betonu. Drugim rodzajem betonu zdefiniowanym w [14] jest **beton recepturowy**, czyli o ustalonym składzie przez zamawiającego (wykonawca, inwestor itp.), za którego właściwości w pełni on odpowiada. Producent odpowiada wtedy wyłącznie za wymieszanie składników betonu zgodnie z tolerancjami dozowania określonymi w normie.

Istotne jest zatem, aby wyraźnie rozdzielić zadania w odniesieniu do wymaganych kompetencji normowych (według [14] – producent – odbiorca) pomiędzy uczestników procesu inwestycyjnego (producent – wykonawca – inwestor), by odpowiedzialność za efekty tych działań nie została później rozmyta. Podobnie, dokładnie muszą być rozdzielone zadania na etapie kontroli jakości – producent jest odpowiedzialny za obowiązkową dla niego **kontrolę zgodności**. Jeśli odbiorca betonu nie ma do niego zaufania lub ma wątpliwości co do jakości dostawy, lub wynika to z wymagań dokumentacji projektowej, może uruchomić dobrowolną **kontrolę identyczności**. Co ważne, jedna kontrola nie zastępuje drugiej ani też jej nie uzupełnia, dlatego opisane w dalszej części rozdziału wymagania dotyczące kontroli betonu odnoszą się do kontroli odbiorczej, czyli badań identyczności prowadzonej przez odbiorcę betonu.

Wytworzony przez producenta wyrób o nieukształtowanych jeszcze ostatecznych cechach odbiera wykonawca robót, który ma zapewnić takie warunki przygotowania frontu robót i takie warunki wbudowywania mieszanki betonowej, jej układania i zagęszczania, wykańczania i w końcu pielęgnacji, aby ostatecznie zapewnić osiągnięcie założonych przez projektanta wymaganych właściwości w określonym w projekcie terminie. Te wymogi są z kolei określone w [66], która w pierwszej kolejności zaleca dobór właściwej klasy wykonawstwa konstrukcji (od 1 do 3) oraz właściwej klasy pielęgnacji betonu (od 1 do 4).

Cały proces technologiczny dla betonu rozpoczyna się od węzła betoniarskiego, czyli warunków produkcji betonu towarowego, a następnie związany jest z warunkami transportu mieszanki betonowej, by zakończyć się obszernym zestawem zabiegów technologicznych na etapie wykonawstwa robót betonowych. Wszystkie elementy tego procesu muszą spełnić określone wymagania i muszą podlegać kontroli. Zasadniczo są one ustalone wzajemnie przeplatającymi się zapisami [14] i [111] oraz [66].

4.1.2.2. WYMAGANIA SPRZĘTOWO-TECHNOLOGICZNE DLA WYTWÓRNI MIESZANKI BETONOWEJ

4.1.2.2.1. WYMAGANIA SPRZĘTOWE

Mieszanka betonowa powinna być produkowana w zautomatyzowanych wytwórniach zapewniających:

- dokładność dozowania poszczególnych składników,
- dokonywanie pomiaru wilgotności kruszyw z automatyczną korektą dozowanej wody zarobowej do mieszanki,
- równomierne rozprowadzenie składników - uzyskanie jednorodnej konsystencji.

Wytwórnia powinna być przystosowana do pracy w warunkach zimowych, tzn. zaopatrzona w systemy ogrzewania wody i kruszyw oraz odpowiednie, termoizolowane pomieszczenia.

Cement, kruszywa oraz dodatki proszkowe należy dozować masowo. Woda zarobowa, domieszki oraz ciekłe dodatki mogą być dozowane masowo lub objętościowo. Wymagania dla

urządzenia dozującego oraz dopuszczalne tolerancje dozowania składników mieszanki według [14] podano w Tab. 4-11.

Tab. 4-11. Wymagania dotyczące urządzenia dozującego oraz dopuszczalne tolerancje dozowania składników mieszanki betonowej

Wymagania dotyczące urządzenia dozującego		
Dozowanie masowe		
Ładunek w % pełnej ładowności	Minimalny ładunek ^a do 20% pełnej ładowności	20% pełnej ładowności do maksymalnego ładunku ^a
Maksymalny dopuszczalny błąd w % ładunku	± 2%	± 1%
Dozowanie objętościowe		
Zmierzona objętość	< 30 l	≥ 30 l
Maksymalny dopuszczalny błąd w % objętości	± 3%	± 2%
^a Minimalny i maksymalny ładunek określa producent urządzenia		
Tolerancje dozowania składników mieszanki betonowej		
Składniki mieszanki betonowej	Cement, woda, kruszywo, domieszki i dodatki stosowane w ilości > 5%	Domieszki i dodatki stosowane w ilości > 5%
Dopuszczalne tolerancje (w % wagowo)	± 3%	± 5%
Uwaga: Tolerancja jest różnicą między wartością założoną a wartością zmierzoną.		

4.1.2.2.2. WYMAGANIA TECHNOLOGICZNE PROWADZENIA PRODUKCJI

Przed przystąpieniem do produkcji wszystkie zespoły i urządzenia wytwórni mające wpływ na jakość produkowanej mieszanki betonowej są komisyjnie sprawdzane, co jest potwierdzone protokołem podpisanym przez producenta betonu, wykonawcę. Produkcja może się odbywać jedynie na podstawie zatwierdzonej receptury laboratoryjne.

Obowiązkiem producenta betonu wynikającym z wymogów [14] jest prowadzenie kontroli zgodności. Posiadanie przez producenta Krajowego Certyfikatu Zgodności Zakładowej Kontroli Produkcji upoważniającego go do znakowania betonu znakiem budowlanym jest wystarczającym dowodem na wykonywanie przez niego badań kontrolnych właściwości mieszanki betonowej i betonu. Badania te producent wykonuje we własnym laboratorium lub przez zlecenie laboratorium niezależnemu. Badania do oceny zgodności prowadzonej przez producenta betonu (wraz z pobieraniem próbek) mają być wykonywane w miejscu dostawy.

Wykonawca robót musi mieć własne akredytowane laboratorium lub też zleca nadzór laboratoryjny niezależnemu laboratorium akredytowanemu.

Skład mieszanki betonowej określony symbolem receptury powinien być wprowadzony do pamięci komputera węzła betoniarzkiego.

Składniki powinny się mieszać w mieszalnikach planetarnych, talerzowych, jedno- lub dwuwiałowych.

Domieszki, jeśli są stosowane, należy dodawać podczas zasadniczego procesu mieszania, z wyjątkiem domieszek znacznie redukujących ilość wody, które można dodawać po zasadniczym procesie mieszania. W drugim przypadku mieszankę betonową należy powtórnie mieszać do momentu, aż domieszka będzie całkowicie rozprowadzona w zarobie lub ładunku oraz osiągnie swoją pełną skuteczność. W takim wypadku czas mieszania przyjmuje się 1 min/1 m³ mieszanki betonowej, jednak nie krócej niż 5 min przy maksymalnych obrotach mieszalnika.

Czas mieszania składników powinien być ustalony doświadczalnie, w zależności od składu i wymaganej konsystencji produkowanej mieszanki oraz rodzaju urządzenia mieszającego. Nie może być jednak krótszy niż 30 s.



4.1.2.3. OGÓLNE ZASADY TRANSPORTU MIESZANKI BETONOWEJ

Organizacja transportu (dobór środków, czas trwania) powinna zapewnić dostarczenie do miejsca układania mieszanki betonowej o takim stopniu ciekłości (a w przypadku mieszanek napowietrzanych także o wymaganej zawartości powietrza w mieszance betonowej), jakie zostały przyjęte przy ustalaniu składu betonu dla danego sposobu zagęszczania i rodzaju elementu.

Podczas załadunku, transportu i rozładunku, a także transportu wewnętrznego na placu budowy należy zminimalizować niepożądane zmiany jakości mieszanki betonowej, takie jak segregacja składników, wydzielanie się wody, wyciek zaczynu i wszelkie inne zmiany.

W czasie transportu mieszanki betonowej należy zachować następujące wymagania:

- mieszanka powinna być dostarczona na miejsce ułożenia w zasadzie bez przeładunku,
- w razie konieczności liczba przeładunków powinna być jak najmniejsza,
- pojemniki, w których przewożona jest mieszanka, powinny zapewnić możliwość stopniowego ich opróżniania oraz łatwość oczyszczania i przepłukiwania.

Transport mieszanki betonowej w betonomieszarkach samochodowych (betonowozach) mieszających ją w czasie jazdy, powinien być tak zorganizowany aby wyładunek następował bezpośrednio nad miejscem ułożenia mieszanki lub, jeżeli jest to niemożliwe, w pobliżu betonowanego elementu obiektu. W miejscu układania mieszanka betonowa może być transportowana za pomocą:

- pomp zamontowanych na podwoziu samochodowym z ruchomym wysięgnikiem,
- pomp stacjonarnych z zastosowaniem systemu rurociągów i specjalistycznych urządzeń do betonu,
- urządzeń dźwigowych z wykorzystaniem specjalnych pojemników do przenoszenia mieszanki na miejsce jej układania,
- bezpośrednio z leja betonowozu.

Czas transportu mieszanki betonowej (od momentu rozpoczęcia załadunku samochodu do jego wyładunku) nie powinien przekraczać okresu wstępnego wiązania. W przypadku mieszanki betonowej niezawierającej domieszek o działaniu opóźniającym, w temperaturze otoczenia atmosferycznej nieprzekraczającej $+20^{\circ}\text{C}$, betonowozy należy całkowicie rozładować w czasie nie dłuższym niż 90 min, licząc od chwili pierwszego kontaktu wody z cementem. Możliwe jest wydłużenie tego czasu przez zastosowanie domieszek opóźniających.

4.1.2.4. WYKONYWANIE ROBÓT

4.1.2.4.1. WYMAGANIA OGÓLNE WYKONYWANIA ROBÓT

Zgodność wykonywania robót z dokumentacją

Sposób wykonania robót powinien być zgodny z dokumentacją projektową oraz wymaganiami odpowiednich Polskich Norm, a także dokumentacją technologiczną dostarczoną przez wykonawcę.

Dokumentacja projektowa powinna wymagać dla całej konstrukcji klasę wykonania 3, oraz klasę pielęgnacji co najmniej 3 zgodnie z zasadami określonymi w [66].

Dokumentacja technologiczna dostarczona przez wykonawcę powinna zawierać Program Zapewnienia Jakości (PZJ) oraz Projekt Organizacji Robót (POR) wraz z harmonogramem, uwzględniający wszystkie warunki, w jakich będą wykonywane roboty betonowe, projekty wykonawcze rusztowań i deskowań, projekt technologiczny betonowania.

Projekt technologiczny betonowania powinien obejmować:

- organizację ruchu na drogach dojazdowych do terenu budowy i drogach na terenie budowy,
- specyfikację betonu, receptury mieszanek betonowych, wymagania dodatkowe dotyczące betonu,
- sposób wytwarzania mieszanki betonowej,
- sposób transportu mieszanki betonowej,
- projekt betonowania zawierający ustawienie pomp do podawania mieszanki betonowej,
- harmonogram betonowania, który powinien określać m.in. szybkość układania i zagęszczania mieszanki betonowej, kierunki betonowania, fazy betonowania i planowane czasy ich realizacji, wykaz przerw w betonowaniu oraz sposób łączenia betonu w przerwach,
- sposób i czas trwania pielęgnacji betonu,
- sposób i warunki rozformowania konstrukcji,
- metodologię naprawy ewentualnych błędów wykonania, w tym naprawy powierzchni betonu,
- zestawienie wymaganych badań i pomiarów.

Zakres robót

Podstawowe czynności związane z wykonywaniem robót betonowych obejmują:

- roboty przygotowawcze, w tym montaż rusztowania i deskowania,
- wytwarzanie mieszanki betonowej,
- układanie i zagęszczanie mieszanki betonowej,
- pielęgnację betonu,
- demontaż deskowania i rusztowania,
- wykańczanie powierzchni betonu,
- roboty wykończeniowe.

4.1.2.4.2. ROBOTY PRZYGOTOWAWCZE

Przed przystąpieniem do betonowania należy potwierdzić prawidłowość wykonania robót poprzedzających betonowanie, a w szczególności:

- prawidłowość montażu rusztowania i deskowania,
- prawidłowość wykonania zbrojenia,
- prawidłowość przygotowania miejsc wprowadzania węża pompy lub rękawa pojemnika na mieszankę betonową w szkielet zbrojeniowy w celu zapewnienia właściwego układania mieszanki betonowej w elemencie,
- zgodność rzędnych z dokumentacją projektową,
- czystość powierzchni wewnętrznej deskowania oraz obecność przekładek dystansowych zapewniających wymaganą grubość otulenia prętów zbrojeniowych,
- przygotowanie powierzchni betonu uprzednio ułożonego (np. w miejscu przerw roboczych),
- prawidłowość wykonania wszystkich robót zanikających (np. wykonania przerw dylatacyjnych, warstw izolacyjnych, ułożenia łożysk itp.),
- prawidłowość rozmieszczenia i zamocowania w sposób niezawodny elementów, które przewidziane są do wbetonowania (kanały, wpusty, sączki, kotwy, rury itp.) gotowość sprzętu i urządzeń do betonowania.



4.1.2.4.3. DESKOWANIA

Należy zapewnić wysoką jakość deskowania i jego montażu. Wybór systemu deskowania należy do wykonawcy. System powinien zapewnić ciągłość wykonywanej pracy oraz uzyskanie wymaganej powierzchni betonu. Zastosowany system musi być zatwierdzony.

Wykonawca dostarcza projekt techniczny deskowań wykonany według rysunków zawartych w dokumentacji projektowej lub według własnego opracowania. Projekt deskowań powinien być każdorazowo oparty na obliczeniach statycznych. Ustalona konstrukcja deskowań powinna być sprawdzona na siły wywołane parciem świeżej mieszanki betonowej i uderzenia przy jej wylewaniu z pojemników z uwzględnieniem szybkości betonowania, sposobu zagęszczania i obciążania pomostami roboczymi. Ponadto w trakcie projektowania deskowania należy uwzględnić szerokość deskowania, kierunek jego ułożenia, podział na odcinki, rozstaw i rozmieszczenie kotew, aby ze względu na właściwości betonu do odwzorowania powierzchni deskowania nie doprowadzić do wizualnego zaburzenia zaplanowanej kompozycji architektonicznej.

Wykonanie deskowań powinno uwzględniać podniesienie wykonawcze związane ze strzałką konstrukcji, ugięciem i osiadaniem rusztowań pod wpływem ciężaru ułożonej mieszanki betonowej.

Konstrukcja deskowania powinna spełniać następujące warunki:

- zapewniać odpowiednią sztywność i niezmienność kształtu konstrukcji,
- zapewniać odpowiednią szczelność - w tym celu należy stosować uszczelki na łączeniach elementów deskowania, które zapewniają jego pełną szczelność i pozwolą uniknąć nawet najmniejszych wycieków; połączenia na śruby między płytami są niedozwolone. Większe wypływy mogą prowadzić nie tylko do zmian barwy betonu, ale także do odsłonięcia ziaren kruszywa i powstania „gniazd żwirowych”, a nawet do osłabienia nośności konstrukcji. Nieszczelne deskowania mogą też być przyczyną tzw. „firanek” na powierzchni betonu, powstających w wyniku wykonywania elementu w sekcjach poziomych i naciekania mleczka z warstwy wbudowywanej w warstwę już związaną. Tego typu wady powierzchni betonu są niedopuszczalne,
- wykazywać odporność na deformacje pod wpływem warunków atmosferycznych,
- pokrycie warstwą środka antyadhezyjnego powierzchni deskowań stykających się z betonem-do deskowań należy stosować środki antyadhezyjne oraz przestrzegać warunków
 - należy właściwie dobrać środek do warunków atmosferycznych,
 - środek należy równomiernie nanieść na powierzchnię deskowania,
 - nadmiar środka należy zebrać (zbyt duża jego ilość może spowodować odbarwienie powierzchni),
- zapewniać wykończenie widocznych powierzchni betonu zgodnie z wymaganiami dokumentacji projektowej, w tym celu
 - w przypadku deskowania ze sklejki wodoodpornej należy dążyć do wyeliminowania możliwości wystąpienia tzw. „marmurków” powstających w wyniku osadzania się kropeł wody na niechłonnej powierzchni deskowania. Lokalnie powstają wówczas miejsca o różnych wartościach w/c, które prowadzą do powstania jasnych i ciemniejszych plam, beton o mniejszym w/c ma ciemniejszy kolor, beton o wyższym w/c jest zaś jaśniejszy,
 - w przypadku deskowania stalowego należy dążyć do wyeliminowania powstawania odbarwień w postaci rdzawych plam.

Deskowania przed wypełnieniem mieszanką betonową powinny być dokładnie sprawdzone i odebrane, aby wykluczały możliwość jakichkolwiek zniekształceń lub odchyłeń

w wymiarach betonowej konstrukcji. Inspekcji deskowania należy dokonać przed ułożeniem betonu.

Dopuszcza się następujące odchylenia deskowania od wymiarów nominalnych przewidzianych dokumentacją projektową:

- rozstaw żeber deskowań $\pm 0,5\%$ i nie więcej niż 2 cm,
- grubość desek jednego elementu deskowania $\pm 0,2$ cm,
- odchylenia deskowań od prostoliniowości lub od płaszczyzny o 1%,
- odchylenie ścian od pionu, o $\pm 0,2\%$, lecz nie więcej niż 0,5 cm, wybrzuszenie powierzchni o $\pm 0,2$ cm na odcinku 3 m,
- odchyłki wymiarów wewnętrznych deskowania (przekrojów betonowych)
 - $-0,2\%$ wysokości, lecz nie więcej niż $-0,5$ cm,
 - $+0,5\%$ wysokości, lecz nie więcej niż +2 cm,
 - $-0,2\%$ grubości (szerokości), lecz nie więcej niż $-0,2$ cm,
 - $+0,5\%$ grubości (szerokości), lecz nie więcej niż +0,5 cm.

Dopuszczalne ugięcia deskowań:

- 1/200 l w deskach i belkach pomostów,
- 1/400 l w deskach deskowań widocznych powierzchni mostów betonowych i żelbetowych,
- 1/250 l w deskach deskowań niewidocznych powierzchni mostów betonowych i żelbetowych.

Wszystkie deskowania powinny być tego samego typu i dostarczone przez jednego producenta. Wszystkie krawędzie betonu powinny być ścięte za pomocą listwy trójkątnej. Listwy te muszą być następnie usuwane z wykonanej konstrukcji.

4.1.2.4.4. RUSZTOWANIA

Rusztowania i ich posadowienie dla ustroju niosącego należy wykonywać według projektu technologicznego opartego na obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych. Rusztowania muszą uwzględniać podniesienie wykonawcze ustroju niosącego (podane w dokumentacji projektowej) oraz wpływ osiadania samych podpór tymczasowych przyjętych przez wykonawcę. Sposób posadowienia rusztowania mostów należy uzgodnić z administratorem cieku lub rzeki oraz uzyskać wszelkie pozwolenia.

W konstrukcji rusztowań można dopuścić następujące odchylenia od wymiarów lub położenia:

- zmniejszenie przekroju elementu nie więcej niż o 15%,
- odchylenie rozstawu pali lub ram do 5%, lecz nie więcej niż o 20 cm,
- odchylenie od pionu pali lub ram do 0,01 radiana w mierze łukowej, lecz nie więcej niż wychylenie o ± 10 cm w poziomie w mierze liniowej,
- różnice w rozstawie belek poprzecznych (oczepów) lub podłużnic (rygli lub dźwigarów) o ± 20 cm,
- różnice w położeniu górnej krawędzi oczepu +2 cm i -1 cm,
- strzałki różne od obliczeniowych do 10%.

Na wierzchu rusztowań powinny znajdować się pomosty z desek z obustronnymi poręczami wysokości co najmniej 1,10 m i z krawędziami wysokości 0,15 m.

4.1.2.4.5. PODAWANIE, UKŁADANIE I ZAGĘSZCZANIE MIESZANKI BETONOWEJ

Roboty przed rozpoczęciem układania mieszanki betonowej

Przed rozpoczęciem układania mieszanki betonowej należy sprawdzić prawidłowość wykonania wszystkich robót poprzedzających betonowanie.



Deskowanie należy powleć środkiem antyadhezyjnym, który powinien być tak dobrany i stosowany, aby nie miał szkodliwego wpływu na beton, stal zbrojeniową, deskowanie i konstrukcję.

Należy pamiętać o wykonaniu wszelkiego rodzaju otworów, nisz, zagłębień, zamocowań zgodnie z dokumentacją projektową. Wszystkie konsekwencje wynikające z braku lub nieprawidłowości tych elementów obciążają całkowicie wykonawcę, zarówno jeśli chodzi o późniejsze rozkucie i naprawy, jak i ewentualne opóźnienia w wykonaniu prac własnych i towarzyszących (wykonywanych przez innych podwykonawców).

Układanie i zagęszczanie mieszanki betonowej

Wymagania ogólne

Wysokość swobodnego zrzucania mieszanki betonowej nie powinna przekraczać 0,5 m od powierzchni, na którą spada. Gdy wysokość ta jest większa, mieszankę należy podawać za pomocą rynny zsykowej (do wysokości 3,0 m) lub leja zsykowego teleskopowego (do wysokości 8,0 m). Przy układaniu mieszanki betonowej z wysokości większej niż 8 m należy stosować odcinkowe przewody giętkie, zaopatrzone w końcowe urządzenia do redukcji prędkości spadającej mieszanki. W celu zapewnienia powyższych warunków układania mieszanki betonowej przed betonowaniem w zbrojeniu elementu muszą być przygotowane odpowiednie otwory umożliwiające wprowadzenie węża pompy betonu lub rękawa podajnika (lub rynny zsykowej, lub leja zsykowego) na wymaganą głębokość i w odpowiednim rozstawie nie większym niż 2,5 m. Miejsca te powinny być wskazane w projekcie szkieletu zbrojenia i odpowiednio wyraźnie zaznaczone na szkielecie zbrojenia, np. przy użyciu farby o jaskrawym kolorze, tak aby w trakcie betonowania, również w warunkach nocnych, były łatwe do lokalizacji przez brygadę betoniarzy, operatora pompy do betonu i/lub operatora dźwigu.

Mieszankę betonową należy układać przy zachowaniu następujących warunków ogólnych:

- w czasie betonowania należy stale obserwować prawidłowość kształtu konstrukcji deskowań i rusztowań, a w razie potrzeby dokonywać pomiaru odkształceń,
- szybkość i wysokość wypełnienia deskowania mieszanką betonową powinny być określone w zależności od wytrzymałości i sztywności deskowania przyjmującego parcie świeżo ułożonej mieszanki,
- w okresie upalnej, słonecznej pogody, ułożona mieszanka powinna być niezwłocznie zabezpieczona przed nadmierną utratą wody,
- w czasie deszczu układana i ułożona mieszanka betonowa powinna być chroniona przed wodą opadową; gdy na świeżo ułożoną mieszankę spadnie nadmierna ilość wody mogącej spowodować zmianę konsystencji mieszanki, wodę tę należy usunąć,
- w miejscach, w których skomplikowany kształt deskowania lub gęsto ułożone zbrojenie utrudnia mechaniczne zagęszczenie mieszanki należy dodatkowo stosować zagęszczenie ręczne (sztychowanie).

Podczas wykonywania monolitycznych elementów konstrukcji należy przestrzegać dokumentacji technologicznej, która powinna uwzględniać następujące zalecenia:

- w fundamentach i korpusach podpór mieszankę betonową należy układać bezpośrednio z pojemnika lub rurociągu pompy bądź też za pośrednictwem rynny, warstwami o grubości do 40 cm, zagęszczając wibratorami wgłębnymi,
- w elementach o bardzo gęstym zbrojeniu niepozwalającym na zastosowanie wibratorów wgłębnych buławowych należy używać wibratorów wgłębnych prętowych,
- przy wykonywaniu płyt mieszankę betonową należy układać bezpośrednio z pojemnika lub rurociągu pompy,

- przy betonowaniu chodników, gzymsów, wsporników, zamków i stref przydylatacyjnych należy stosować wibratory wgłębne,
- przerwa w układaniu poszczególnych warstw nie powinna być dłuższa niż 15 min. Przebieg układania mieszanki betonowej w deskowaniu powinien być rejestrowany w dzienniku robót, w którym należy podać:
 - datę rozpoczęcia i zakończenia betonowania poszczególnych elementów obiektu,
 - wytrzymałość betonu na ściskanie, robocze receptury mieszanek betonowych, konsystencję mieszanki betonowej oraz zawartość powietrza w mieszance,
 - daty, sposób, miejsce i liczbę pobranych próbek kontrolnych betonu oraz ich oznakowanie, a następnie terminy i wyniki badań,
 - temperaturę zewnętrzną powietrza i inne dane dotyczące warunków atmosferycznych.

Betonowanie podwodne

Betonowanie podwodne należy wykonywać przy spełnieniu następujących wymagań:

- leje przenośne o średnicach od 0,15 m do 0,20 m poszerzone stożkowo w górnej części w celu łatwiejszego wprowadzania mieszanki betonowej lub odpowiednie leje nieruchome należy opuszczać do dna i w tym położeniu wypełniać mieszanką betonową, aby następna porcja mieszanki, która będzie wrzucana do leja, nie przechodziła przez warstwę wody,
- stopniowemu podnoszeniu leja powinien towarzyszyć wypływ od dołu mieszanki betonowej,
- w przypadku większych wymiarów betonowanych elementów mieszankę należy rozprowadzić równomiernie na spodniej obudowie przestrzeni, korzystając z ruchomego lub elastycznego rękawa,
- w przypadku mniejszych wymiarów elementu, np. w rurach, mieszanka wypływająca ze stacjonarnej rury powinna wypełniać całą przestrzeń, tworząc spłaszczony stożek.

Zagęszczanie mieszanki betonowej

Mieszanka betonowa powinna być tak układana i zagęszczana, aby zbrojenie i wkładki były obetonowane, grubość otulenia miała wartość określoną w projekcie, a beton osiągał przewidywaną wytrzymałość. Mieszanka betonowa w czasie zagęszczania nie powinna ulegać rozsegregowaniu, a ilość powietrza w mieszance po zagęszczeniu nie powinna być większa od dopuszczalnej.

Zakres i sposób skutecznego stosowania każdego typu wibratora (w tym czas wibrowania na jednym stanowisku za pomocą wibratora pogrązalnego, szybkość przesuwu wibratorów powierzchniowych, skuteczny promień działania każdego typu wibratora) powinien być ustalony doświadczalnie w zależności od przekroju konstrukcji, mocy wibratorów, odległości ich ustawienia, charakterystyki mieszanki betonowej. Sposób zagęszczania mieszanki betonowej powinien być uzgodniony i zatwierdzony.

Przy zagęszczaniu mieszanki betonowej należy stosować następujące warunki:

- wibratorów wgłębnych (pogrązalnych) należy używać o częstotliwości min. 6000 drgań na minutę z buławami o średnicy nie większej niż 0,65 odległości między prętami zbrojenia leżącymi w płaszczyźnie poziomej,
- niedopuszczalne jest opieranie buławy wibratora o pręty zbrojeniowe oraz deskowanie,
- odległość sąsiednich zagłębień wibratora pogrązalnego nie powinna być większa niż 1,5-krotny skuteczny promień działania wibratora,
- grubość warstwy zagęszczanej mieszanki betonowej nie powinna być większa od 1,25 długości buławy wibratora (roboczej jego części),



- wibrator w czasie pracy powinien być zagłębiony na głębokość od 50 do 100 mm w dolną warstwę poprzednio ułożonej mieszanki,
- grubość płyt zagęszczanych wibratorami nie powinna być mniejsza niż 12 cm, płyty o mniejszej grubości należy zagęszczać za pomocą łat wibracyjnych,
- belki (łaty) wibracyjne powinny być stosowane do wyrównania powierzchni betonu płyt pomostów i charakteryzować się jednakowymi drganiami na całej długości,
- wibratory przyczepne mogą być stosowane do zagęszczania mieszanki betonowej w elementach nie grubszych niż 0,5 m przy jednostronnym dostępie oraz 2,0 m przy obustronnym,
- górny obszar elementów pionowych powinien być wtórnie zawibrowany.
Zabrania się wyładunku mieszanki betonowej w jedno miejsce i rozprowadzanie jej za pomocą wibratorów.

Układanie mieszanki betonowej w elementach masywnych obiektu

Harmonogram betonowania elementów masywnych obiektu oraz zasady pomiaru temperatury zabetonowanych części powinny być podane w projekcie technologicznym betonowania. W szczególności dotyczy to:

- szybkości układania i zagęszczania mieszanki betonowej,
- kierunków betonowania,
- poszczególnych faz betonowania i planowanych czasów ich realizacji-metod ochrony betonu przed czynnikami atmosferycznymi.

Betonowanie elementów masywnych powinno być prowadzone segmentami na przemian, tak aby wyeliminować wpływ temperatury i skurczu.

Mieszanka betonowa powinna być dostarczana na miejsce ułożenia w sposób ciągły i przy maksymalnym zmechanizowaniu jej transportu i układania. Mieszankę należy układać warstwami poziomymi o jednakowej grubości, dostosowanej do charakterystyki wibratorów przewidzianych do zagęszczania mieszanki. Każda warstwa powinna być układana bez przerwy i tylko w jedną stronę. Układanie mieszanki uskokami (schodkami) może być dopuszczone, jeżeli tego rodzaju przebieg betonowania został ustalony w projekcie technologicznym betonowania, a sam tryb układania określono szczegółowo. Górna powierzchnia poszczególnych warstw nie powinna być wygładzana (z wyjątkiem ostatniej warstwy wierzchniej).

Zagęszczanie mieszanki betonowej powinno być dokonywane za pomocą wibratorów wgłębnych pojedynczych lub zespołu wibratorów na wspólnej ramie. Zagęszczanie mieszanki za pomocą wibratorów powierzchniowych dopuszcza się tylko dla warstwy wierzchniej.

Okres pomiędzy wykonaniem jednej warstwy a rozpoczęciem następnej powinien być ustalony doświadczalnie w zależności od temperatury otoczenia, warunków atmosferycznych, właściwości cementu i innych przewidywanych czynników.

Przerwy w betonowaniu

Przerwy robocze w betonowaniu konstrukcji powinny się znajdować w miejscach przewidzianych w dokumentacji projektowej. Kąt nachylenia płaszczyzny styku mieszanki betonowej ułożonej powinien być zbliżony do 45°. W przypadku konstrukcji bardziej odpowiedzialnych ukształtowanie powierzchni betonu w przerwie roboczej należy uzgodnić z projektantem.

Wznowienie betonowania nie powinno się odbyć później niż w ciągu 3 godz. lub po całkowitym stwardnieniu betonu. Dokładny czas rozpoczęcia nakładania kolejnej warstwy betonu powinien być ustalony w zależności od warunków atmosferycznych, właściwości cementu i innych czynników wpływających na jakość konstrukcji. Jeżeli

temperatura powietrza jest wyższa niż $+20^{\circ}\text{C}$, to czas trwania przerwy nie powinien przekraczać 2 godz.

W przypadku wznowienia betonowania po dłuższej przerwie płaszczyznę styku należy starannie przygotować do późniejszego połączenia betonu stwardniałego z betonem świeżo nałożonym przez:

- usunięcie z powierzchni betonu stwardniałych luźnych okruszków betonu oraz warstwy pozostałego mleczka lub zaczynu cementowego,
- obfite zwilżenie wodą,
- zastosowanie warstwy szpempnej.

Zabiegi te należy wykonać bezpośrednio przed rozpoczęciem betonowania. Po wznowieniu betonowania należy unikać dotykania wibratorem deskowania, zbrojenia i poprzednio ułożonego betonu.

Warunki atmosferyczne przy układaniu i wiązaniu betonu

Temperatura otoczenia

Betonowanie konstrukcji należy wykonywać wyłącznie w temperaturze nie niższej niż $+5^{\circ}\text{C}$, zachowując warunki umożliwiające uzyskanie przez beton wytrzymałości co najmniej 15 MPa przed pierwszym zamarznięciem. Uzyskanie wytrzymałości 15 MPa powinno być zbadane na próbkach przechowywanych w takich samych warunkach jak zabetonowana konstrukcja.

W wyjątkowych przypadkach dopuszcza się betonowanie w temperaturze do -5°C , jednak wymaga to zapewnienia mieszance betonowej odpowiedniej temperatury w chwili układania i zabezpieczenia uformowanego elementu przed utratą ciepła w czasie co najmniej 7 dni lub do uzyskania przez beton wytrzymałości 15 MPa. Przez ten okres temperatura mieszanki betonowej i świeżego betonu nie może być niższa niż $+5^{\circ}\text{C}$.

Temperatura mieszanki betonowej w chwili opróżniania mieszalnika nie powinna być wyższa niż $+35^{\circ}\text{C}$, a w momencie jej dostarczenia - nie niższa niż $+5^{\circ}\text{C}$.

W okresie obniżonej temperatury roboty betonowe powinny być prowadzone zgodnie z wymaganiami podanymi w Instrukcji ITB nr 282/2011, ze szczególnym uwzględnieniem minimalnej temperatury mieszanki w czasie jej układania oraz sposobu zabezpieczenia świeżego betonu przed działaniem niskiej temperatury.

Zabezpieczenie robót betonowych podczas opadów

Przed przystąpieniem do betonowania należy przygotować sposób postępowania na wypadek wystąpienia ulewnego deszczu. Konieczne jest przygotowanie odpowiedniej liczby osłon wodoszczelnych dla zabezpieczenia odkrytych powierzchni świeżego betonu. Niedopuszczalne jest betonowanie w czasie deszczu bez stosowania odpowiednich zabezpieczeń.

4.1.2.4.6. PIELĘGNACJA BETONU

Pielęgnację betonu należy rozpocząć bezpośrednio po zakończeniu zagęszczania i wykańczania powierzchni, zachowując minimalne okresy pielęgnacji podane w [66]. Dobiera się je w zależności od wymaganego rozwoju właściwości definiowanego za pomocą czasu pielęgnacji lub procentem wymaganej wytrzymałości betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania (Tab. 4-12). Specjalne wymagania w zakresie pielęgnacji (np. wyższe niż uzyskanie 70% wytrzymałości charakterystycznej) mogą być podane w dokumentacji projektowej.

Tab. 4-12. Klasy pielęgnacji według [66]

	Klasa pielęgnacji 1	Klasa pielęgnacji 2	Klasa pielęgnacji 3	Klasa pielęgnacji 4
Czas [h]	12 ^a	nie stosuje się	nie stosuje się	nie stosuje się
Procent wymaganej wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie po 28 dniach	nie stosuje się	35%	50%	70%
^a Pod warunkiem, że wiązanie nie trwa dłużej niż 5 h, a temperatura powierzchni betonu jest równa +5°C lub wyższa.				

Zaleca się stosowanie co najmniej klasy pielęgnacji 3. Czas pielęgnacji betonu powinien być uzależniony od warunków atmosferycznych, szybkości narastania wytrzymałości betonu oraz rodzaju zastosowanego cementu – wymagania zestawiono w Tab. 4-13. Sposób pielęgnacji betonu powinien być ustalony w projekcie technologicznym betonowania.

Tab. 4-13. Minimalny czas pielęgnacji betonu dla klasy pielęgnacji 2 {3} [4] – odpowiadający przyrostowi przypowierzchniowej wytrzymałości betonu równemu 35% {50%} [70%] projektowanej 28-dniowej wytrzymałości charakterystycznej według [66]

Temperatura powierzchni betonu, T_b (°C)	Minimalny czas pielęgnacji betonu (dni)		
	Rozwój wytrzymałości betonu		
	$r = (f_{cm2}/f_{cm28})$		
	szybki $r \geq 0,50$	średni $0,50 \geq r \geq 0,30$	wolny $0,30 \geq r \geq 0,15$
$T_b \geq 25$	1,0 {1,5} [3]	1,5 {2,5} [5]	2,5 {3, 5} [6]
$25 > T_b \geq 15$	1,0 {2,0} [5]	2,5 {4} [9]	5 {7} [12]
$15 > T_b \geq 10$	1,5 {2,5} [7]	4 {7} [13]	8 {12} [21]
$10 > T_b \geq 5$	2,0 {3,5} [9]	5 {9} [18]	11 {18} [30]

W okresie pielęgnacji betonu należy:

- chronić odsłonięte powierzchnie betonu przed szkodliwym działaniem warunków atmosferycznych, a szczególnie wiatru i promieni słonecznych (w okresie zimowym – mrozu), przez ich osłanianie i zwilżanie w dostosowaniu do pory roku i miejscowych warunków klimatycznych,
 - utrzymywać ułożony beton w stałej wilgotności przez wymagany okres pielęgnacji, ale nie krócej niż
 - 7 dni – przy stosowaniu cementów portlandzkich,
 - 14 dni – przy stosowaniu cementów hutniczych i innych,
 - zraszać wodą beton dojrzewający w warunkach normalnych, rozpoczynając zraszanie po 24 godzinach od chwili jego ułożenia
 - przy temperaturze + 15°C i wyższej beton należy zraszać w ciągu pierwszych trzech dni, co trzy godziny w dzień i co najmniej jeden raz w nocy, a w następnym dniu – co najmniej trzy razy na dobę,
 - przy temperaturze poniżej + 5°C betonu nie należy zraszać.
- Elementy masywne obiektu powinny być zwilżane wodą według specjalnych instrukcji. Stosowane do pielęgnacji środki błonotwórcze, наносzone na powierzchnie świeżego betonu, powinny odpowiadać następującym wymaganiom:
- utworzenie się szczelnej powłoki powinno nastąpić nie później niż w 24 godzinie od chwili aplikacji na powierzchni betonu,
 - powstała powłoka powinna być elastyczna i mieć dobrą przyczepność do betonu świeżego i stwardniałego oraz nie ulegać zmyciu pod wpływem deszczu,

- środek błonotwórczy przy nanoszeniu nie powinien przenikać w świeży beton na głębokość większą niż 1 mm i nie powinien wywoływać korozji betonu oraz stali.

Woda stosowana do pielęgnacji betonu powinna odpowiadać wymaganiom [27]. Stosowanie do pielęgnacji betonu środków pielęgnacyjnych oraz systemów izolacji powinno być zgodne z wymaganiami odpowiednich norm zharmonizowanych lub Polskich Norm, europejskimi lub krajowymi ocenami technicznymi oraz zaleceniami producenta.

W czasie dojrzewania betonu elementy powinny być chronione przed uderzeniami i drganiami przynajmniej do chwili uzyskania przez niego wytrzymałości na ściskanie co najmniej 15 MPa.

Do pielęgnacji betonu w obniżonej temperaturze można stosować:

- metodę zachowania ciepła betonu w konstrukcji (osłonięcie konstrukcji materiałami ciepłochronnymi zabezpieczającymi beton przed utratą ciepła) – materiały ciepłochronne nie powinny dotykać betonu,
- pielęgnację przez podgrzewanie betonu w konstrukcji – podgrzewanie ciepłym powietrzem lub parą pod specjalnie przygotowanymi osłonami (w przypadku zastosowania tej metody należy zwrócić uwagę na niedopuszczenie do przesuszenia betonu), podgrzewanie matami grzejnymi, zastosowanie elektronagrzewu (w przypadku tej metody należy kontrolować szybkość nagrzewania i wychładzania elementu oraz temperaturę powierzchni betonu),
- zastosowanie pielęgnacji przez tzw. metodę ciepłaków, czyli wykonywanie konstrukcji w tunelach stałych lub przesuwnych, w których zapewnione są odpowiednie warunki temperaturowe i wilgotnościowe (w przypadku tej metody istotne jest utrzymanie zbliżonych warunków we wszystkich punktach pielęgnowanego elementu).

4.1.2.4.7. ROZBIÓRKA DESKOWAŃ I RUSZTOWAŃ

Rozformowanie konstrukcji może nastąpić po osiągnięciu przez beton wytrzymałości niezbędnej do bezpiecznego demontażu deskowania, określonej w dokumentacji projektowej.

Osiągnięcie przez beton odpowiedniej wytrzymałości powinno być stwierdzone przez laboratorium na próbkach pobranych w chwili betonowania danego fragmentu obiektu. Dopuszczalne jest zastosowanie aparatury pomiarowej do określania dojrzałości betonu, po wcześniejszym jej wyskalowaniu dla stosowanej w projekcie receptury betonu.

Demontażu rusztowania należy dokonać po przeprowadzeniu wizualnej kontroli powierzchni elementów i po ewentualnym jej wykończeniu.

4.1.2.4.8. WYKOŃCZENIE POWIERZCHNI BETONU

Dla widocznych powierzchni betonowych obowiązują następujące wymagania:

- wszystkie betonowe powierzchnie muszą być gładkie i równe, bez zagłębień, wybrzuszeń ponad powierzchnię,
- pęknięcia i rysy są niedopuszczalne,
- równość górnej powierzchni konstrukcji nośnej, na której przewiduje się ułożenie hydroizolacji, powinna być zgodna z wymaganiami producenta zastosowanej hydroizolacji i dokumentacją projektową określającą warunki układania hydroizolacji,
- kształtowanie odpowiednich spadków poprzecznych i podłużnych powinno następować podczas betonowania elementu; wyklucza się szpachlowanie konstrukcji po rozdeskowaniu. Powierzchnię płyty powinno się wyrównywać podczas betonowania łatami wibracyjnymi. Odchylenie równości powierzchni zmierzone na łacie długości 4,0 m nie powinno przekraczać 1,0 cm,
- wszystkie powierzchnie poziome elementów powinny być zatarte w momencie tuż przed rozpoczęciem wiązania spoiwa; dotyczy to w szczególności powierzchni płyt, dla których

należy zastosować odpowiednio wydajne zacieraczki mechaniczne. Zabieg zacierania likwiduje wszystkie zainicjowane w pierwszej fazie tężenia mieszanki betonowej rysy skurczu plastycznego, zapobiegając tym samym ich propagacji już w trakcie dojrzewania betonu, czyli wskutek skurczu twardnienia, zapewnia jednocześnie właściwe wyrównanie i przygotowanie powierzchni betonu do dalszych zabiegów technologicznych związanych z nakładaniem warstw izolacyjno-zabezpieczających,

- ostre krawędzie betonu po rozdeskowaniu powinny być oszlifowane; jeżeli dokumentacja projektowa nie przewiduje specjalnego wykończenia powierzchni betonowych konstrukcji, to bezpośrednio po rozebraniu deskowań wszystkie wystające nierówności należy wyrównać za pomocą tarcz karborundowych i czystej wody,
- gładkość powierzchni powinna cechować się brakiem lokalnych progów, raków, wgłębień i wybrzuszeń, wystających ziaren kruszywa; dopuszczalne są lokalne nierówności do 3 mm lub wgłębienia do 5 mm,
- wszystkie łączniki stalowe (druty, śruby itp.) użyte do montażu deskowania lub mające inne tymczasowe zastosowania, które pozostają na powierzchni betonu po rozdeskowaniu, należy przyciąć poniżej wykończonej powierzchni betonu do głębokości nie mniejszej niż 1 cm, a powstałe otwory należy wypełnić materiałem naprawczym.

Wszystkie uszkodzenia powierzchni powinny być naprawione. Części wystające powinny być skute lub zeszlifowane, a zagłębienia wypełnione betonem modyfikowanym żywicami o zatwierdzonym składzie. Bardzo duże ubytki i nierówności płyty przekraczające 2 cm należy naprawić betonem cementowym bezskurczowym wykonanym według specjalnej technologii. Pęcherze, raki i inne mniejsze uszkodzenia betonu powinny być naprawione drobno- lub gruboziarnistą zaprawą naprawczą lub ich kombinacją w zależności od wielkości uszkodzenia. Należy przy tym odpowiednio dobrać kolor zaprawy do kolorystyki naprawianego elementu.

4.1.2.5. KONTROLA JAKOŚCI ROBÓT

4.1.2.5.1. BADANIA PRZED PRYZYSTĄPIENIEM DO ROBÓT

Przed przystąpieniem do robót wykonawca powinien:

- uzyskać wymagane dokumenty dopuszczające wyroby budowlane do obrotu i powszechnego stosowania (certyfikaty zgodności, deklaracje właściwości użytkowych) i na ich podstawie sprawdzić zgodność właściwości materiałów i wyrobów przeznaczonych do wykonania robót,
- wykonać własne badania materiałów i wyrobów przeznaczonych do wykonania robót w celu sprawdzenia ich właściwości z odpowiednimi wymaganiami.

4.1.2.5.2. KONTROLA RUSZTOWAŃ I DESKOWAŃ

Badania odbiorcze rusztowań i deskowań należy przeprowadzić po zbudowaniu rusztowań, a przed rozpoczęciem ich eksploatacji na zgodność z projektem wykonawczym rusztowań i deskowań. Badania okresowe należy przeprowadzać w trakcie eksploatacji rusztowań, przed każdą nową fazą robót oraz po mogących mieć wpływ na stan rusztowań zjawiskach atmosferycznych (silnych wiatrach, intensywnych opadach itp.), a także po ewentualnych awariach, uderzeniach montowanymi elementami obiektu mostowego itp.

Każde rusztowanie podlega odbiorowi, w czasie którego należy sprawdzać:

- rodzaj użytego materiału na zgodność z projektem technologicznym - łączniki, złącza,
- poziomy górnych krawędzi przed obciążeniem i po obciążeniu oraz krawędzi dolnych stanowiących miarę odkształcalności posadowienia (niwelacyjnie),
- efektywności stężeń,

- wielkości podniesienia wykonawczego,
 - przygotowanie podłoża i sposób przekazywania nacisków na podłoże.
- Każde deskowanie powinno podlegać odbiorowi. Przedmiotem kontroli w czasie odbioru powinny być:

- rodzaj użytego materiału na zgodność z projektem technologicznym,
- szczelność deskowań w płaszczyznach i narożach,
- poziom górnej krawędzi i powierzchni deskowań przed betonowaniem i po nim oraz porównanie z poziomem wymaganym.

Rusztowania i deskowania w czasie betonowania powinny być przedmiotem kontroli geodezyjnej w nawiązaniu do niezależnych reperów.

Kontrola stanu wyposażenia, oznakowania i zabezpieczeń deskowań i rusztowań powinna być prowadzona codziennie przez cały okres prowadzonych robót. Podczas budowy rusztowań i deskowań oraz podczas ich obciążania świeżym betonem powinny być prowadzone badania geodezyjne w nawiązaniu do reperów państwowych. Pomiarów te powinny być prowadzone również w czasie dojrzewania betonu oraz przy rozbiórce deskowań i rusztowań, aż do wykonania próbnego obciążenia.

Ocena rusztowań powinna być przeprowadzona na podstawie uzyskanych wyników i ustaleń w formie protokołu.

4.1.2.5.3. BADANIA SKŁADNIKÓW MIESZANKI BETONOWEJ

Badania składników mieszanki betonowej powinny być wykonane przed przystąpieniem do przygotowania mieszanki betonowej oraz podczas wykonywania robót betonowych.

Dostawy składników betonu – cementu, kruszywa, domieszek i dodatków są akceptowane na podstawie dokumentów związanych z wprowadzaniem wyrobów budowlanych do obrotu i stosowania, czyli oznakowanych znakiem CE lub znakiem B, dla których wykonawca (producent) dołączył Deklarację Właściwości Użytkowych (DWU) lub Krajową Deklarację Właściwości Użytkowych (KDWU), odniesionych do Europejskiej Normy zharmonizowanej (ENh), Polskiej Normy wyrobu (PN), Europejskiej Oceny Technicznej (EOT) lub Krajowej Oceny Technicznej (KOT).

Wykonanie badań sprawdzających składniki mieszanki betonowej przed przystąpieniem do przygotowania mieszanki betonowej, czyli na etapie badań wstępnych, jak również bieżące badania kontrolne dostaw, należą do zadań producenta betonu i powinny swym zakresem być zgodne z zapisami księgi Zakładowej Kontroli Produkcji obowiązującej w danym zakładzie produkcyjnym.

Zakres badań składników mieszanki betonowej należący do odbiorcy betonu (wykonawcy) powinien być określony w dokumentacji projektowej.

Zakres badań składników mieszanki betonowej należący do producenta betonu oraz jego odbiorcy (wykonawcy) powinien co najmniej obejmować badania wyszczególnione w dalszych punktach.

Badania cementu

Bezpośrednio przed użyciem cementu konieczne jest sprawdzenie, czy deklarowane właściwości cementu potwierdzają zgodność z wymaganiami [13].

W przypadku dostawy cementu, którego jakość budzi wątpliwości, należy przeprowadzić oznaczenia:

- wytrzymałości na ściskanie według [10], czasu wiązania według [11],
- stałości objętości według [12].

Inne właściwości cementu powinny być badane i potwierdzane przez producenta cementu. Wyniki badań należy sprawdzić na zgodność z wymaganiami podanymi w [13].



Badania kruszyw

W przypadku dostawy partii kruszywa, której jakość budzi wątpliwości, należy przeprowadzić oznaczenia:

- składu ziarnowego według [20],
- kształtu ziaren według [21] lub według [22] - zawartości pyłów według [20],
- zawartości humusu według [37],
- reaktywności alkalicznej kruszywa metodą przyspieszoną według [132].

Inne właściwości kruszyw powinny być badane i potwierdzane przez producenta kruszyw, pod warunkiem, że ich produkcja objęta jest Certyfikatem Zakładowej Kontroli Produkcji, czyli jest zgodna z Systemem Oceny i Weryfikacji Stałości Właściwości Użytkowych „2+”.

Badania wody

W przypadku, gdy nie jest używana woda pitna badania należy wykonać zgodnie z [27].

Badania domieszek do betonu

Domieszki do betonu należy przed użyciem sprawdzić na zgodność z [25], przez kontrolę ich oznakowania znakiem CE i weryfikację Deklaracji Właściwości Użytkowych.

4.1.2.5.4. KONTROLA JAKOŚCI MIESZANKI BETONOWEJ I BETONU

Zakres kontroli

Kontroli podlegają następujące właściwości mieszanki betonowej:

- konsystencja mieszanki betonowej,
- zawartość powietrza w mieszance betonowej oraz betonu,
- wytrzymałość betonu na ściskanie,
- odporność betonu na działanie mrozu,
- odporność na penetrację wody pod ciśnieniem.

W kontroli właściwości mieszanki betonowej i betonu należy rozróżnić badania objęte obowiązkową **kontrolą zgodności** prowadzoną przez producenta betonu według częstotliwości i kryteriów ustalonych w [14], [111], a zawartych również w wymaganiach Zakładowej Kontroli Produkcji, oraz badania objęte nieobowiązkową z punktu widzenia [14] **kontrolą identyczności** prowadzoną przez stronę odbierającą beton (wykonawcę).

Wymaga się, aby badania mieszanki betonowej i wykonywanie próbek do badań właściwości betonu, prowadzone przez producenta w ramach kontroli zgodności, jak również przez odbiorcę w ramach kontroli identyczności, odbywały się w miejscu dostawy.

Kontrola identyczności mieszanki betonowej i betonu prowadzona przez wykonawcę powinna być przeprowadzana na podstawie planu pobierania i badania próbek. Plan powinien zawierać m.in. podział obiektu (konstrukcji) na części podlegające osobnej ocenie, częstotliwość pobierania próbek do kontroli mieszanki betonowej i betonu.

Sprawdzenie konsystencji mieszanki betonowej

Sprawdzenie konsystencji przeprowadza się zgodnie z planem pobierania i badania próbek. Badanie konsystencji przeprowadza się zgodnie z [52]. Na stanowisku betonowania konsystencja powinna być sprawdzana co najmniej trzy razy na pierwsze 50 m³ mieszanki do ustabilizowania się konsystencji, a później każdorazowo przy wykonywaniu próbek do badania i przy badaniu zawartości powietrza lub w przypadku wątpliwości związanych z jakością.

Pomiar konsystencji należy wykonać na próbce punktowej pobranej na początku rozładunku. Próbkę punktową należy pobrać po rozładowaniu około 0,3 m³ mieszanki zgodnie z [51].

Kryteria badania i oceny identyczności dla konsystencji wykonywanych przez odbiorcę betonu (wykonawcę) są takie same, jak kryteria do oceny zgodności dla tego parametru wykonywanej przez producenta betonu.

Maksymalne dopuszczalne odchylenia pojedynczego oznaczenia kontrolowanej konsystencji od granic przyjętej klasy konsystencji według opadu stożka wynoszą:

- -20 mm od dolnej granicy,
- +20 mm od górnej granicy.

Maksymalne dopuszczalne tolerancje pojedynczego oznaczenia kontrolowanej konsystencji od założonej wartości konsystencji według opadu stożka wynoszą:

- ≤ 40 mm, tolerancja ±10 mm,
- od 50 do 90 mm, tolerancja ±20 mm,
- ≥ 100 mm, tolerancja ±30 mm.

Sprawdzenie zawartości powietrza w mieszance betonowej

Sprawdzenie zawartości powietrza w mieszance betonowej przeprowadza się zgodnie z planem pobierania i badania próbek. Badanie zawartości powietrza w mieszance betonowej realizuje się zgodnie z [53]. Na stanowisku betonowania zawartość powietrza w mieszance powinna być sprawdzana co najmniej trzy razy na pierwsze 50 m³ mieszanki do ustabilizowania się właściwej zawartości powietrza, a później każdorazowo przy wykonywaniu próbek do badania wytrzymałości oraz dodatkowo w przypadku wątpliwości związanych z jakością.

Kryteria badania i oceny identyczności dla zawartości powietrza wykonywanego przez odbiorcę betonu (wykonawcę) są takie same jak kryteria dla oceny zgodności dla tego parametru wykonywanej przez producenta betonu.

Różnice pomiędzy przyjętymi granicami przedziałów zawartości powietrza w mieszance a kontrolowaną nie powinny być większe niż -0,5%/+1%.

Sprawdzenie wytrzymałości na ściskanie betonu

Próbki do badania wytrzymałości na ściskanie betonu wykonuje się zgodnie z planem pobierania i badania próbek. Na stanowisku betonowania należy wykonywać próbki o liczności określonej w planie, lecz nie mniej niż sześć próbek (co najmniej parami z tej samej próbki mieszanki betonowej) z jednego elementu lub grupy elementów betonowanych tego samego dnia oraz dodatkowo w przypadku wątpliwości związanych z jakością.

Typ próbek do badania wytrzymałości na ściskanie określono w [54]. Badanie betonu, z wyjątkiem przypadków specjalnych, powinno być przeprowadzone na próbkach z betonu w wieku 28 dni. Badanie wytrzymałości na ściskanie realizuje się zgodnie z [56] na próbkach sześciennych o boku 150 mm. Sposób pobrania próbek mieszanki betonowej powinien być zgodny z [51]. Próbki betonowe wykonuje się i pielęgnuje według [55].

Wynik badania powinien stanowić średnią z wyników dwóch lub więcej próbek do badania wykonanych z jednej próbki mieszanki i badanych w tym samym wieku. Jeżeli wartości z badania różnią się o więcej niż 15% od średniej, wyniki te należy pominąć.

W przypadku certyfikowanej kontroli produkcji uznaje się, że określona objętość betonu należy do danej klasy, jeżeli spełnia kryteria identyczności podane w Tab. 4-14. Przez certyfikowaną kontrolę produkcji należy rozumieć posiadanie przez producenta Certyfikatu Zakładowej Kontroli Produkcji obejmującego wszystkie wymagania załącznika C normy [14].

Tab. 4-14. Kryteria identyczności dotyczące wytrzymałości na ściskanie w przypadku betonu wytwarzanego w warunkach certyfikowanej kontroli produkcji.

Liczba „n” wyników badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach z określonej objętości	Kryterium 1	Kryterium 2
	średnia z „n” wyników (f_{cm}) [N/mm ²]	dowolny pojedynczy wynik (f_{ci}) [N/mm ²]
1	nie stosuje się	$\geq f_{ck} - 4$
2-4	$\geq f_{ck} + 1$	$\geq f_{ck} - 4$
5-6	$\geq f_{ck} + 2$	$\geq f_{ck} - 4$

W przypadku betonu wytwarzanego w warunkach niecertyfikowanej kontroli produkcji badanie identyczności pod względem wytrzymałości na ściskanie należy przeprowadzić, sprawdzając kryteria zgodności podane w Tab. 4-15. Przez certyfikowaną kontrolę produkcji należy rozumieć posiadanie przez producenta Certyfikatu Zakładowej Kontroli Produkcji obejmującego wszystkie wymogi załącznika C normy [14].

Tab. 4-15. Kryteria identyczności dotyczące wytrzymałości na ściskanie w przypadku betonu wytwarzanego w warunkach niecertyfikowanej kontroli produkcji

Liczba „n” wyników badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach z określonej objętości	Kryterium 1.	Kryterium 2.
	średnia z „n” wyników (f_{cm}), [N/mm ²]	dowolny pojedynczy wynik (f_{ci}), [N/mm ²]
3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$

W Tab. 4-14 i Tab. 4-15 przyjęto następujące oznaczenia:

- f_{cm} – średnia z n wyników badania wytrzymałości serii n próbek,
- f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie,
- f_{ci} – pojedynczy wynik badania wytrzymałości z serii n próbek.

Sprawdzenie odporności betonu na działanie mrozu

Sprawdzenie odporności betonu na działanie mrozu przeprowadza się na próbkach wykonanych na stanowisku betonowania zgodnie z planem pobierania i badania próbek, co najmniej raz z jednego elementu lub grupy elementów w okresie wykonywania obiektu, ale nie rzadziej niż jeden raz na 5000 m³ betonu.

Badanie odporności betonu na działanie mrozu przeprowadza się metodą zgodnie z Załącznikiem N normy [111]. Badanie mrozoodporności należy określać w terminach podanych w Tab. 4-16.

Tab. 4-16. Czas wykonywania badań w zależności od rodzaju zastosowanego cementu

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R), CEM II/A-S (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A-S (N) CEM II/B-S (N, R)	56 dni
CEM III/A	90 dni

Kryteria badania i oceny identyczności dla odporności betonu na działanie mrozu wykonywanych przez odbiorcę betonu (wykonawcę) są takie same, jak kryteria do oceny zgodności dla tego parametru wykonywanej przez producenta betonu.

Wymagany stopień mrozoodporności betonu jest osiągnięty, jeżeli po wymaganej liczbie cykli zamrażania (Tab. 4-17) próbek w temperaturze $-18^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ i odmrażania w temperaturze $+18^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ spełnione są następujące warunki:

- próbka nie wykazuje pęknięć,

- łączna masa ubytków betonu nie przekracza 5% masy próbek niezamrażanych,
- obniżenie wytrzymałości na ściskanie jest nie większe niż 20% w stosunku do wytrzymałości próbek niezamrażanych.

Tab. 4-17. Wymagana liczba cykli zamrażania/rozmarzania dla danego stopnia mrozoodporności

Stopień mrozoodporności betonu	Wymagana liczba cykli
F200	200
F150	150
F100	100

Sprawdzenie odporności na penetrację wody pod ciśnieniem

Sprawdzenie odporności na penetrację wody pod ciśnieniem przeprowadza się na trzech próbkach wykonanych na stanowisku betonowania zgodnie z planem pobierania i badania próbek co najmniej raz z jednego elementu lub grupy elementów w okresie wykonywania obiektu, ale nie rzadziej niż jeden raz na 5000 m³ betonu.

Sposób wykonywania i pielęgnacji próbek do badania powinien być zgodny z [55]. Badanie głębokości penetracji wody pod ciśnieniem przeprowadza się zgodnie z [57]. Badanie głębokości penetracji wody pod ciśnieniem należy określać w terminach podanych w Tab. 4-16.

Kryteria badania i oceny identyczności dla głębokości penetracji wody pod ciśnieniem wykonywanych przez odbiorcę betonu (wykonawcę) są takie same jak kryteria dla oceny zgodności dla tego parametru, wykonywanej przez producenta betonu.

Maksymalna głębokość penetracji wody pod ciśnieniem w każdej badanej próbce powinna być nie większa niż określona w pkt 4.1.1.3.

Badania betonu w konstrukcji

W przypadku technicznie uzasadnionym można zlecić przeprowadzenie badania betonu w konstrukcji.

Wytrzymałość betonu na ściskanie może być określona na próbkach (rdzeniowych) wyciętych z elementu konstrukcji według [58] lub metodami nieniszczącymi według [59] lub [60]. Dopuszcza się inne metody badań pośrednich i bezpośrednich betonu w konstrukcji, pod warunkiem zweryfikowania proponowanej w nich kalibracji cech wytrzymałościowych w konstrukcji na pobranych z konstrukcji odwiertach lub wykonanych wcześniej próbkach. Interpretacji wyników badań należy dokonać według rozdziału 9 [67].

4.1.2.5.5. TOLERANCJE WYMIARÓW BETONOWYCH KONSTRUKCJI MOSTOWYCH

Podane niżej tolerancje wymiarów można traktować jako miarodajne tylko wtedy, kiedy dokumentacja projektowa nie przewiduje inaczej. Dopuszczalne odchyłki wymiarowe od określonych w dokumentacji projektowej wynoszą:

- długość przęsła $\pm 2,0$ cm,
- rozpiętość usytuowania łożysk $\pm 1,0$ cm,
- oś podłużna w planie $\pm 2,0$ cm,
- usytuowanie w planie belek podłużnych i poprzecznych $\pm 2,0$ cm,
- wysokość dźwigara + 0,5% i - 0,2%, lecz nie więcej niż 5 mm,
- szerokość dźwigara + 0,4% i -0,2%, lecz nie więcej niż 3 mm – grubość płyt + 1% i 0,5%, lecz nie więcej niż $\pm 0,5$ cm,
- rzędne wysokościowe $\pm 1,0$ cm.

Tolerancje dla fundamentów:

- usytuowanie w planie $\pm 5,0$ cm (dla fundamentów o szerokości $< 2,0$ m $\pm 2,0$ cm) – rzędne wierzchu ławy $\pm 1,0$ cm.

- płaszczyzny i krawędzie – odchylenie od pionu $\pm 2,0$ cm.

Tolerancje dla podpór masywnych i słupowych:

- pochylenie ścian i słupów 0,5% wysokości (jednak dla słupów nie więcej niż 1,5 cm) – wymiary w planie $\pm 2,0$ cm dla podpór masywnych, $\pm 1,0$ cm dla podpór słupowych,
- rzędne wierzchu podpory $\pm 1,0$ cm.

W ścianach oporowych odchyłki nie powinny przekraczać:

- 1% wysokości w odniesieniu do nachylenia w pionie, lecz nie więcej niż 50 mm,
- $\pm 2,0$ cm w odniesieniu do wymiarów w planie,
- $\pm 2,0$ cm w odniesieniu do rzędnej górnej powierzchni budowli.

4.1.2.5.6. KONTROLA WYKOŃCZENIA POWIERZCHNI BETONOWYCH

Jeżeli dokumentacja projektowa nie przewiduje inaczej, wszystkie widoczne powierzchnie betonowe powinny być gładkie i mieć jednolitą barwę i fakturę. Na powierzchniach tych nie mogą być widoczne żadne zabrudzenia, przebarwienia czy inne wady pozostawione przez wewnętrzną wykładzinę deskowań, która powinna być odpowiednio przymocowana do deskowania. Pęknięcia elementów konstrukcyjnych są niedopuszczalne. Dopuszcza się rysy skurczowe przy rozwarciu nie większym niż 0,2 mm, jeżeli otulina zbrojenia jest zgodna z [39], [40], [42], [43] i dokumentacją projektową. Rysy te nie powinny przekraczać długości 1,0 m w kierunku podłużnym i połowy szerokości belki w kierunku poprzecznym, lecz nie więcej niż 0,5 m.

Należy wykluczyć pustki, raki i wykruszenia. Lokalne ubytki należy wypełnić betonem (zaprawą naprawczą) o minimalnym skurczu i wytrzymałości nie mniejszej niż wytrzymałość betonu w konstrukcji o barwie zbliżonej do koloru pierwotnej powierzchni betonu.

4.2. STAL ZBROJENIOWA

4.2.1. WYMAGANIA MATERIAŁOWE

4.2.1.1. WYMAGANIA OGÓLNE

Zgodnie z polskim załącznikiem krajowym do [40] ([39]) do wykonania zbrojenia nośnego mostów z betonu należy stosować stal zbrojeniową o wysokiej ciągliwości klasy C, przy czym właściwości tej stali powinny być zgodne z odpowiednimi Polskimi Normami. Zalecenia te spełniają Polskie Normy dla stali zbrojeniowej [48], [113].

4.2.1.2. WYMAGANIA MATERIAŁOWE DLA STALI GATUNKU B500SP

Wymagane w [113] badania dla stali gatunku B500SP należy przeprowadzać zgodnie z metodologią określoną w [48] i [93].

4.2.1.2.1. SPAJALNOŚĆ

Stal przeznaczona do zbrojenia konstrukcji mostowych powinna być w pełni spajalna. Spajalność jest określona przez dwie właściwości:

- równoważnik węgla,
- ograniczenia zawartości wybranych pierwiastków.

Aby stal można było uznać za spajalną, zawartość poszczególnych pierwiastków oraz wartość równoważnika węgla nie powinny przekroczyć wartości maksymalnych podanych w Tab. 4-18.

Tab. 4-18. Skład chemiczny (ułamek masowy, %)

Analiza wytopowa wyrobu	C ^a	S	P	N ^b	Cu	Mn	Si	C _{eq} ^c
	Maksymalna zawartość							
	0,22	0,050	0,050	0,012	0,80	1,6	0,55	0,50
	0,24	0,055	0,055	0,014	0,85	1,65	0,60	0,52

^a Dopuszcza się przekroczenie zawartości węgla o 0,03% masy, pod warunkiem że równoważnik węgla jest zmniejszony o 0,02% masy.

^b Wyższe zawartości azotu są dopuszczalne, jeżeli stal zawiera wystarczającą liczbę pierwiastków wiążących azot.

^c Równoważnik węgla należy obliczać ze wzoru: $C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15$,
gdzie:

C – węgiel	Si – krzem
S – siarka	C _{eq} – równoważnik węgla
P – fosfor	Cr – chrom
N – azot	Mo – molibden
Cu – miedź	V – wanad
Mn – mangan	Ni – nikiel

4.2.1.2.2. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE

Właściwości mechaniczne należy określać w statycznej próbie rozciągania. Uzyskane wartości powinny spełniać wymagania podane w Tab. 4-19.

Tab. 4-19. Właściwości mechaniczne określone w statycznej próbie rozciągania

	R _e [MPa]	R _m /R _e -	A ₅ [%]	A _{gt} [%]
min.	500	1,15	16	8
max	625	1,35	-	-

gdzie:
R_e – granica plastyczności,
R_m/R_e – stosunek wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności,
A₅ – wydłużenie procentowe,
A_{gt} – wydłużenie całkowite przy największej sile.

4.2.1.2.3. WYTRZYMAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWA

Badanie wytrzymałości zmęczeniowej należy wykonać, obciążając próbkę określoną liczbą cykli zmiennych obciążeń osiowych rozciągających, przy zachowaniu parametrów badania podanych w Tab. 4-20. Minimalna liczba cykli obciążeń zmęczeniowych, którym należy poddawać próbkę, wynosi 2 miliony. Wyroby spełniają wymagania w tym zakresie, jeśli poddane działaniu minimalnej liczby cykli obciążeń zmęczeniowych nie wykażą częściowych ani całkowitych uszkodzeń, takich jak poprzeczne pęknięcia widoczne nieuzbrojonym okiem.

Tab. 4-20. Parametry badania wytrzymałości zmęczeniowej

Naprężenie maksymalne	$\sigma_{\max} = 300 \text{ MPa}$
Amplituda	$2\sigma = 175 \text{ MPa}$ dla $d \leq 25 \text{ mm}$ $2\sigma = 160 \text{ MPa}$ dla $d > 25 \text{ mm}$, gdzie d – średnica badanej próbki
Częstotliwość	$\leq 200 \text{ Hz}$
Długość próbki	30 d
Minimalna długość próbki pomiędzy uchwytami	10 d
Temperatura otoczenia w czasie badania	$23^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$
Wymaganie lub wartość kwantyła	10%

4.2.1.2.4. WYTRZYMAŁOŚĆ NA OBCIĄŻENIA CYKLICZNE

Badanie wytrzymałości na obciążenia cykliczne należy wykonać, obciążając próbkę określoną liczbą symetrycznych cykli obciążeń osiowych naprzemiennie ściskających i rozciągających, o częstotliwości pomiędzy 0,5 Hz a 3 Hz. Minimalna liczba cykli obciążeń cyklicznych, którym należy poddawać próbkę wynosi 5. Wyroby spełniają wymagania w tym zakresie, jeśli poddane działaniu minimalnej liczby cykli obciążeń cyklicznych nie wykażą częściowych ani całkowitych uszkodzeń, takich jak poprzeczne pęknięcia widoczne nieuzbrojonym okiem.

4.2.1.2.5. PODATNOŚĆ NA ZGINANIE

Zginanie z odginaniem

W celu określenia podatności stali na zginanie z odginaniem próbkę należy zagiąć o kąt 90° . Średnice trzpienia D , na którym można wykonać zagięcia, powinny spełniać wymagania podane w Tab. 4-21. Następnie próbkę należy odgiąć o kąt minimum 20° . Wyroby spełniają wymagania w zakresie podatności na zginanie z odginaniem, jeśli po zakończeniu badania nie wykażą częściowych ani całkowitych uszkodzeń widocznych nieuzbrojonym okiem.

Tab. 4-21. Średnica trzpienia dla próby zginania

Średnica trzpienia D		
$d \geq 16 \text{ mm}$	$16 \text{ mm} < d \leq 25 \text{ mm}$	$d > 25 \text{ mm}$
4 d	6 d	8 d
gdzie: d – średnica badanego pręta		

Zginanie ze statyczną próbą rozciągania

Próbę zginania ze statyczną próbą rozciągania wykonuje się jedynie dla prętów o średnicy $d \leq 16 \text{ mm}$. Próbkę należy zagiąć o kąt 90° , przy czym należy stosować średnice trzpienia D według Tab. 4-21. Próbkę należy następnie wyprostować oraz poddać starzeniu, polegającym na podgrzaniu próbki do temperatury 100°C ($\pm 10^{\circ}\text{C}$), utrzymaniu w tej temperaturze przez 1 h (-0 min, +15 min), a następnie ostudzeniu w warunkach naturalnych do temperatury pokojowej. Na wyprostowanej i poddanej starzeniu próbce należy wykonać statyczną próbę rozciągania w celu określenia właściwości mechanicznych R_e , R_m/R_e , A_5 i A_{gt} . Wyroby uważa się za zgodne w zakresie podatności na zginanie ze statyczną próbą rozciągania, jeżeli wyniki statycznej próby rozciągania spełniają wymagania podane w Tab. 4-19.

Przyczepność do betonu

Kryterium decydującym przy ocenie przyczepności do betonu powinno być względne pole powierzchni żeber f_R . Wartość f_R powinna być obliczona zgodnie z [93]. Wymagania dotyczące minimalnych wartości f_R podano w Tab. 4-22.

Tab. 4-22. Minimalne wymagane względne pole powierzchni żeber f_R

Średnica nominalna d mm	Minimalne wymagane względne pole powierzchni żeber f_R
8	0,045
10	0,052
12	0,056
14	
16	
20	
25	
28	
32	
40	

Zalecane średnice nominalne

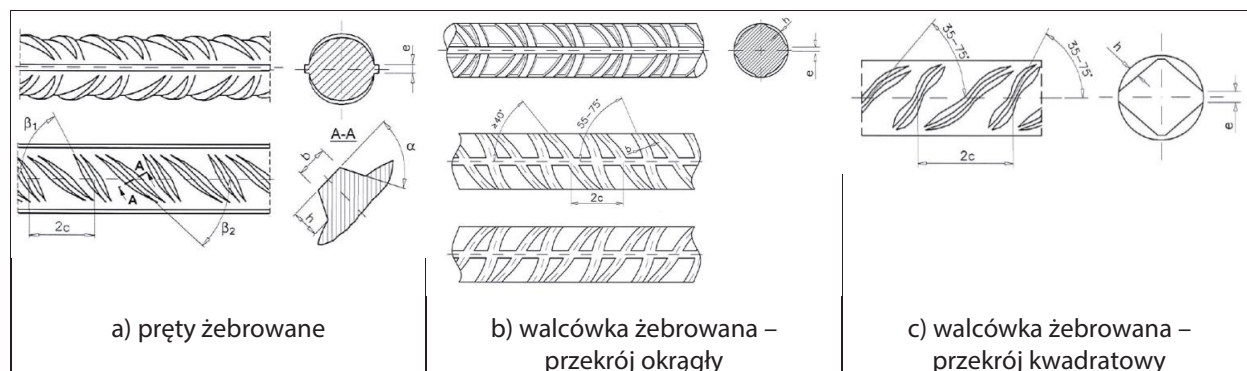
Zaleca się stosowanie średnic nominalnych zastosowanych w Tab. 4-23:

Tab. 4-23. Zalecane średnice nominalne

Średnica nominalna d mm	Pręty	Walcówka żebrowana
8	X	X
10	X	X
12	X	X
14	X	X
16	X	X
20	X	X
25	X	
28	X	
32	X	
40	X	

Identyfikacja gatunku B500SP

W celu identyfikacji gatunku stali należy stosować znakowanie polegające na odpowiednim ułożeniu żeber poprzecznych zgodnym z następującymi wymaganiami: żebra poprzeczne powinny być ułożone w dwóch rzędach po obu stronach pręta i nachylone do osi podłużnej pręta naprzemiennie pod dwoma różnymi kątami (β_1 i β_2) Rys. 4-1. Różnica kątów β_1 i β_2 powinna wynosić co najmniej 10° .



Rys. 4-1. Geometria powierzchni [113]

Tab. 4-24. Podsumowanie – zestaw istotnych cech materiałowych stali zbrojeniowej

Cecha	Główny parametr	Symbol	Wymaganie
Spajalność	Ekwiwalent węgla (analiza wyrobu)	C_{eq}	$C_{eq} \leq 0,50$
	Zawartość wybranych pierwiastków	C, S, P, N, Cu, Mn, Si	Zawartość poszczególnych pierwiastków nie przekracza wartości maksymalnych podanych w Tab. 4-18.
Wytrzymałość	Granica plastyczności	R_e	Min 500 MPa Max 625 MPa
Ciągliwość	Stosunek wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności	R_e/R_m	Min 1,15 Max 1,35
	Wydłużenie procentowe	A_5	Min 16%
	Wydłużenie całkowite przy największym obciążeniu	A_{gt}	Min 8%
Odporność na obciążenia zmęczeniowe	Minimalna liczba cykli obciążeniowych	-	2 000 000
Odporność na obciążenia cykliczne	Minimalna liczba cykli obciążeniowych	-	5
Podatność na zginanie z odginaniem	Średnica trzpienia	D	Brak uszkodzeń na próbce poddanej zagięciu i odgięciu
Podatność na zginanie ze statyczną próbą rozciągania	Średnica trzpienia, własności mechaniczne	D R_e R_e/R_m A_5 A_{gt}	Spełnienie wymagań co do własności mechanicznych próbki poddanej zagięciu i wyprostowaniu
Przyczepność do betonu	Minimalne względne pole powierzchni żeber	f_R	0,045 dla $d = 8$ mm 0,052 dla $d = 10$ mm 0,056 dla $d > 10$ mm

4.2.2. WYMAGANIA TECHNOLOGICZNE

4.2.2.1. WYMAGANIA PRZY ODBIORZE

4.2.2.1.1. DOKUMENTY KONTROLI

Dokumenty kontroli dla prętów prostych i kręgow

Do każdej dostawy stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w postaci prętów prostych lub kręgow wytwórca jest obowiązany dołączyć dokument kontroli – „Świadectwo odbioru, typ 3.1”, wystawione zgodnie z wymaganiami [49], stwierdzający zgodność wyrobu z wymaganiami [113] oraz z warunkami zamówienia.

Na dokumencie kontroli dla stali zbrojeniowej powinny być podane następujące informacje:

- nazwa i rodzaj dokumentu kontroli („Świadectwo odbioru, typ 3.1 według [49]”),
- nazwa wytwórcy,
- adres zakładu produkcyjnego,
- nazwa i adres pierwszego zamawiającego, kupującego materiał od wytwórcy,
- nazwa i adres odbiorcy (jeżeli jest inny niż zamawiający),
- data wystawienia dokumentu kontroli,
- opis wyrobu
 - nazwa gatunku stali zbrojeniowej B500SP,
 - średnice nominalne prętów,
 - długości prętów,

- liczba wiązek,
- waga całkowita,
- numer(-y) wytopu(-ów),
- wyniki kontroli dla każdego z poszczególnych wytopów według wymagań [113]
 - właściwości mechaniczne,
 - skład chemiczny,
- numer normy [113] na zgodność, z którą dokonuje się oceny zgodności,
- numer Krajowego Certyfikatu Zgodności lub Krajowego Certyfikatu Stałości Właściwości Użytkowych,
- imię, nazwisko i stanowisko przedstawiciela wytwórcy niezależnego od wydziału produkcyjnego,
- znak budowlany „B”.

Dokumenty kontroli dla zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni

Do każdej dostawy stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w postaci zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni wytwórca jest zobowiązany dołączyć:

- stallistę – oznaczony unikatowym numerem wykaz pozycji wraz z liczbą sztuk, średnicą i długością poszczególnych elementów, z których wykonano zbrojenie oraz odnośnikiem do rysunku z dokumentacji technicznej; numer stallisty widnieje na wszystkich metkach przypiętych do pozycji ujętych w staliście,
- deklarację zgodności dostawy – dokument zawierający następujące dane
 - numer deklaracji zgodności,
 - datę wystawienia deklaracji zgodności,
 - nazwę i adres pierwszego zamawiającego kupującego materiał od wytwórcy,
 - nazwę i adres odbiorcy (jeżeli jest inny niż zamawiający),
 - nazwę i/lub numer zlecenia,
 - wykaz stallist wraz z wykazem rysunków z dokumentacji technicznej,
 - numer normy [113] na zgodność z którą dokonuje się oceny zgodności,
 - wykaz dokumentów kontroli dla stali zbrojeniowej („Świadectw odbioru, typ 3.1”) wystawionych dla każdej średnicy i dla każdego wytopu stali zbrojeniowej użytej w procesie produkcji zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni obejmującego dostawę,
 - imię, nazwisko i stanowisko osoby wystawiającej deklarację zgodności wraz z podpisem,
- dokumenty kontroli – „Świadectwa odbioru typ 3.1” wystawione dla każdej średnicy i dla każdego wytopu stali zbrojeniowej użytej w procesie produkcji zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni obejmującego dostawę zgodne z wykazem dokumentów kontroli ujętym w deklaracji zgodności dostawy,
- dowód dostawy.

4.2.2.1.2. ZNAKOWANIE ETYKIETĄ

Znakowanie etykietą prętów prostych i kręgów

W przypadku dostarczenia na budowę stali zbrojeniowej w postaci prętów prostych lub kręgów na etykietach przymocowanych co najmniej po dwie do każdej wiązki prętów prostych lub kręgu powinny zostać podane w sposób trwały:

- nazwa i adres wytwórcy oraz zakładu produkcyjnego,
- opis wyrobu (nazwa gatunku B500SP, średnica nominalna, długość, waga, numer wytopu),
- numer normy [113],

- numer Krajowego Certyfikatu Zgodności lub Krajowego Certyfikatu Stałości Właściwości Użytkowych,
- numer krajowej deklaracji właściwości użytkowych,
- znak budowlany B.

Znakowanie etykietą zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni

W przypadku dostarczenia na budowę stali zbrojeniowej w postaci zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni na etykietach przymocowanych do wiązek z pozycjami (jedna etykieta do jednej pozycji zbrojenia) powinny zostać podane w sposób trwały:

- nazwa i adres wytwórcy oraz zakładu produkcyjnego,
- opis wyrobu (nazwa gatunku B500SP, średnice nominalne prętów, długości prętów, waga),
- długość teoretyczna lub długości początkowa i końcowa dla pozycji stopniowanych pakowanych wspólnie w wiązkę,
- numer stallisty zawierającej daną pozycję,
- w przypadku pozycji giętych schemat kształtu z podanymi wymiarami.

4.2.2.1.3. WADY POWIERZCHNIOWE

Powierzchnia stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w postaci prętów prostych lub kręgów oraz powierzchnia elementów, z których wykonano zbrojenie prefabrykowane w zbrojarni dostarczone na budowę, nie powinny wykazywać pęknięć, pęcherzy i naderwań. W technologicznej próbie zginania powierzchnia próbek także nie powinna wykazywać pęknięć, naderwań i rozwarstwień.

Na powierzchni czołowej prętów niedopuszczalne są pozostałości jamy usadowej, rozwarstwienia i pęknięcia widoczne nieuzbrojonym okiem. Wady powierzchniowe, takie jak rysy, drobne łuski i zawalcowania, wtrącenia niemetaliczne, wżery, wypukłości, wgniecenia, zgorzeliny i chropowatości są dopuszczalne, jeśli nie przekraczają 0,5 mm, licząc od średnicy rdzenia dla prętów o średnicy nominalnej do 25 mm oraz 0,7 mm dla prętów o większych średnicach.

4.2.2.1.4. MAGAZYNOWANIE

Stal zbrojeniowa nie jest zabezpieczana przed korozją w okresie przed wbudowaniem. Należy dążyć, by wyroby te były magazynowane w miejscu niepowodującym narażenia ich na nadmierne zawilgocenie lub zanieczyszczenie. Zabezpieczenie przed nadmierną korozją stali zbrojeniowej magazynowanej na otwartym powietrzu może stanowić powłoka wykonana z mlecza cementowego.

4.2.2.2. WYKONANIE ROBÓT

4.2.2.2.1. SPRZĘT

Przystępując do wykonania zbrojenia w warunkach budowy, należy mieć do dyspozycji następujący sprzęt w zależności od potrzeb:

- giętarki,
- prostowarki,
- zgrzewarki,
- spawarki,
- nożyce do cięcia prętów,
- sprzęt do transportu pomocniczego.

Sprzęt używany do przygotowania i montażu zbrojenia wiotkiego w konstrukcjach mostowych powinien spełniać wymagania obowiązujące w budownictwie ogólnym. Wszystkie

rodzaje sprzętu powinny być sprawne oraz posiadać ważną gwarancję i instrukcję obsługi. Sprzęt powinien spełniać wymagania BHP. Miejsca lub elementy szczególnie niebezpieczne do obsługi powinny być specjalnie oznaczone. Sprzęt ten powinien podlegać kontroli osoby odpowiedzialnej za BHP na budowie. Osoby obsługujące sprzęt powinny zostać uprzednio odpowiednio przeszkolone.

4.2.2.2.2. DRUT MONTAŻOWY

Jeżeli do łączenia prętów zbrojenia nie stosuje się spawania czy zgrzewania, do ich montażu należy używać wyżarzonego drutu stalowego, tzw. wiązałkowego. Średnica drutu wiązałkowego powinna być dostosowana do średnicy prętów głównych w złączeniu, ale nie mniejsza niż 1,0 mm. Do montażu prętów zbrojenia o średnicy większej niż 12 mm należy stosować drut wiązałkowy o średnicy 1,4 mm.

4.2.2.2.3. PODKŁADKI DYSTANSOWE

Dopuszcza się stosowanie stabilizatorów i podkładek dystansowych z betonu lub zaprawy oraz z tworzyw sztucznych. Podkładki dystansowe powinny być mocowane do prętów zbrojenia. Nie dopuszcza się stosowania podkładek dystansowych z drewna, cegły lub prętów stalowych.

4.2.2.2.4. ELEKTRODY DO SPAWANIA ZBROJENIA

Elektrody oraz inne materiały do spawania należy stosować według odpowiednich norm przedmiotowych w zależności od metody i warunków spawania.

4.2.2.2.5. PRZYGOTOWANIE ZBROJENIA

Czyszczenie prętów

Przed ułożeniem prętów zbrojenia w deskowaniu należy oczyścić je z zardzy, luźnych płatków rdzy, kurzu i błota. Stal zbrojeniową pokrytą rdzą oczyszcza się szczotkami ręcznie lub mechanicznie, a także przez piaskowanie. Stal tylko zabłoconą można zmyć strumieniem wody, a pręty oblodzone odmrażać strumieniem ciepłej wody. Stal narażoną na choćby chwilowe działanie słonej wody należy przemyć wodą słodką. Pręty zbrojenia zanieczyszczone tłuszczem (smary, oliwa) lub farbą olejną należy opalać lampami benzynowymi lub czyścić preparatami rozpuszczającymi tłuszcze, aż do całkowitego usunięcia zanieczyszczeń. Po oczyszczeniu należy sprawdzić wymiary przekroju poprzecznego prętów na zgodność z wymaganiami [113]. Możliwe jest również zastosowanie innych metod czyszczenia prętów.

4.2.2.2.6. PROSTOWANIE PRĘTÓW

Pręty stalowe używane do produkcji zbrojenia powinny być proste. Dopuszczalna wielkość miejscowego wykrzywienia nie powinna przekraczać 4 mm. W przypadku większych odchyłek stal zbrojeniową należy prostować za pomocą kluczy, młotków, prostowarek i wyciągarek.

4.2.2.2.7. CIĘCIE I GIĘCIE PRĘTÓW

Cięcie prętów należy wykonywać przy maksymalnym wykorzystaniu materiałów. Wskazane jest sporządzenie w tym celu planu cięcia. Pręty ucinają się z dokładnością do 1 cm. Cięcie przeprowadza się za pomocą mechanicznych noży. Dopuszcza się również cięcie palnikiem acetylenowym.

Gięcie prętów należy wykonywać zgodnie z dokumentacją projektową oraz postanowieniami [39] pkt 8.3.

Nie należy stosować spawania i zgrzewania w bezpośrednim zasięgu odgięć i haków. Minimalna odległość spoin od krzywizny odgięcia powinna wynosić 10d. Na zimno na budowie można wykonywać odgięcia prętów o średnicy do 12 mm. Pręty o średnicy większej niż 12 mm w warunkach budowy powinny być odginane z kontrolowanym podgrzewaniem. W miejscach zagięć i załamania elementów konstrukcji, w których zagięciu ulegają jednocześnie wszystkie



pręty zbrojenia rozciągane, należy stosować średnicę zagięcia równą co najmniej 20d. Wewnętrzna średnica odgięcia strzemion i prętów montażowych powinna spełniać warunki podane dla haków. Przy odbiorze haków i odgięć należy zwrócić uwagę na ich zewnętrzną stronę. Niedopuszczalne są pęknięcia powstałe podczas wyginania.

4.2.2.2.8. MONTAŻ ZBROJENIA

Trwałość i otulenie zbrojenia

Układ zbrojenia w konstrukcji musi umożliwić jego dokładne otoczenie przez jednorodny beton. Po ułożeniu zbrojenia w deskowaniu rozmieszczenie prętów względem siebie i względem deskowania nie może ulec zmianie. Aby zachować właściwą grubość otulenia prętów betonem należy przestrzegać postanowień normy [39] pkt 4. Należy używać podkładowych dystansów z tworzywa sztucznego, betonu lub zaprawy cementowej. Stosowanie innych sposobów zapewnienia otuliny, w szczególności podkładek z prętów stalowych, jest niedopuszczalne. Na wysokości ścian pionowych konieczne otulenie uzyskuje się za pomocą podkładek plastikowych pierścieniowych. Układanie zbrojenia bezpośrednio na deskowaniu i podnoszenie na odpowiednią wysokość w trakcie betonowania jest niedopuszczalne. Zabronione jest chodzenie i transportowanie materiałów po wykonanym szkieletie zbrojeniowym.

Łączenie prętów na zakład i łączniki mechaniczne

Stal B500SP jest stalą spawalną i zgrzewalną (równoważnik węgla $CE \leq 0,50\%$). Nie należy spawać prętów zbrojeniowych w temperaturze niższej niż -5°C . W przypadku przewidywanego łączenia prętów przez spawanie w temperaturze niższej niż -5°C należy zbadać stal pod kątem udarności.

Łączenie prętów należy wykonywać zgodnie z dokumentacją projektową przy uwzględnieniu wymagań normy [39] (pkt 8.7).

Kotwienie prętów

Rodzaje i długości kotwienia prętów w betonie należy wykonywać zgodnie z dokumentacją projektową przy uwzględnieniu wymagań normy [39] (pkt 8.4, 8.5 i 8.6).

4.2.2.3. KONTROLA JAKOŚCI ROBÓT

4.2.2.3.1. DOKUMENTY I BADANIA PRZED PRZYSTĄPIENIEM DO ROBÓT

Przed przystąpieniem do robót należy uzyskać i zachować dokumenty kontroli zaświadczające o zgodności wyrobu z wymaganiami [113] oraz zawierające znak CE lub B potwierdzający, że wyrób uzyskał dopuszczenie do stosowania w budownictwie. W razie uzasadnionych podejrzeń o niespełnienie przez wyrób wymagań jakościowych deklarowanych w dokumentach kontroli wykonawcy może zlecić dodatkowe badania materiałowe.

4.2.2.3.2. KONTROLA ZBROJENIA

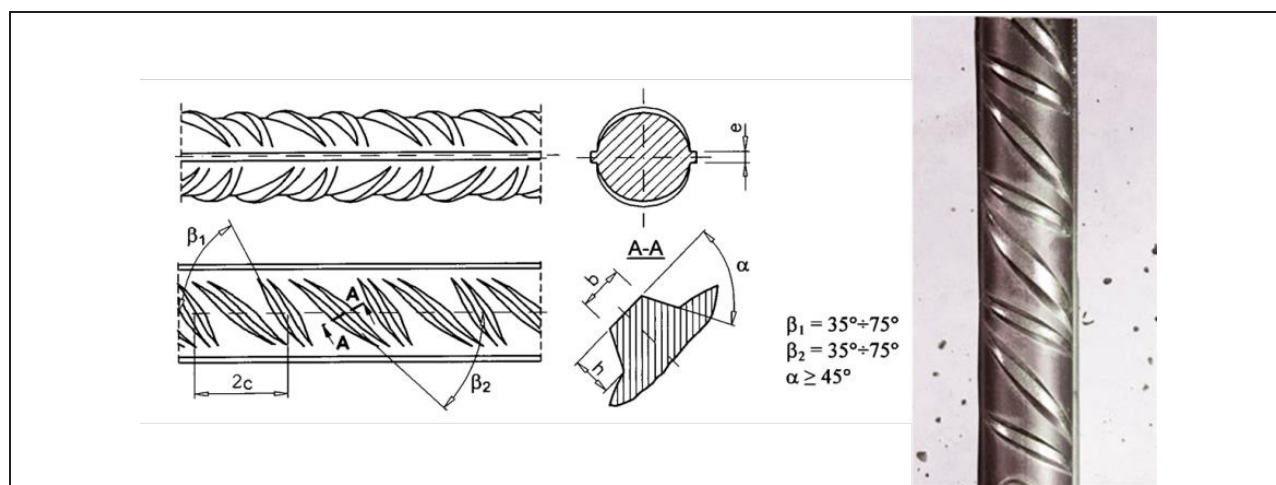
Kontrola zbrojenia przed montażem

Kontrola zbrojenia przed montażem polega na sprawdzeniu jakości materiałów na zgodność z dokumentacją projektową oraz wymaganiami podanymi w niniejszym dokumencie, a także na zgodność ze złożonym zamówieniem. Zbrojenie podlega odbiorowi jak dla robót zanikających.

Przy odbiorze stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w postaci prętów prostych, kręgów lub zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni każdorazowo należy sprawdzić, przez oględziny powierzchni prętów oraz przegląd dokumentacji:

- zgodność dostarczonego materiału z dokumentami kontroli przytwierdzonymi etykietami oraz z zamówieniem,

- zgodność wzoru uźebrowania dostarczonych prętów z wymaganiami [113] (po obu stronach pręta żebra nachylone naprzemiennie pod dwoma różnymi kątami – według Rys. 4-2,



Rys. 4-2. Żebrowanie prętów [113], [CPJS]

- zgodność numeru wytwórcy na prętach z informacjami zawartymi w dokumentacji; numer wytwórcy należy odczytać z powierzchni pręta przez sprawdzenie liczby żeber o normalnej grubości, znajdujących się pomiędzy żebrami pogrubionymi (według [48]) i porównać go z numerem przypisanym wytwórcy deklarowanemu w dokumentacji (numery poszczególnych wytwórców należy sprawdzić u tych wytwórców),
- stan powierzchni prętów,
- wymiary przekroju poprzecznego i długości prętów.

Przy odbiorze stali zbrojeniowej dostarczonej na budowę w postaci zbrojenia prefabrykowanego w zbrojarni dodatkowo poza wymienionymi czynnościami należy każdorazowo sprawdzić, przez oględziny powierzchni prętów oraz przegląd dokumentacji:

- zgodność dostarczonych pozycji z wykazem (stallistą),
- wymiary przekrojów poprzecznych i długości prętów w przypadku pozycji prostych i/lub wymiary figur w przypadku pozycji giętych.

Nie ma konieczności wykonywania dodatkowych badań dla stali zbrojeniowej spełniającej wymagania [113] (zgodność potwierdzona certyfikatem), dla których przedstawiono prawidłowo wystawione dokumenty kontroli oraz co do których nie wystąpiły uzasadnione podejrzenia o niespełnienie wymagań jakościowych. W przeciwnym wypadku należy zgłosić reklamację dostawcy lub poddać próbki wyrobu dodatkowym badaniom. Po komisyjnym pobraniu próbek zamawiający zleca wykonanie dodatkowych badań jednostce badawczej. Dodatkowe badania mogą obejmować całość lub część następujących badań:

- sprawdzenie masy (kg/m),
- sprawdzenie granicy plastyczności R_e (MPa),
- sprawdzenie stosunku R_m/R_e (-),
- sprawdzenie wydłużenia A_5 (%),
- sprawdzenie wydłużenia A_{gt} (%),
- badanie zginania z odginaniem,
- badanie zginania ze statyczną próbą rozciągania,
- sprawdzenie odporności na obciążenia zmęczeniowe,
- sprawdzenie odporności na obciążenia cykliczne.

W przypadku wyników badań niespełniających wymagań [113] należy odesłać partię stali z budowy.



Kontrola zbrojenia w trakcie montażu

Przed przystąpieniem do betonowania należy przeprowadzić kontrolę zbrojenia, którą należy potwierdzić wpisem do dziennika budowy. Powinno się potwierdzić zgodność ułożonego zbrojenia z dokumentacją projektową i odpowiednimi normami w zakresie gatunku i liczba prętów, ich średnic, długości i rozstawu oraz zakotwień, prawidłowego otulenia i pewności utrzymania położenia prętów w trakcie betonowania.

Przedmiotem sprawdzenia powinny być:

- gatunki prętów zastosowanych do wykonania zbrojenia (przez sprawdzenie wzoru uźebrowania i znakowania trwałego),
- średnice i liczba prętów,
- rozstaw prętów,
- rozstaw strzemion,
- odchylenie od przewidzianego projektem nachylenia,
- długość prętów,
- położenie miejsc zakończeń lub odgięć oraz zakotwień prętów,
- wielkość otulin zewnętrznych,
- połączenia zbrojenia między sobą,
- niezmiennność położenia prętów w trakcie betonowania.

Dopuszczalne tolerancje:

- różnice w rozstawie między prętami głównymi nie powinny przekraczać $\pm 0,5$ cm,
- różnice w rozstawie prętów w świetle nie powinny przekraczać $\pm 1,0$ cm,
- odstęp od czoła elementu lub konstrukcji nie może się różnić od projektowanego o więcej niż $\pm 1,0$ cm,
- długość pręta między odgięciami nie powinna się różnić od projektowanej o więcej niż $\pm 1,0$ cm,
- rozstaw strzemion wzdłuż belek nie powinien różnić się więcej niż $\pm 2,0$ cm,
- odchylenie pręta od przewidzianego nachylenia względem poziomu nie powinno przekraczać 3%,
- różnica w wymiarach oczek siatki nie powinna przekraczać $\pm 0,5$ cm,
- otuliny zewnętrzne powinny być utrzymane w granicach wymagań projektowych z tolerancją dodatnią 0,5 cm,
- liczba uszkodzonych skrzyżowań w dostarczonych na budowę siatkach nie powinna przekraczać 20% wszystkich skrzyżowań (25% na jednym pręcie),
- odchylenie strzemion od linii prostopadłej do zbrojenia głównego nie powinno przekraczać 3%,
- miejscowe wykrzywienie pręta nie może przekraczać $\pm 0,5$ cm.

Wykrycie w wykonanym elemencie ewentualnych nieprawidłowości obciąża wykonawcę robót, niezależnie od dokonanych uprzednio odbiorów.

4.3. STAL SPRĘŻAJĄCA

4.3.1. WYMAGANIA MATERIAŁOWE

4.3.1.1. WYMAGANIA OGÓLNE

Zgodnie z [39] jako cięgna sprężające w konstrukcjach z betonu mogą być stosowane druty, sploty i pręty ze stali. Cięgna sprężające powinny spełniać wymagania [107] – [110].

Należy stosować materiały/wyroby, które są oznakowane znakiem CE lub znakiem B i dla których wykonawca (producent) przedstawi Deklarację Właściwości Użytkowych (DWU) lub Krajową Deklarację Właściwości Użytkowych (KDWU), odniesione do Europejskiej Normy zharmonizowanej (ENh), Polskiej Normy wyrobu (PN), Europejskiej Oceny Technicznej (EOT) lub Krajowej Oceny Technicznej (KOT).

Badania stali sprężającej należy wykonywać zgodnie z [94]. Część druga normy [40] dotycząca obiektów mostowych nie podaje dodatkowych wymagań dla stali sprężających stosowanych w tego typu obiektach. Obowiązujące są wszystkie zapisy części pierwszej [118].

Do sprężania konstrukcji przedstawionych w niniejszym katalogu należy stosować sploty siedmiodrutowe klasy A ze stali Y1860S7 według [109] składające się z jednego prostego, centralnego i sześciu obwodowych drutów.

4.3.1.2. WYMAGANIA MATERIAŁOWE DLA SPLOTÓW SPRĘŻAJĄCYCH

4.3.1.2.1. WYMIARY

Norma [109] podaje wymagania dotyczące geometrii i masy splotów sprężających. Nominalna średnica (d) stosowanych splotów powinna wynosić 16 mm. Nominalna masa (M) odcinka splotu o długości powinna wynosić 1170 g. Dopuszczalne odchylenie nominalnej masy wynosi $\pm 2\%$. Pole przekroju poprzecznego (S_n) jest obliczane na podstawie nominalnej masy i gęstości splotu równej $7,81 \text{ kg/dm}^3$. Dla splotów siedmiodrutowych o średnicy 16 mm pole przekroju poprzecznego wynosi 150 mm^2 .

4.3.1.2.2. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE

Podstawowe właściwości określające stal sprężającą według [39], [40]:

- wytrzymałość na rozciąganie (f_{pk}),
- umowna (0,1%) granica plastyczności ($f_{p0,1k}$),
- wydłużenie przy maksymalnym obciążeniu (ϵ_{uk}).

Wytrzymałość na rozciąganie jest oznaczona symbolem f_{pk} według [39], [40] i symbolem R_m według [109]. Zgodnie z [38] należy ją wyznaczać na podstawie nominalnego pola przekroju poprzecznego oraz charakterystycznej wartości siły zrywającej F_m zaokrąglając do 10 MPa. Umowną granicę plastyczności $f_{p0,1k}$ określa się dzieląc charakterystyczną wartość siły wywołującej odkształcenie plastyczne wynoszące 0,1% przez nominalne pole przekroju S_n .

Cięgna sprężające powinny charakteryzować się nominalną wartością wytrzymałości na rozciąganie wynoszącą 1860 MPa. Według [109] wartość charakterystyczna siły zrywającej powinna wynosić 279 kN, a wartość maksymalna nie powinna przekraczać 319 kN. Charakterystyczna wartość siły wywołującej odkształcenie plastyczne wynoszące 0,1% powinna wynosić 240 kN. Wartości tych sił należy określać w statycznej próbie rozciągania zgodnie z [94].

Nominalna wartość modułu sprężystości splotów sprężających według [39], [40] i [109] jest równa 195 GPa. Rzeczywiste wartości mogą wynosić od 185 do 205 GPa w zależności od procesu produkcji. Właściwe wartości powinny być określone dla konkretnej partii materiału. Cięgna powinny mieć atest wytwórcy, w którym musi być podana m.in. wartość modułu sprężystości.



Ponadto dla splotów o średnicy nominalnej $\geq 12,5$ mm norma [109] wymaga, aby podczas testów rozciągania próbek odgiętych o kąt 20° wartość parametru D określonego według [94] nie przekraczała 28%.

4.3.1.2.3. WRAŻLIWOŚĆ NA KOROZJĘ NAPRĘŻENIOWĄ

Cięgna sprężające powinny być mało wrażliwe na korozję naprężeniową. Przyjmuje się, że jeżeli cięgna spełniają kryteria określone w [107] – [110] lub w odpowiedniej Europejskiej Ocenie Technicznej/Krajowej Ocenie Technicznej to poziom wrażliwości na korozję naprężeniową jest wystarczająco niski. Zgodnie z [109] i [94] odporność na korozję naprężeniową określa się poprzez badanie próbek naprężonych do 80% maksymalnej siły F_m w roztworze rodanku amonu NH_4SCN o temperaturze $50^\circ C$. Odporność na korozję zmęczeniową dla splotów ze stali klasy A jest zapewniona, jeśli czas do zerwania pojedynczej próbki wynosi minimum 2 godz., a dla 50% wszystkich próbek biorących udział w badaniu minimum 5 godz.

4.3.1.2.4. RELAKSACJA

Cięgna sprężające wykonane ze splotów powinny charakteryzować się niską relaksacją (klasa 2 [39]). Zgodnie z wymaganiami [109] oznacza to, że maksymalna strata wywołana relaksacją ρ_{1000} (wyrażona w procentach), określona jako spadek naprężenia początkowego (odpowiadającego 70% maksymalnej siły F_m), po 1000 godzinach obciążenia przy średniej temperaturze $20^\circ C$ nie przekracza 2,5%.

4.3.1.2.5. CIĄGLIWOŚĆ

Cięgna sprężające powinny charakteryzować się odpowiednią ciągliwością. Ciągliwość przy wydłużaniu zgodnie z [109] uznaje się za odpowiednią, jeśli cięgna uzyskują przy maksymalnym obciążeniu wydłużenie A_{gt} równe minimum 3,5%, mierzone na początkowym odcinku L_0 o długości minimum 500 mm. Ponadto po zerwaniu próbki zniszczenie w sposób ciągliwy powinno być widoczne nieuzbrojonym okiem. Ciągliwość przy zginaniu jest odpowiednia, jeśli cięgna sprężające spełniają wymagania [94] ze względu na zdatność do gięcia. Według [39] i [40] ciągliwość przy rozciąganiu uznaje się za odpowiednią, jeśli spełniony jest warunek $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$.

4.3.1.2.6. ZMĘCZENIE

Cięgna sprężające powinny mieć odpowiednią wytrzymałość zmęczeniową. Zakres naprężeń zmęczeniowych powinien być zgodny z [109] lub podany w odpowiedniej Europejskiej Ocenie Technicznej/Krajowej Ocenie Technicznej. Według wymagań [107], [109] i [94] wytrzymałość zmęczeniowa splotów sprężających jest zapewniona, jeśli próbki badane pod działaniem sinusoidalnie zmiennej rozciągającej siły osiowej o górnej wartości równej $70\%F_m$ i zmienności naprężeń wynoszącej 190 MPa nie ulegną zniszczeniu przez minimum 2 mln cykli obciążenia. Częstotliwość przykładania obciążenia powinna być stabilna w trakcie badania i nie powinna przekraczać 20 Hz. Temperatura próbek podczas badania nie powinna przekraczać $40^\circ C$.

4.3.1.2.7. DODATKOWE WYMAGANIA

W przypadku przecięcia splotów pojedyncze druty nie powinny ulegać rozwikłaniu lub ich ponowne właściwe ułożenie nie powinno sprawiać trudności.

Maksymalna strzałka wygięcia splotu leżącego swobodnie na płaskiej powierzchni nie powinna przekraczać 25 mm na długości 1 m. Kontrola jakości produkcji pod względem zachowania wymiarów i parametrów splotów powinna być prowadzona zgodnie z [107] i [109].

4.3.1.3. PODSUMOWANIE PARAMETRÓW MATERIAŁOWYCH DLA STALI SPRĘŻAJĄCEJ

W Tab. 4-25 zestawiono podstawowe parametry materiałowe dla stosowanych splotów siedmiodrutowych ze stali sprężającej.

Tab. 4-25. Podstawowe parametry materiałowe stali sprężającej

Parametr	Symbol według [5] i/lub [38]	Wartość
Wytrzymałość na rozciąganie	f_{pk}, R_m	1860 MPa
Moduł sprężystości	E_p	195±10 GPa
Charakterystyczna wartość siły zrywającej	F_m	279 kN
Maksymalna wartość siły zrywającej	$F_{m,max}$	319 kN
Charakterystyczna wartość siły przy 0,1% granicy plastyczności	$F_{p0,1}$	240 kN
Średnica	d	16 mm
Pole powierzchni przekroju poprzecznego	S_n	150 mm ²
Nominalna masa	M	1170 g/m
Minimalne wydłużenie przy charakterystycznej sile zrywającej	A_{gt}	3,5%
Maksymalna strata relaksacji po 1000 godzinach	ρ_{1000}	2,5%

4.3.2. WYMAGANIA TECHNOLOGICZNE

4.3.2.1. STRUNOBETON

4.3.2.1.1. WYTWARZANIE BELEK STRUNOBETONOWYCH

Zakłada się wykonanie prefabrykowanych belek strunobetonowych w formach stalowych na torze naciągowym w wytwórni stacjonarnej lub polowej. Sposób wykonania prefabrykowanych belek strunobetonowych powinien być opracowany przez wytwórcę belek. Belki prefabrykowane powinny spełniać wymagania [65]. Należy uwzględnić straty siły sprężającej występujące na etapie produkcji belek i zapewnić wymaganą w projekcie siłę sprężającą w momencie zwolnienia naciągu cięgien.

4.3.2.1.2. PRZECHOWYWANIE BELEK STRUNOBETONOWYCH

Belki strunobetonowe należy przechowywać zgodnie z wytycznymi podanymi w katalogach [121], [122]. Nie dopuszcza się wbudowania belek składowanych krócej niż 30 dni (od sprężenia do betonowania płyty pomostu). Należy przestrzegać zalecanych okresów maksymalnego składowania belek według [121], [122]. W przypadku długiego składowania należy sprawdzić ugięcie wstępne belek i jego wpływ na niweletę konstrukcji. W czasie składowania belki powinny być podparte w dwóch punktach, możliwie najbliżej końców. Pożądana jest wysoka wilgotność względna w miejscu składowania. W okresie zimowym wymagana jest ochrona belek przed zamakaniem.

4.3.2.1.3. MONTAŻ BELEK W KONSTRUKCJI

Sposób budowy przęsła obiektu mostowego z belek prefabrykowanych powinien być określony przez projektanta obiektu. Belki mogą być ustawiane na podwalinach, na podporach tymczasowych lub na wcześniej wykonanych fragmentach konstrukcji (oczepach, korpusach). Żelbetowa płyta współpracująca oraz poprzecznice podporowe wykonywane są po ustawieniu belek. W celu zapewnienia odpowiedniej jakości zespolenia oraz ze względu na zjawisko skurczu na styku betonu starego i świeżego, powierzchnie belek powinny być odpowiednio przygotowane do zespolenia ze świeżym betonem płyty i poprzecznic. Niezbędne jest właściwe nasycenie wodą powierzchni starego betonu i odpowiednia pielęgnacja świeżego betonu.

4.3.2.2. KABLOBETON

4.3.2.2.1. PRZECHOWYWANIE STALI SPRĘŻAJĄCEJ I OCHRONA PRZED KOROZJĄ

Na powierzchni stali przeznaczonej do sprężania konstrukcji nie powinno być rdzy, pęknięć, łusek, rozwarstwień. Dopuszcza się wbudowanie stali z nalotem korozyjnym możliwym do



usunięcia szczotką drucianą. Stal wykazująca ślady korozji wżerowej nie może być stosowana i powinna być usunięta z budowy. Druty nie powinny mieć załamań lub uszkodzeń mechanicznych. Niedopuszczalne są łączenia drutów w splocie. Do stali zainstalowanej w formy (deskowania) nie wolno przyspawać żadnych elementów.

Stal do sprężania konstrukcji należy przechowywać w sposób zabezpieczający przed uszkodzeniami typu mechanicznego i chemicznego oraz przed korozją. Stal sprężającą na budowie należy przechowywać pod przykryciem. Kręgi ze splotami należy składować na twardym podłożu na przekładkach odizolowujących je od podłoża (np. z drewna). W przypadku przewidywanego dłuższego okresu przechowywania zaleca się składowanie stali sprężającej w pomieszczeniu magazynowym. Stal sprężająca powinna być przechowywana z dala od miejsc prowadzenia prac spawalniczych i prac z użyciem otwartego płomienia.

4.3.2.2.2. ELEMENTY SYSTEMÓW SPRĘŻANIA

Kable sprężające

Kable sprężające powinny być wykonane ze stali spełniającej wymagania materiałowe określone w niniejszym katalogu. Do formowania kabli należy użyć następującego sprzętu:

- bębny do rozwijania splotów,
- urządzenia do cięcia splotów (wskazane szlifierki kątowe),
- klucze zbrojarskie do formowania kabli przez wiązanie drutem wiązałkowym lub stabilizowania rur osłonowych podczas prac zbrojarskich.

Oślony kabli

Jako kanały kabli sprężających należy stosować stalowe osłony rurowe o przekroju kołowym i karbowanej powierzchni oraz ich łączniki (mufy) kategorii 1. według [18], posiadające oznaczenie CE lub B. Średnica wewnętrzna rurek osłonowych powinna być zgodna z projektem oraz wytycznymi zawartymi w Europejskiej Ocenie Technicznej systemu sprężania. Zaleca się, aby stopień wypełnienia nie przekraczał 0,5. Osłony kabli powinny zapewniać założony projektem przebieg kabli i ich izolację od zaprawy cementowej. Szczelność osłon musi wykluczać przedostawanie się mleczka cementowego do kanału kablowego w czasie betonowania. Osłony kabli muszą być ustabilizowane w formach, tak aby nie uległy przemieszczeniom w trakcie betonowania. Połączenia odcinków osłon muszą być wykonane w sposób zabezpieczający przed rozłączeniem i dostaniem się mleczka cementowego do kanału kablowego.

Zakotwienia

Zakotwienia powinny być częścią jednego systemu sprężania objętego Europejską Oceną Techniczną lub Krajową Oceną Techniczną lub posiadać dopuszczenie do obrotu w postaci oznakowania CE lub B. Parametry zakotwień, takie jak: typ, wielkość (liczba splotów), maksymalna dopuszczalna siła sprężająca i rozmieszczenie w przekroju powinny odpowiadać wymaganiom projektu. Kompletnie zakotwienia powinny zapewniać przeniesienie siły sprężającej na konstrukcję bez zarysowań betonu i przy odkształceniach, które ustabilizują się w określonym przedziale czasu. Zakotwienia nie mogą mieć pęknięć, a na powierzchniach klinujących również wżerów i nierówności przekraczających tolerancje dopuszczone dla systemu sprężania.

Zaczyn iniekcyjny

Do iniekcji kanałów kablowych należy stosować zwykły zaczyn iniekcyjny zgodny z [16]. Zaczyn iniekcyjny składa się z:

- cementu portlandzkiego klasy CEM I według [13],

- wody zarobowej spełniającej wymagania [27] (dla wody pobranej z wodociągu nie wymaga się dodatkowych badań),
- domieszki stabilizująco-ekspandującej spełniającej wymagania [26].

4.3.2.2.3. MONTAŻ KABLI W KONSTRUKCJI

Instalacja kabli w osłonach

Odcinki rur osłonowych należy ze sobą łączyć przy użyciu łączników systemowych, a styki uszczelniać. Długość łącznika powinna być równa co najmniej trzykrotnej nominalnej średnicy wewnętrznej rury osłonowej, jednak nie mniej niż 150 mm. Dokładność układania elementów formujących trasę kabla wynosi ± 10 mm w kierunku poprzecznym i $\pm 0,5\%$ wysokości ustroju w pionie. Zamocowanie elementów w deskowaniu musi być trwałe, by uniemożliwić przesunięcie podczas układania i zagęszczania betonu.

Montaż kabli w przygotowanym kanale kablowym odbywa się za pomocą podajnika lub przez wciągnięcie. W przypadku wprowadzania do kanału kablowego uformowanego kabla z pojedynczych splotów należy uformować kabel przez powiązanie wiązki splotów drutem wiązałkowym. Następnie taki kabel powinien być wciągnięty do wnętrza rury osłonowej za pomocą odpowiedniej wciągarki. Do wprowadzania kabli do rur osłonowych metodą splot po splocie należy użyć odpowiednich wpycharek mechanicznych, które będą na bieżąco rozwijać sploty z bębna i wprowadzać je do wnętrza rury. Po wprowadzeniu splotu do rury osłonowej należy go przeciąć. W obu przypadkach podczas montażu, przy docinaniu splotów należy uwzględnić odpowiednie naddatki technologiczne niezbędne do montażu zakotwienia oraz naciągarki w czasie sprężania. Naddatek technologiczny powinien być zgodny z wymaganiami przyjętego do realizacji systemu sprężania. W przypadku montażu splotów przed betonowaniem wystającą z kanału wiązkę splotów należy zabezpieczyć przed zanieczyszczeniem.

Naciąg kabli

Sprężanie konstrukcji kablobetonowej polega na naciągu kabli sprężających. Przed rozpoczęciem sprężania należy sprawdzić prawidłowość wykonania wszystkich etapów realizacji konstrukcji poprzedzających sprężanie. Jeżeli stal sprężająca była umieszczona w kanałach przed betonowaniem elementu, przed sprężeniem należy sprawdzić czy nie jest ona zablokowana w kanałach. W tym celu należy skontrolować zgodność wydłużeń rzeczywistych z podanymi w programie sprężania dla około 10% przyrostu siły w pierwszej fazie sprężania (od początku mierzonego zakresu). Sprężanie można rozpocząć po uzyskaniu przez beton konstrukcji wymaganej wytrzymałości. Minimalną wymaganą wytrzymałość betonu w momencie sprężania $f_{cm,0}$ określa dokumentacja projektowa obiektu. Wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{cm,0}$ należy określać zgodnie z [14]. Badanie wytrzymałości $f_{cm,0}$ należy przeprowadzać na co najmniej trzech próbkach dla jednego oznaczenia.

Przed przystąpieniem do sprężania wykonawca musi opracować program sprężania, który dodatkowo wymaga uzgodnienia z projektantem. Program sprężania zgodny z dokumentacją projektową powinien zawierać następujące informacje:

- krótki opis sprężanej konstrukcji,
- podział operacji sprężania na etapy sprężania,
- warunki, jakim powinna odpowiadać konstrukcja, aby można było realizować poszczególne etapy sprężania,
- sposób prowadzenia naciągu kabli sprężających,
- kolejność naciągu kabli sprężających,
- charakterystykę zakotwień kabli,
- charakterystykę naciągarek,

- wartość początkowej siły sprężającej lub wartość siły trwałej i strat reologicznych,
- straty doraźne siły sprężającej,
- wartość montażowych sił sprężających dla poszczególnych kabli (sił na prasie naciągowej bezpośrednio przed osadzeniem szcęk kotwiących i zwolnieniem naciągu),
- wartość wydłużeń teoretycznych poszczególnych kabli,
- sposób weryfikacji programu sprężania,
- dokumentację sprężania.

Należy przyjmować taką kolejność naciągu kabli, aby siła sprężająca była wprowadzana do konstrukcji możliwie symetrycznie w stosunku do osi przekroju poprzecznego. Program sprężania powinien zostać zweryfikowany doświadczalnie w czasie naciągu pierwszych kabli o podobnych parametrach. Naciąg kabli powinien być prowadzony zgodnie ze zweryfikowanym programem sprężania.

Do naciągu kabli używa się naciągarek odpowiednich dla przyjętego systemu sprężenia. Po naciągnięciu kabla do założonej siły następuje jej utrwalenie przez zamocowanie końców kabla w zakotwieniach. Naciąg kabli jest operacją niebezpieczną. W czasie naciągu kabli powinny być przestrzegane szczególne warunki bezpieczeństwa, a obsługa i eksploatacja naciągarek powinna się odbywać zgodnie z instrukcją obsługi. Stanowisko sprężania powinno być osłonięte w celu ochrony pracujących przed ewentualną awarią.

Proces naciągania kabli musi być w sposób ciągły kontrolowany i protokołowany w dzienniku sprężania. Kontrola polegać powinna na pomiarze ciśnienia w układzie wysuwu tłoka prasy naciągowej i na pomiarze wydłużeń cięgien sprężających. Tolerancje wprowadzanej montażowej siły sprężającej oraz uzyskiwanych wydłużeń powinny być zgodne z wymaganiami podanymi w dokumentacji projektowej obiektu.

Iniekcja kabli

W celu zapewnienia ochrony antykorozyjnej kabli oraz przyczepności pomiędzy kablami a konstrukcją po wykonaniu sprężania należy wykonać iniekcję cementową kanałów kabli sprężających. Jeżeli nie przewidziano inaczej, iniekcję kabli należy wykonać bezpośrednio po realizacji naciągu celem niedopuszczenia do ich skorodowania. W przypadku braku możliwości wykonania iniekcji bezpośrednio po naciągu cięgien (np. z uwagi na niekorzystne warunki atmosferyczne – niska temperatura) wymagane jest zastosowanie tymczasowego zabezpieczenia antykorozyjnego, np. w postaci odpowiednich emulsji wodo-rozpuszczalnych ulegających wypłukaniu z wnętrza rur osłonowych w czasie iniekcji. Prace iniekcyjne należy prowadzić szczególnie starannie, ponieważ iniekt jest elementem decydującym o trwałości kabli, a w rezultacie całego obiektu inżynierskiego.

Wyposażenie do iniekcji powinno składać się z mieszalnika, zasobnika, pompy łącznie z niezbędnymi przewodami i zaworami oraz przyrządów służących do precyzyjnego dozowania składników zaczynu oraz wykonywania badań polowych iniektu. Pojemność mieszalnika i zasobnika oraz wydajność pompy powinny być takie, aby kanał kablony mógł być wypełniony bez przerw w tłoczeniu z wymaganą prędkością. Do badań polowych iniektu należy stosować wyposażenie zgodne z [15].

Zaczyn iniekcyjny należy przygotowywać zgodnie z zatwierdzoną receptą. Recepta zaczynu iniekcyjnego obejmuje:

- składniki zaczynu oraz ich ilość na jeden zarób,
- kolejność dozowania i czas mieszania,
- sprzęt do iniekcji,
- opis metody iniekcji,
- wykonywane badania,
- wymagania dotyczące iniektu.

Po wymieszaniu składników zaczynu powinien być poddany ciągłemu powolnemu mieszaniu, aż do momentu jego pompowania do kanałów. Do tłoczenia zaczynu w kanał kablowy można przystąpić, jeżeli jego lepkość umowna badana metodą lejka wypływowego nie przekracza 25 sekund. Tłoczenie zaczynu w kanał powinno odbywać się ze stałą prędkością (pomiędzy 5 a 15 m kanału/min) i bez przerw. Ciśnienie tłoczenia nie powinno przekraczać 1,0 MPa (typowe ciśnienie wynosi około 0,5 MPa, tj. 5 bar). Iniekcję należy prowadzić do chwili, w której płynność zaczynu iniekcyjnego wypływającego otworami wylotowymi jest taka sama, jak zaczynu wprowadzanego. Otwory wylotowe należy zamykać kolejno w miarę postępu wypełniania kanału. Gęstość zaczynu pobranego z otworu wylotowego na końcu ciągu nie powinna się różnić więcej niż 3% od gęstości zaczynu pobranego z mieszarki. Po wypełnieniu kanału kablowego należy zamknąć ostatni odpowietrznik, podnieść ciśnienie iniektu do ok. 0,5 MPa (5 bar) i utrzymywać je przez około 1 min, a następnie zamknąć wlot iniekcyjny. Wszelkie uszczelnienia i zawory nie mogą być wyłączane wcześniej niż po związaniu zaczynu.

Krótko po iniekcji, w okresie, w którym udokumentowano spełnienie właściwości określonych w [16], należy sprawdzić, czy osiągnięto całkowite wypełnienie, wszystkich otworów wlotowych, wylotowych i przykryć zakotwień. Jeżeli którekolwiek z miejsc nie jest wypełnione należy rozważyć działania korekcyjne.

W trakcie prowadzenia robót iniekcyjnych wykonuje się badania polowe, w ramach których kontrolowane są następujące parametry:

- temperatura elementów konstrukcji przylegających do kanałów kablowych oraz zaczynu iniekcyjnego,
- ilość materiałów użytych w przygotowaniu zaczynu iniekcyjnego,
- wykonanie próbek do badania wytrzymałości na ściskanie,
- wydzielanie wody,
- zmiana objętości,
- płynność,
- gęstość,
- utrzymanie ciśnienia przy zamkniętych otworach wylotowych,
- sprawdzenie wszystkich otworów wlotowych, wylotowych i przykryć zakotwień.

Wyniki badań i pomiarów odnotowywane są w protokole z iniekcji.

4.4. STAL KONSTRUKCYJNA (WALCOWANA)

4.4.1. WYMAGANIA MATERIAŁOWE

4.4.1.1. STAL KONSTRUKCYJNA

4.4.1.1.1. KLASA KONSTRUKCJI STALOWEJ

Elementy konstrukcyjne obiektów mostowych (belki) należy wykonać na klasę EXC-3 zgodnie z [29].

4.4.1.1.2. GATUNEK STALI

Stosować powinno się wyłącznie materiały, które są oznakowane znakiem CE lub B i dla których wykonawca (producent) przedstawi Deklarację Właściwości Użytkowych (DWU) lub Krajową Deklarację Właściwości Użytkowych (KDWU), odniesione do Europejskiej Normy zharmonizowanej (ENh), Polskiej Normy wyrobu (PN), Europejskiej Oceny Technicznej (EOT) lub Krajowej Oceny Technicznej (KOT).

Do wytworzenia konstrukcji stalowych z kształtowników gorąco walcowanych należy stosować stal zgodnie z [44]. Gatunek stali dobiera się zgodnie z PN-EN 1993-1-10.



Wyroby ze stali przeznaczone do wytworzenia stalowej konstrukcji muszą spełniać wymagania określone w normach przedmiotowych:

- dla kształtowników, blach uniwersalnych i grubych według [44], [45],
- dla walcówki, prętów według [50]
- dla kątowników równoramiennych według [46], [47].

Przewiduje się wykonanie konstrukcji stalowej przęseł ze stali o granicy plastyczności min $f_y = 355$ MPa.

Akceptacja materiałów

Wyroby ze stali konstrukcyjnej przeznaczone do wytworzenia stalowej konstrukcji mostowej powinny:

- posiadać atest 3.1 według [49],
- mieć wybite znaki cechowania, oznaczenia cechowania kolorowego, kolorowych przywieszek ze znakami zgodnie z [44].
- być zgodna z [28] i [29].

Dodatkowo wytwórca (huta) powinna posiadać wdrożony system zapewnienia jakości ISO.

4.4.1.2. MATERIAŁY SPAWALNICZE

4.4.1.2.1. WYMAGANIA OGÓLNE

Zamówienia na materiały spawalnicze składa wytwórca stalowej konstrukcji mostowej. Na wytwórcy konstrukcji ciąży obowiązek egzekwowania od dostawców i przechowywania atestów potwierdzających spełnienie wymagań postawionych w normie przedmiotowej dotyczącej danego wyrobu lub materiału. Atesty muszą być przedstawione wraz z dostawą każdej partii materiałów. Badania, które warunkują wystawienie atestów, wytwórca łączników lub materiałów spawalniczych przeprowadza na własny koszt. Materiały pochodzące z zapasów wytwórcy powinny być atestowane w niezależnym laboratorium na własny koszt wytwórcy konstrukcji.

4.4.1.2.2. MATERIAŁY SPAWALNICZE

Do spawania należy używać elektrod metalowych otulonych lub drutów i topników do spawania elektrycznego, dostosowanych do gatunku stali łączonych elementów oraz metod spawania. Niezalecane jest stosowanie elektrod węglowych i wolframowych nieulegających stopieniu. Zastosowane elektrody lub drut spawalniczy powinny zapewniać wykonanie spoiny o parametrach nie gorszych niż materiał podstawowy. Zawartość węgla w drutach stalowych na elektrody nie powinna przekraczać 0,18%. Materiały do spawania powinny posiadać zawartość składników stopowych w ilości większej od materiału rodzimego. Do spawania nie należy używać drutu obnażonego, gdyż następuje nasycenie stopionego metalu znajdującymi się w powietrzu tlenem i azotem, co wpływa negatywnie na właściwości plastyczne spoin. Elektrody otulone powinny posiadać otulinę nieuszkodzoną, centryczną, niezatłuszczoną i niezawilgoconą. Przed przystąpieniem do spawania elektrody należy wysuszyć. Zalecane jest suszenie ich w temperaturze $120 \div 180^\circ\text{C}$ w czasie $1 \div 2$ godz.

Stosowane mogą być materiały spawalnicze produkowane według norm podanych w Tab. 4-26.

Tab. 4-26. Wymagania normowe dla materiałów spawalniczych do połączeń w mostach stalowych

Lp.	Rodzaj asortymentu	Norma
1	Elektrody	[71], [101], [115]
2	Druty spawalnicze	[68], [88], [91], [102]
3	Topniki do spawania łukiem krytym	[89]
4	Topniki do spawania żuźlowego	[114]
5	Materiały dodatkowe do spawania	[69], [90], [91]

Wykonawca ma obowiązek egzekwowania od producentów dostarczenie atestów potwierdzających spełnienie wymagań postawionych w normach przedmiotowych. Producent materiałów spawalniczych powinien przeprowadzić na własny koszt badania, które warunkują wystawienie atestów. Wykonawca powinien przestrzegać okresów ważności stosowania elektrod zgodnie z gwarancją producenta.

4.4.1.2.3. ŁĄCZNIKI DO POŁĄCZENIA KONSTRUKCJI STALOWEJ Z PŁYTA BETONOWĄ

Łączniki zespalaające należy wykonywać ze stali o gwarantowanej spawalności. Ponadto powinny spełniać następujące wymagania:

- wymiary i rozstaw łączników należy przyjąć na podstawie dokumentacji projektowej,
- łączniki należy kotwić w strefie ściskanej betonu,
- podłużny rozstaw łączników nie może przekraczać 600 mm ani 4-krotnej grubości płyty,
- nie należy stosować łączników o kształcie klinowatym powodującym rozszczepianie betonu.

Wyniki prób i badań łączników zespalaających powinny być przedstawione w protokole końcowym. Rodzaj zastosowanych łączników powinien być zgodny z dokumentacją projektową.

Można stosować łączniki:

- listwowe i inne ciągłe,
- sztywne,
- podatne (giętkie).

Łączniki listwowe i inne ciągłe

Stosowane mogą być stalowe listwy perforowane, przyspawane do górnego pasa belki. Średnica otworów w listwie uzależniona jest od wymiarów największego ziarna kruszywa mieszanki betonowej i powinna wynosić od 30 do 50 mm. Położenie otworów powinno umożliwiać prawidłowe przyspawanie łącznika do pasa dźwigara. Wymiary geometryczne listwy nie powinny przekraczać następujących wartości:

- całkowita wysokość 55÷75 mm (w zależności od grubości płyty),
- grubość 10÷15 mm.

Łączniki sztywne

Łączniki sztywne są stosowane w przypadku występowania dużych sił rozwarstwiających. Powinny być wykonywane z grubych prętów prostokątnych lub kształtowników, mogą być wzmacniane dodatkowymi żeberkami. Lokalizacja tych elementów w stosunku do kierunku parcia betonu powinna być dobrana tak, aby nie powodowane były rozszczepiania betonu. Możliwe jest także wykonanie dodatkowych elementów kotwowych, przeciwdziałających odrywaniu płyty.

Jako łączniki sztywne mogą być stosowane np.:

- kątowniki,
- kęsy stalowe z pętlami,
- usztywnione kątowniki z kotwami,

- teowniki z kotwami.

Specyfika konstrukcji łączników sztywnych uniemożliwia zautomatyzowanie procesu ich produkcji.

Łączniki podatne

Jako łączniki podatne można stosować np. łączniki pętlowe, kotwowe i sworzniowe.

Kierunek ustawienia łączników pętlowych i kotwowych zależy od kierunku parcia betonu. Warunki konstrukcyjne obowiązują jak dla sworzni według [42].

Łączniki sworzniowe to odcinki prętów o przekroju kołowym, zakończone hakiem lub nakrętką, albo proste bez zakończeń. Koniec sworznia przewidziany do spawania lub zgrzewania powinien być obrobiony w kształcie stożka. Należy dążyć, by koniec swobodny sworznia był okrągły, pozbawiony garbów i rdzy w celu wyeliminowania powstawania łuku elektrycznego między sworzniem a powierzchnią boczną końcówki pistoletu.

Jeżeli dokumentacja projektowa nie przewiduje inaczej, można stosować sworznie spełniające wymagania [86].

4.4.2. WYMAGANIA TECHNOLOGICZNE

4.4.2.1. SPRZĘT DO WYKONANIA ROBÓT

Wytwórca konstrukcji w programie wytwarzania i wykonawca w programie montażu obowiązani są do przedstawienia wykazu zasadniczego sprzętu. Do prostowania i gięcia rur, blach grubych, uniwersalnych, płaskowników i kształtowników wytwórca powinien stosować taki sprzęt, aby były zachowane zasady podane w [28] i [29].

Sprzęt spawalniczy powinien umożliwiać wykonanie złączy spawanych zgodnie z technologią spawania i dokumentacją konstrukcyjną. Jego stan techniczny powinien zapewnić utrzymanie określonych parametrów spawania, przy czym wahania natężenia i napięcia prądu podczas spawania nie mogą przekraczać 10%.

Czyszczenie konstrukcji należy przeprowadzić mechanicznie urządzeniami o działaniu strumieniowo-ściernym. Do czyszczenia konstrukcji wodą należy stosować urządzenie myjące, zapewniające ciśnienie minimum 20 MPa o wydajności 30÷50 l/min. Do odsysania wody można używać zwykłej pompy wirnikowej.

Podczas prac w niekorzystnych warunkach atmosferycznych, po osłonięciu obiektu, gdy wilgotność powietrza jest zbyt wysoka lub gdy temperatura jest za niska, zalecane jest stosowanie osuszacza powietrza i ewentualnie podgrzewacza powietrza oraz urządzeń do wyciągania powietrza w celu dokładnej wentylacji. Wydajność instalacji wyciągowej musi być taka, aby w czasie czyszczenia była zapewniona należyta widoczność.

Do metalizacji można używać urządzeń gazowych lub łukowych.

Wykonawca powinien dysponować następującym sprzętem do testowania przygotowania powierzchni, właściwości powłok i warunków atmosferycznych:

- wzorce stopni przygotowania powierzchni według [74] w przypadku obróbki strumieniowo-ściernej na sucho i według [76] w przypadku czyszczenia wodą,
- wzorce stopni przygotowania spoin, ostrych krawędzi i wad powierzchniowych zgodnie z [75],
- wzorce profilu chropowatości powierzchni według [80] lub inny przyrząd do pomiaru chropowatości powierzchni,
- taśmę do oceny stopnia zapylenia według [77],
- konduktometr lub inne przyrządy lub zestawy chemiczne zgodne z [78] i [79] do oceny rozpuszczalnych zanieczyszczeń jonowych,

- termometr do oceny temperatury powietrza, podłoża oraz wilgotnościomierz do oceny wilgotności względnej powietrza, a także tabele do odczytu temperatury punktu rosy lub przyrząd do odczytu punktu rosy,
- elektromagnetyczny lub elektroniczny grubościomierz do pomiaru grubości powłok,
- przyrząd do pomiaru przyczepności powłok (hydrauliczny lub pneumatyczny).

Nanoszenie farb należy wykonywać zgodnie z kartami technicznymi produktów, instrukcjami nakładania farb dostarczonymi przez producenta farb. Wymaganie to odnosi się przede wszystkim do metod aplikacji i parametrów technologicznych nanoszenia.

4.4.2.2. OGÓLNE ZASADY WYKONYWANIA ROBÓT

4.4.2.2.1. WYMAGANIA W STOSUNKU DO WYTWÓRCY STALOWYCH KONSTRUKCJI MOSTOWYCH I WYKONAWCY MONTAŻU

Konstrukcje stalowe mogą być wytwarzane jedynie w wytwórniach zakwalifikowanych przez Komisję Kwalifikacyjną Ministerstwa Infrastruktury. Wytwórca konstrukcji powinien wraz z ofertą przetargową dostarczyć kopię świadectwa Komisji dla danej wytwórni.

Wytwórca nie może przenieść wytwarzania całości lub części konstrukcji do innej wytwórni bez odpowiedniej zgody. Podwykonawcy wytwórcy muszą również posiadać świadectwa Komisji Kwalifikacyjnej. Posiadanie świadectwa Komisji Kwalifikacyjnej Ministerstwa Infrastruktury obowiązuje również przedsiębiorstwa wykonujące montaż stalowej konstrukcji mostowej.

Wytwórca musi wystawić dokument, w którym stwierdzi, że dostarczone wyroby są zgodne z wymaganiami podanymi w dokumentacji projektowej i w którym przedstawi wyniki badań (świadectwo odbioru 3.1). Dokument musi potwierdzić upoważniony przedstawiciel kontroli wytwórcy, niezależny od wydziału produkcyjnego.

Termin ważności świadectwa i jego zakres muszą być zgodne z czasem realizacji i rodzajem wytwarzanej lub montowanej konstrukcji.

4.4.2.2.2. PROGRAM WYTWARZANIA KONSTRUKCJI W WYTWÓRNI

Wytwórca konstrukcji musi opracować i przedstawić program wytwarzania konstrukcji, który powinien zawierać deklarację wytwórcy o szczegółowym zapoznaniu się z dokumentacją projektową oraz sposobem realizacji zawartych tam zaleceń. Program powinien również zawierać:

- harmonogram realizacji robót,
- informację o personelu kierowniczym i technicznym wytwórcy,
- informację o obsadzie tych stanowisk robotniczych, na których konieczne jest udokumentowanie kwalifikacji (np. spawacze),
- informacje o dostawcach materiałów,
- informacje o podwykonawcach,
- informacje o podstawowym sprzęcie przewidzianym do realizacji zadania,
- informację dotyczącą rodzaju obróbki ciętych elementów,
- projekt technologii spawania zawierający
 - sposób przygotowania krawędzi łączonych blach,
 - dobór elektrod do spawania,
 - dobór parametrów spawania w przypadku spawania (np. metodą MIG, MAG, łukiem krytym itp.),
 - kolejność spawania,
 - plan kontroli spoin,
 - wytyczne dokonywania kontroli i badań spoin,
 - technologia spawania winna być sporządzona przez specjalistę spawalnika,

- dokumentację warsztatową zawierającą
 - rysunki warsztatowe,
 - podział konstrukcji stalowej na elementy wysyłkowe,
- projekt zabezpieczenia antykorozyjnego,
- harmonogram i sposób przeprowadzenia badań materiałów i połączeń wymaganych w dokumentacji projektowej,
- ewentualne zgłoszenie potrzeby uściśleń lub zmian w dokumentacji projektowej.

Sporządzenie rysunków warsztatowych zapewnia wykonawca robót. Rysunki warsztatowe powinny być zgodne z potrzebami wytwórcy konstrukcji stalowej.

W trakcie realizacji konstrukcji stalowej w wytwórni wytwórca zobowiązany jest do prowadzenia dziennika wytwarzania konstrukcji.

Dla konstrukcji wykonanych z kształtowników gorącowalcowanych dopuszcza się odstępianie od sporządzania programu wytwarzania konstrukcji, jeśli wytwórca posiada Świadectwo Kwalifikacji do wykonywania stalowych konstrukcji mostowych.

4.4.2.2.3. PROGRAM MONTAŻU I SCALANIA KONSTRUKCJI NA MIEJSCU BUDOWY

Rozpoczęcie robót związanych z montażem i scalaniem konstrukcji stalowej może nastąpić po pisemnym zaakceptowaniu programu montażu przygotowanego przez wykonawcę. Program powinien zawierać protokół odbioru konstrukcji od wytwórcy oraz:

- harmonogram terminowy realizacji,
- informację o personelu kierowniczym i technicznym wykonawcy,
- informację o obsadzie tych stanowisk robotniczych, na których konieczne jest udokumentowanie kwalifikacji,
- projekt montażu z uwzględnieniem podparć konstrukcji i kolejności scalania zgodny z dokumentacją projektową,
- sprawdzenie pracy statycznej konstrukcji, jeśli podczas montażu będzie ona podpierana w innych punktach niż przewiduje to dokumentacja projektowa,
- projekt technologiczny wykonania pomostu żelbetowego,
- informacje o podwykonawcach,
- informacje o podstawowym sprzęcie montażowym przewidzianym do realizacji zadania,
- projekt technologii spawania,
- projekt rusztowań montażowych,
- sposób zapewnienia badań ujętych w dokumentacji projektowej,
- informacje o sposobie zapewnienia bezpieczeństwa osób, które mogą znaleźć się w obszarze prac montażowych.

4.4.2.2.4. DZIENNIK WYTWARZANIA KONSTRUKCJI I DZIENNIK BUDOWY

Decyzje są przekazywane wykonawcy przez wpisy w dzienniku wytwarzania konstrukcji (w wytwórni) oraz dzienniku budowy (w trakcie montażu).

4.4.2.3. WYKONANIE KONSTRUKCJI W WYTWÓRNI

4.4.2.3.1. CIĘCIE MATERIAŁÓW HUTNICZYCH

Cięcie elementów konstrukcji stalowej i obrabianie brzegów należy wykonać tak, aby ich kształty były zgodne z dokumentacją projektową. Powinny być również właściwie oznakowane w celu uniknięcia pomyłek podczas montażu.

Cięcie materiałów hutniczych należy wykonywać termicznie (automatycznie lub półautomatycznie). Wymagana klasa cięcia tlenem i tolerancje podano w [81]. Brzegi po cięciu powinny być oczyszczone z tłuszczu, gradu, naderwań, wżerów, wtrąceń żużła, pasm żużlowych i zakłęśnięć do czystego metalu na szerokości nie mniejszej niż 20 mm od rowka

spoiny. Ostre krawędzie elementów należy stępić przez wyokrąglenie. W przypadku elementów nienarażonych na wpływy atmosferyczne dopuszcza się stępienie krawędzi pod kątem 45°. Przy cięciu tlenowym można pozostawić bez obróbki mechanicznej te brzegi, które mają być poddane przetopieniu w procesie spawania. Jeśli dokumentacja projektowa nie przewiduje inaczej, ostre krawędzie stali powstałe po wycięciach odrzuconego materiału należy przygotować według [75] w klasie P2 oraz [29]. Zgodnie z wymaganiami w normie PN-EN ISO 12944-3:2018-02, punkt 5, obligatoryjnie dla środowiska korozyjnego C4 i wyżej oraz okresu trwałości długiego, bardzo długiego oraz systemów do pracy w zanurzeniu (Im) obligatoryjne przygotowanie w zakresie wad podłoża to stopień P3. Dopuszcza się cięcie mechaniczne blach, pod warunkiem że cięte krawędzie blach ulegną przetopieniu w procesie spawania. Przy rozcinaniu blach i kształtowników upoważniony pracownik przenosi znaki na rozcinane części i potwierdza zgodność materiałową swoim stemplem.

Dopuszczalne odchyłki wymiarów liniowych, prostości, kształtu przekroju poprzecznego elementów oraz kształtu w obrębie styków muszą spełniać wymagania określone w [28] i [29].

4.4.2.3.2. UKOSOWANIE KRAWĘDZI DO SPAWANIA

Ukosowanie krawędzi do spawania należy wykonać według dokumentacji technicznej, zgodnie z [82], [83] oraz kartami technologicznymi spawania. Ukosowanie można prowadzić za pomocą obróbki wiórowej, strugania, frezowania lub ukosowania termicznego (automatycznego lub półautomatycznego). Przy ukosowaniu termicznym należy usunąć karby i nierówności przez szlifowanie. Wszystkie krawędzie należy przygotować podczas warsztatowego wykonania elementów obiektów mostowych. Krawędzie, które zostaną pospawane na montażu muszą być odpowiednio zabezpieczone przed zanieczyszczeniami oraz powłokami metalizacyjno-malarskimi.

4.4.2.3.3. PROSTOWANIE I GIĘCIE ELEMENTÓW

Prostowanie i gięcie na zimno na walcach i prasach blach grubych i uniwersalnych, płaskowników i kształtowników dopuszcza się w przypadkach, gdy promień krzywizny „r” są nie mniejsze, a strzałki ugięcia „f” nie większe niż graniczne dopuszczalne wartości podane w [28] i [29]. W przypadku przekroczenia dopuszczalnych wartości strzałki ugięcia lub promienia krzywizny podanych w [28] i [29] prostowanie i gięcie elementów stalowych należy wykonać na gorąco przez:

- podgrzanie do temperatury kucia i zakończenie prostowania lub gięcia elementu w temperaturze nie niższej niż 750°C,
- obszar nagrzewania materiału 1,5 do 2 razy większy niż obszar poddany kuciu,
- chłodzenie elementów dokonywane powoli w temperaturze otoczenia nie niższej niż +5°C bez użycia wody,
- zakrzywienie elementu.

Wystąpienie pęknięć lub rys w elementach giętych lub prostowanych oraz miejscowych zahartowań w elementach wykonanych ze stali o podwyższonej wytrzymałości jest niedopuszczalne i powinny być one odrzucone.

4.4.2.3.4. OCZYSZCZENIE KRAWĘDZI

Miejsce spawania oraz przyległy pas materiału o szerokości około 20 mm z każdej strony, należy przed spawaniem oczyścić z rdzy, farb, tłuszczów oraz zawilgoceń aż do metalicznego połysku.

4.4.2.3.5. SKŁADANIE DO SPAWANIA

Przed przystąpieniem do spawania elementy należy złożyć zgodnie z dokumentacją projektową oraz ustawić w położeniu wymaganym dla wykonania spoin. Odstępy między



elementami łączonymi spoinami czołowymi powinny spełniać wymagania określone kartami technologicznymi spawania.

Przesunięcia brzegów elementów spawanych nie powinny być większe niż określone w [82] i [83]. Szczeliny między elementami łączonymi spoinami pachwinowymi nie powinny być większe niż 1,0 mm. Ustalanie i unieruchamianie elementów do spawania może być wykonywane spoinami szepnymi lub oprzyrządowaniem montażowym. Spawanie złączy doczołowych należy rozpocząć i kończyć na płytkach wybiegowych mocowanych do elementów spawanych. Płyty wybiegowe powinny mieć tę samą grubość i kształt, co elementy spawane.

Płyty wybiegowe powinny posiadać wymiary umożliwiające ułożenie spoiny o długości min. 25 mm. Usuwanie płyt wybiegowych należy wykonywać w odległości co najmniej 3 mm od brzegów pasa. Nadmiar usunąć przez obróbkę mechaniczną.

4.4.2.3.6. SCZEPIANIE

Podczas wykonywania spoin szepnych należy przestrzegać następujących zasad:

- sczepianie powinni wykonywać wyłącznie spawacze o uprawnieniach wymaganych do wykonywania właściwych spoin,
- długość spoiny szepnej powinna wynosić 3-4 grubości łączonych materiałów,
- spoiny szepne umieszczać w odstępach równych 20-30-krotnej grubości łączonych elementów,
- spoiny szepne powinny być wykonane bardzo starannie i oczyszczone z żużla,
- spoiny szepne posiadające niedopuszczalne wady, takie jak pęknięcia, przyklejenia należy wyciąć i ponownie wykonać, a w przypadkach wątpliwych spoiny szepne należy poddać badaniom penetracyjnym.

4.4.2.3.7. SCALANIE ELEMENTÓW PRZY UŻYCIU OPRZYRZĄDOWANIA MONTAŻOWEGO

Podczas scalania elementów konstrukcji obiektów na stanowiskach można stosować ustalające oprzyrządowanie montażowe typu: klamry, konie, klipy itp. Przyrządy te powinny równocześnie ustawiać i trzymać spawane elementy zabezpieczając je przed przesunięciem. Oprzyrządowanie ustalające należy wykonać ze stali spełniającej wymagania [44].

Przyrządy montażowe powinny być spawane przez spawaczy posiadających takie same uprawnienia jak do wykonywania konstrukcji obiektu. Spawanie należy przeprowadzać zgodnie z parametrami i zasadami obowiązującymi przy realizacji spoin konstrukcji zawartych w kartach technologicznych spawania. Należy stosować podgrzewanie wstępne zgodnie z zasadami opisanymi w poniższym punkcie.

Po wykonaniu spoin szepnych przyrządy montażowe odciąć w odległości co najmniej 2 mm od konstrukcji. Nadatki usunąć przez szlifowanie. Miejsca po usuniętych przyrządach montażowych należy poddać badaniom penetracyjnym pod kątem wystąpienia ewentualnych pęknięć.

4.4.2.3.8. PODGRZEWANIE KRAWĘDZI PRZED SPAWANIEM

Tam, gdzie to przewiduje projekt technologii spawania, elementy stalowe przed sczepianiem i spawaniem należy podgrzewać do temperatury 150°C oraz wolno studzić po spawaniu.

Podgrzewanie wstępne elementów spawanych może być wykonywane oporowo, matami grzejnymi lub palnikami gazowymi (propan, butan). Podgrzewanie palnikami gazowymi powinno być wykonywane palnikami liniowymi z ciągłym pomiarem temperatury podgrzewania oraz temperatury międzyścigowej. Pomiary temperatury mogą być dokonywane przy użyciu termokredek. Wyniki pomiarów temperatury podgrzewania i międzyścigowej powinny być rejestrowane w dzienniku spawania.

4.4.2.3.9. SPAWANIE

Projekt technologii spawania

Dla każdego rodzaju spoiny i dla każdej grubości blach elementów łączonych w konstrukcji mostowej w programie wytwarzania konstrukcji w wytwórni i w projekcie montażu i scalania konstrukcji na miejscu budowy wykonawca powinien przedstawić projekt technologii. Projekt powinien zawierać:

- metodę spawania, sprzęt i materiały, kolejność wykonywania spoin,
- pozycję łączonych elementów przy spawaniu,
- przygotowanie brzegów elementów i rowków do spawania,
- rodzaje obróbki spoin,
- metody kontroli i badań.

Przyjęta technologia spawania powinna zapewniać minimalizację naprężeń spawalniczych i odkształceń.

Warunki atmosferyczne wykonania spawania

Temperatura otoczenia przy spawaniu stali powinna być wyższa niż 0°C dla stali niskostopowych o zwykłej wytrzymałości i wyższa niż +5°C dla stali o podwyższonej wytrzymałości. Stanowiska spawania muszą być zabezpieczone przed opadami śniegu, deszczu, mżawki, mgły i innymi niekorzystnymi zjawiskami atmosferycznymi.

W utrudnionych warunkach atmosferycznych (wilgotność względna powietrza większa niż 80%, mżawka, wiatry o prędkości większej niż 5 m/s, temperatura powietrza niższa niż podana wyżej) należy opracować i uzgodnić specjalne środki, gwarantujące otrzymanie spoin należytej jakości (w przypadku wystąpienia wilgotności względnej powietrza większej od 80% należy stosować osłony stanowiska spawania) lub zaniechać spawania.

Wykonanie spawania

Spawanie należy prowadzić zgodnie z wymaganiami [29]. Przed przystąpieniem do spawania elektrody należy wysuszyć. Zalecane jest suszenie w temperaturze 120÷180°C w czasie 1÷2 godz.

Wykonawca powinien prowadzić dziennik spawania. Spawanie elementów konstrukcji należy wykonać zgodnie z zaakceptowanym projektem technologii spawania zawartym w programach wytwarzania i montażu konstrukcji. W trakcie spawania powinny być przestrzegane dopuszczalne kąty pochylenia i obrotu według [73].

Wszystkie spoiny czołowe powinny być podpawane lub wykonane taką technologią (np. przez zastosowanie odpowiednich podkładek), aby grań była jednolita i gładka. Dla spoin czołowych w złączach specjalnej jakości wielkość podtopienia lub wklęsnięcia grani w podpoinie ogranicza się klasą wadliwości według [98] lub poziomem jakości według [96], a w złączach normalnej klasy jakości – klasą wadliwości według [98].

W spoinach czołowych pasów rozciąganych należy zastosować płytki wybiegowe, a spoinę kończyć poza przekrojem samego pasa. Po wykonaniu spoin płytkę należy usunąć.

Obróbkę spoin można wykonać ręcznie szlifierką lub frezarką albo zastosować inną obróbkę mechaniczną, pod warunkiem że miejscowe zmniejszenie grubości przekroju elementu nie przekroczy 3% tej grubości. Spoiny powinny być oznaczone osobistym znakiem spawacza, wybitym na obu końcach krótkich spoin w odległości 10÷15 mm od brzegu i w odstępach 1 m dla spoin długich.

Należy dążyć, by jak największa część spoin była wykonana automatycznie, a zwłaszcza spoiny łączące główne elementy nośne konstrukcji (np. pasy ze środnikiem). Wszystkie spoiny



powinny posiadać poziom jakości (klasę) zgodny z dokumentacją projektową i projektem technologicznym spawania.

Wady spoin czołowych i pachwinowych wykrywalne przez ich oględziny i makroskopowe nieniszczące badania określa się według [116] lub nowszej. Dla złącz wymaga się zachowania klasy wadliwości według [98].

Wszystkie spoiny po wykonaniu powinny być obrobione mechanicznie przy nieprzekroczeniu miejscowego zmniejszenia grubości przekroju elementu o 3% tej grubości. Spoiny po obrobieniu nie powinny mieć wtrąceń żużla, pasm żużlowych lub zakłębnień.

Przed wykonaniem spawanych połączeń montażowych bądź stałych konstrukcji należy wykonać spoiny próbne oraz przeprowadzić ich kontrolę, jeżeli tak zapisano w dokumentacji projektowej.

4.4.2.3.10. OCHRONA ANTYKOROZYJNA WYKONYWANA W WYTWÓRNI

Elementy konstrukcji muszą być przed wysyłką odpowiednio zabezpieczone. Wykonanie czynności związanych z zabezpieczeniem, tj. przygotowania powierzchni i nanoszenia powłok ochronnych powinno być przewidziane w możliwie wczesnej fazie wytwarzania konstrukcji.

4.4.2.3.11. ODBIÓR KONSTRUKCJI U WYTWÓRCY

W komisji odbierającej powinien uczestniczyć przedstawiciel przedsiębiorstwa montującego obiekt mostowy.

Wytwórca powinien przedstawić komisji:

- rysunki warsztatowe,
- dziennik wytwarzania,
- atesty użytych materiałów,
- świadectwa kontroli laboratoryjnej,
- protokoły odbiorów częściowych,
- protokół z próbnego montażu, a jeśli próbny montaż nie był przewidywany, protokół z pomiaru geometrii wytworzonej konstrukcji,
- inne dokumenty przewidziane w programie wytwarzania,
- masę elementów,
- komplet uaktualnionej dokumentacji projektowej zawierającej wszystkie zmiany wynikłe w czasie wytwarzania konstrukcji stalowej.

Elementy konstrukcji stalowej przeznaczone do transportu z wytwórni powinny mieć wykonane oznakowanie, które powinno być zgodne z planem montażu.

4.4.2.4. SKŁADANIE KONSTRUKCJI

4.4.2.4.1. PRZEMIESZCZANIE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI DO MIEJSCA OSTATECZNEGO ICH POŁOŻENIA

Elementy składowane na placu budowy muszą być transportowane do miejsca wbudowania w sposób gwarantujący jego nieuszkodzenie. W przypadku zastosowania dźwigów:

- roboty powinna wykonywać odpowiednio wyszkolona i wyekwipowana załoga,
- elementy muszą być podnoszone przy użyciu odpowiednich zawiesi z zachowaniem zasad bezpieczeństwa,
- należy przeprowadzić próbne uniesienie na wysokość 20 cm i wprowadzić ewentualne poprawki do procesu podnoszenia,
- jakiegokolwiek uszkodzenia ujawnione w trakcie wznoszenia konstrukcji powinny być naprawione przez wykonawcę.

4.4.2.4.2. POŁĄCZENIA SPAWANE NA PLACU BUDOWY

Konstrukcja musi być scalona według projektu montażu i projektu technologii spawania zawierającego plan spawania. Spawane styki montażowe mogą być wykonane przy zapewnieniu warunków przewidywanych w projekcie technologii spawania, a szczególnie przy odpowiedniej temperaturze, wilgotności oraz osłonięciu od wiatrów. Wszystkie spoiny wykonywane na placu budowy powinny być przewidziane w dokumentacji projektowej. Jeśli zachodzi potrzeba wykonania dodatkowych spoin lub spoin pomocniczych, musi być to zaakceptowane wpisem do dziennika budowy. Może nastąpić konieczność dodatkowych obliczeń ilustrujących wpływ dodatkowego spawania na pracę konstrukcji.

Spawanie należy prowadzić zgodnie z wymaganiami [29] i pkt 4.4.2.3.9.

4.4.2.5. MOCOWANIE ŁĄCZNIKÓW DO KONSTRUKCJI ZESPOLONYCH

Przyjęta technologia spawania łączników (lub zgrzewania sworzni) do konstrukcji stalowej obiektu mostowego powinna być zgodna z dokumentacją projektową [28] i [29]. Spawanie łączników powinno być poprzedzone odpowiednimi próbami sprawności sprzętu spawalniczego, jakości użytych materiałów i doboru właściwych parametrów spawania.

Wykonawca powinien dostarczyć przed spawaniem (zgrzewaniem) łączników następujące informacje:

- nazwę producenta i nazwę urządzenia spawalniczego,
- określenie rodzaju źródła prądu,
- opis łącznika i atest materiału, z którego wykonano łączniki, oraz atesty materiałów pomocniczych.

W przypadku stosowania łączników sworzniowych zalecana jest automatyzacja procesów spawalniczych. Warunkiem prawidłowego przyspawania (zgrzewania) łączników jest dobór natężenia prądu i czasu spawania (zgrzewania) określony dla danego urządzenia. Łączniki muszą być oczyszczone z rdzy, zendry, wżerów korozyjnych, pozbawione smarów, zwłaszcza w czasie zgrzewania i tuż przed połączeniem z mieszanką betonową.

4.4.2.6. PRZYGOTOWANIE KONSTRUKCJI STALOWEJ DO WSPÓŁPRACY Z PŁYTYĄ ŻELBETOWĄ

Powierzchnie elementów, do których spawane (zgrzewane) są łączniki zespalające, muszą być pozbawione zendry, luźnej rdzy, brudu, farby, smarów. Zalecane jest wykonanie mocowania łączników zespalających do belek stalowych w wytwórni, zwracając szczególną uwagę, aby łączniki nie uległy uszkodzeniu w trakcie transportu.

4.4.2.7. OSADZENIE PRZĘSEŁ NA PODPORACH

Konstrukcję należy osadzać na podporach zgodnie z zaakceptowanym projektem montażu konstrukcji.

Opuszczenie konstrukcji nie może powodować deformacji wykraczających poza obszar pracy sprężystej nawet w przypadku awarii podnośników. W czasie osadzania elementów przęsła główne elementy muszą zachowywać swoje płaszczyzny. Operacja osadzania powinna być realizowana stopniowo z wykorzystaniem podkładek stalowych i klinów dębowych. Należy także skontrolować położenie osi obiektu, osi wszystkich dźwigarów głównych (ze sprawdzeniem ich równoległości), osi łożysk na wszystkich podporach (z kontrolą ich prostopadłości względem osi podłużnej obiektu) oraz rzędne górnych powierzchni ław podłożyskowych.



4.4.2.8. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE PO MONTAŻU

Zasadnicze zabezpieczenie konstrukcji stalowej przed korozją wykonywane jest w wytwórni, gdzie wykonuje się wszystkie warstwy powłoki zabezpieczającej przed korozją z wyłączeniem ostatniej warstwy nawierzchniowej. Po ukończeniu montażu powłokę antykorozyjną należy dokończyć w miejscach styków montażowych oraz na całej powierzchni wykonać ostatnią warstwę nawierzchniową.

4.4.2.9. TOLERANCJE WYKONANIA ELEMENTÓW STALOWYCH

Sprawdzenie wymiarów elementów stalowych i konstrukcji w odniesieniu do długości i szerokości powinno być dokonywane z dokładnością do 1 mm, a w odniesieniu do ich grubości z dokładnością do 0,1 mm. Jeżeli dokładność wymiarów liniowych elementów konstrukcyjnych nie została określona w dokumentacji projektowej powinna znajdować się w granicach podanych poniżej:

- dopuszczalne odchyłki prostości elementów (pasów ściskanych) od podpory do podpory lub od węzła do węzła stężeń wynoszą 1/1000 długości, lecz nie więcej niż 10 mm. Dla elementów rozciąganych odchyłki mogą być dwukrotnie większe,
- dopuszczalne skrócenie przekroju (mierzone wzajemnym przesunięciem odpowiadających sobie punktów przekroju) 1/1000 długości, lecz nie więcej niż 10 mm,
- dopuszczalne odchyłki swobodne kształtu przekroju poprzecznego elementów konstrukcyjnych podano w [29],
- styki spawane należy wykonać z taką dokładnością, aby wzajemne przesunięcia stykających się elementów nie przekraczały 1 mm,
- wymiary liniowe elementów konstrukcyjnych, których dokładność nie została podana w dokumentacji projektowej lub innych normach, powinny być zawarte w granicach podanych w [29],
- dopuszczalne załamanie przy ściskanej spoinie czołowej zostało określone w [29],
- dopuszczalne odchyłki konstrukcji uźebrowanej zostały określone w [29],
- dla konstrukcji z kształtowników walcowanych na gorąco, tolerancje walcownicze podano w [46].

4.4.2.10. SPRAWDZENIE WYMIARÓW KONSTRUKCJI

Sprawdzenie wymiarów konstrukcji obejmuje zasadnicze wymiary konstrukcji, tj. rozpiętość, wysokość, rozstaw dźwigarów, strzałkę podniesienia wykonawczego, długości przedziałów i rozpiętości belek pomostu, wymiary półek prefabrykowanych. Dokładność pomiaru powinna wynosić 1 mm. Wyniki pomiarów powinny być zgodne z dokumentacją projektową i rysunkami warsztatowymi.

4.4.2.11. SPRAWDZENIE ROBÓT SPAWALNICZYCH

Wszystkie spoiny po wykonaniu podlegają badaniu, ocenie jakości i odbiorowi. Wykonawca zobowiązany jest wykonać badania spoin, zlecając ich wykonanie jednostce akredytowanej zgodnie z [92]. Zakres badania spoin powinien być zgodny z [29].

Wykonawca zobowiązany jest prowadzić pełną dokumentację badań w postaci radiogramów i protokołów oraz przekazać ją podczas odbioru ostatecznego konstrukcji. Badaniom należy poddać zarówno spoiny wykonane w wytwórni, jak i spoiny montażowe zrealizowane na placu budowy. Kontrolę spoin należy przeprowadzić na podstawie badań nieniszczących (badania wizualne VT, radiograficzne RT, ultradźwiękowe UT, penetracyjne PT i magnetyczno-proszkowe MT) i niszczących w ograniczonym zakresie.

Szczegółowe badania dla robót spawalniczych i wymagania dla spoin są następujące:

- wymagania dotyczące tolerancji ogólnych w konstrukcjach spawanych podano w [87],

- osoby kierujące spawaniem i spawacze powinni posiadać uprawnienia państwowe uzyskane w systemie kwalifikacji kierowanym przez Instytut Spawalnictwa. Wszystkie prace spawalnicze można powierzać jedynie wykwalifikowanym spawaczom, posiadającym aktualne uprawnienia. Spawacze powinni posiadać certyfikat 3 stopnia zgodnie z zaleceniami zawartymi w [17]. Wszyscy uprawnieni do spawania konstrukcji spawacze powinni być wpisani do dziennika spawania wraz z znakami identyfikującymi wykonanie przez nich spoin. W dzienniku spawania powinny być odnotowane wszelkie odstępstwa od dokumentacji projektowej i technologicznej, jak również stwierdzone usterki wykonawstwa. Za prowadzenie dziennika na bieżąco jest odpowiedzialny wykonawca,
- badania materiałów spawalniczych należy przeprowadzić zgodnie z [29]. Badania te polegają na sprawdzeniu, czy materiały spawalnicze mają atesty wydane przez producenta gwarantujące zgodność z przedmiotowymi normami oraz czy nie został przekroczony okres ważności gwarancji. Atest producenta materiałów spawalniczych powinien zawierać informację o składzie chemicznym spoiwa (zawartość C, P i S) oraz jego właściwości mechanicznych (wytrzymałość na rozciąganie, granica plastyczności, wydłużenie i przewężenie),
- niedopuszczalne są rysy i pęknięcia w spoinach lub materiale w ich sąsiedztwie. Szczelność spoin w przekrojach zamkniętych należy sprawdzać sprężonym powietrzem. Za wykonanie badań jest odpowiedzialny wykonawca. Końcowe badania spoin powinny być przeprowadzane nie wcześniej jak po upływie 48 godz. po ich wykonaniu:
 - badanie wizualne należy przeprowadzić zgodnie z [98], badaniu wizualnemu podlega 100% długości wszystkich spoin. Do pomiaru kształtu spoin oraz wielości niezgodności zewnętrznych należy stosować spoinomierze, suwmiarki oraz przymiary. Należy określić rodzaj niezgodności spawalniczych i jej wielkość, a następnie na podstawie [72] określić rzeczywisty poziom jakości złączy spawanych. Wyniki z badania należy zapisać w protokole,
 - badania radiograficzne i ultradźwiękowe wykonywać mogą jedynie laboratoria zaakceptowane przez Komisję Kwalifikacyjną podczas przewodu kwalifikującego wytwórnę dysponujące odpowiednio uprawnionym personelem i sprzętem. Wytwórca zobowiązany jest gromadzić pełną dokumentację badań w postaci radiogramów i protokołów, i przekazać ją podczas odbioru ostatecznego konstrukcji. Badania radiograficzne lub ultradźwiękowe obejmują wszystkie złącza doczołowe lub teowe o pełnym przetopie na całej długości. Wybór konkretnej metody badania należy przedstawić w programie badań. Przy wyborze metody badania należy kierować się zaleceniami przedstawionymi w tabeli 3 normy [96]. Badania radiograficzne należy wykonać według [97]. Na radiogramie powinny być podane: jego numer, nazwa wytwórni oraz wskaźnik jakości obrazu według [103]. Poziom akceptacji należy określić według [61], a badania ultradźwiękowe wykonywać zgodnie z [95] oraz [100], [106], [117]. Poziom akceptacji należy określić według [100] lub nowszych. Na konstrukcji obok każdej spoiny powinno być odbite jej oznaczenie zgodne z oznaczeniami na planie prześwietleń (RT) lub badań ultradźwiękowych (UT), a na okres prześwietlania spoiny należy umieścić na konstrukcji oznaczenie spoiny z podziałem spoin długich. Zdjęcie spoiny powinno znajdować się w środku radiogramu, tak aby prześwietlenie objęło również materiał łączonych elementów z obu stron spoiny na szerokości równej co najmniej szerokości lica spoiny. Na radiogramie powinny być podane: numer radiogramu, nazwa wytwórni oraz wskaźnik jakości obrazu (IQI),

- badania magnetyczno-proszkowe lub penetracyjne obejmują: 100% spoin doczołowych i teowych o niepełnym przetopie, 25% spoin pachwinowych wykonanych warsztatowo oraz 50% spoin pachwinowych wykonanych na montażu. Wybór konkretnej metody badania należy przedstawić w programie badań. Badania magnetyczno-proszkowe należy wykonać według [99], a poziom akceptacji określić z [105]. Badania penetracyjne należy wykonywać według [70], a poziom akceptacji należy określić z [104].
- płyty próbne należy wykonać w warunkach oraz z zastosowaniem parametrów takich samych, jak przy wykonywaniu złączy spawanych konstrukcji; należy wykonać:
 - badanie składu chemicznego stopiwa (zawartość C, P i S),
 - badania mechaniczne własności stopiwa,
 - próbę statyczną rozciągania doczołowych złączy spawanych,
 - próbę zginania złączy,
 - badanie udarność złączy z karbem w kształcie litery V,
 - badanie plastyczności złączy spawanych,
 - badanie rozkładu twardości w złączu spawanym,
 - badania metalograficzne.

Jeżeli wykonawca dysponuje Kwalifikowaną Technologią Spawania (WPQR), potwierdzoną przez odpowiednią instytucję można zrezygnować z wykonania badań na płytach próbnych. Badania niszczące należy wykonać według [29].

- wymagane poziomy jakości złączy spawanych:
 - badanie wizualne – wymagany poziom jakości B według [72] i według [84],
 - badanie radiograficzne – wymagany poziom akceptacji złącza 1 według [61] (poziom jakości [72]),
 - badanie ultradźwiękowe – wymagany poziom akceptacji złącza 2 według [85] (poziom jakości [72]),
 - badanie penetracyjne – wymagany poziom jakości według [72],
 - badanie magnetyczno-proszkowe – wymagany poziom akceptacji według [105] (poziom jakości [72]),
- spoiny lub ich części ocenione w wyniku badań jako nieodpowiadające wymaganiom należy usunąć w sposób niepowodujący uszkodzeń konstrukcji lub powstania w niej dodatkowych naprężeń. Powtórnie wykonane spoiny w miejscu usuniętych należy poddać ponownemu badaniu w pełnym zakresie. Wykonawca powinien zbierać wszystkie wyniki badań (w tym radiogramy) i dokumentację zawierającą protokoły w celu przedstawienia ich podczas procedury odbiorczej oraz włączenia ich do dokumentacji odbioru konstrukcji.

4.4.2.12. BADANIE SWORZNI

Sposób zamocowania łączników sworzniowych służących do zespolenia płyty żelbetowej z konstrukcją stalową powinien być zweryfikowany na podstawie co najmniej jednego spośród następujących badań wykonanych na trzech próbkach, tj.:

- próbę rozciągania,
- próbę zginania,
- próbę przeciągania,
- próbę gięcia uderzeniem młotka.

Poprawnie wykonany łącznik nie może ulec zniszczeniu w miejscu połączenia. Tylko po takich badaniach zaleca się spawanie sworzni do konstrukcji stalowej. Po wykonaniu sworznie należy badać zgodnie z [28] i [29]. Badaniu należy poddać 1/5 ogólnej liczby sworzni przez

ostukanie swobodnego końca młotkiem i co najmniej 1/20 liczby sworzni przez odgięcie sworzni pod kątem 30° do płaszczyzny zespolenia za pomocą uderzeń młotkiem.

Prawidłowo wykonane sworznie zachowują się podczas ostukiwania młotkiem (o masie 0,3kg) jak pręty sprężyste, a po odgięciu sworzni w miejscu połączenia nie powinny wystąpić zarysowania. Odgięte sworznie niewykazujące uszkodzeń można pozostawić bez prostowania o ile nie kolidują ze zbrojeniem. Jeżeli po sprawdzeniu 1/5 liczby sworzni przewidzianych do kontroli okaże się niewłaściwa, liczbę badanych sworzni należy zwiększyć dwukrotnie. Jeśli wynik badań jest nadal niewłaściwy, badaniom należy poddać wszystkie sworznie i usunąć sworznie wadliwe, zastępując je nowymi.

Rozmieszczenie łączników powinno być zgodne z dokumentacją projektową, przy czym odległość brzegu łącznika od krawędzi blachy pasowej nie może być mniejsza od 2,5 cm, a w przypadku stosowania skosów – co najmniej 5,0 cm od jego dolnej krawędzi. Wolna przestrzeń pomiędzy łącznikami, dla zapewnienia odpowiedniego zagęszczenia betonu nie powinna być mniejsza od 5,0 cm, a zbrojenie poprzeczne powinno być umieszczone, co najmniej 3,0 cm poniżej górnej krawędzi łącznika (4,0 cm w przypadku płyty ze skosami).

4.4.2.13. USUWANIE PRZEKROCZONYCH ODCHYLEK

Przekroczenie odchyłek nie jest jedynym kryterium ich usuwania. Po ustaleniu, czy przekroczone odchyłki wpływają na bezpieczeństwo, użytkowanie lub wygląd należy podjąć decyzję o ich pozostawieniu względnie usunięciu. Przekroczenie dopuszczalnych odchyłek (ilościowe lub jakościowe) stanowi jednocześnie podstawę do obniżenia umówionej ceny za wykonaną konstrukcję, niezależnie od usunięcia wad. Usuwanie odchyłek powinno być prowadzone na podstawie projektu przygotowanego przez wykonawcę zgodnie z [29]. Wykaz odchyłek, ocena bezpieczeństwa, sposoby naprawy wad stanowią część dokumentacji odbioru obiektu.

4.4.2.14. KONTROLA W CZASIE MONTAŻU KONSTRUKCJI

W czasie montażu konstrukcji stalowej obowiązuje bieżąca kontrola, która ma na celu sprawdzenie:

- połączeń montażowych,
- geometrycznego kształtu konstrukcji,
- podniesienia wykonawczego,
- zabezpieczenia antykorozyjnego.

Kontrolę geometrycznego kształtu konstrukcji należy wykonać po jej opuszczeniu z rusztowań na łożyska. Sprawdzenie to powinno polegać na:

- kontroli położenia w planie osi obiektu mostowego, osi dźwigarów głównych oraz środków węzłów pasa dolnego i górnego każdego dźwigara kratownicowego, albo co najmniej trzech wyznaczonych punktów na długości blachownicy (pomiar należy wykonać za pomocą taśmy stalowej i teodolitu),
- kontroli rzędnych wyznaczonych punktów (pomiar niwelacyjny),
- kontroli wygięcia prętów ściskanych i rozciąganych lub wybrzuszenia środka blachownicy,
- kontroli zgodności przekroju poprzecznego obiektu z obowiązującymi skrajniami budowli.

Dopuszczalne zarejestrowane odchyłki zamontowanej konstrukcji nie powinny przekraczać odchyłek obowiązujących przy wykonywaniu konstrukcji w wytwórni. Sprawdzenia podniesienia wykonawczego należy dokonać po złożeniu konstrukcji na miejscu budowy przed wykonaniem połączeń montażowych oraz po całkowitym wykonaniu styków montażowych i ustawieniu konstrukcji na łożyskach. Podniesienie wykonawcze nie powinno



różnić się o więcej niż 10% projektowanej strzałki, przy spełnieniu warunku, że zachowany jest płynny przebieg linii wygięcia wstępnego (odchyłka różnic rzędnych w sąsiednich punktach nie powinna przekraczać 10% tej wartości).

5 Podstawowe elementy wyposażenia drogowych obiektów mostowych

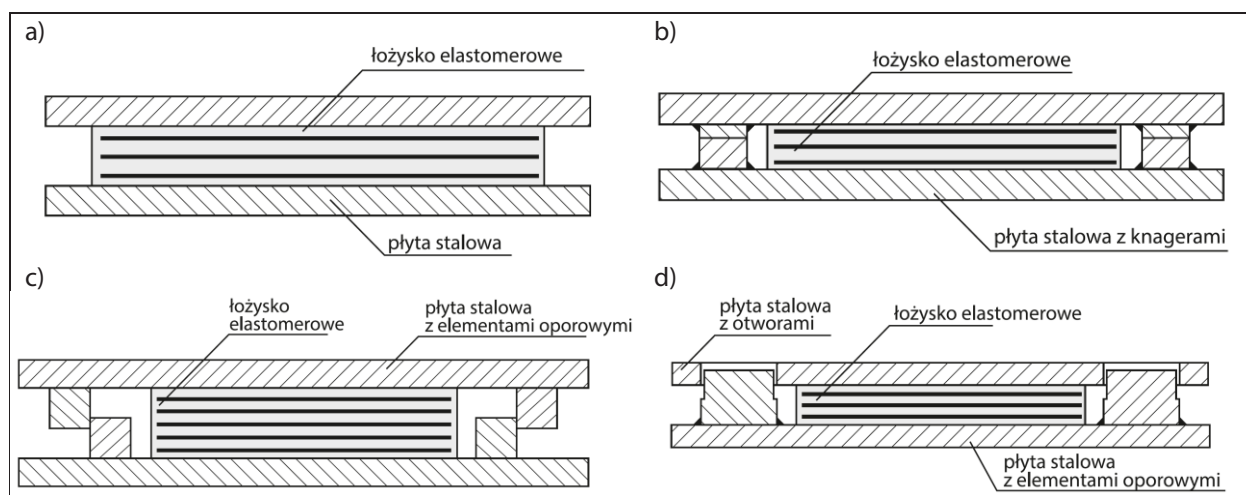
5.1. ŁOŻYSKA

Łożysko jest elementem obiektu mostowego umieszczonym między podporą a przęsłem obiektu mostowego (niekiedy między fundamentem a przęsłem). Łożyska porządkują kierunek oddziaływań między przęsłami i podporami oraz umożliwiają swobodne odkształcenia przęseł względem podpór (przesuwy i obroty).

W zależności od możliwości przesuwu łożyska dzieli się na stałe i ruchome. Łożysko stałe przekazuje pionowe obciążenia z przęsła, umożliwiając obrót przęsła, a łożyska ruchome umożliwiają dodatkowo przesuw (w jednym lub dwóch kierunkach). W Polsce najczęściej stosowane są łożyska elastomerowe i garnkowe.

5.1.1. ŁOŻYSKA ELASTOMEROWE

Łożyska elastomerowe zbudowane są z naprzemiennie ułożonych warstw elastomeru i blach stalowych (Rys. 5-1, 5-2). Obydwa materiały są związane ze sobą chemicznie podczas procesu wulkanizacji. Element składający się z elastomeru (kauczuku) i wzmacniających je blach stalowych jest odporny na ścinanie i ściskanie.



Rys. 5-1. Łożyska elastomerowe: a) wielokierunkowo przesuwne, b) jednokierunkowo przesuwne poprzecznie, c) jednokierunkowo przesuwne podłużnie, d) stałe nieprzesuwne

Elastomery należą do grupy materiałów makromolekularnych, które pod wpływem obciążenia rozciągają się, by następnie po ustaniu tego obciążenia powrócić do swojego pierwotnego rozmiaru i kształtu [130], [131].

Łożyska elastomerowe mogą być wykonane z syntetycznego kauczuku chloroprenowego (CR) lub kauczuku naturalnego (NR) [33].



Rys. 5-2. Łożysko elastomerowe zamontowane na podporze

Ponadto łożyska elastomerowe powinny [131]:

- zapewniać poziome przemieszczenia i obroty elementów podpieranych,
- mieć powierzchnię gwarantującą przy obciążeniu osiowym naprężenia dociskowe: dla powierzchni łożysk nie większych niż 1200 cm²-nie mniejsze niż 3 MPa, dla powierzchni łożysk większych niż 1200 cm²-nie mniejsze niż 5 MPa, przy mniejszych naciskach łożyska powinny być wyposażone w elementy kotwiące, przy czym pod łożyskami nie dopuszcza się naprężeń rozciągających od obciążeń przekazanych przez łożysko na podporę.

Łożyska elastomerowe powinny być umieszczone:

- krótszym wymiarem w miarę możliwości równoległe do płaszczyzny największych obrotów przekrojów podporowych,
- w jednym rzędzie na podporze, poprzecznie do głównej osi przemieszczeń, z możliwością skupienia kilku obok siebie, pod warunkiem że wykazują identyczne właściwości,
- w płaszczyźnie poziomej z zastosowaniem ewentualnych podlewek lub podkładek wyrównawczych w przypadku podparcia pochyłych płaszczyzn, przy czym części odkształcalne łożysk nie mogą być obetonowane.

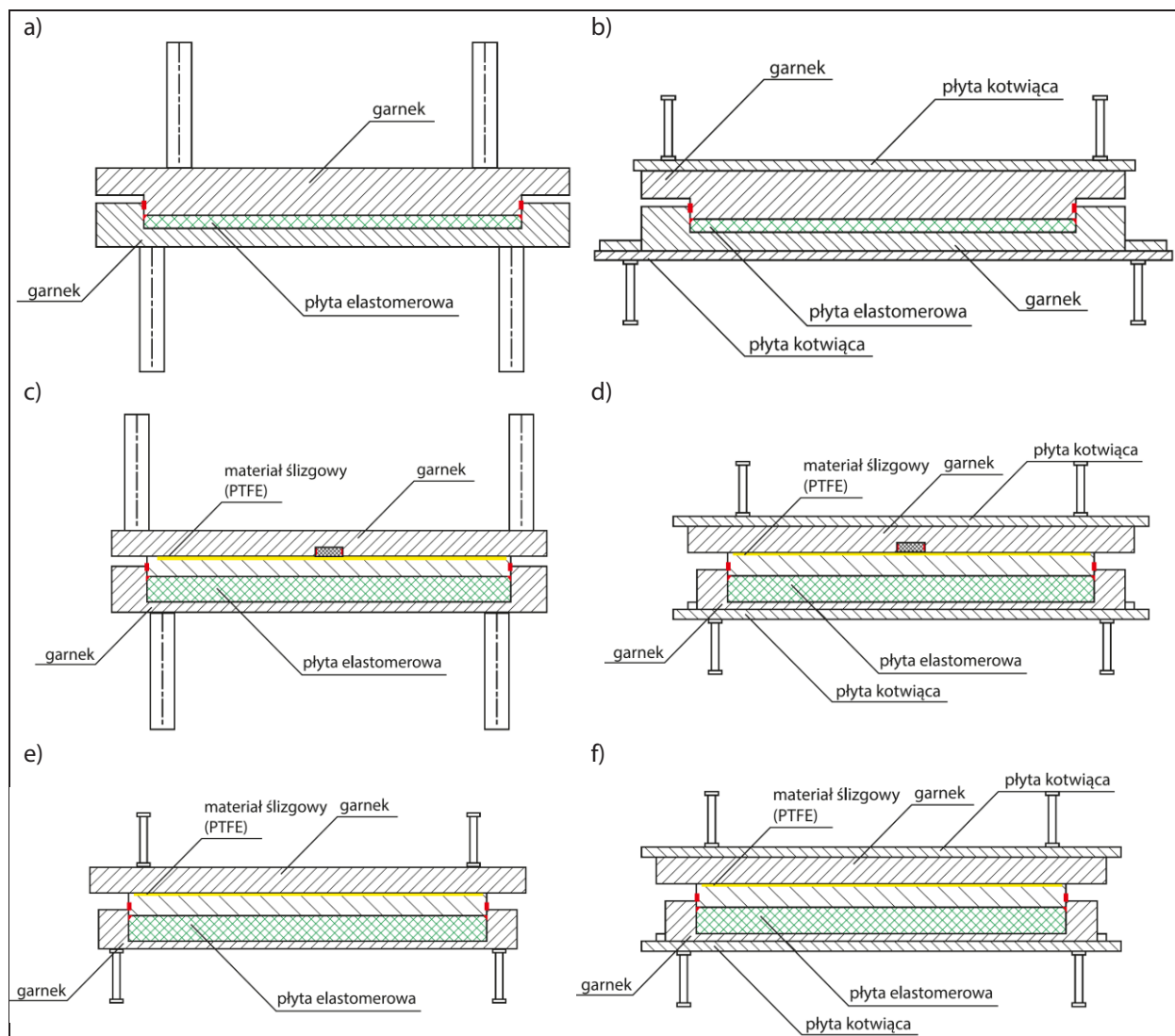
Dopuszcza się umieszczenie na jednej podporze dwóch łożysk usytuowanych w jednej linii wzdłuż długości obiektu, jeśli odległość między nimi jest nie mniejsza niż 2 m.

5.1.2. ŁOŻYSKA GARNKOWE

Podstawowym elementem każdego łożyska garnkowego jest stalowy „garnek”. Wewnątrz garnka umieszczona jest szczelnie zamknięta elastomerowa płyta, która pod wpływem obciążenia zachowuje się jak nieściśliwa ciecz. Dzięki temu możliwe są obroty przęśła względem dowolnej osi poziomej. Łożyska garnkowe charakteryzują się niewielką wysokością całkowitą.

Łożyska garnkowe mogą być (Rys. 5-3):

- stałe, które są nieruchome i mogą przejmować siły poziome z każdego kierunku,
- jednokierunkowo przesuwne, które mogą przemieszczać się poziomo tylko w jednym kierunku i przejmować siły poziome skierowane prostopadle do kierunku przemieszczeń,
- wielokierunkowo przesuwne, które mogą przemieszczać się poziomo we wszystkich kierunkach.



Rys. 5-3-a. Łożyska garnkowe: a) stałe z kotwami, b) stałe z płytami kotwiącymi, c) jednokierunkowo przesuwne z kotwami, d) jednokierunkowo przesuwne z płytami kotwiącymi, e) wielokierunkowo przesuwne z kotwami, f) wielokierunkowo przesuwne z płytami kotwiącymi

Ponadto łożyska garnkowe powinny [131]:

- przekazywać obciążenia pionowe całą powierzchnią z jednoczesnym zagwarantowaniem wielokierunkowych obrotów konstrukcji w punktach podparcia,
- być wyposażone w oddzielne powierzchnie do przenoszenia przemieszczeń liniowych i kątowych,
- przekazywać siły poziome z pominięciem powierzchni przenoszących naciski pionowe,
- zapewnić małe opory tarcia przy przemieszczeniach liniowych i kątowych przez zastosowanie odpowiednio wkładek z politetrafluoroetylenem (PTFE) o współczynniku tarcia nie większym niż 0,03, przy naprężeniach dociskających nie mniejszych niż 30 MPa, blach ślizgowych z wysokostopowych stali austenitycznych o chropowatości powierzchni spełniającej wymagania Polskich Norm lub chromowanych zakrzywionych powierzchni ślizgowych o chropowatości powierzchni również spełniającej te wymagania.

Wkładki z politetrafluoroetylenem powinny być osadzone częścią swej grubości w zagłębieniach stalowych elementów i wyposażone w kieszenie smarownicze wypełnione smarem.



Łożyska garnkowe powinny mieć część garnkową łożyska z poduszką elastomerową:

- w łożyskach przesuwnych – w dolnej lub górnej ich części,
- w łożyskach stałych – w górnej ich części.

Łożyska powinny być wyposażone w element dociskający poduszkę elastomerową na jej styku z przykrywą garnka i zabezpieczający ją przed wyciśnięciem, dodatkowe płyty ślizgowe na pokrywie garnka z odpowiednimi prowadnicami w przypadku ukierunkowania przesuwu oraz uszczelnienia zapobiegające przenikaniu wilgoci do garnka. Prowadnice płyt ślizgowych powinny przenieść na pokrywę garnka siły poziome działające na łożysko. Siły te powinny być przekazane na ścianki garnka przez bezpośredni docisk, bez oddziaływania na poduszkę elastomerową. Osadzenie pokrywy w garnku nie powinno ograniczać obrotów łożyska i nie powinno powodować jego zaklinowania.

Ogólne zasady projektowania i doboru łożysk są zawarte w [5] i [33].

5.2. URZĄDZENIA I PRZYKRYCIA DYLATACYJNE

Urządzenia dylatacyjne są montowe w szczelinach dylatacyjnych między sąsiadującymi przęsłami lub między podporami skrajnymi a przęsłami skrajnymi.

Urządzenia dylatacyjne umożliwiają:

- swobodę odkształceń przęseł obiektu,
- swobodę poziomych przemieszczeń zdylatowanych krawężników i odpowiednią osłonę szczelin w obrębie chodników,
- bezpieczne użytkowanie obiektu w obrębie szczelin dylatacyjnych przez zapewnienie równości i zbliżonych warunków ruchu dla kół pojazdów w obrębie nawierzchni i dylatacji,
- szczelność połączenia.

Zabezpieczenie przerw dylatacyjnych powinno być nieprzerwane na całej szerokości pomostu w obrębie jezdni, pasów awaryjnych, opasek, utwardzonych poboczny i chodników.

Do najczęściej stosowanych rozwiązań urządzeń dylatacyjnych należą tzw. przykrycia bitumiczne i urządzenia modułowe.

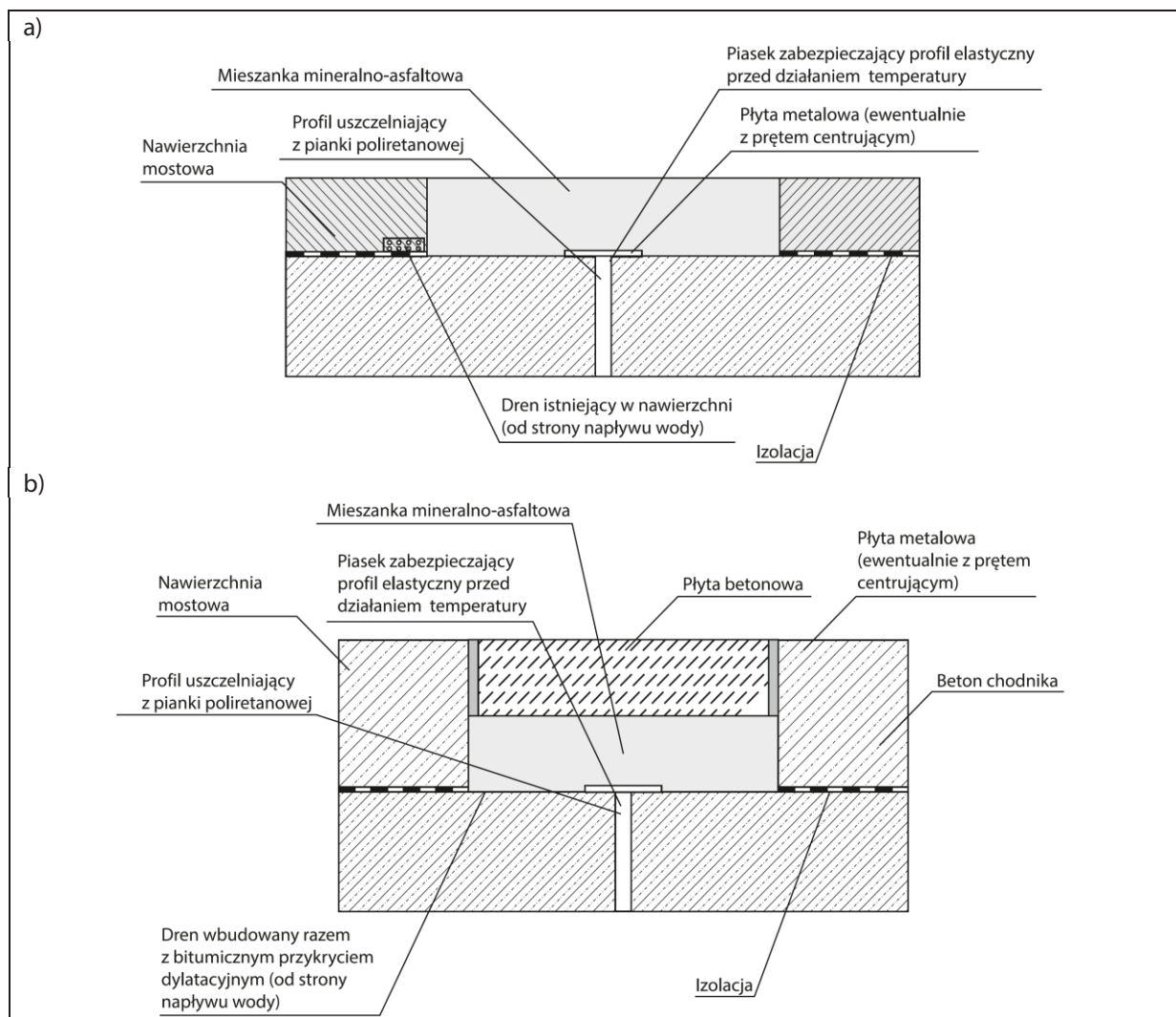
5.2.1. PRZYKRYCIA DYLATACYJNE BITUMICZNE

Bitumiczne przykrycie dylatacyjne jest wykonane ze specjalnie zaprojektowanej mieszanki mineralno-asfaltowej ułożonej na metalowej blasze przykrywającej szczelinę dylatacyjną [120]. Przykrycie dylatacyjne powinno być umieszczone w korycie wyciętym w nawierzchni jezdni i chodników (Rys. 5-4, 5-5).

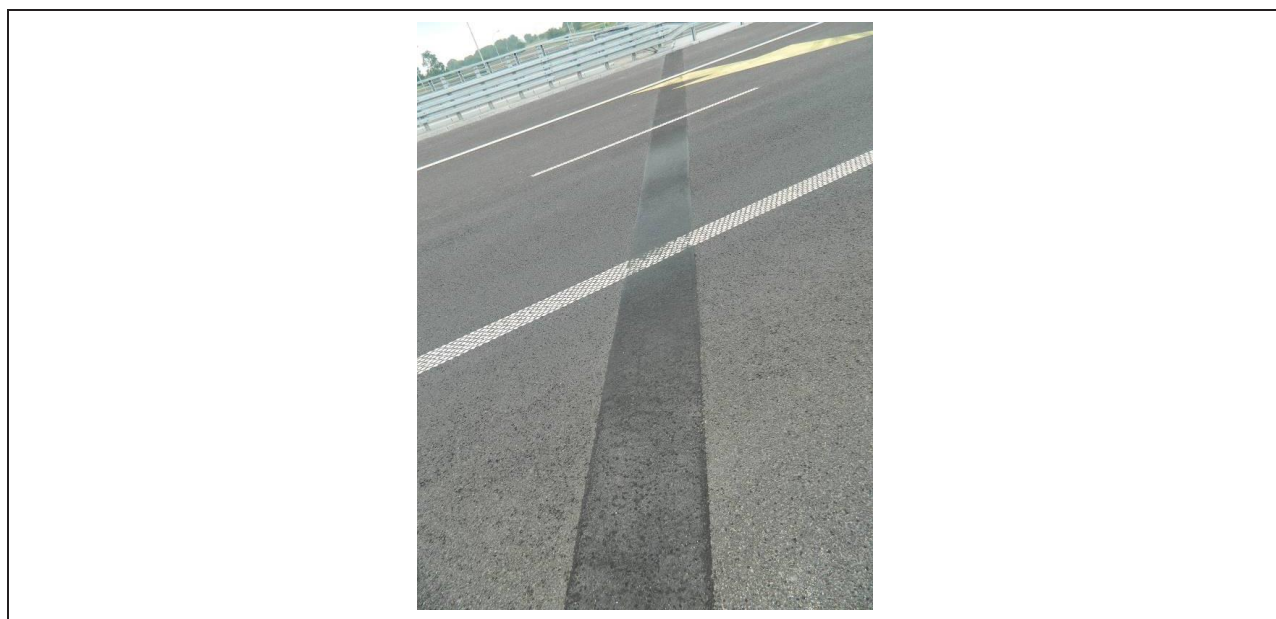
Szerokość przykrycia bitumicznego mierzona w kierunku przesunięcia zdylatowanej krawędzi przęsła nie może być większa niż 0,8 m. Przykrycie bitumiczne ma strukturę wielowarstwową, o grubości każdej warstwy nie większej niż 3 cm.

Przykrycia dylatacyjne mogą być zastosowane w obiektach mostowych betonowych, stalowych i zespolonych, w których zgodnie z [131]:

- występuje nawierzchnia bitumiczna lub betonowa o grubości nie mniejszej niż 6 cm i nie większej niż 15 cm,
- istnieje możliwość ukształtowania nawierzchni jezdni na całej szerokości pomostu,
- istnieje stabilne podparcie dla nawierzchni jezdni z obu stron szczeliny dylatacyjnej.



Rys. 5-4. Bitumiczne przykrycie dylatacyjne w obrębie: a) jezdni, b) chodnika



Rys. 5-5. Bitumiczne przykrycie dylatacyjne wbudowane na obiekcie mostowym



5.2.2. URZĄDZENIA DYLATACYJNE MODUŁOWE

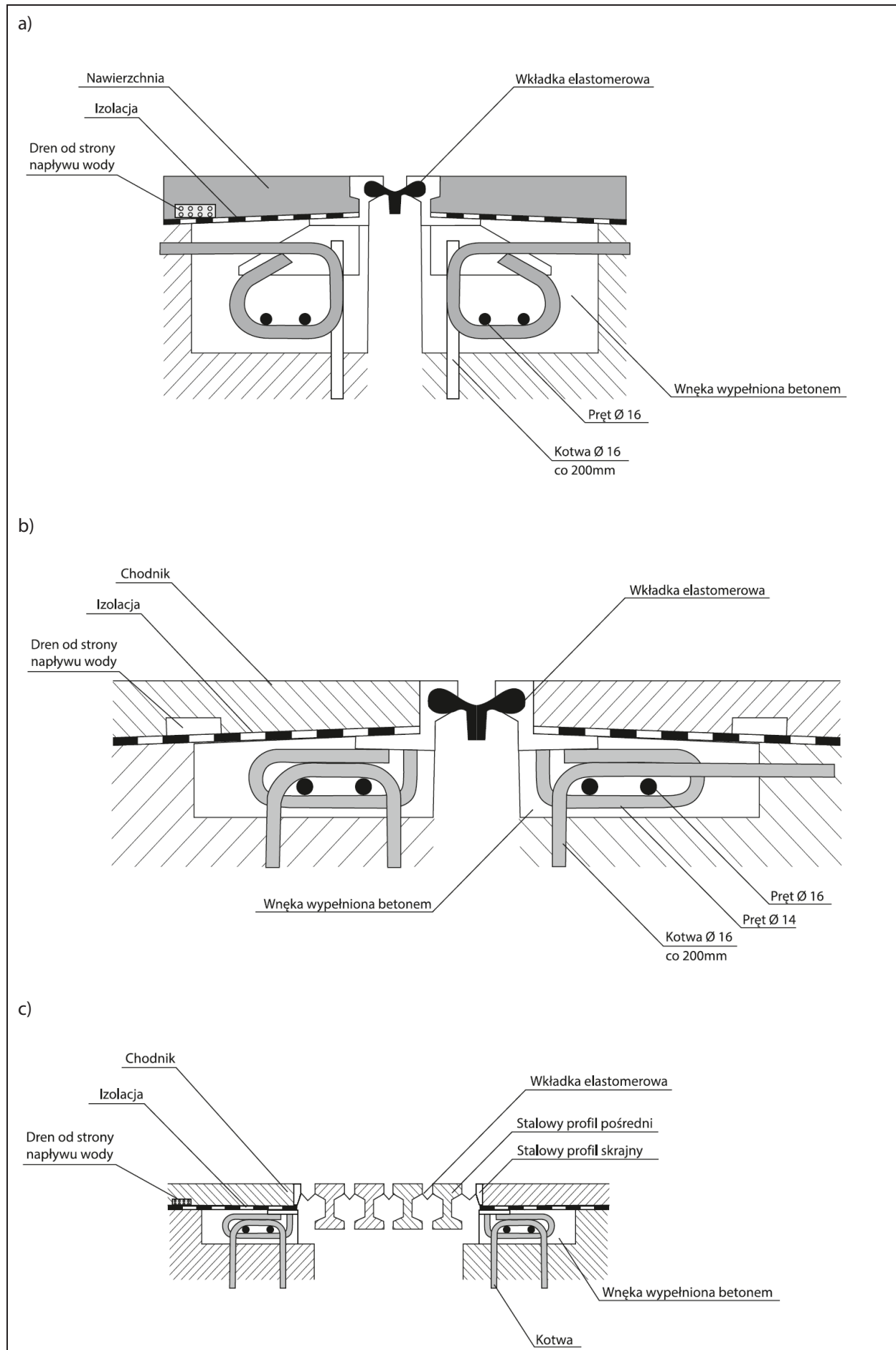
Urządzenie dylatacyjne modułowe jest zbudowane w postaci wewnętrznie geometrycznie zmiennego układu prętów. W zależności od spodziewanych przemieszczeń można stosować urządzenia jednomodułowe i wielomodułowe. Belecзки wbudowane w płaszczyźnie jezdni mogą być oparte na belkach trawersowych lub na mechanizmach nożycowych. Przemieszczenia krawędzi szczeliny dylatacyjnej są kompensowane przez zmianę odległości między beleczkami wbudowanymi w płaszczyźnie jezdni. System sterowania geometrią rusztu zapewnia, że odległości w świetle między beleczkami jezdni są jednakowe podczas pracy urządzenia. Całkowite przemieszczenie w szczelinie dylatacyjnej jest dzielone na przemieszczenia kilku modułów, z których każdy umożliwia kompensowanie przemieszczenia o tej samej wielkości (Rys. 5-6) [120].

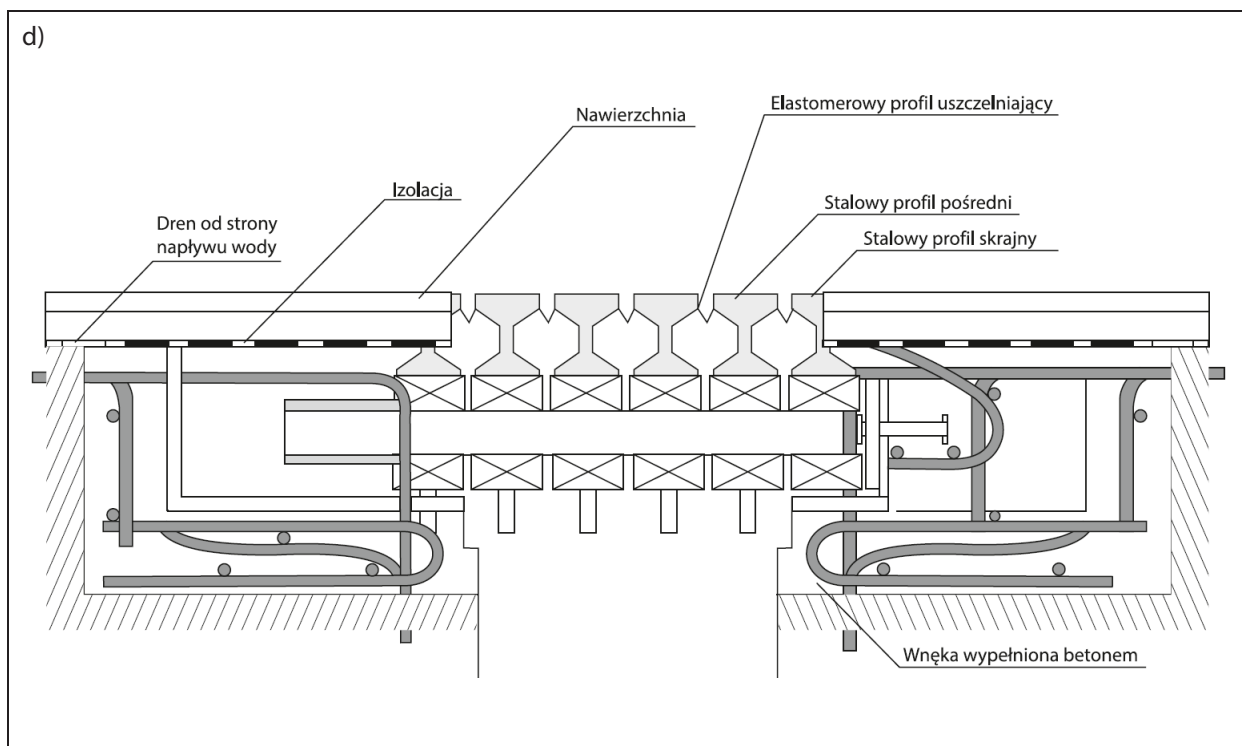
W modułowych urządzeniach dylatacyjnych stosowane są nakładki wyciszające w postaci płyt metalowych mocowanych na stalowych profilach (skrajnych i pośrednich), które zmieniają kształt szczeliny dylatacyjnej na zbliżony do piły zębatej i koła pojazdu najjeżdżają zawsze na krawędzie szczeliny ustawione skośnie do kierunku ruchu (Rys. 5-7) [120]. Nieuzasadnione jest stosowanie nakładek wyciszających tam, gdzie nie są one konieczne (np. w terenie niezabudowanym) oraz profili hybrydowych tworzonych z dwóch gatunków stali: nierdzewnej i tzw. czarnej [129].

Urządzenia dylatacyjne modułowe powinny być stosowane w szczelinach dylatacyjnych o przesunięciach większych niż 25 mm [131]. Urządzenia te powinny być szczelne. Urządzenie dylatacyjne modułowe powinno przebiegać w sposób ciągły na całej szerokości pomostu, w szczególności na wysokości wierzchniej warstwy nawierzchni w obrębie jezdni oraz pod chodnikami, wierzchnich warstw nawierzchni jezdni i chodników, z załamaniem linii urządzenia dylatacyjnego między jezdnią a chodnikiem w obrębie krawężników, z tym że kąt załamania urządzenia powinien zapewnić swobodę odkształceń elementów uszczelniających i nie powodować ich uszkodzenia. Urządzenia mogą być zamocowane m.in. za pomocą śrub lub kotew we wnękach wyciętych w nawierzchni lub uformowanych w konstrukcji obiektu, zapewniających przenoszenie sił od dynamicznych oddziaływań kół pojazdów oraz mieć odpowiednio ukształtowane krawężniki stanowiące integralną część urządzenia.

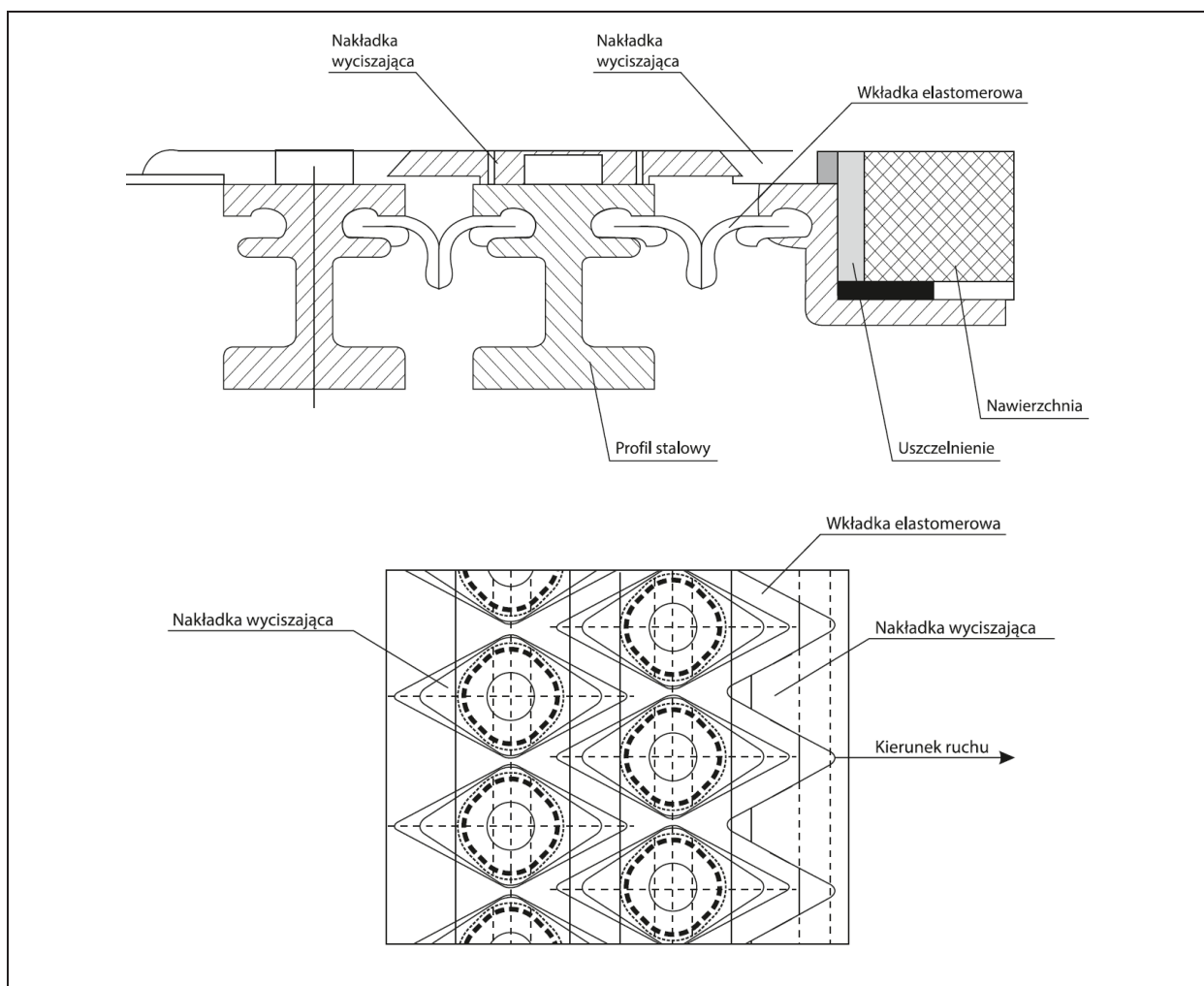
Urządzenie dylatacyjne powinno być uzupełnione w paśmie chodników dodatkową konstrukcją, dostosowaną do wierzchu nawierzchni chodnika oraz do funkcji urządzenia dylatacyjnego.

Jako zabezpieczenie przerw dylatacyjnych powinny być przewidziane poprzeczne drenaże umieszczone od strony wody napływającej po izolacji wodoszczelnej.





Rys. 5-6. Urządzenie dylatacyjne: a) jednomodułowe na jezdni, b) jednomodułowe na chodniku, c) wielomodułowe na jezdni, d) wielomodułowe na chodniku



Rys. 5-7. Nakładki wyciszające w urządzeniach dylatacyjnych modułowych

5.3. ODWODNIENIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH

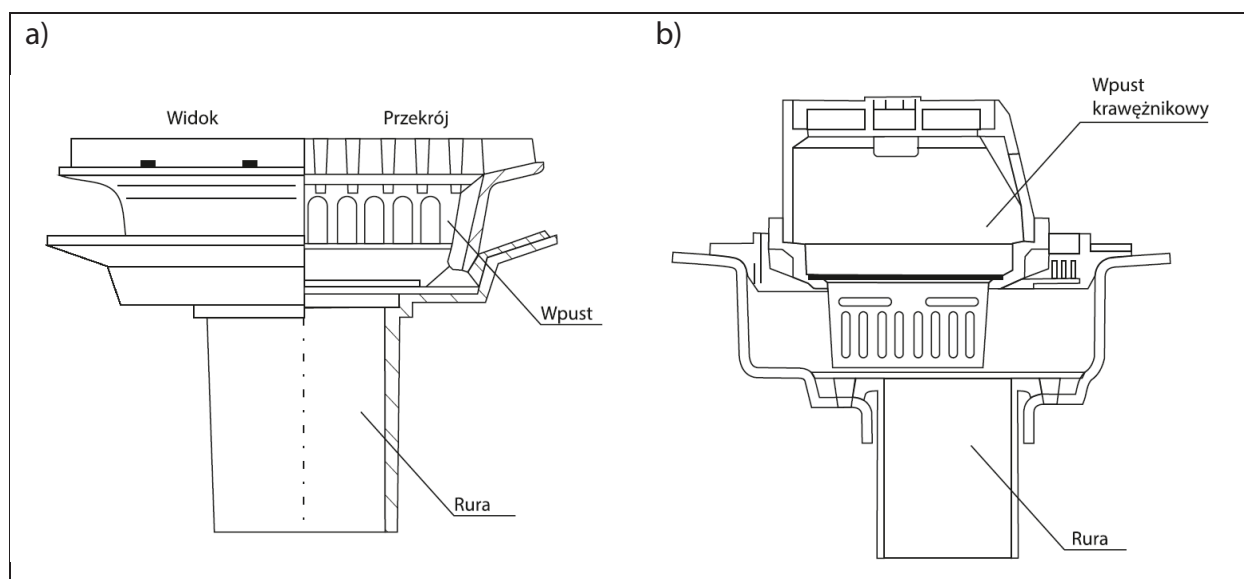
Odwodnienie mostu stanowi system składający się z odpowiednio ukształtowanych spadków nawierzchni oraz urządzeń odprowadzających wodę: wpustów, sączków, drenów, przewodów łączących wpusty mostowe z przewodami zbiorczymi i przewodów zbiorczych (Rys. 5-8).

Woda opadowa z nawierzchni jezdni i chodników powinna być ujęta w szczególności do wpustów umieszczonych poza jezdnią. W szczególnych przypadkach dopuszcza się umieszczenie wpustów w obrębie pasów awaryjnych, utwardzonych poboczy lub opasek.

Konstrukcja wpustu mostowego powinna umożliwić regulację jego wysokości. Dolny element wpustu powinien być osadzony w pomoście betonowym, przed jego betonowaniem, a w pomoście stalowym w specjalnie uformowanych wnękach dostosowanych do kształtu dolnej części wpustu i odpowiednio przymocowany.



Rys. 5-8. Odprowadzenie wody z urządzeń odwadniających na obiekcie mostowym (z wpustów i sączków)



Rys. 5-9. Przykładowe wpusty mostowe: a) wpust montowany na jezdni, b) wpust krawężnikowy

Wpusty powinny być wyposażone w:

- kołnierz wokół dolnej części wpustu o szerokości nie mniejszej niż 80 mm – do przymocowania izolacji wodoszczelnej,
- osadnik na zanieczyszczenia (dopuszcza się rezygnację z osadników, jeśli woda z wpustów nie jest ujęta do przewodów odprowadzających),
- otwory na obwodzie górnej części wpustu do umożliwienia spływu wody z izolacji wodoszczelnej,
- kratki ściekowe o przekroju przepływu nie mniejszym niż 500 cm²; pręty kraterk umieszczonych prostopadle do osi podłużnej obiektu i o prześwicie kraterk na powierzchniach przeznaczonych do ruchu pieszych nie większym niż 20 mm, a dla ruchu pojazdów nie większym niż 36 mm, powinny być zabezpieczone przed wyjmowaniem przez osoby postronne,
- element dociskający izolację do kołnierza dolnej części wpustu, rurę odpływową o średnicy wewnętrznej nie mniejszej niż 150 mm (Rys. 5-9).

Wpusty kanalizacyjne umieszczone na powierzchniach przeznaczonych do ruchu pojazdów i pieszych powinny znajdować się w płaszczyźnie nawierzchni, przy czym dopuszczalne jest obniżenie kraterk ściekowych wpustów nie więcej niż o 1 cm.

Odstępy między wpustami wzdłuż osi jezdni powinny wynosić przy pochyleniu niwelety jezdni:

- nie większym niż 0,3% – (5÷8) m,
- większym niż 0,3%, lecz nie większym niż 0,5% – (8÷10) m,
- większym niż 0,5%, lecz nie większym niż 1% – (10÷15) m,
- większym niż 1%, lecz nie większym niż 2% – (15÷20) m,
- większym niż 2% – nie więcej niż 25 m.

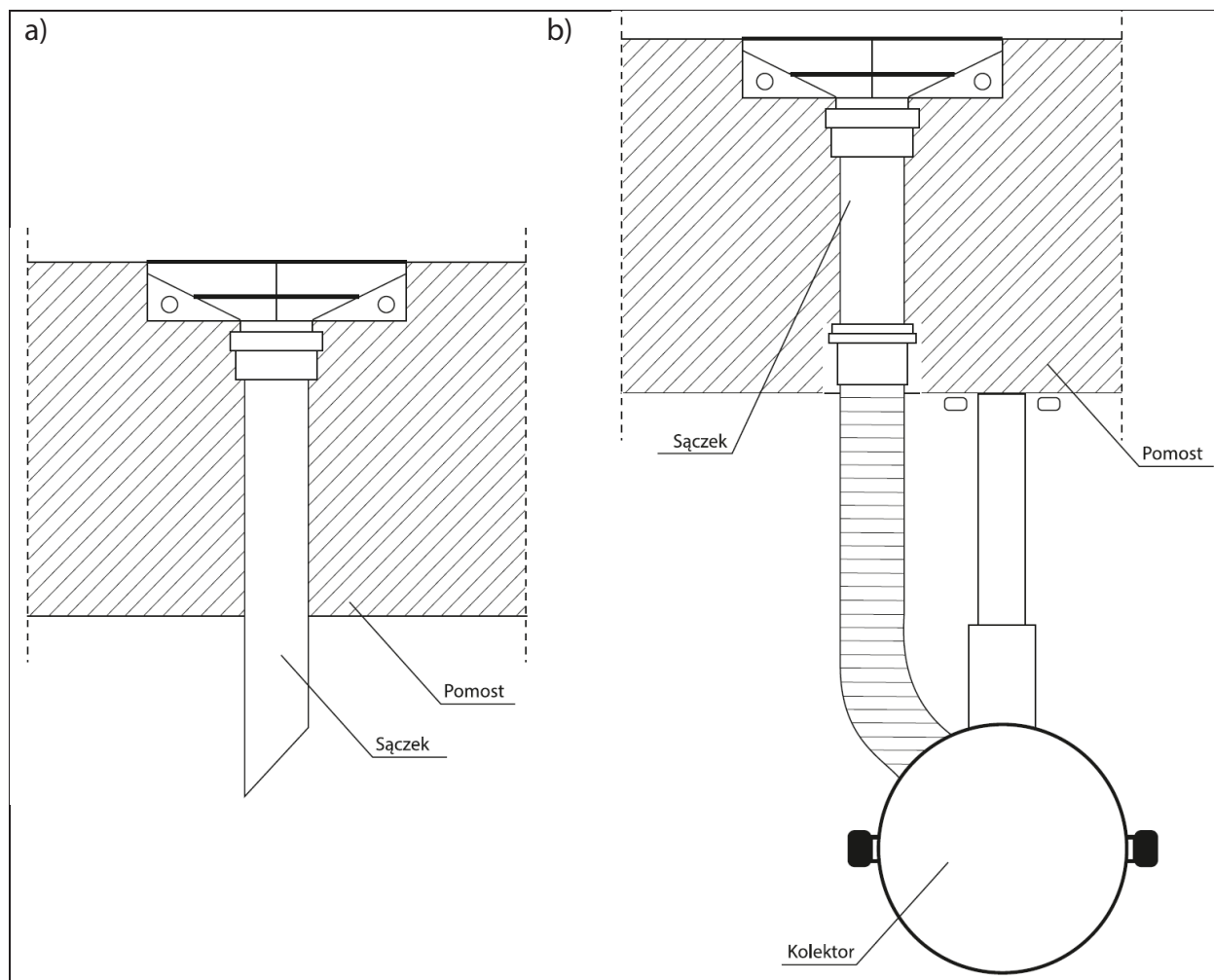
Droga spływu wody opadowej do wpustu nie powinna być dłuższa niż 30 m [5].

Sączki przeznaczone są do odprowadzania wody z poziomu izolacji na powierzchni pomostów obiektów mostowych. Sączki mogą być wykonywane ze stali nierdzewnej, poliamidu wzmocnionego dodatkiem włókna szklanego lub żywic poliestrowych. Do sączków przykleja się izolację z pap zgrzewalnych oraz układa na nich nawierzchnię z mieszanek mineralno-asfaltowych, takich jak beton asfaltowy i asfalt lany.

Sączki na ogół składają się z następujących elementów:

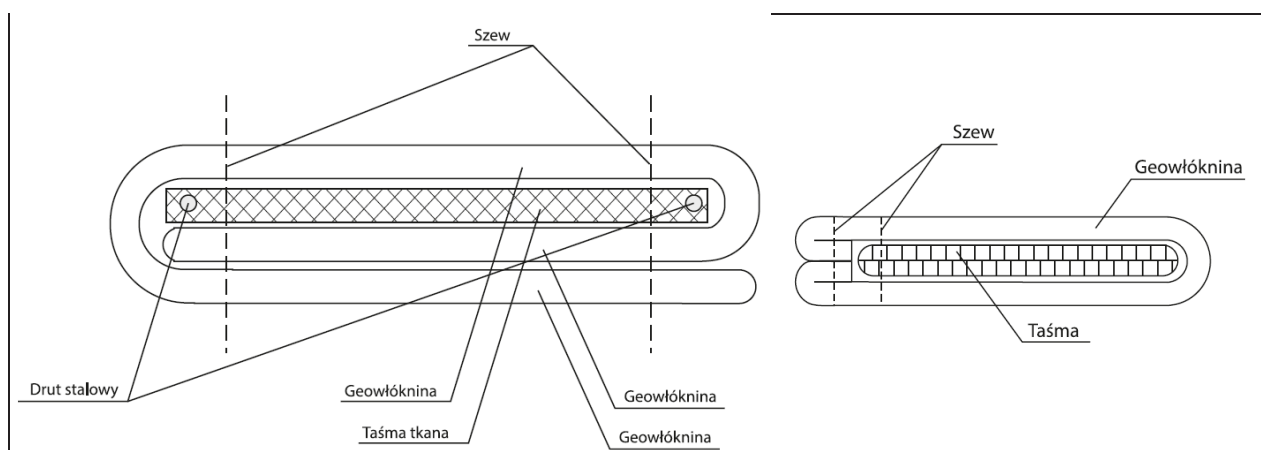
- lejka wyposażonego od spodu w usztywnienia stabilizujące ich położenie,
- sita,
- rury odpływowej (Rys. 5-10).

Dren mostowy jest przeznaczony do grawitacyjnego spływu wody i odprowadzenia wody z poziomu izolacji pomostu. Na obiektach mostowych jest układany wzdłuż linii cieku, najczęściej w bezpośrednim sąsiedztwie krawężnika. Dren może być również układany wewnątrz chodnika oraz poprzecznie do osi jezdni, bezpośrednio przed urządzeniami dylatacyjnymi. Woda zbierana przez dren jest odprowadzana do sączków, wpustów. Dren może być przyklejany do podłoża, np. za pomocą roztworu asfaltowego, środka gruntującego do podłoża, lepiku itp.



Rys. 5-10. Przykładowe sączki mostowe z odprowadzeniem wody: a) bezpośrednio pod obiekt, b) do kolektora

Rdzeń drenu ma zdolność kapilarnego podciągania wody i pełni rolę elementu ssącego. Warstwa filtrująco-drenująca charakteryzuje się wysoką zdolnością przepływu wody w swojej płaszczyźnie i pełni rolę elementu transportującego wodę (Rys. 5-11).



Rys. 5-11. Przykładowe dreny mostowe

Dren może być układany bezpośrednio przed ułożeniem warstwy wiążącej (ochronnej izolacji). W przypadku warstwy wiążącej nawierzchni zaprojektowanej z asfaltu lanego drenaż powinien być umieszczony w specjalnej bruzdzie zostawianej w trakcie wylewania tej

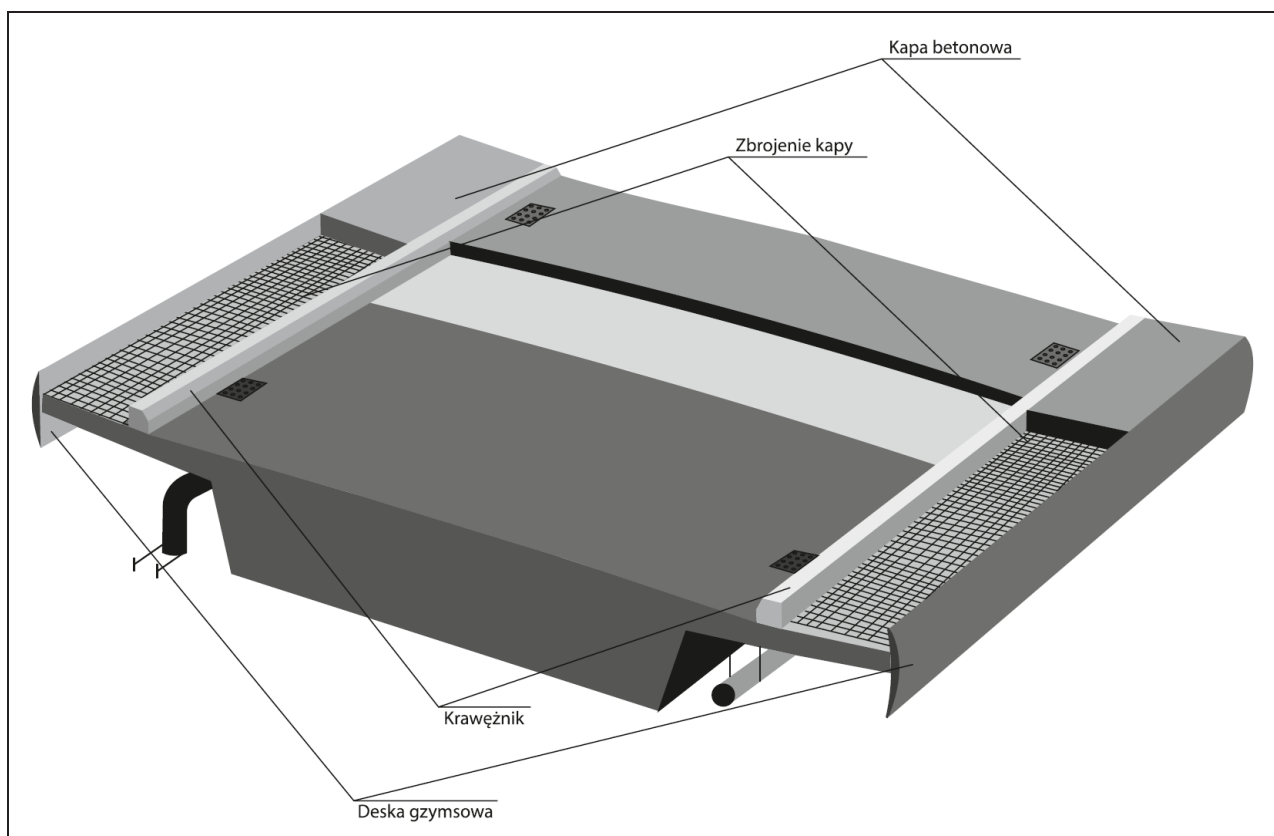
warstwy lub w niej wyciętej. Bruzda ta powinna mieć szerokość od 6 do 8 cm. Po ułożeniu na izolacji pasa drenu bruzdę należy wypełnić grysem otoczonym w żywicy.

Przewody łączące wpusty mostowe z przewodami zbiorczymi przewidzianymi wzdłuż obiektu powinny mieć pochylenie nie mniejsze niż 5% i być wykonane z rur o średnicach dostosowanych do rur odpływowych wpustów [5]. W przypadku wbudowania w płytę pomostu przewody powinny być otulone betonem o grubości nie mniejszej niż 8 cm i nie mniejszej niż 5 cm na odcinkach kielichów rur. W przypadku przenikania przez dźwigary powinny być osłonięte rurami o większych średnicach osadzonych w dźwigarach z betonu wykonanego na budowie. Przewody powinny być wprowadzone do przewodów zbiorczych od góry za pomocą odgałęzień (trójników) odchylonych pod kątem nie większym niż 60°, mierzonym od osi przewodu zbiorczego. Przewody zbiorcze powinny być wykonane z rur o średnicy nie mniejszej niż 200 mm. Dopuszcza się średnicę rur 150 mm w przypadku podłączenia do przewodu zbiorczego nie więcej niż trzech wpustów, gdy jego długość jest nie większa niż 40 m. W przypadku przewidzianego dużego napływu wód opadowych lub podłączenia wpustów na odcinku obiektu o długości większej niż 150 m średnice rur powinny być odpowiednio zwiększone.

W przypadku prowadzenia przewodów zbiorczych w zamkniętych przekrojach konstrukcji obiektu powinno być zapewnione odprowadzenie wody z tych przekrojów na wypadek awarii. Ponadto należy zapewnić dostęp do czyszczenia i naprawy urządzeń odprowadzenia wód opadowych.

5.4. KAPY BETONOWE I DESKI GZYMSOWE

Kapy betonowe i deski gzymsowe są elementami wyposażenia zapewniającymi bezpieczeństwo użytkowników obiektu. Deski gzymsowe i krawężniki wraz z kapą betonową (żelbetową płytą) między nimi tworzą chodnik (Rys. 5-12-Rys. 5-14)



Rys. 5-12. Chodnik na obiekcie mostowym (fazy wykonania)

Kapa betonowa na obiekcie mostowym jest wykonywana z betonu klasy wytrzymałości co najmniej C30/37. Jest zbrojona prętami, najczęściej stalowymi, o średnicy około 12 mm w rozstawie co około 15 cm. Kapa betonowa jest wylewana między wcześniej zamontowanym krawężnikiem a deską gzymsową.

Krawężniki powinny wystawać ponad poziom nawierzchni jezdni [5]:

- jeśli między jezdnią a chodnikiem dla pieszych lub obsługi bądź ścieżką rowerową nie ma bariery-nie mniej niż 0,14 m i nie więcej niż 0,18 m, natomiast jeśli jest bariera-to nie mniej niż 0,08 m i nie więcej niż 0,14 m,
- jeśli krawężnik jest umieszczony przy barierze zamocowanej na skraju obiektu-nie mniej niż 0,14 m i nie więcej niż 0,18 m.

Górna krawędź krawężników powinna być dostosowana do pochylenia niwelety jezdni. Krawężnik powinien mieć ścięcie od strony jezdni powyżej poziomu nawierzchni, o pochyleniu nie większym niż 2,5 : 1 i nie mniejszym niż 4 :1.

Krawężniki powinny być osadzone na zaprawie niskoskurczowej o spoiwie cementowym lub warstwie wykonanej z gysu jednofrakcyjowego 4÷6 mm ze skał magmowych, otoczonego kompozycją z żywicy wykonanych na warstwie izolacji dodatkowo wzmocnionej w paśmie krawężnika. W miejscach poprzecznych dylatacji ustroju nośnego obiektów mostowych krawężniki powinny być przerwane, a przerwy zabezpieczone.

Deski gzymsowe mogą być wykonane z betonu zwykłego, betonu polimerowego, materiałów kompozytowych itp.

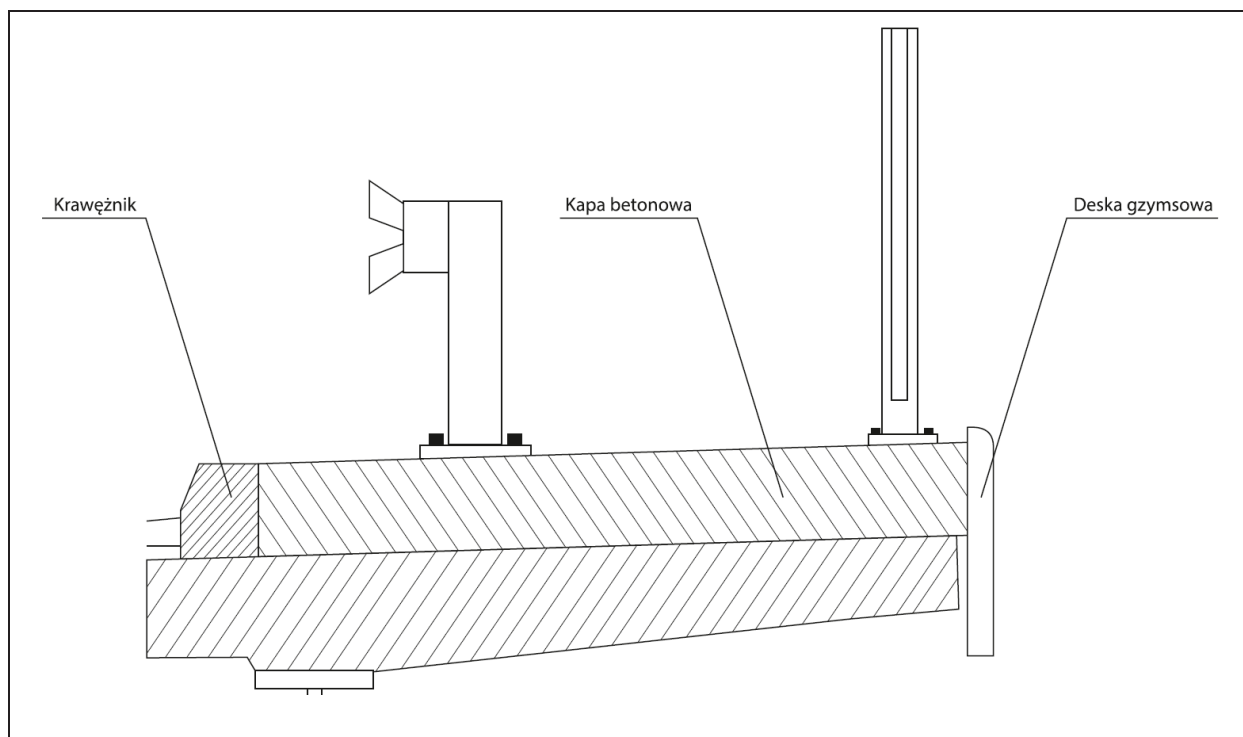
Warunki montażu i użytkowania wymagają, aby deski gzymsowe były:

- wykonane z materiałów odpornych na oddziaływania środowiska (np. opady, ujemne temperatury, promieniowanie UV) oraz agresywne środki związane z eksploatacją obiektów mostowych (np. sól do zimowego utrzymania),
- odporne na starzenie,
- lekkie,
- nieskomplikowane w montażu,
- estetyczne.

W miejscach poprzecznych dylatacji ustroju nośnego obiektów mostowych gzyms wykonany z desek gzymsowych powinien być zdylatowany.



Rys. 5-13. Elementy chodnika na obiekcie mostowym: a) deski gzymsowe, b) kapa betonowa, c) krawężnik



Rys. 5-14. Elementy chodnika na obiekcie mostowym

5.5. BALUSTRADY I BARIERY OCHRONNE

Obiekty mostowe powinny być wyposażone w zabezpieczenia chroniące przed upadkiem osób z wysokości, jeśli odległości powierzchni, po których może się odbywać ruch pieszych, obsługi lub rowerów od poziomu terenu lub dna cieku są większe niż 0,5 m. Takie zabezpieczenie powinno się znajdować na całej długości obiektu. Na drogowych obiektach mostowych zabezpieczenie stanowią balustrady lub barieroporęcze (Rys. 5-15) [5]. Wysokość balustrady przy chodnikach dla pieszych i obsługi powinna wynosić nie mniej niż 1,1 m, natomiast przy ścieżkach rowerowych znajdujących się przy balustradzie - nie mniej niż 1,2 m. Balustrady przy chodnikach dla pieszych nad liniami kolejowymi powinny mieć wysokość nie mniejszą niż 1,3 m [5].

Balustrada powinna być zwieńczona poręczą, której szerokość lub średnica powinna wynosić w przypadku ruchu pieszych i rowerów nie mniej niż 8 cm, natomiast na chodnikach dla obsługi i pieszych nie mniej niż 3,5 cm.

Wypełnienie balustrady oprócz poręczy i słupków powinny stanowić elementy poziome i pionowe lub kombinacje tych elementów. W balustradzie chroniącej ruch pieszych wypełnienie powinno być przewidziane z elementów pionowych, a balustrada powinna być zabezpieczona za pomocą krawężników lub barier przed najechaniem przez pojazdy. Możliwe jest również stosowanie na obiektach tzw. balustrady pełnościennej, z tym że musi być ona wyposażona w poręcz [5].

Elementy poziome balustrady powinny przebiegać w sposób ciągły na całej długości obiektu z wyjątkiem przerw dylatacyjnych konstrukcji.

W obiektach usytuowanych w odległości nie większej niż 1000 m od szkół, przedszkoli i terenów rekreacyjno-sportowych, na których przewidziany jest ruch pieszych, balustrady powinny być zabezpieczone przed wspinaniem się na nie oraz przed zsuwaniem się po poręczy [5].

Na schodach lub pochylniach, których szerokość jest większa niż 4 m, powinna być przewidziana w połowie ich szerokości dodatkowa balustrada składająca się tylko z poręczy i słupków. Poręcze przy schodach i pochylniach powinny być przedłużone o 0,3 m

poza oba końce biegu i mieć zaokrąglenia. Zaokrągleniami powinny być zakończone poręcze na obiektach [5].

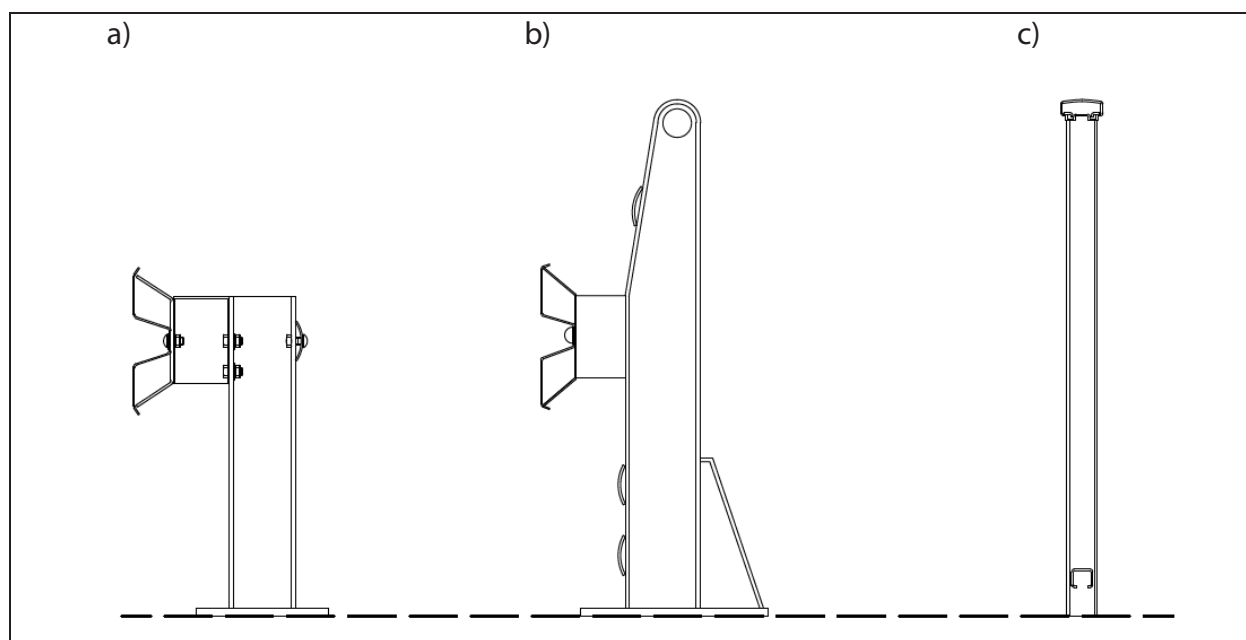
Prześwity pionowe w balustradach zabezpieczających ruch pieszych lub rowerów powinny być nie większe niż 0,14 m, natomiast poziome rozmieszczone do wysokości 0,7 m-nie większe niż 0,15 m [5].

W balustradzie zabezpieczającej ruch obsługi dopuszcza się zastosowanie oprócz poręczy tylko dwóch równoległych do niej elementów, z których jeden powinien być umieszczony w połowie jej wysokości, a drugi na wysokości nie większej niż 0,15 m od płaszczyzny chodnika lub schodów.

Słupki lub ścianka balustrady powinny być zamocowane w elementach konstrukcji obiektu mostowego, a ich rozstaw nie powinien być większy niż 2,5 m.

Balustrada przewidziana nad torami kolejowymi lub tramwajowymi, zasilanymi z napowietrznej sieci energetycznej powinna być uzupełniona osłonami przeciwporażeniowymi [5].

Dopuszcza się zastosowanie balustrady ze specjalnymi zabezpieczeniami przewidzianymi do ochrony przed zrzucaniem z obiektu przedmiotów, mogących stanowić zagrożenie dla pojazdów przejeżdżających pod obiektem.



Rys. 5-15. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu na obiekcie mostowym: a) bariera ochronna, b) barieroporęcz, c) balustrada

Obiekty mostowe usytuowane w ciągu dróg publicznych powinny być wyposażone w urządzenia (bariery ochronne) zabezpieczające przed zjechaniem pojazdu poza krawędź obiektu. Bariery mogą być stalowe lub betonowe. Bariery powinny być umieszczone na skraju obiektu, między jezdnią a chodnikiem, w pasie dzielącym na obiektach w ciągu dróg dwujezdniowych jednoprzestrzennych bądź rozdzielonych wąską szczeliną lub w pasie separującym na obiektach w ciągu dróg o przekroju 2+1 (Rys 5-15).

Odległość lica prowadnicy lub podstawy bariery powinna wynosić nie mniej niż [5]:

- 0,50 m, licząc od krawędzi pasa awaryjnego lub utwardzonego pobocza,
- 1,00 m, licząc od krawędzi pasa ruchu drogi klasy Z i dróg wyższych klas,
- 0,75 m, licząc od krawędzi pasa ruchu drogi klasy L lub D.

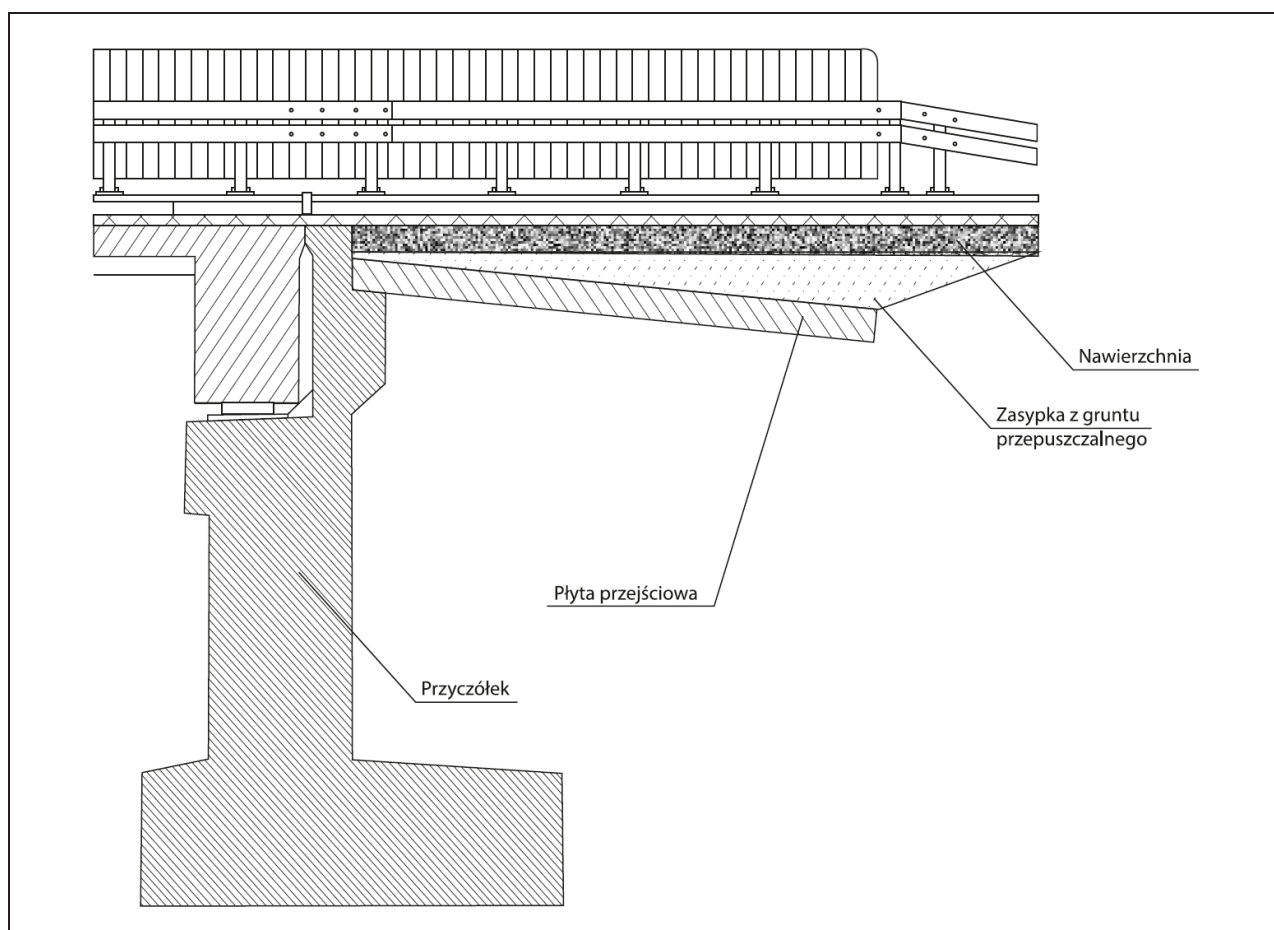
Bariery ochronne nie mogą być bezpośrednio zakotwiczone w konstrukcji obiektu. Wyjątkowo dopuszcza się bariery betonowe połączone trwale z konstrukcją obiektu, wykonane według indywidualnej dokumentacji technicznej opracowanej zgodnie z obowiązującymi przepisami [5].

Bariery powinny być zastosowane między jezdnią a chodnikiem, gdy stanowią liniowe przedłużenie barier na dojazdach i gdy zachodzi potrzeba wykonania chodnika dla pieszych lub obsługi między barierą a krawędzią obiektu. Bariery dzielące mogą być zastosowane, gdy stanowią przedłużenie barier na drodze dojazdowej do obiektu lub obiekty w pasie dzielącym rozdzielone są otwartą szczeliną o szerokości nie większej niż 0,1 m.

Bariery powinny być wyposażone w elementy odblaskowe-czerwone po prawej stronie jezdni i białe-po lewej stronie jezdni [5].

5.6. PŁYTY PRZEJŚCIOWE

Płyta przejściowa jest stosowana w celu zapewnienia łagodnego wjazdu na obiekt mostowy i zjazdu z niego. Jest to betonowa płyta nachylona pod kątem około 10% do poziomu umieszczona pod jezdnią drogi i poboczami (Rys. 5-16).



Rys. 5-16. Płyta przejściowa

Płyty przejściowe powinny [5]:

- być posadowione na zagęszczonym gruncie nasypu poniżej podbudowy nawierzchni i oparte jednym końcem na konstrukcji obiektu,

- mieć długość stanowiącą 60% wysokości nasypu, lecz nie mniejszą niż 4 m, przy czym w wysokości nasypu powinna być uwzględniona warstwa gruntu rodzimego naruszonego w wyniku wykonywania podpory,
- mieć pochylenie podłużne – nie mniejsze niż 10% i nie większe niż 12,5%,
- być przewidziane z betonu zbrojonego klasy nie mniejszej niż C30/37.
Dopuszcza się [5]:
- wykonanie płyt przejściowych z elementów prefabrykowanych, pod warunkiem zapewnienia pełnego ich przylegania do elementów, na których są oparte,
- rezygnację z płyt przejściowych, gdy nasyp drogowy spoczywa na fundamencie przyczółka i jest obramowany na całej swojej wysokości ścianą przednią i obustronnymi ścianami bocznymi na odcinku odpowiadającym co najmniej długości płyty przejściowej, jaką należałoby zastosować zgodnie z wymaganiami.
Sztynność ścian przedniej i bocznych powinna gwarantować wychylenie górnych krawędzi nie większe niż 0,08% ich wysokości, lecz nie większe niż 10 mm.
Nawierzchnia jezdni w obrębie płyt przejściowych powinna być przewidziana:
- na podbudowie sztywnej – z wykonaniem przekładki podatnej o grubości nie mniejszej niż 5 cm między płytą przejściową a podbudową,
- na podbudowie podatnej – bezpośrednio na podbudowie.
W przypadku szkód spowodowanych ruchem zakładu górniczego, konstrukcja płyt przejściowych powinna być dostosowana do przewidywanych osiadań i obrotów poszczególnych elementów konstrukcji obiektu. W tym celu płyty przejściowe powinny:
- być połączone przegubowo z ustrojem nośnym obiektu,
- mieć zagwarantowaną możliwość przemieszczeń w nasypie drogowym w szczególności przez odpowiedni kształt, polegający na zmiennej grubości oraz ostro zakończonych krawędzi od strony nasypu,
- mieć podparcie końcowej części płyty w obszarze nasypu drogowego zapewniające odkształcenia kątowe,
- mieć gładką fakturę powierzchni,
- mieć pokrycie nasypu w obrębie przesunięć płyty powłoką o małym współczynniku tarcia,
- mieć oddzielenie od podbudowy jezdni przekładką podatną z piasku – o grubości nie mniejszej niż 5 cm.

5.7. IZOLACJA PŁYTY

Płyty pomostów obiektów mostowych powinny być zabezpieczone przed działaniem wód opadowych i zawartych w nich środków chemicznych (głównie pochodzących ze środków do zimowego utrzymywania nawierzchni) przenikających przez nieszczelności nawierzchni [5]. Rolę zabezpieczenia spełnia izolacja przeciwwodna (hydroizolacja). Izolacja powinna być ułożona na całej szerokości pomostu.

Izolacje powinny charakteryzować się:

- wodoszczelnością oraz odpornością na działanie wody pod ciśnieniem,
- dobrą przyczepnością do podłoża i do nawierzchni układanej na izolacji,
- odpowiednią wytrzymałością w temperaturach od -30°C do +70°C,
- elastycznością,
- odpornością na temperatury występujące w czasie układania nawierzchni,
- wysoką trwałością i odpornością na starzenie,
- łatwością układania,
- możliwością ułożenia nawierzchni bezpośrednio na izolacji [139].



Izolacje na pomostach mogą być wykonywane z materiałów bitumicznych oraz tworzyw sztucznych lub kombinacji materiałów bitumicznych i tworzyw sztucznych. Izolacje przeciwwodne stosowane są najczęściej w postaci materiałów arkuszowych lub powłokowych.

Do materiałów arkuszowych zalicza się papy zgrzewalne i samoprzylepne, a do materiałów powłokowych izolacje natryskowe, z mas asfaltowych stosowanych na zimno i na gorąco, mastyksowe itp.

W Polsce najczęściej stosuje się papy zgrzewalne. Izolacje w postaci pap charakteryzują się prostotą wykonania oraz dużą skutecznością. Izolację wykonuje się przez przyklejenie arkuszy papy na odpowiednio przygotowanym i zagruntowanym podłożu. Obecnie najczęściej używa się izolacji jednowarstwowych. Jako środki gruntujące stosuje się emulsje asfaltowe, materiały żywiczne itp.

Roboty izolacyjne powinny być wykonywane bardzo starannie, przez doświadczonych fachowców dysponujących odpowiednim sprzętem.

Izolacja pomostu powinna być szczególnie starannie ułożona przy wpustach i urządzeniach dylatacyjnych. Izolacja pomostu przy wpustach powinna być wprowadzona na kołnierze dolnych elementów wpustów umieszczonych poniżej poziomu wierzchu płyty pomostu.

Izolacje wymagają stosowania warstw ochronnych zabezpieczających przed uszkodzeniami mechanicznymi podczas wykonywania dalszych prac budowlanych lub remontowych oraz w czasie użytkowania obiektu.

Izolacje na pomostach betonowych i stalowych powinny być zastosowane na podłożu równym, gładkim, nieodkształcalnym, suchym, odpylonym i pozbawionym tłustych plam.

Za podłoże równe uznaje się powierzchnię pomostu o stałym pochyleniu, która na dowolnie wybranych odcinkach o długości 4 m nie wykazuje zagłębień:

- gdy pochylenie pomostu jest większe niż 1,5%-większych niż 10 mm,
- gdy pochylenie jest nie większe niż 1,5%-większych niż 5 mm.

Za podłoże gładkie uznaje się powierzchnię pomostu nie wykazującą lokalnych nierówności:

- w przypadku wybrzuszeń-większych niż 3 mm,
- w przypadku zagłębień-większych niż 2 mm,

przy czym nierówności te nie mogą wykazywać ostrych krawędzi.

Za podłoże nieodkształcalne uznaje się podłoże wykazujące właściwości ciała stałego w stanie sprężystym w temperaturze $-30\div 200^{\circ}\text{C}$, natomiast za podłoże betonowe suche uznaje się podłoże, w którym wilgotność betonu nie przekracza 4% [5].

5.8. NAWIERZCHNIA JEZDNI

Nawierzchnia jest to konstrukcja składająca się z jednej lub kilku warstw służących do przejmowania i rozkładania na podłoże obciążeń od ruchu pojazdów [119]. Nawierzchnia na obiekcie powinna zapewniać takie same warunki ruchu, jak na dojazdach do obiektu. Rodzaj nawierzchni powinien być dostosowany do intensywności i charakteru ruchu pojazdów oraz sztywności pomostu.

Nawierzchnia obiektu mostowego powinna:

- rozkładać obciążenia na pomost,
- tłumić efekty dynamiczne obciążeń ruchomych,
- mieć dobrą przyczepność do podłoża,
- przejmować odkształcenia płyty pomostu wywołane zmianami temperatury w przedziale $-30\div 70^{\circ}\text{C}$ oraz działaniem obciążeń i mieć wytrzymałość na odrywanie nie mniejszą niż wytrzymałość warstw izolacji na odrywanie określoną w [5],

- być równa, szorstka,
- być odporna na ścieranie, wpływy reologiczne i powstawanie kolein,
- być niewrażliwa na niskie i wysokie temperatury.

Nawierzchnia jezdni drogowych obiektów mostowych powinna być szczelna i składać się z co najmniej dwóch warstw, o grubościach określonych na podstawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Zalecane grubości warstw wynoszą 3-5 cm. Nawierzchnia w obrębie pasów awaryjnych, opasek i utwardzonych poboczy powinna być identyczna z nawierzchnią pasa jezdni.

Nawierzchnie powinny być wykonane z mieszanek mineralno-bitumicznych odpornych na odkształcenia trwałe, o strukturze zamkniętej dla warstw ścieralnych z betonu asfaltowego [5].

Nawierzchnia na obiektach mostowych powinna składać się z warstwy ochronnej i warstwy ścieralnej. Warstwy te wykonuje się najczęściej z asfaltu lanego MA i mastyksu grysowego SMA. Asfalt lany MA jest to mieszanka mineralno-asfaltowa o bardzo małej zawartości wolnych przestrzeni, w której objętość wypełniacza i lepiszcza jest większa niż objętość wolnych przestrzeni w kruszywie. Mieszanka SMA jest to mieszanka mineralno-asfaltowa składająca się z grubego kruszywa o nieciąglym uziarnieniu związanego zaprawą mastyksową [119].

Ze względu na obciążenia występujące na obiekcie mostowym preferowane są mieszanki mineralno-asfaltowe o dużej zawartości mastyksu i strukturze zamkniętej, w szczególności mieszanki asfaltu lanego i SMA, zarówno do warstwy ochronnej, jak i ścieralnej. Przykładowe układy warstw nawierzchni mostowych mogą być następujące:

- warstwa ochronna z asfaltu lanego MA, warstwa ścieralna z mastyksu grysowego SMA,
- warstwa ochronna i warstwa ścieralna z mastyksu grysowego SMA,
- warstwa ochronna i warstwa ścieralna z asfaltu lanego MA [139].

Według [119] warstwa ochronna na obiektach mostowych powinna być układana z asfaltu lanego MA, a warstwa ścieralna z asfaltu lanego MA lub mieszanki SMA. Dopuszcza się warstwę ścieralną z betonu asfaltowego AC, jeżeli nawierzchnia dojazdów jest wykonana z tego materiału.

Warstwa ochronna powinna być dostosowana do rodzaju nawierzchni i sposobu jej układania. Na izolacjach jednowarstwowych najlepiej układać warstwy ochronne z asfaltu lanego modyfikowanego.

Warstwa ochronna powinna:

- być odporna na środki chemiczne związane z eksploatacją i utrzymaniem dróg,
- składać się ze składników o zbliżonych współczynnikach rozszerzalności cieplnej do współczynników rozszerzalności cieplnej izolacji i nawierzchni,
- zapewniać dobre połączenie z izolacją i nawierzchnią oraz mieć wytrzymałość na odrywanie od izolacji nie mniejszą niż przewidziano dla warstw izolacyjnych od podłoża,
- być odporna na wysokie temperatury i uszkodzenia mechaniczne przy układaniu warstw nawierzchni.

Warstwa ochronna spełnia jednocześnie dolną warstwę nawierzchni.

Warstwa ścieralna jest to górna warstwa nawierzchni będąca w bezpośrednim kontakcie z kołami pojazdu [119].



5.9. NAWIERZCHNIA CHODNIKA

Nawierzchnia chodników powinna być przewidziana jako jednowarstwowa, z wyjątkiem przypadków, gdy pomost w obrębie chodników nie jest zabezpieczony izolacją wodoszczelną lub gdy nawierzchnia stanowi warstwę izolacyjną chodnika [5]. Nawierzchnie chodników mogą być wykonywane jako bitumiczne lub tzw. izolacionawierzchnie.

Obecnie najczęściej stosowanym rozwiązaniem nawierzchni chodników są tzw. izolacionawierzchnie. Są to powłoki o grubości od 3 do 12 mm układane na chodnikach mostowych (również na jezdniach). Pełnią jednocześnie funkcję izolacji i nawierzchni. Izolacionawierzchnie są wykonywane ze spoiwa epoksydowego, epoksydowo-poliuretanowego, metakrylanowego lub cementowo-poliuretanowego oraz wypełniacza kruszywowego.

Podstawowe wymagania stawiane izolacionawierzchni to:

- wodoszczelność,
- dobra przyczepność do podłoża,
- mrozoodporność,
- odporność na ścieranie,
- szorstkość,
- odporność na oddziaływanie środowiska,
- odporność na środki odładzające,
- trwałość [139].

6 Potencjalne uszkodzenia drogowych obiektów mostowych

6.1. PRZEPUSTY

Do typowych uszkodzeń betonowych elementów konstrukcji przepustów zalicza się [134]-[136]:

- ubytki betonu,
- rysy i pęknięcia,
- przecieki i zacieki,
- korozję betonu,
- korozję zbrojenia,
- nadmierne przemieszczenia i ugięcia,
- zanieczyszczenia i wegetację roślin,
- uszkodzenia lub braki łączników w przypadku przepustów wykonanych z elementów prefabrykowanych,
- przemieszczenia prefabrykowanych elementów przepustu względem siebie.

W przypadku przepustów monolitycznych wymienione uszkodzenia mogą dotyczyć **plyty górnej/sklepienia, ścian obudowy, płyty dennej, głowic wlotowych i wylotowych**, a w przypadku przepustów wykonanych z **elementów prefabrykowanych** również zastosowanych w obiekcie prefabrykatów betonowych (Rys. 6-1).

W przepustach betonowych mogą wystąpić uszkodzenia charakterystyczne dla betonu i zbrojenia, takie jak: **ubytki betonu, rysy, przecieki i zacieki, korozja betonu, korozja zbrojenia**. Przyczyny ich występowania oraz zagrożenia, jakie mogą spowodować dla obiektu, opisano szczegółowo w punkcie 6.2.

Nadmierne przemieszczenia i ugięcia mogą świadczyć o problemach związanych z posadowieniem obiektu. Są możliwe do wykrycia pod warunkiem przeprowadzania regularnych przeglądów (okresowych kontroli) obiektów. W każdym przypadku należy wziąć pod uwagę wielkość przemieszczenia/ugięcia w stosunku do położenia pierwotnego (projektowego).

Zanieczyszczenia i wegetacja roślin są wynikiem zaniedbania prac utrzymaniowych na obiekcie. Powodują nie tylko pogorszenie estetyki obiektu, ale także jego trwałości. Wilgoć towarzysząca zanieczyszczeniom i wegetacji roślin sprzyja rozwojowi degradacji materiału konstrukcji (korozja betonu i korozja zbrojenia). Ponadto w sąsiedztwie roślin obecny jest agresywny w stosunku do betonu i zbrojenia kwas humusowy oraz możliwe jest rozsadzanie betonu przez korzenie roślin.

Uszkodzenia lub braki łączników w przypadku przepustów wykonanych z elementów prefabrykowanych mogą istotnie wpływać na stan tych konstrukcji. Potencjalne zagrożenie zależy od liczby uszkodzonych połączeń i wpływu tych uszkodzeń na trwałość oraz nośność przepustu. W przypadku gdy uszkodzenia/osłabienia połączeń spowodowały zmianę geometrii przepustu, należy wykonać jego ekspertyzę.

Przemieszczenia prefabrykowanych elementów przepustu względem siebie są na ogół spowodowane błędami fundamentowania popełnionymi na etapie budowy obiektu. W przypadku znacznych przemieszczeń ograniczają światło przepustu, wówczas niezbędne jest wykonanie ekspertyzy obiektu.



Rys. 6-1. Wybrane typowe uszkodzenia przepustów: a) ubytki betonu w rurowych prefabrykowanych elementach przepustu, b) przemieszczenia prefabrykowanych elementów przepustu, c) zacieki i wykwyty na głowicy wlotowej przepustu, d) wegetacja (mech) na gzymsie przepustu

Ponadto w otoczeniu przepustu mogą wystąpić:

- ubytki, braki, erozja materiału podłoża,
- osunięcie mas ziemnych,
- zanieczyszczenia,
- wegetacja roślin.

Ubytki, braki i erozja materiału (gruntu) w otoczeniu przepustu pogarszają jego estetykę, a w przy bardziej rozległych uszkodzeniach także zagrażają jego trwałości i bezpieczeństwu. Nieprawidłowo ukształtowany teren przed wlotem i wylotem przepustu wynikający z błędów popełnionych w czasie budowy lub oddziaływania środowiska może w przypadku przepustu z ciekim wodnym utrudniać swobodny przepływ wody. Utrudniony na ogół jest też dostęp służb utrzymaniowych do obiektu.

Osunięcie mas ziemnych (duże osuwisko lub rozmycie) oprócz wymienionych utrudnień może zagrażać stateczności skarp, dojazdów, a nawet konstrukcji głowicy lub całego przepustu.

Zanieczyszczenia występujące w otoczeniu przepustu mogą utrudniać przepływ wody lub być przyczyną pożaru. W każdym przypadku może to stanowić zagrożenie dla konstrukcji przepustu.

Wegetacja roślin w otoczeniu przepustu stanowi uszkodzenie wtedy, kiedy ma niekorzystny wpływ na estetykę lub trwałość/stateczność elementu. Bujna roślinność (drzewa, krzewy) może powodować zagrożenie trwałości, utrudniać przepływ wody. Jednak odpowiednio utrzymana roślinność podnosi estetykę otoczenia i konsoliduje grunt nasypów oraz skarp.

Istotne znaczenie dla stanu technicznego przepustu mają ewentualne uszkodzenia jego elementów **wyposażenia**, m.in. takie jak:

- ubytki, rysy, deformacje nawierzchni jezdni i chodników nad przepustem,
- korozja, ubytki materiału, deformacje i przemieszczenia balustrad i barier ochronnych nad przepustem,
- ubytki materiału, korozja, rysy belek podporęczowych i gzymsów przepustu,
- uszkodzenia materiałowe i nieskuteczność urządzeń odwadniających,
- nieszczelności izolacji.

Ubytki, rysy, deformacje nawierzchni jezdni i chodników nad przepustem są uszkodzeniami, które przede wszystkim zagrażają bezpieczeństwu użytkowników przepustu. W przypadku deformacji nawierzchni jezdni oprócz zmniejszenia bezpieczeństwa i komfortu przejazdu występują również zwiększone oddziaływania dynamiczne na obiekt ograniczające jego trwałość.

Balustrady i bariery ochronne zapewniają bezpieczeństwo użytkowników przepustu. Uszkodzenia, takie jak **korozja, ubytki materiału, deformacje i przemieszczenia balustrad i barier ochronnych nad przepustem**, zmniejszają bezpieczeństwo i powinny być zidentyfikowane w ramach okresowych przeglądów i bezzwłocznie usunięte. Podjęte działania powinny być adekwatne do ustalonego stopnia zagrożenia bezpieczeństwa użytkowników.

Ubytki materiału, korozja, zniszczenie powłok ochronnych, rysy belek podporęczowych i gzymsów przepustu są uszkodzeniami, które pogarszają estetykę obiektu oraz obniżają jego trwałość. Dla zapewnienia odpowiedniego okresu użytkowania obiektu powinny być w miarę możliwości jak najszybciej naprawione.

Uszkodzenia materiałowe i nieskuteczność urządzeń odwadniających przede wszystkim wpływają na trwałość obiektu. Woda jest jednym z najważniejszych czynników generujących uszkodzenia materiału konstrukcji i jego otoczenia, dlatego bardzo ważne jest jej skuteczne odprowadzenie. Zapewnia to system składający się z urządzeń odwadniających będących w dobrym stanie technicznym i drożnych oraz odpowiednio ukształtowanych spadków nawierzchni umożliwiających odprowadzenie wody.

Nieszczelności izolacji można stwierdzić w sposób pośredni. Izolacja jest zakrytym elementem wyposażenia i o jej nieskuteczności świadczą przecieki widoczne na elementach konstrukcji obiektu. Uszkodzenia izolacji powinny być niezwłocznie usunięte, ponieważ prowadzą do znacznego ograniczenia trwałości obiektu.

6.2. PRZĘŚLA BETONOWE MONOLITYCZNE

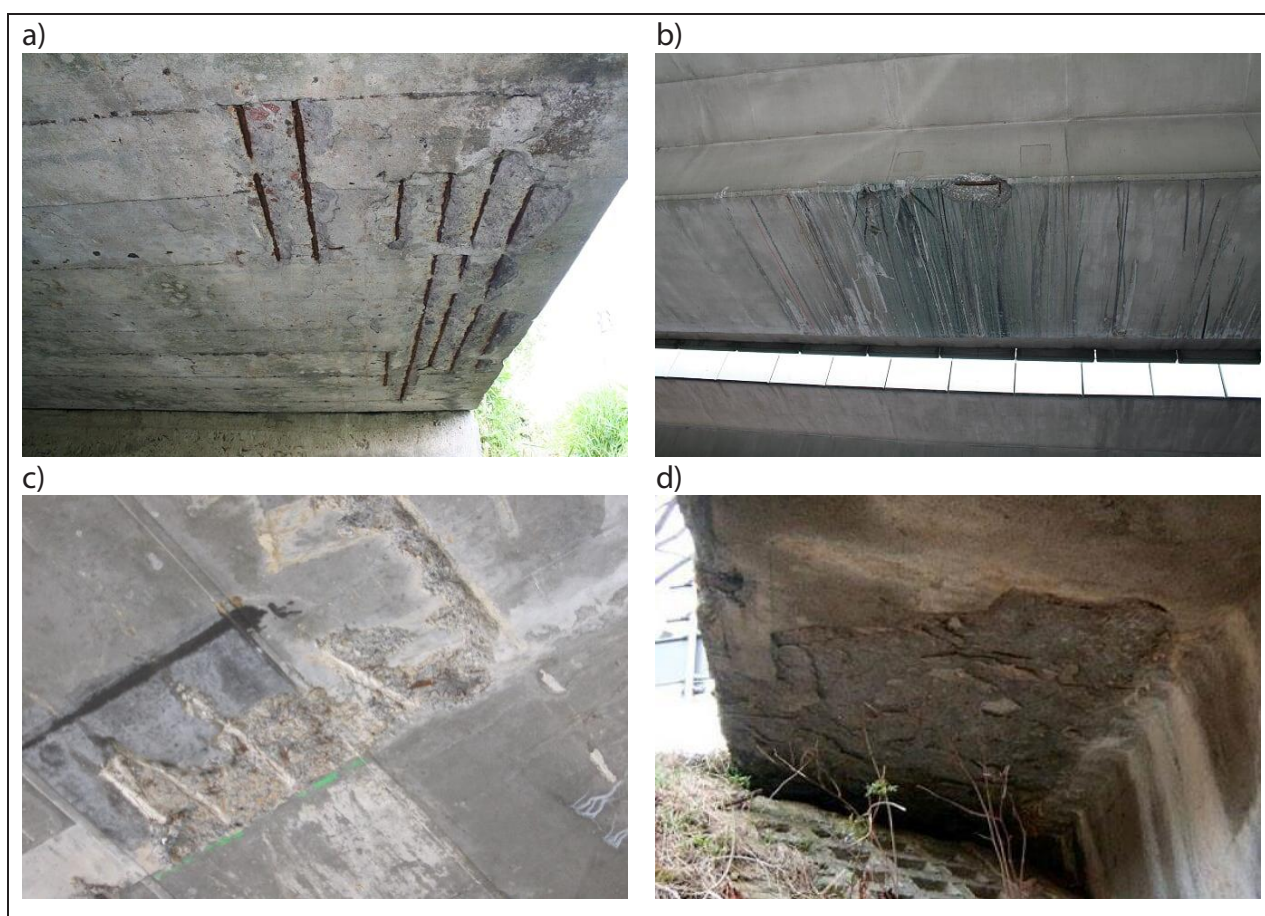
Do typowych uszkodzeń przęseł betonowych monolitycznych zalicza się [134]-[136]:

- ubytki betonu,
- rysy w elementach żelbetowych i sprężonych,
- nadmierne ugięcia,
- przecieki i zacieki,
- korozję betonu,
- korozję zbrojenia,
- korozję i inne uszkodzenia cięgien sprężających i zakotwień w elementach sprężonych,
- uszkodzenia dewiatorów w elementach sprężonych,

- zanieczyszczenia i wegetację roślin.

Wymienione uszkodzenia mogą dotyczyć w przypadku przęseł monolitycznych **plyty pomostu, dźwigarów i elementów stężających**.

Ubytki betonu (odpryski) to uszkodzenia polegające na nieregularnych, owalnych lub kołowych zagłębieniach, często odsłaniających pręty zbrojeniowe. W przęsłach betonowych mogą być powodowane przez: pęcznienie stali zbrojeniowej lub składników betonu wskutek korozji, zamarzanie wody w rysach i porach betonu, pęcznienie przypowierzchniowe betonu zawierającego kruszywo reaktywne albo uderzenia przez pojazdy w konstrukcję. Korodująca stal zwiększa ponad dwukrotnie objętość, wywierając na otaczający ją beton naciski poprzeczne dochodzące do 13 MPa. W odsłoniętej wskutek ubytków stali zbrojeniowej nasilają się procesy korozyjne, a to z kolei powoduje dalsze odpryski betonu. Znaczne odpryski doprowadzają do zmniejszenia przekroju, co w najbardziej wyężonych przekrojach przęsła zagraża jego bezpieczeństwu (Rys. 6-2).



Rys. 6-2. Ubytki betonu monolitycznego przęsła betonowego spowodowane: a) korozją stali zbrojeniowej, b) uderzeniem pojazdu w przęsło, c) nieodpowiednim zagęszczeniem betonu, d) degradacją betonu wskutek długotrwałej penetracji wody

Rysy w monolitycznych przęsłach betonowych na ogół są spowodowane różnymi przyczynami. Mogą to być tzw. przyczyny fizyczne (pęcznienie, zsychnienie i skurcz młodego betonu, zmiany termiczne, agresja chemiczna) lub wytrzymałościowe (spowodowane przez obciążenie stałe i ruchome, przeciążenie konstrukcji, błędy projektowe i wykonawcze, osiadania podpór, uderzenie przez pojazd, drgania i wstrząsy). Już w czasie wiązania betonu pojawiają się rysy, które są wynikiem naturalnego zjawiska, jakim jest jego skurcz. Liczba i wielkość tych rys jest tym większa, im szybciej następuje wydzielanie wilgoci z masy betonowej. Stąd wynika konieczność właściwej pielęgnacji młodego betonu. Rysy na

powierzchni są nieregularne i rozmieszczone przypadkowo. Niektóre z nich stają się początkiem rys wywołanych obciążeniami, tzn. ciężarem stałym mostu i pojazdów [136].

Powodem zarysowań bywają duże różnice temperatury w elementach konstrukcji wywołujące nierównomierne odkształcenia termiczne. Zjawisko to ma szczególnie niekorzystne następstwa w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych. Wpływ nagrzania nawierzchni sięga 1–1,2 m w głąb konstrukcji. Znany jest przypadek pojawienia się rys w wiadukcie betonowym po zainstalowaniu wzdłuż jego balustrad ekranu dźwiękochłonnego. W cieniu ekranu zalegał śnieg, gdy pozostała część pomostu była wystawiona na działanie słońca.

Rysy w przęsłach żelbetonowych belkowych spowodowane obciążeniami mają na ogół charakterystyczny kształt. Największe rozwarście rysy występuje w około 1/3 wysokości belki.

Ocena stopnia zmniejszenia nośności mostu w wyniku zarysowania jest zagadnieniem trudnym. Zagrożenie bezpieczeństwa mostu może istnieć bez wystąpienia w nim zarysowania. Rysy mogą być wywołane skurczem betonu lub zjawiskami termicznymi i nie muszą mieć wpływu na nośność mostu. Rysy mogą być spowodowane przeciążeniem konstrukcji i wskazywać na konieczność ograniczenia lub zamknięcia ruchu na obiekcie mostowym. Powstanie rys w elemencie betonowym nie zawsze świadczy o przeciążeniu konstrukcji i nie oznacza osłabienia jej w takim stopniu, jak jest to w materiale jednorodnym, ale może być przejściem z jednego stanu do innego. Ogólnie można przyjąć, że rysy o rozwarości do 0,3 mm niezależnie od usytuowania są dopuszczalne. Natomiast rysy o rozwarości przekraczającej 0,3 mm, nawet gdy nie zagrażają bezpośrednio nośności mostu, powinny być eliminowane, ponieważ ułatwiają korozję materiału konstrukcji. Można przyjąć, że zagrożenie bezpieczeństwa przęseł betonowych (żelbetonowych) stanowią rysy o maksymalnym rozwarciu powyżej 1,0 mm (Rys. 6-3).



Rys. 6-3. Rysy w monolitycznym przęśle betonowym; w miejscu zarysowania występują przecieki i w ich efekcie wykwyty na powierzchni betonu

Odrębny problem stanowią rysy w mostach sprężonych. Pojawienie się zarysowania świadczy o zbliżaniu się konstrukcji do stanu krytycznego – wskazuje na ogół na niewystarczającą siłę sprężającą. Przyczyną tego stanu może być: źle wykonane sprężenie, nieskuteczność zakotwienia cięgien sprężających wskutek poślizgu ich w zakotwieniach lub uszkodzenia zakotwień przez korozję, zła jakość betonu, przekazanie siły sprężającej na niewystarczająco stwardniały beton, który nie osiągnął jeszcze wymaganej wytrzymałości.

W każdym przypadku pojawienia się rys w przęsłach sprężonych (o ile nie zostały one dopuszczone na etapie projektowania) lub rys o rozwartości przekraczającej 0,3 mm w przęsłach żelbetowych konieczna jest szczegółowa analiza pracy konstrukcji (np. w ramach ekspertyzy).

Nadmierne ugięcia mogą świadczyć o nieprawidłowości pracy przęsła (lub podpór/fundamentów mostu). Ugięcia można ocenić na podstawie obserwacji wzrokowej dźwigarów, gzymsów i balustrad. Należy sprawdzić położenie dźwigarów w środku rozpiętości przęsła w stosunku do położenia pierwotnego (w chwili oddania obiektu do eksploatacji) lub do położenia w czasie ostatnich pomiarów (np. pomiarów niwelacyjnych w ramach przeglądu szczegółowego). Jeżeli istnieje podejrzenie, że położenie środka przęsła się zmieniło, należy zlecić ekspertyzę.

Szczególnie istotna jest kontrola ugięć w przęsłach sprężonych. Regularne pomiary dostarczają miarodajnej informacji o stanie przęsła. Systematyczny przyrost ugięć w przęsłach z betonu sprężonego jest efektem zjawisk reologicznych w materiałach konstrukcyjnych i jako taki może być uznany za zjawisko normalne. Nagły przyrost ugięcia w takich przęsłach może natomiast świadczyć o problemach ze sprężeniem (uszkodzenia cięgien i/lub zakotwień).

Przecieki i zacieki są efektem nieprawidłowo wykonanej lub uszkodzonej izolacji przęsła albo nieprawidłowo zamontowanych urządzeń odwadniających lub dylatacyjnych; wtedy występują one na połączeniu tych elementów wyposażenia z betonowym pomostem. Przeciekiem sprzyjają również nieodpowiednio ukształtowane spadki powodujące penetrację wody do elementów przęsła, a nie jej jak najszybsze odprowadzenie.

W betonowych przęsłach obiektów mostowych najczęściej występują następujące rodzaje **korozji betonu**:

- **ługująca**, w przypadku której następuje wymywanie z betonu głównie ze związków wapnia, a także innych rozpuszczalnych składników; jej objawem zewnętrznym są wycieki, wykwyty i stalaktyty; ten rodzaj korozji wywołuje woda miękka (opadowa i pochodząca z topniejącego śniegu); przy wymyciu 15 – 30% tlenku wapnia z betonu jego wytrzymałość może zmniejszyć się nawet o około 40 – 50%;
- **polegająca na wymianie jonowej między związkami wapnia zawartymi w zhydratyzowanym spoiwie cementowym a działającymi na niego czynnikami agresywnymi**, np. niektórymi solami nieorganicznymi, chlorkami, węglanowymi, wodorotlenkami alkalicznymi, siarkowodorem oraz olejami i tłuszczami organicznymi; w rezultacie w betonie powstają nowe związki chemiczne o małej wytrzymałości, bez cech spoiwa; związki te są przeważnie słabo rozpuszczalne;
- **rozsadzająca beton**; ten rodzaj korozji pojawia się w następstwie zamarzania wody w porach betonu oraz krystalizowania w nich słabo rozpuszczalnych soli, które przy tym pęcznieją, powodując odpryski, złuszczenia i zarysowania betonu, co z czasem doprowadza do jego rozpadu.

Przyczyną korozji rozsadzającej beton może być również zastosowanie do budowy obiektu reaktywnych kruszyw. Deficyt dobrych kruszyw naturalnych powoduje, że coraz częściej do produkcji betonów mostowych wykorzystywane są kruszywa gorszej jakości podatne na reakcję alkaliczno-krzemionkową. Należą do nich wapień, dolomity, piaskowce oraz kruszywa zawierające krzemionkę bezpostaciową oraz o zaburzonej budowie krystalicznej.

Zaobserwowano trzy formy reakcji alkaliczno-krzemionkowej: alkalia-krzemionka, alkalia-węglany, alkalia-krzemiany.

W pierwszym przypadku krzemionka tworzy z alkalią żel uwodnionego krzemianu alkaliów, który może wchłaniać nieograniczoną ilość wody i w konsekwencji zwiększać swoją objętość prawie nieograniczenie. Pęcznienie produktów reakcji powoduje pękanie

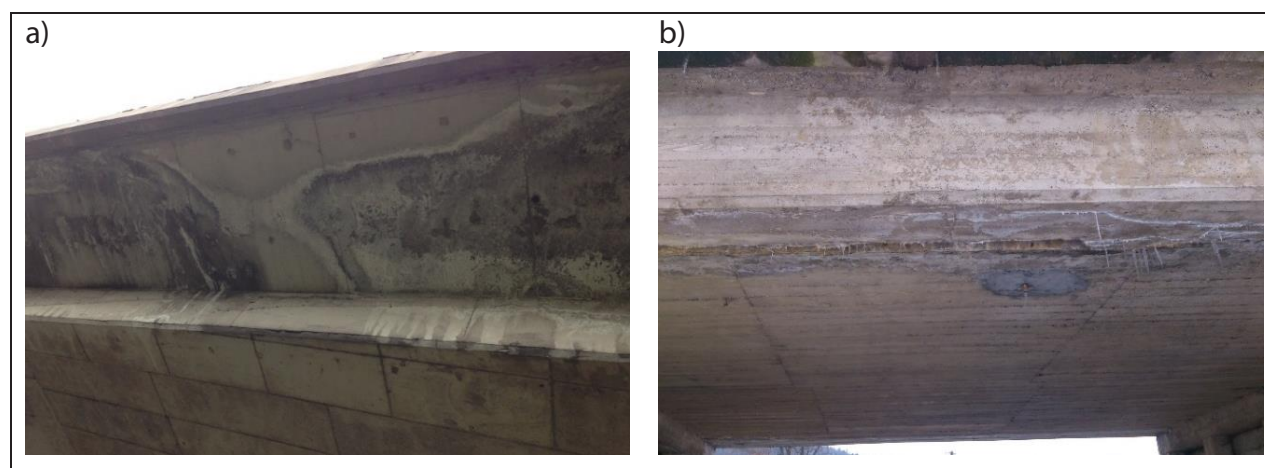
otaczającego zaczynu. Reakcja przebiega szczególnie intensywnie w temperaturze 10-38 °C oraz w zmiennych warunkach nawilżania i wysychania. Dodatek pyłu krzemionkowego powoduje zatrzymanie reakcji.

W reakcji między alkaliom a węglanami dominującą rolę odgrywa dolomit. Łączy się z alkaliom zawartymi w cemencie. W wyniku reakcji powstają związki absorbujące wodę. Równocześnie następuje regeneracja alkaliom.

Niebezpieczeństwo reakcji alkaliczno-krzemionkowej można ograniczyć przez stosowanie cementom o małej zawartości alkaliom. Miarą zawartości alkaliom w cemencie jest równoważnik Na_2O ($\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{K}_2\text{O}$). Cement można uznać za niskoalkaliczny, jeżeli zawiera poniżej 0,6% wagowo równoważnika Na_2O .

W betonie suchym przechowywanym w niskiej temperaturze efekty reakcji mogą się ujawnić po kilkunastu lub kilkudziesięciu latach.

W praktyce korozja ługująca i rozsadzająca beton oraz wywołująca utratę cech wiążących przez spoiwo zwykle występuje jednocześnie z takim samym lub różnym nasileniem (Rys. 6-4).



Rys. 6-4. Przecieki w betonowym prześle monolitycznym; a) powodujące rozwój korozji ługującej betonu, b) sprzyjające również rozwojowi korozji zbrojenia

Korozja zbrojenia zachodzi na ogół pod wpływem innych czynników niż korozja betonu, dlatego może on je chronić. Skuteczność zabezpieczenia zbrojenia przez beton, a więc trwałość żelbetu zależy od grubości otuliny, jej szczelności oraz alkaliczności odczynu w porach betonu.

Otulina może przestać chronić zbrojenie w wyniku zarysowań, karbonatyzacji betonu i zachodzących w nim zmian korozyjnych. Karbonatyzacja jest naturalnym procesem zachodzącym w betonie. Wodorotlenek wapniowy stanowiący jego spoiwo reaguje z dwutlenkiem węgla zawartym w powietrzu. W rezultacie powstaje obojętny węglan wapniowy i następuje znaczne zmniejszenie pH betonu. Beton skarbonatyzowany nie chroni stali przed korozją.

Zabezpieczenie zbrojenia przed korozją betonem wynika nie tylko z niedopuszczenia przez otulinę tlenu, ale także z powstawania na zbrojeniu, w alkalicznym środowisku betonu o pH większym niż 9 powłoki z wodorotlenku żelazowego (zjawisko pasywacji stali). Powłoka chroni zbrojenie przed agresywnymi czynnikami chemicznymi. Jeżeli zasadowość otoczenia zbrojenia nie zmniejsza się, to po uszkodzeniu powłoki następuje jej odtworzenie. Niszcząco na powłokę wpływają chlorki, w tym pochodzące z soli używanej do zwalczania śliskości nawierzchni, które zmieniają wodorotlenek żelazowy na chlorek żelazowy, niechroniący zbrojenia przed korozją. W praktyce utrzymania obiektom mostowych chlorki są szczególnie

groźnym czynnikiem agresywnym, zarówno ze względu na powszechność ich występowania wskutek zimowego solenia nawierzchni, jak i wielkość szkodliwych działań.

W mostach z liniami tramwajowymi przyczyną korozji zbrojenia w betonie mogą być prądy błędzące, czyli prądy stałe przepływające poza siecią trakcyjną i szynami.

Zaawansowana korozja zbrojenia jest niebezpieczna dla trwałości obiektu i ogranicza jego przydatność użytkową. Ubytek przekroju o około 10% w przekrojach szczególnie wyężonych jest sygnałem do sporządzenia dokładniejszej analizy pracy obiektu w zmienionych warunkach.

Korozja i inne uszkodzenia cięgien sprężających i zakotwień w przęsłach z betonu sprężonego jest groźnym uszkodzeniem, istotnie wpływającym na trwałość i bezpieczeństwo przęsła. Objawy korozji cięgien sprężających są możliwe relatywnie późno do wykrycia w czasie wizualnej oceny stanu obiektu. Dopiero w przypadku zaawansowanej korozji możliwe jest pojawienie się rys na powierzchni betonu przebiegających wzdłuż trasy cięgien. Często wcześniejszym symptomem może być np. przyrost ugięć. Podobna sytuacja może wystąpić w przypadku innych uszkodzeń cięgien, np. ich zerwania. Obserwacja stanu zakotwień w przęsłach kablobetonowych jest na ogół utrudniona. Zalecane są więc rozwiązania projektowe uwzględniające możliwość dostępu do przeglądu zakotwień. Najczęściej występującym uszkodzeniem zakotwień jest ich korozja. W przypadku przęseł kablobetonowych, w których siła sprężająca jest przekazywana na beton przez zakotwienie takie uszkodzenie zagraża bezpieczeństwu konstrukcji. W tym przypadku równie istotny jest dobry stan betonu w sąsiedztwie zakotwienia.

Uszkodzenia dewiatorów w elementach sprężonych zagrażają zapewnieniu odpowiedniej trasy ciągną sprężającego. Uszkodzeniami tymi mogą być ubytki, rysy i spękania betonu.

Zanieczyszczenia i wegetacja roślin są wynikiem zaniedbania prac utrzymaniowych na obiekcie. W szczególności dotyczy to usuwania zanieczyszczeń i roślinności z obiektu, które skumulowane na obiekcie utrzymują wilgoć sprzyjającą rozwojowi procesów degradacji materiału konstrukcji. W sąsiedztwie roślin obecny jest, agresywny w stosunku do betonu i zbrojenia, kwas humusowy oraz możliwe jest rozsadzanie betonu przez korzenie. Powoduje to obniżenie estetyki obiektu, ale także jego trwałości. Zanieczyszczenia (np. graffiti) na powierzchni przęsła mogą utrudniać wykonywanie przeglądów obiektu, w szczególności obserwację rys.

Podsumowując, w monolitycznych przęsłach betonowych mogą wystąpić następujące uszkodzenia:

- w wiaduktach nad drogami – odpryski betonu i rysy powstałe wskutek uderzenia przez pojazd o wymiarach ponadnormatywnych lub z ładunkiem przekraczającym skrajnię,
- w przęsłach o przekroju skrzynkowym – zarysowania spodu płyty górnej i dolnej oraz zewnętrznych powierzchni środników, ubytki korozyjne i uszkodzenia mechaniczne,
- w dolnych płytach pod przeponami stężającymi poprzecznie dźwigary skrzynkowe: wskutek znacznego zagęszczenia zbrojenia, które utrudnia dopływ masy betonowej często powstają kawerny (miejsca niedowibrowania betonu),
- wewnątrz przekrojów zamkniętych (skrzynkowych) może gromadzić się woda przeciekająca przez płytę górną – woda, zwłaszcza ta zawierająca chlorki, powoduje niewidoczne początkowo uszkodzenia, które ujawniają się dopiero przy dużym ich zaawansowaniu,
- nadmierne ugięcia i wibracje dźwigarów w czasie przejazdu przez most ciężkich pojazdów,

- rysy w sąsiedztwie podparcia dźwigarów i w pobliżu środka rozpiętości (miejsca koncentracji naprężeń),
- korozja betonu i zbrojenia ze szczególną intensywnością w miejscach zacieków wody – w pomostach z uszkodzoną izolacją, w belkach podporęczowych, przy dylatacjach, wokół źle wykonanych lub/i utrzymywanych urządzeń odprowadzających wodę z pomostu oraz w skrajnych częściach dźwigarów narażonych na opady atmosferyczne, zwłaszcza przy dolnych zewnętrznych krawędziach tych dźwigarów,
- w częściach przypodporowych przęseł mogą występować zacieki wody przez nieszczelności dylatacji i w konsekwencji korozja betonu i zbrojenia, odpryski i wyługowania,
- w strefach zbrojenia głównego mogą powstawać odpryski betonu, w tym odsłaniające korodujące pręty zbrojeniowe,
- statystyka wykazuje, że powodem około 40% przypadków obniżenia nośności przęseł żelbetowych i sprężonych są zbyt wąskie prześwity między prętami zbrojenia, między nimi i szalunkiem przy spustach wody z pomostu itp.; mieszanka betonowa zawieszona się w tych miejscach i w konstrukcji powstają kawerny; zdarzają się przypadki wypchnięcia prętów zbrojenia (ciągów) do powierzchni konstrukcji, które korodują i rozsadzają beton (Rys. 6-5),



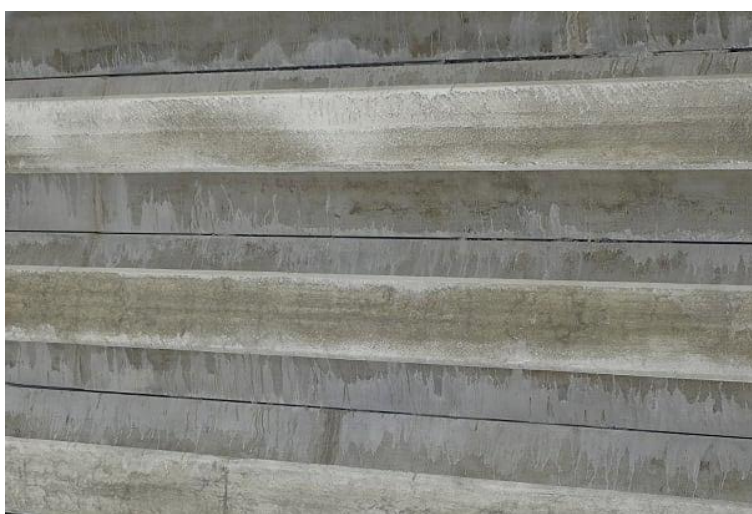
Rys. 6-5. Ubytki betonu, odsłonięte zbrojenie i kable sprężające spowodowane błędami wykonawczymi

- następstwem niewłaściwego wykonawstwa płyt pomostu są tzw. „worki” wodne długości kilku, kilkunastu centymetrów, powstające pod prętami zbrojenia przy nadmiernym wibrowaniu masy betonowej; zawsze nad takim miejscem pojawiają się na powierzchni płyty lokalne zagłębienia, a czasem także pęknięcia równoległe do zbrojenia,
- w dźwigarach z betonu sprężonego mogą wystąpić objawy zmniejszenia siły sprężającej – uwidacznia się to wystąpieniem zarysowań dźwigarów w obszarach największych momentów zginających oraz wzrostem ugięcia konstrukcji przęsła,
- korozja ciągów sprężających; świadczą o niej rdzawe plamy na betonie wzdłuż trasy ciągów,
- w strefach zakotwienia ciągów przy końcach dźwigarów kablobetonowych, które są w obszarze silnego zagrożenia korozyjnego, gdyż znajdują się w sąsiedztwie dylatacji, często nieszczelnych, przez które spływa woda z jezdni zawierająca agresywne domieszki można zaobserwować korozję zakotwień; przez zakotwienie woda może

- penetrować kanałami kablowymi w głąb konstrukcji; zaawansowana korozja zakotwień grozi poślizgiem w nich cięgien i zmniejszeniem siły sprężającej konstrukcję,
- rysy pionowe w dolnej części dźwigarów sprężonych nad podporami pośrednimi świadczące o zbyt dużym promieniu krzywizny trasy kabla w tym miejscu,
- zarysowania wzdłuż kabli i rysy poziome równoległe do cięgien ponad ich strefą, które mogą być spowodowane m.in. zamrażaniem wody w kanałach kablowych źle wypełnionych zaczynem iniekcyjnym,
- przy poprzecznicach i przeponach stężających dźwigary sprężone mogą wystąpić spękania oraz odpryski betonu; te uszkodzenia mogą być spowodowane wzrostem wygięcia dźwigarów w górę wskutek pełzania betonu pod długotrwałym działaniem siły sprężającej.

6.3. PRZĘŚLA BETONOWE PREFABRYKOWANE

W betonowych przęsłach prefabrykowanych występują uszkodzenia typowe dla betonu opisane w rozdziale dotyczącym przęseł betonowych monolitycznych, takie jak ubytki betonu, rysy w elementach żelbetowych i sprężonych, nadmierne ugięcia, przecieki i zacieki, korozja betonu i zbrojenia, korozja i inne uszkodzenia cięgien sprężających i zakotwień w elementach sprężonych, zanieczyszczenia i wegetacja roślin oraz charakterystyczne dla przęseł wykonanych z zastosowaniem belek prefabrykowanych. Uszkodzenia w przęsłach betonowych prefabrykowanych występują w belkach prefabrykowanych oraz monolitycznej płycie w przypadku zastosowania belek typu „T” i nadbetonie w przypadku zastosowania belek typu „odwrócone T” (Rys. 6-6).



Rys. 6-6. Zacieki na powierzchni belek prefabrykowanych typu „T” powstałe na etapie produkcji

Ubytki betonu w przęsłach prefabrykowanych mogą występować w prefabrykacjach w budowywanych w przęsła. Ubytki (odpryski) mogą powstawać w czasie transportu i montażu belek. Należy unikać montowania belek z rozległymi ubytkami, a w przypadku mniejszych uzupełniać je zaprawami naprawczymi na etapie budowy, aby nie doprowadzić do propagacji uszkodzenia.

Rysy mogą wystąpić w belkach prefabrykowanych oraz w monolitycznej płycie wykonywanej na budowie. Ocena przyczyn i zagrożeń wynikających z zarysowania powinna przebiegać tak jak w przypadku przęseł monolitycznych z uwzględnieniem rodzaju materiału (żelbet, beton sprężony).

Ocena przyczyn i zagrożeń wynikających z **nadmiernych ugięć** jest analogiczna do przęseł monolitycznych odpowiednio dla żelbetu i betonu sprężonego. W przypadku przęseł betonowych prefabrykowanych możliwe jest wystąpienie nierównomiernych ugięć poszczególnych belek prefabrykowanych (tzw. „klawiszowanie” belek). Jednak w przęsłach wykonanych z zastosowaniem belek typu „T” i „odwrócone T” jest to uszkodzenie rzadko występujące ze względu na zbrojoną płytę (nadbeton) zapewniającą odpowiednie stężenie w kierunku poprzecznym.

W przypadku przęseł betonowych prefabrykowanych **przecieki i zacieki** występują głównie na stykach belek prefabrykowanych (Rys. 6-7). Występowanie takich uszkodzeń świadczy o uszkodzeniu izolacji pomostu i penetracji wody w głąb betonu monolitycznego. Woda zawiera chlorki pochodzące ze środków do zwalczania śliskości jezdni w okresie zimowym. Możliwy jest w takim przypadku rozwój **korozji ługującej betonu** oraz **korozji zbrojenia**. Zagrożenie wynika głównie z braku bezpośredniego dostępu do tego fragmentu konstrukcji przęsła i skontrolowania stanu technicznego betonu i zbrojenia. W przypadku stwierdzenia pierwszych symptomów przecieków należy bezzwłocznie wymienić izolację na przęśle.



Rys. 6-7. Przecieki na styku belek prefabrykowanych świadczące o uszkodzeniu izolacji pomostu; skutkiem przecieków jest degradacja materiału prefabrykatów

Ocena przyczyn i zagrożeń wynikających z **korozji i innych uszkodzeń cięgien sprężających i zakotwień w elementach sprężonych, uszkodzeń dewiatorów w elementach sprężonych oraz zanieczyszczeń i wegetacji roślin** jest analogiczna do przypadku przęseł betonowych monolitycznych.

6.4. PRZĘSŁA STALOWO-BETONOWE

W przęsłach stalowo-betonowych mogą wystąpić uszkodzenia w betonowej płycie pomostu oraz stalowych dźwigarach (Rys. 6-8).

W betonowej płycie pomostu występują uszkodzenia typowe dla betonu opisane w rozdziale dotyczącym przęseł betonowych monolitycznych (punkt 6.2) takie jak ubytki betonu, rysy, przecieki i zacieki, korozja betonu i zbrojenia (Rys. 6-9).



Rys. 6-8. Typowe uszkodzenia przęsła stalowo-betonowego; przecieki, wykwyty, ubytki betonu, korozja zbrojenia w płycie pomostu oraz uszkodzenia powłoki ochronnej i korozja stalowych dźwigarów i poprzecznic



Rys. 6-9. Zacieki na powierzchni wsporników podchodnikowych przęsła stalowo-betonowego

W belkach stalowych (dźwigarach) występują uszkodzenia, takie jak [128], [135], [136]:

- wady wytwórcze stali,
- wady połączeń spawanych,
- korozja stali,
- uszkodzenia mechaniczne,
- rysy i pęknięcia,
- uszkodzenia powłoki ochronnej.

Wady wytwórcze powstają w procesie produkcji stali w hucie i, o ile nie zostaną wykryte ani przez zakładową kontrolę jakości, ani przez odbiór inwestorski, element może być wbudowany w obiekt. Wady te są najczęściej niewidoczne gołym okiem i ujawniają się zazwyczaj dopiero po awarii elementu mostu. Przyczyną ich powstania jest niewłaściwa technologia wytwarzania stali, głównie procesu jej wytopu i walcowania. Wady te najczęściej występują w obiektach stalowych wybudowanych w Polsce w latach 70. Obecnie są spotykane coraz rzadziej.

Elementy belek stalowych współcześnie są najczęściej łączone za pomocą połączeń spawanych. Jest to rodzaj połączeń bardzo wrażliwych na wszelkie wady i uszkodzenia.

Powodują one bowiem powstawanie bardzo silnych karbów, które są szkodliwe dla konstrukcji. Pod względem lokalizacji **wady** spotykane **w połączeniach spawanych** można podzielić na wady zewnętrzne i wewnętrzne. Wady zewnętrzne są łatwiejsze do wykrycia, ale także mniej groźne. Wady wewnętrzne można wykryć jedynie z użyciem specjalistycznego sprzętu, a niewykryte czy nieusunięte odpowiednio wcześniej mogą doprowadzić do uszkodzenia lub awarii konstrukcji. Zagrożenie wadami spoin wynika z następujących przyczyn:

- wady powodują zmniejszenie przekroju spoiny i osłabienie całego połączenia,
- wady wewnętrzne powodują nieciągłość materiału, prowadząc do osłabienia złącza,
- wady zewnętrzne powodują wzrost naprężeń w konstrukcji wywołanych spawaniem,
- każda wada jest karbem, tj. miejscem dużej koncentracji naprężeń, gdzie powstają mikrorysy, rozwijające się w pęknięcia spoin oraz łączonych elementów,
- wady spoin obniżają znacznie wytrzymałość zmęczeniową połączenia, co skraca okres trwałości użytkowej mostu [128].

Korozja to proces niszczenia materiału, zwykle nierównomierny i długotrwały, wywołany losowym działaniem czynników chemicznych i/lub fizycznych. Budowle mostowe jako obiekty odkryte są narażone przede wszystkim na korozję wywołaną działaniem opadów atmosferycznych oraz wpływem zmiennych temperatur, w tym szczególnie mrozu i nasłonecznienia. Poza czynnikami występującymi w środowisku naturalnym korozję elementów mostu powodują także gazy i pyły zanieczyszczające powietrze w okręgach przemysłowych, dymy nad liniami kolejowymi o trakcji spalinowej, środki chemiczne do zwalczania śliskości zimowej na drogach, prądy błędzące czy zjawiska mechaniczne, takie jak tarcie, zmęczenie, erozja itp. Ponadto analiza przyczyn powstawania korozji w przęsłach mostowych wykazała, że znaczącym jej powodem są także niepoprawne rozwiązania odwodnienia oraz niedostateczna jakość wykonania mostów.

Uszkodzenia korozyjne powstają najczęściej w miejscach, w których utrzymuje się przez dłuższy czas wilgoć oraz zanieczyszczenia, i w których utrudniona jest konserwacja elementów konstrukcji. Na korozję szczególnie narażone są fragmenty konstrukcji położone w pobliżu nieszczelnych dylatacji, urządzeń odwadniających, miejsc mocowania latarni, obszary wokół otworów (studzienek) energetycznych i telekomunikacyjnych.

Korozja elementów stalowych znacznie obniża ich nośność. Zagrożenie nośności elementu wskutek korozji wynika z trzech zasadniczych powodów: korozja zmniejsza efektywne pole przekroju elementu; korozja może być czynnikiem inicjującym powstawanie pęknięć oraz być przyczyną deformacji i mechanicznych uszkodzeń elementów [128] (Rys. 6-10).

Uszkodzenia mechaniczne są zazwyczaj efektem uderzeń pojazdów przejeżdżających pod lub po moście. Mogą być skutkiem przekroczenia przez pojazd skrajni pod obiektem lub wynikiem uderzenia pojazdu w elementy konstrukcji w przypadku obiektów z jezdnią dolną. Natomiast deformacje plastyczne w mostach powstają zazwyczaj wskutek ich przeciążenia.

Spośród uszkodzeń belek stalowych najbardziej groźne są **rysy i pęknięcia**. Powodują one przerwanie ciągłości (rozerwanie) elementu, nagłe zmniejszenie przekroju oraz częściową lub całkowitą utratę jego nośności. Powstanie rys lub pęknięć w konstrukcji stalowej poprzedza bezpośrednio awarię elementu lub katastrofę całej konstrukcji. Rysy i pęknięcia w elementach stalowych mostu mogą powstawać i rozwijać się w ciągu całego okresu budowy i użytkowania mostu.



Rys. 6-10. Korozja stalowego dźwigara w przęśle o konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej

Większość wad i uszkodzeń materiałowych i technologicznych, jeżeli nie zostanie wykrytych podczas przeglądów, będzie się rozwijać w ciągu „życia” mostu w postaci rys zmęczeniowych. Mogą także pojawić się rysy i pęknięcia spowodowane przyczynami mechanicznymi i przeciążeniowymi. Rozwijać się będzie również proces zmęczenia materiału, powodując powstawanie kolejnych mikrorys, najczęściej w miejscach karbów konstrukcyjnych. Proces zmęczenia zwykle kończy się kruchym pęknięciem elementu konstrukcji.

Pęknięcia związane ze spawaniem powstają w obszarach spoin prostopadłych do kierunku obciążenia, np. zakończenia nakładek pasowych w blachownicach lub miejsca spawania pionowych żeber usztywniających środniki blachownic (zwłaszcza jeśli przyspawano żebra do pasa lub nie wykonano podcięć żeber). Pęknięcia powstają również w miejscach połączeń dźwigara głównego z poprzecznicami, jeśli te węzły zostały nieprawidłowo skonstruowane [128].

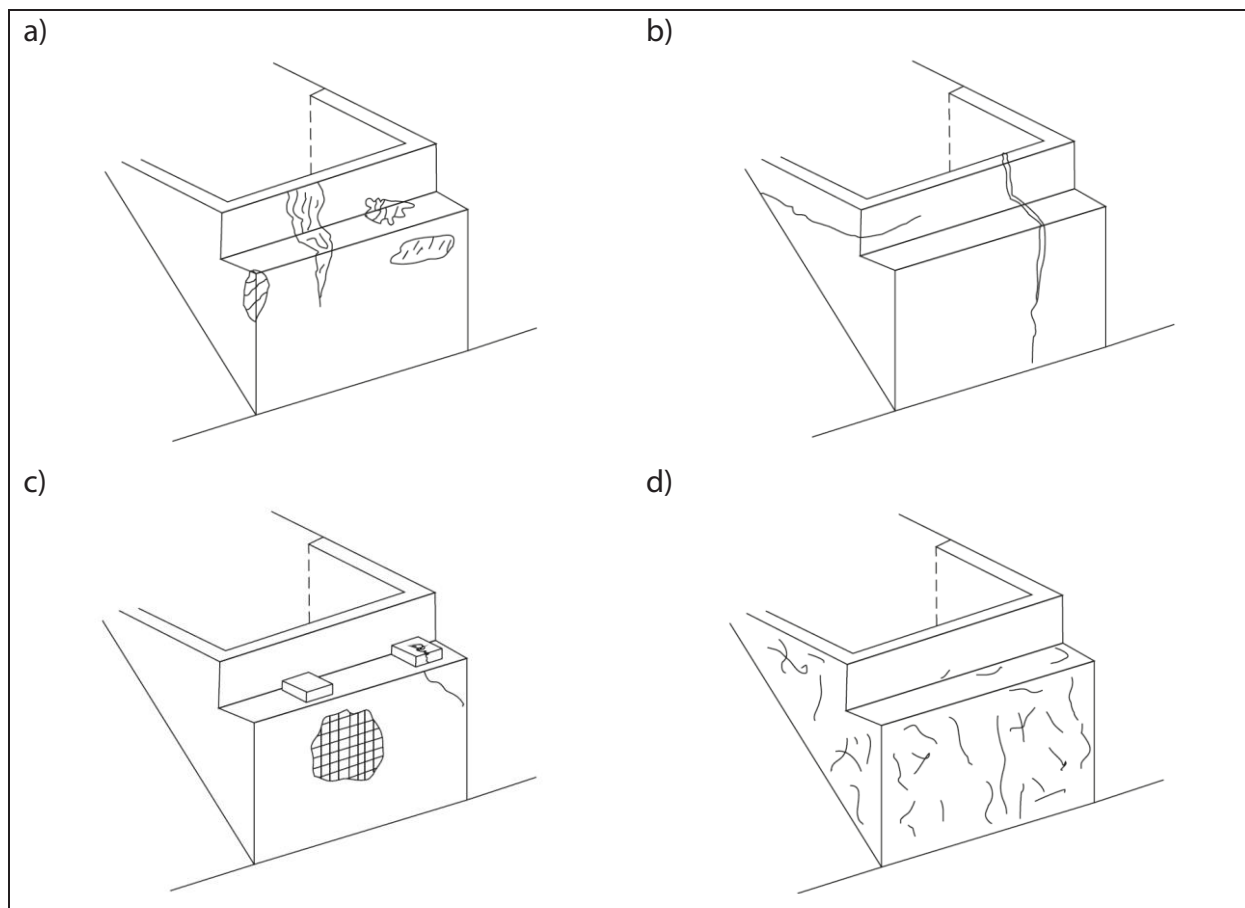
Belki stalowe wymagają zastosowania powłoki antykorozyjnej (malarskiej). Powłoka wymaga kilkukrotnego odnowienia w czasie całego „życia” mostu. **Uszkodzenia powłoki malarskiej** są przyczyną późniejszych uszkodzeń materiału belki. Uszkodzenia występują najczęściej w elementach zachlapywanych przez pojazdy i w elementach, na które ścieka woda z jezdni. Ponadto miejscami sprzyjającymi uszkodzeniom powłoki są obszary zawilgocone, w których kumulują się zanieczyszczenia (urządzenia dylatacyjne, wpusty, węzły pasów dolnych, itp.) oraz końce dźwigarów. Uszkodzeniom sprzyja skomplikowany kształt elementów mostu i ich połączeń.

6.5. BETONOWE PODPORY MOSTÓW

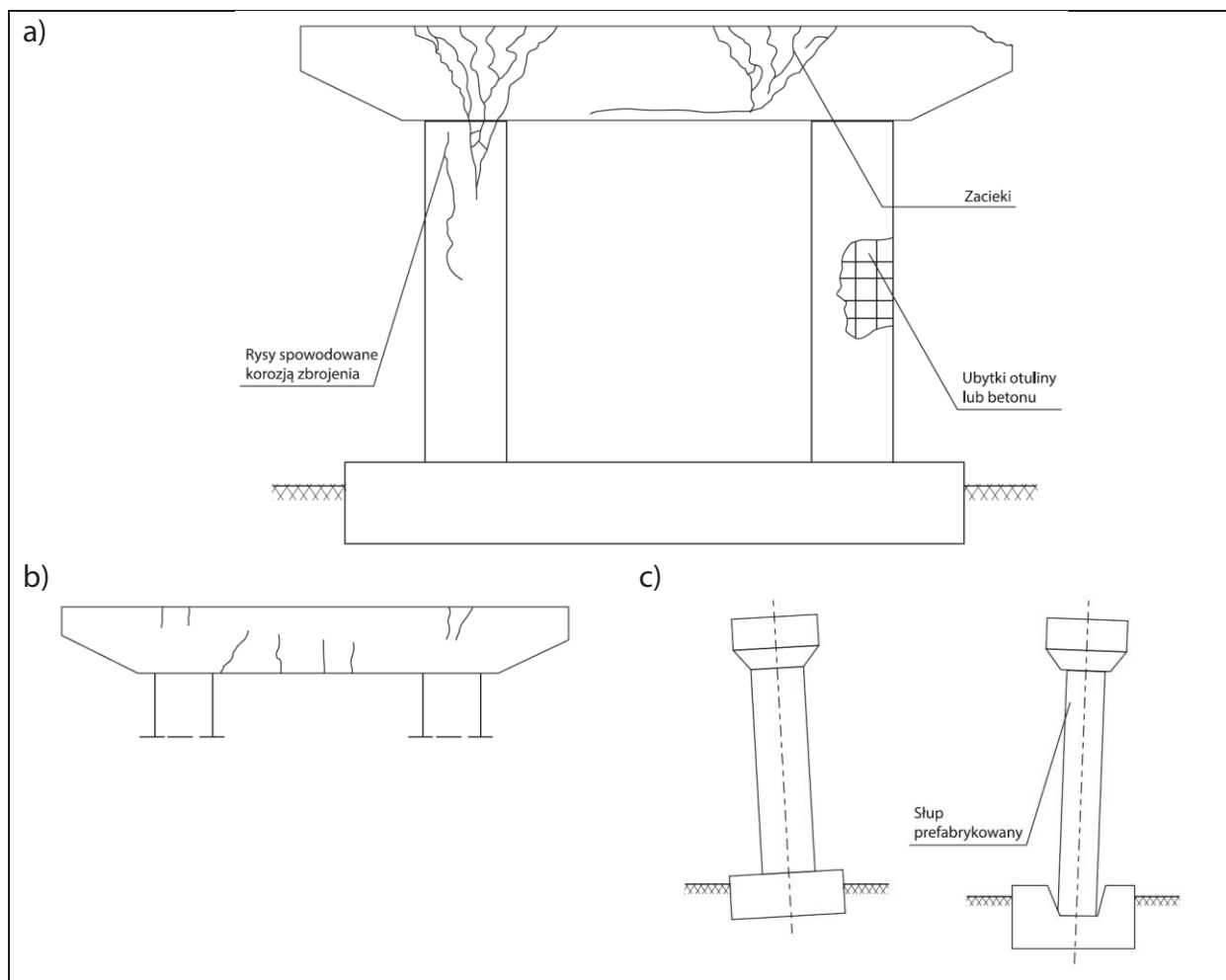
W betonowych podporach mostów występują uszkodzenia typowe dla betonu opisane w rozdziale dotyczącym przęseł betonowych monolitycznych (punkt 6.2) takie jak ubytki betonu, rysy, przecieki i zacieki, korozja betonu i zbrojenia, zanieczyszczenia i wegetacja roślin oraz charakterystyczne dla podpór (Rys. 6-11, Rys. 6-12) [136]:

- rysy pionowe lub ukośne w podporach masywnych przebiegające przez całą wysokość podpory, świadczące na ogół o złym stanie fundamentów mostu (np. nierównomiernym osiadaniu fundamentów); rysy są długie i sięgają głęboko w korpusy podpór,
- rysy pionowe w podporach żelbetowych, zwłaszcza słupowych, które mogą świadczyć o przeciążeniu podpór i/lub korozji zbrojenia,

- rysy ukośne przebiegające od krawędzi ciosów podłożyskowych, które mogą być wywołane niewłaściwą pracą łożysk (zablokowanie lub przeciążenie) lub występowaniem nadmiernych sił poziomych,
 - rysy w oczepach podpór słupowych najczęściej spowodowane przeciążeniem,
 - rysy pionowe w szerokich przyczółkach masywnych powstałe na etapie budowy wskutek braku swobody odkształceń korpusu wykonanego na wcześniej zabetonowanym fundamencie,
 - deformacje korpusu przyczółka, ścian niszy podłożyskowej lub zarysowanie skrzydeł spowodowane parciem zasyпки przyczółka,
 - znaczne ubytki materiału podpór (przyczółków lub filarów) spowodowane korozją zbrojenia lub uderzeniami pojazdów,
 - uszkodzenia ław i ciosów podłożyskowych spowodowane korozją zbrojenia; zjawisku sprzyjają zanieczyszczenia i roślinność występująca na tych elementach; rozległe uszkodzenia w tej strefie zagrażają bezpiecznemu oparciu przęseł na podporach i mogą doprowadzić do niebezpiecznych skutków (np. spadnięcie przęsła),
 - odsłonięcie skrzydeł przyczółków zagrażające trwałości i stateczności konstrukcji.
- Wymienione uszkodzenia mają na ogół istotny wpływ na nośność podpór.



Rys. 6-11. Typowe uszkodzenia przyczółków: a) spowodowane przeciekami przez nieszczelne urządzenie dylatacyjne (zacieki i ubytki betonu), b) pęknięcia korpusu o zbyt słabym zbrojeniu, c) uszkodzenia ciosów podłożyskowych i ubytki betonu korpusu, d) rysy spowodowane skurczem betonu wskutek nieodpowiedniej pielęgnacji betonu lub niewystarczającym zbrojeniem przypowierzchniowym



Rys. 6-12a. Typowe uszkodzenia filarów: a) rysy, zacieki i ubytki betonu spowodowane przeciekami przez nieszczelne urządzenia dylatacyjne, b) rysy spowodowane przeciążeniem oczepu, c) przemieszczenia filara spowodowane błędami w fundamentowaniu

Ponadto w podporach mostów występują uszkodzenia wpływające głównie na estetykę elementu; jakkolwiek nienaprawione mogą również ograniczyć jego trwałość. Należą do nich:

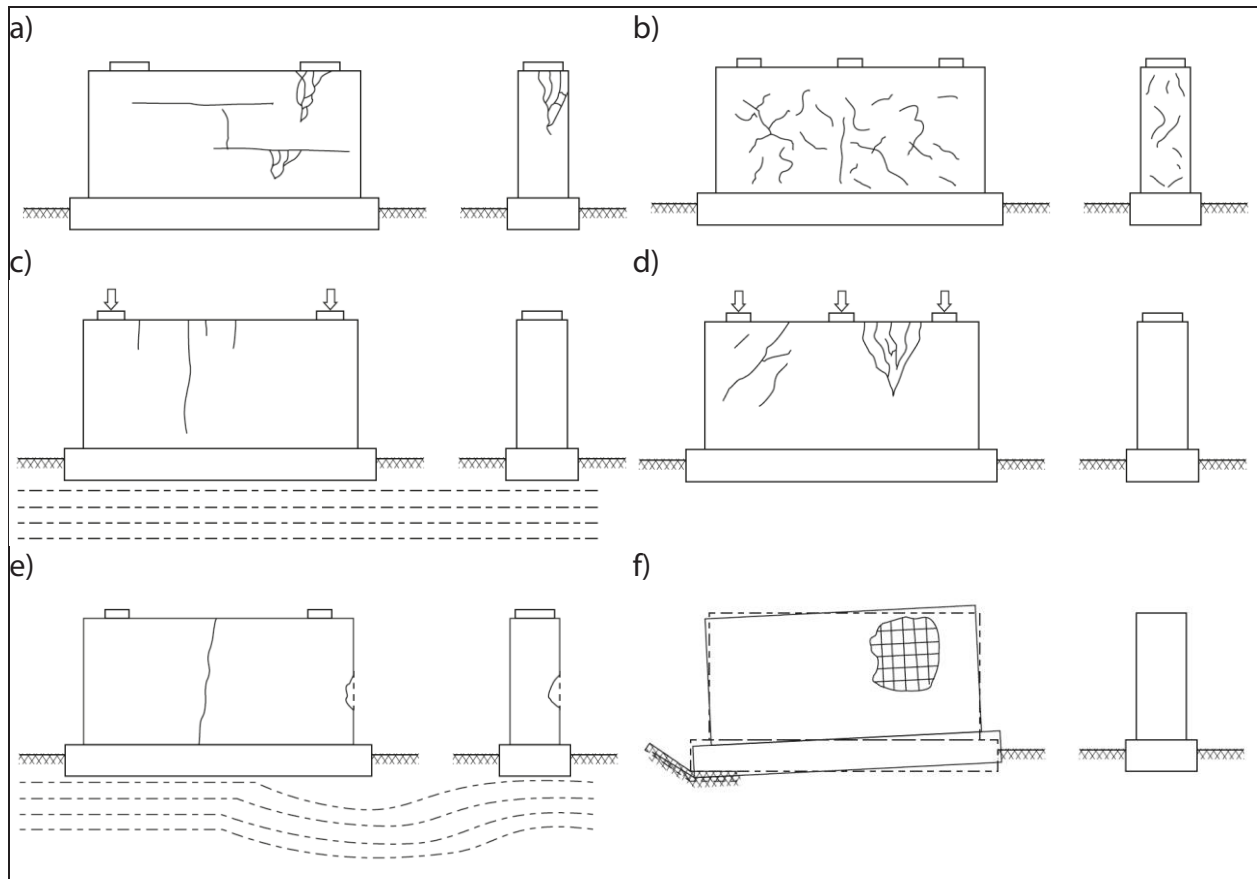
- powierzchniowe rysy skurczowe,
- niewielkie ubytki materiału podpory,
- uszkodzenia gzymsów, kapinosów,
- niewielkie zacieki (czasem pochodzące z czasu budowy obiektu).

Wybrane typowe uszkodzenia podpór przedstawiono na Rys. 6-13.

Kluczowe znaczenie dla bezpieczeństwa podpór i całego obiektu mostowego ma stan fundamentów.

Do najgroźniejszych uszkodzeń należą osiadania fundamentów podpór. Szczególnie niebezpieczne są nierównomierne osiadania poszczególnych podpór. Mogą one być spowodowane [136]:

- zwiększonymi obciążeniami podłoża fundamentów,
- erozją podłoża (podmycia w sąsiedztwie fundamentu),
- uszkodzeniami fundamentu (np. spowodowane korozją betonu),
- zwiększoną wilgotnością podłoża i związanym z tym wzrostem plastyczności gruntu pod fundamentem,
- kurczeniem się gruntów ilastych wskutek wysychania,
- szkodami górniczymi.



Rys. 6-12b. Typowe uszkodzenia filarów: a) rysy w stykach technologicznych, b) rysy spowodowane skurczem betonu, c) rysy spowodowane przeciążeniem filara, d) rysy spowodowane przeciążeniem łożysk, e) pęknięcia spowodowane nierównomiernym osiadaniem filara, f) pochylenie filara spowodowane podmyciem lub nierównomiernym osiadaniem (opracowano na podstawie [136])

Ogólnie osiadania są bardziej niebezpieczne w mostach o schematach statycznie niewyznaczalnych. W mostach o schemacie statycznym wyznaczalnym wrażliwe na osiadania są mosty z podporami słupowymi, w których może dojść do spadnięcia przęsła z podpory. Deformacji mogą również ulec urządzenia dylatacyjne i przemieszczeniom – łożyska.

W mostach statycznie niewyznaczalnych osiadania powodują przeciążenia konstrukcji przęseł [136].

W podporach posadowionych w przeszkodach wodnych zagrożeniem mogą być rozmycia dna przy fundamentach. W przypadku fundamentów bezpośrednich niebezpieczne mogą być nawet niewielkie rozmycia dna. W efekcie możliwe jest nierównomierne osiadanie i pochylenie podpory. Towarzyszą temu najczęściej zarysowania podpory.

W przypadku fundamentów głębokich na ogół zagrożenie jest mniejsze, jakkolwiek duże rozmycie tylko z jednej strony podpory powoduje nie zrównoważone parcie gruntu ze strony przeciwnej [136]. W razie stwierdzenia osiadania podpór i/lub rozmycia dna przy fundamentach niezbędne jest wykonanie ekspertyzy obiektu.

Duże znaczenie, głównie dla trwałości przyczółka, ma sprawne odwodnienie jego zasyпки. Nieodpowiednio odprowadzona woda penetruje przez korpus przyczółka, powodując korozję betonu, głównie wcześniej opisaną (punkt 6.2) korozję ługującą.



Rys. 6-13. Wybrane, typowe uszkodzenia betonowych podpór mostowych: a) rysy pionowe w szerokich przyczółkach masywnych powstałe na etapie budowy wskutek braku swobody odkształceń korpusu wykonanego na wcześniej zabetonowanym fundamencie, b) znaczne ubytki materiału podpór (filarów) spowodowane korozją zbrojenia, c) zaciek, wykwit, korozja betonu i zbrojenia oczepów podpór, d) rysy, spękania, korozja zbrojenia słupa podpory, e) odsłonięte skorodowane zbrojenie filara (przyczyną uszkodzeń jest zbyt mała otulina zbrojenia), f) odsłonięte skrzydło, korozja zbrojenia, ubytki betonu

6.6. ELEMENTY WYPOSAŻENIA

6.6.1. ŁOŻYSKA

W łożyskach mostowych występują najczęściej takie uszkodzenia, jak [33], [134], [135]:

- zanieczyszczenia,
- wadliwe położenie łożyska,
- zablokowanie lub ograniczenie ruchu łożyska,

- korozja, starzenie materiału,
- pęknięcie łożyska,
- uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych łożyska,
- uszkodzenia spowodowane przez wandalów, dotyczące takich elementów, jak: powierzchnie ślizgowe łożysk, uszczelki, fartuchy ochronne, skale i wskaźniki oraz zabezpieczenie antykorozyjne.

Zanieczyszczenia zlokalizowane w sąsiedztwie łożysk sprzyjają degradacji materiału. Na ogół kumulują wilgoć, utrudniają przewietrzanie przestrzeni wokół łożysk. Zanieczyszczenia mogą uniemożliwiać prawidłową pracę łożyska. W przypadku rozległych zanieczyszczeń utrudniona jest również kontrola jego stanu technicznego.

Wadliwe położenie łożyska może być związane z błędami wykonawczymi lub nieprawidłowościami w pracy konstrukcji. Położenie łożyska należy rozpatrywać, uwzględniając temperaturę otoczenia w ciągu ostatniej doby.

Zablokowanie lub ograniczenie ruchu łożyska może być spowodowane jego zanieczyszczeniem lub uszkodzeniem. Jeśli łożysko zostało uszkodzone niezbędna jest ekspertyza.

Materiał łożyska podlega **korozji i starzeniu**. W każdym takim przypadku należy oszacować stopień utraty funkcji przenoszenia obciążeń przez łożysko i ewentualnie zdecydować o jego wymianie.

Pęknięcie łożyska w każdym przypadku dyskwalifikuje go w aspekcie dalszego użytkowania. Może być spowodowane różnymi przyczynami. Niezbędna jest wtedy ekspertyza i wymiana łożyska.

Uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych powodują ograniczenie czasu bezpiecznej eksploatacji łożyska i powinny być naprawione.

Uszkodzenia spowodowane przez wandalów mogą dotyczyć elementów związanych z bezpiecznym użytkowaniem łożyska (powierzchnie ślizgowe łożysk, uszczelki) lub jego zabezpieczeniem i możliwościami kontroli pracy (fartuchy ochronne, skale i wskaźniki). W każdym przypadku wymienione uszkodzenia powinny być bezzwłocznie usunięte.

W celu uniknięcia problemów związanych z eksploatacją łożysk powinny być one kontrolowane na etapie:

- projektowania w aspekcie atestów materiałowych,
- wykonania łożysk i ich elementów przed ustawieniem na podporach,
- wbudowywania łożysk na podporach,
- użytkowania obiektu w aspekcie prawidłowości pracy łożysk.

6.6.1.1. ŁOŻYSKA ELASTOMEROWE

Oprócz wymienionych uszkodzeń charakterystycznych dla wszystkich rodzajów łożysk w łożyskach elastomerowych mogą wystąpić następujące uszkodzenia:

- ubytki, deformacje, rysy na powierzchniach zewnętrznych łożyska,
- nierównomierności wybrzuszenia poszczególnych warstw elastomeru na wysokości łożyska,
- nieprawidłowe położenie łożyska względem ciosu podłożyskowego,
- nieadekwatne do warunków zewnętrznych obroty łożyska w kierunku osi głównych,
- nadmierne odkształcenia postaciowe.



Rys. 6-14. Wybrane, typowe uszkodzenia łożysk elastomerowych: a) wysunięcie płyty elastomerowej, b) przekroczenie zakresu przesuwu w łożyskach, c) ścięcie zakotwień płyty górnej łożyska stałego do dźwigara, d) nadmierna deformacja, e,f) pęknięcie elastomeru w łożyskach

W przypadku stwierdzenia kruchości, mięknięcia lub kleistości elastomeru, a także obecności siatki spękań powierzchniowych łożysko należy wymienić. Obecność pęknięć wynikających na ogół z przecinania elastomeru przez ostre krawędzie blach zbrojenia dyskwalifikuje łożysko, szczególnie gdy pęknięcia te znajdują się na długości większej niż połowa długości boku i odstaniają blachy zbrojenia [131].

Nadmierne, nieregularne wybrzuszenia na powierzchniach bocznych świadczą o wadliwej konstrukcji łożyska lub braku właściwej wulkanizacji. Łożyska takie mają mniejszą nośność i powinny być wymienione. Różnica w obrazach powierzchni bocznych sąsiadujących ze sobą łożysk, polegająca na tym, że jedno z łożysk ma regularnie

rozmieszczone wybrzuszenia, a drugie ich nie ma, świadczy o przeciążeniu łożyska z wybrzuszeniami. Przeciążenie to może wynikać bądź z nierównego ustawienia wysokościowego łożysk, różnej ich wysokości, ewentualnie z podatności poprzecznic podporowej lub samej podpory [131].

Nierównomierność odkształceń elastomeru na powierzchniach bocznych może być spowodowana nierównoległością powierzchni docisku bądź samego bloku elastomerowego, bądź powierzchni podpory i spodu przęśła będących w kontakcie z łożyskiem. Odkształcenie postaciowe bloku elastomerowego jest groźne, gdy przemieszczenie górnej powierzchni względem dolnej jest większe od 0,7 grubości warstw elastomeru w łożysku. W przypadku stwierdzenia przekroczenia tej wartości łożysko takie należy odciążyć przez uniesienie przęśła na podporze. Przy niewielkim docisku nadmierne odkształcenie postaciowe łożyska niekotwionego może prowadzić także do poślizgu łożyska względem ciosu lub odsadki [131]. Wybrane, typowe uszkodzenia łożysk elastomerowych przedstawiono na Rys. 6-14.

6.6.1.2. ŁOŻYSKA GARNKOWE

W łożyskach garnkowych oprócz uszkodzeń charakterystycznych dla wszystkich rodzajów łożysk mogą wystąpić następujące uszkodzenia:

- uszkodzenia podlewek i nadlewek,
- przekroczenie dopuszczalnego kąta obrotu tłoka względem cylindra,
- nieodpowiednie zagłębienia tłoka w cylindrze,
- uszkodzenia zakotwień dolnych i górnych.

Przekroczenie dopuszczalnego kąta obrotu tłoka względem cylindra wynoszącego 0,003 rad może prowadzić do zablokowania możliwości obrotu tłoka w czasie eksploatacji obiektu lub/i do wyciśnięcia elastomeru na zewnątrz cylindra [33], [131]. Wybrane, typowe uszkodzenia łożysk garnkowych przedstawiono na Rys. 6-15.

6.6.2. URZĄDZENIA DYLATACYJNE

Do typowych uszkodzeń urządzeń dylatacyjnych należą [135]:

- nieszczelność lub utrudnienia w odpływie wody,
- zanieczyszczenia i wegetacja roślin,
- nierówności progowe,
- obłuzowanie zamocowania urządzenia,
- zniszczenie całości lub części urządzenia,
- deformacja,
- wadliwe położenie.

Nieszczelność urządzenia dylatacyjnego i utrudnienia w odpływie wody mogą powodować występowanie przecieków i zacieków na elementach konstrukcyjnych obiektu. Woda zawierająca w okresie zimowym agresywne w stosunku do materiałów konstrukcyjnych środki do zwalczania śliskości jezdni sprzyja rozwojowi procesów korozyjnych w obiekcie.

Zanieczyszczenia i wegetacja roślin w obrębie urządzenia dylatacyjnego utrzymują wilgoć i utrudniają odpływ wody, co wpływa na obniżenie trwałości urządzenia. Zanieczyszczenia mogą również blokować możliwość pracy urządzenia dylatacyjnego, uniemożliwiając swobodny ruch przęśła.



Rys. 6-15. Wybrane, typowe uszkodzenia łożysk garnkowych: a, b) wyciśnięty teflon spowodowany przeciążeniem łożyska, c) przekroczenie zakresu przesuwu w łożyskach, d) ścięcie zakotwień garnka łożyska stałego do ciosu spowodowane przekroczeniem zakresu przesuwu, e) deformacja płyty górnej spowodowana przekroczeniem zakresu przesuwu, f) nierównomierne wciśnięcie tłka łożyska spowodowane przekroczeniem zakresu przesuwu, g) całkowite wciśnięcie tłka w garnek spowodowane przeciążeniem łożyska, h) uszkodzenia łożyska spowodowane złą jakością betonu przęśła w pobliżu podparcia

Nierówności progowe występują między profilami urządzenia dylatacyjnego a przylegającą do nich nawierzchnią jezdni lub chodnika. Nierówności progowe powodują dyskomfort dla użytkowników obiektu, a także wpływają na zmniejszenie trwałości urządzenia dylatacyjnego i całego przęsła.

Obluzowanie łączników mocujących elementy urządzenia dylatacyjnego może powodować zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu oraz przemieszczenie elementów urządzenia.

Zniszczenie urządzenia lub jego części może powodować zagrożenie bezpieczeństwa ruchu. W zależności od rozwiązania konstrukcyjnego urządzenia dylatacyjnego brak pojedynczych nakładek wyciszających może stanowić zagrożenie dla kół pojazdów, a tym samym dla bezpieczeństwa ruchu publicznego.

Deformacja urządzenia obniża komfort przejazdu. Może również spowodować ograniczenie trwałości obiektu.

Wadliwe położenie elementów urządzenia (nadmierne rozwarście lub zaciśnięcia szczeliny w urządzeniach dylatacyjnych) może świadczyć o nieprawidłowości pracy konstrukcji lub wadliwym montażu urządzenia dylatacyjnego. Położenie elementów tego urządzenia należy rozpatrywać, uwzględniając szerokość szczeliny w odniesieniu do temperatury otoczenia oraz przewidywanych zmian położenia urządzenia dylatacyjnego [135].

Uszkodzenia lub awarie urządzeń dylatacyjnych wynikają na ogół z kilku przyczyn, wśród których najczęściej występują:

- błędny dobór urządzenia przez projektanta obiektu,
- nieprzestrzeganie wymagań aprobat, atestów i wytycznych,
- wadliwy montaż lub niedokładne wbudowanie urządzenia,
- brak utrzymania i konserwacji,
- wandalizm [129].

6.6.2.1. BITUMICZNE PRZYKRYCIA DYLATACYJNE

W bitumicznych przykryciach dylatacyjnych oprócz wymienionych uszkodzeń mogą wystąpić deformacje materiału. Ich przyczynami są: niska jakość bitumicznej masy zalewowej, zbyt duże obciążenie pionowe, niewłaściwa lokalizacja przykrycia bitumicznego. Deformacje to w szczególności koleiny i/lub wyboje w bitumicznym przykryciu dylatacyjnym, które stwarzają zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu publicznego (Rys. 6-16).

W przypadku bitumicznych przykryć dylatacyjnych występują również rysy (szczeliny) na styku przykrycia i nawierzchni. Wynikają one na ogół z wad wykonawczych i ze względu na możliwość penetracji wody, sprzyjają obniżeniu trwałości obiektu.

6.6.2.2. URZĄDZENIA DYLATACYJNE MODUŁOWE

W urządzeniach dylatacyjnych modułowych poza uszkodzeniami charakterystycznymi dla wszystkich urządzeń dylatacyjnych może wystąpić uszkodzenie mechanizmów urządzenia dylatacyjnego i/lub modułów podpierających urządzenie. Mogą to być np. uszkodzenia mechanizmów nożycowych lub belek trawersowych [135].



Rys. 6-16. Uszkodzenia bitumicznego przykrycia dylatacyjnego spowodowane niską jakością materiału i wykonawstwa

W modułowych urządzeniach dylatacyjnych występują również uszkodzenia polegające na odrywaniu nakładek wyciszających. Odrywanie nakładek wyciszających występuje głównie na profilach pośrednich wielomodułowych urządzeń dylatacyjnych, w których śruby mocujące nakładki znajdowały się w jednym rzędzie w osi profilu pośredniego. Stwierdza się wtedy następujące uszkodzenia:

- odkręcanie pojedynczych śrub mocujących nakładki,
- odspajanie zarówno nakładek dokręconych do profili pośrednich, jak i nakładek niedokręconych do profili pośrednich,
- zrywanie śrub mocujących nakładki [129].

Pęknięcia i ubytki części nakładek występują najczęściej w skrajnym prawym pasie ruchu, w miejscach śladów kół przejeżdżających pojazdów.

Przyczyny uszkodzeń nakładek wyciszających można podzielić na bezpośrednie i pośrednie [129].

Do bezpośrednich przyczyn odrywania nakładek należą:

- brak dokładności wykonania otworów gwintowanych na śruby imbusowe,
- niedokręcenie śrub imbusowych,
- niedokładne przyspawanie głowic śrub do krawędzi nakładek lub zniszczenie tego połączenia w czasie eksploatacji,
- niezgodne z zaleceniami grubości nakładki (15 mm zamiast 20 mm).

Pośrednimi przyczynami uszkodzeń nakładek jest:

- zastosowanie śrub imbusowych z łbem stożkowym w konstrukcjach poddanych silnym obciążeniom dynamicznym,
- przyjęcie niewłaściwego kształtu nakładek wyciszających o małej odporności na momenty skręcające,
- przymocowanie nakładek szeregiem śrub usytuowanych w jednej osi [129].

Uszkodzenia jednomodułowych urządzeń dylatacyjnych występują w przypadku osiadania i przemieszczania się przyczółków, w wyniku czego następuje zaciskanie szczelin dylatacyjnych.

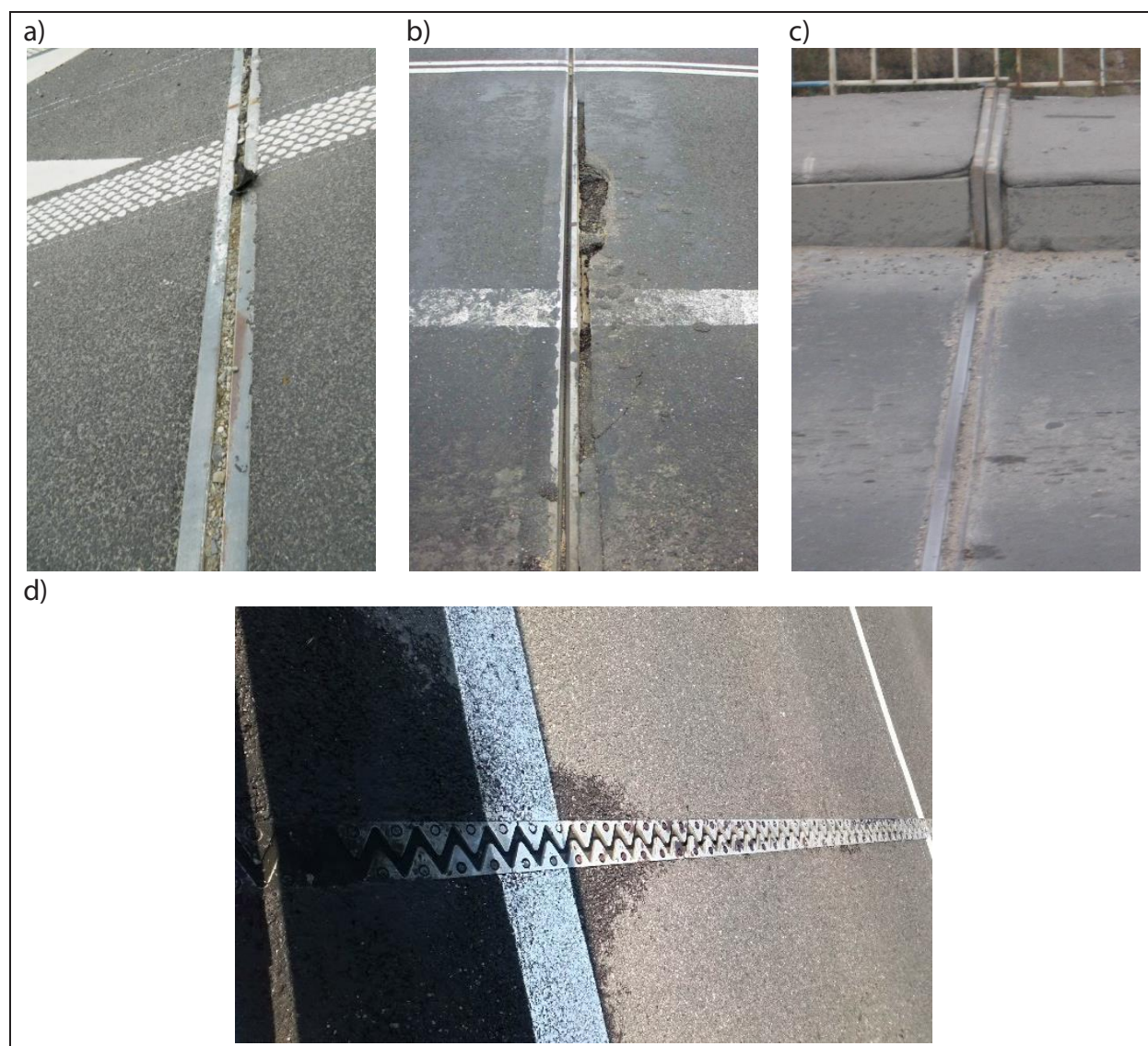
Uszkodzenia zakotwień modułowych urządzeń dylatacyjnych mogą być powodowane występowaniem wybojów na dojeździe do obiektu. Wyboje te powodują zwiększone oddziaływania dynamiczne. Uszkodzenia w zakotwieniach skrajnych profili powodują także pługi odśnieżające nawierzchnię, których lemiesz zaczepiają o wystającą część profili.

Uszkodzenia polegają wtedy na odspojeniu od betonu profili skrajnych kotwionych na krawędziach szczelin dylatacyjnych [129].

Zdarzają się również awarie spowodowane wandalizmem, celowym rozkręceniem mechanizmów nożycowych. Konieczne jest konstrukcyjne zabezpieczenie mechanizmów nożycowych przed takim działaniem.

Przyczyną niewłaściwej pracy urządzeń dylatacyjnych modułowych są powszechnie występujące zanieczyszczenia w szczelnie dylatacyjnej. Zanieczyszczenia mogą uniemożliwiać swobodę przemieszczeń [129].

Wybrane, typowe uszkodzenia modułowych urządzeń dylatacyjnych przedstawiono na Rys. 6-17.



Rys. 6-17. Wybrane, typowe uszkodzenia modułowych urządzeń dylatacyjnych: a) zanieczyszczenia uniemożliwiające prawidłową pracę urządzeń dylatacyjnych, b) ubytki nawierzchni w sąsiedztwie urządzeń dylatacyjnych, c) wzajemne przemieszczenia elementów urządzenia dylatacyjnego modułowego, d) nieprawidłowe odwodnienie i zanieczyszczenia urządzenia dylatacyjnego modułowego z nakładkami wyciszającymi

6.6.3. ODWODNIENIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH (SĄCZKI, WPUSTY, DRENY)

Uszkodzeniami typowymi dla urządzeń odwadniających są [135]:

- zanieczyszczenia (niedrożność),

- deformacje,
- nieprawidłowe spadki urządzeń,
- korozja urządzeń lub powłok ochronnych,
- nieprawidłowe osadzenie
- brak urządzeń odwadniających lub ich części.

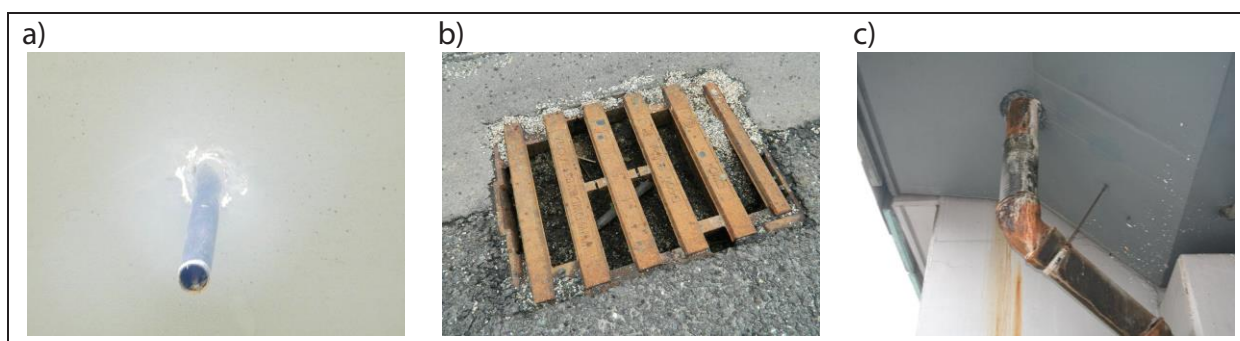
Nieskuteczność urządzeń odwadniających przede wszystkim wpływa na trwałość obiektu. Woda jest jednym z najważniejszych czynników generujących uszkodzenia materiału konstrukcji i jego otoczenia, dlatego tak ważne jest jej skuteczne odprowadzenie. Zapewnia to system składający się z urządzeń odwadniających, będących w dobrym stanie technicznym i drożnych oraz odpowiednio ukształtowanych spadków nawierzchni umożliwiających odprowadzenie wody.

Zanieczyszczenia urządzeń odwadniających przede wszystkim wpływają na ograniczenie lub brak ich drożności. Jeżeli urządzenie odwadniające jest całkowicie niedrożne, konieczne jest jego pilne oczyszczenie.

Deformacje urządzeń odwadniających oraz **nieprawidłowe spadki** mogą być spowodowane różnymi przyczynami. Ich konsekwencją mogą być utrudnienia w odprowadzeniu wody z obiektu.

Korozja urządzeń odwadniających i/lub powłok ochronnych jest skutkiem ich pracy w warunkach dużego zagrożenia korozyjnego. Wymaga to montowania urządzeń dobrej jakości, z odpowiednio wykonanymi powłokami ochronnymi, tak aby wydłużyć czas ich użytkowania.

Powszechnie występującym uszkodzeniem jest **nieprawidłowe osadzenie wpustów i innych elementów odwadniających**. Polega ono na zbyt niskim lub zbyt wysokim ich osadzeniu względem nawierzchni oraz złym osadzeniu w stosunku do izolacji. Objawami tych nieprawidłowości są m.in. przecieki wokół elementów służących do odprowadzenia wody. Nieprawidłowe osadzenie powoduje również zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu na obiekcie (Rys. 6-18).



Rys. 6-18. Nieprawidłowości w osadzeniu urządzeń odwadniających: a) przecieki wokół sącza odprowadzającego wodę, b) niestarannie osadzony i zanieczyszczony wpust mostowy, c) brak uszczelnienia wokół rury odprowadzającej wodę powodujący jej uszkodzenia

Brak elementów systemu odwodnienia może być wynikiem korozji lub kradzieży. W niektórych przypadkach, np. brak kratki ściekowej wpustu, może uniemożliwiać skuteczne działanie całego systemu odwodnienia lub stwarzać poważne zagrożenie bezpieczeństwa ruchu publicznego (Rys. 6-19) [135].



Rys. 6-19. Brak wpustu, prawdopodobnie spowodowany jego kradzieżą

6.6.4. KAPA BETONOWA I DESKI GZYMSOWE

Kapa betonowa wraz z krawężnikami i deskami gzymsowymi tworzą chodniki dla pieszych. Typowymi dla kap betonowych i gzymsów są uszkodzenia charakterystyczne dla żelbetu: zanieczyszczenia, osady, zacieki, wykwit, ubytki, korozja betonu i zbrojenia, rysy (punkt 6.2).

Uszkodzenia betonu kap betonowych są najczęściej następstwem penetracji wody spowodowanej uszkodzeniami nawierzchni (izolacja-nawierzchni) na chodnikach, nieodpowiedniego uszczelnienia styku kapy betonowej z deską gzymsową i krawężnikiem oraz miejsc zamocowania balustrad i barier.

Ponadto w przypadku gzymsów mogą występować:

- uszkodzenia elementów prefabrykowanych (ubytki, pęknięcia),
- uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych – ubytki powłok, zarysowania, łuszczenie, przebarwienia powłok ochronnych z tworzyw sztucznych lub dekoracyjnych powłok malarskich,
- uszkodzenia elementów mocujących deski gzymsowe do konstrukcji,
- braki lub ubytki uszczelnienia między deską gzymsową a kapą betonową.

Uszkodzenia prefabrykatów gzymsowych, powłok ochronnych i uszczelnień przede wszystkim obniżają estetykę i trwałość obiektu.

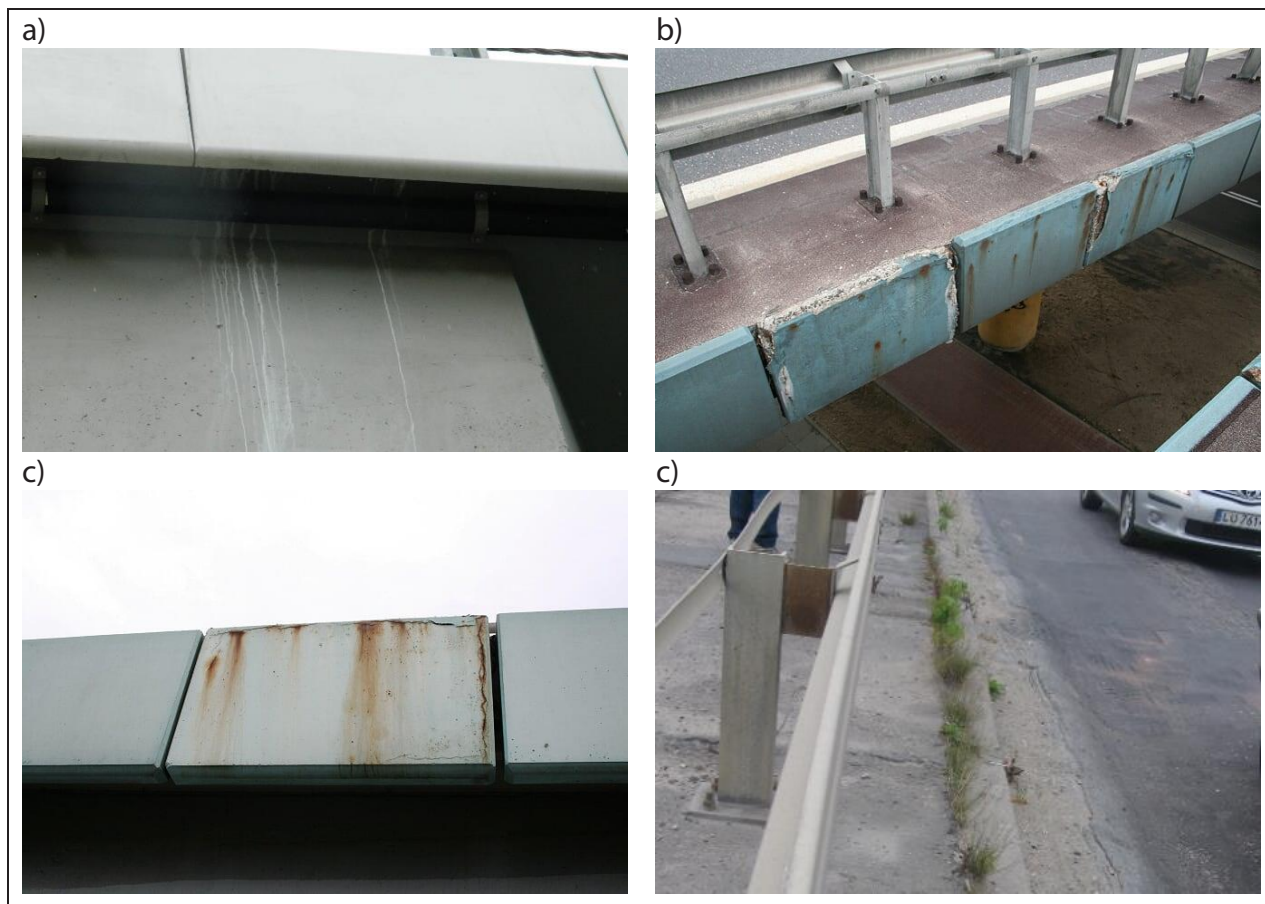
Uszkodzenie elementów mocujących deski gzymsowe jest szczególnie niebezpieczne dla użytkowników ciągów komunikacyjnych przebiegających pod obiektem.

Wybrane, typowe uszkodzenia elementów chodnika (desek gzymsowych, kap betonowych) przedstawiono na Rys. 6-20.

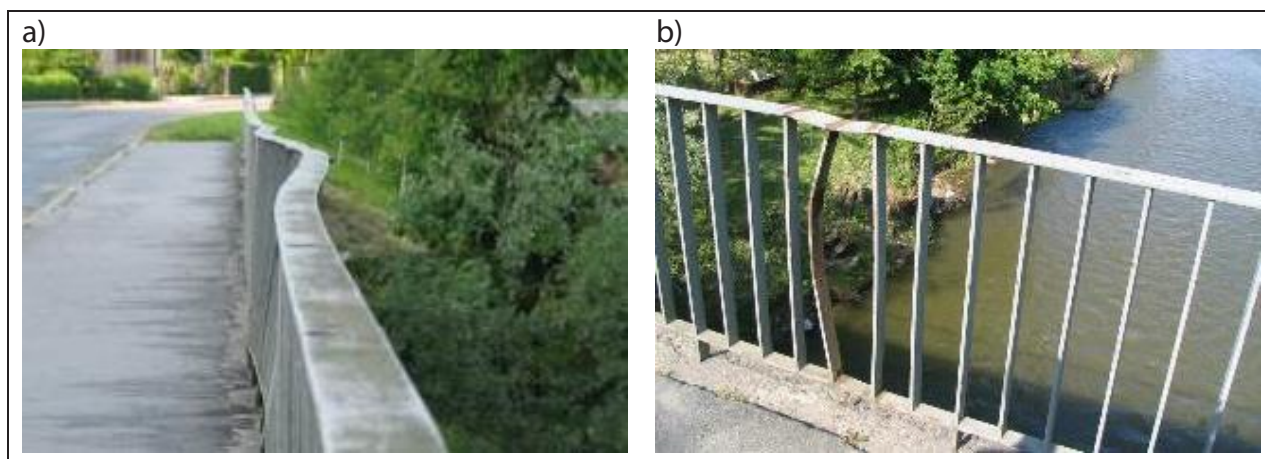
6.6.5. BALUSTRADY I BARIERY OCHRONNE

Uszkodzeniami typowymi dla balustrad i barier ochronnych są [135]:

- zanieczyszczenia,
- zniszczenie zabezpieczeń antykorozyjnych,
- korozja materiału balustrady lub bariery,
- obłuzowanie elementów spowodowane brakiem lub uszkodzeniem łączników,
- lokalne uszkodzenia poręczy, szczeblin, przeciągu,
- deformacje elementów balustrady lub bariery,
- przemieszczenia balustrady lub bariery,
- brak możliwości zmiany długości balustrady lub bariery w wyniku zmian temperatury (Rys. 6-21).



Rys. 6-20. Wybrane, typowe uszkodzenia kap betonowych i desek gzymsowych: a) zacieki na konstrukcji spowodowane niestarannym montażem desek gzymsowych (nieszczelności), b) ubytki i korozja zbrojenia desek gzymsowych, c) rdzawe zacieki i rysy na deskach gzymsowych, d) wegetacja roślin między kapą betonową a krawężnikiem spowodowana nieszczelnością między tymi elementami wyposażenia



Rys. 6-21. Wybrane, typowe uszkodzenia balustrad: a) lokalna deformacja balustrady, b) wygięcie szczebliny powodujące zwiększenie prześwitu, a tym zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników (głównie dzieci)

Zanieczyszczenia mają przede wszystkim negatywny wpływ na trwałość balustrad i barier ochronnych. Zanieczyszczenie środkami do zimowego utrzymania dróg, zwałami śniegu zalegającym w barierach ochronnych w sezonie zimowym mogą powodować istotne obniżenie trwałości powłok antykorozyjnych lub szybko postępującą korozję materiału balustrady lub bariery.

Zniszczenia zabezpieczeń antykorozyjnych (powłok malarskich, metalizacyjnych, hydrofobowych, braki kapturków zabezpieczających kotwy barier itp.) powodują przyspieszoną degradację materiału balustrady lub bariery. Ponadto znacząco obniżają estetykę całego obiektu.

Konsekwencją uszkodzenia powłok antykorozyjnych jest degradacja (najczęściej korozja) materiału balustrady lub bariery ochronnej. Zaawansowana korozja wpływa na osłabienie przekroju elementów balustrady lub bariery ochronnej i może zagrażać bezpieczeństwu użytkowników obiektu.

Przydatność do użytkowania balustrady lub bariery ochronnej może istotnie obniżyć obłuzowanie elementów spowodowane brakiem śrub, gwoździ, ubytkami betonu lub spoin elementów kamiennych.

Lokalne uszkodzenie poręczy, szczebliny czy przeciągu są najczęściej skutkiem kolizji drogowych na obiekcie. Szczególnie niebezpieczne są uszkodzenia powodujące zwiększenie prześwitu między elementami balustrady lub bariery ochronnej. Ponieważ mogą stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa użytkowników, powinny być bezzwłocznie naprawione.

Zagrożenie spowodowane lokalnymi deformacjami i przemieszczeniami balustrad i barier zależy od ich wielkości i zakresu. Trwałe przemieszczenie bariery ochronnej z uszkodzeniem słupków i/lub ich zamocowań najczęściej jest następstwem zdarzenia drogowego, zwykle uderzenia przez pojazd. Uszkodzona balustrada lub bariera traci właściwości użytkowe, powoduje zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników. W takim przypadku należy zalecić natychmiastowe podjęcie prac naprawczych.

Przemieszczenia balustrad lub barier ochronnych mogą wystąpić również wskutek przemieszczeń elementów konstrukcji obiektu (np. nierównomiernego osiadania podpór, nadmiernych ugięć przęsł). Często są wtedy pierwszym, zauważalnym symptomem tych poważnych uszkodzeń całego obiektu.

Brak możliwości zmiany długości balustrady lub bariery pod wpływem zmian temperatury najczęściej jest spowodowany błędami projektowymi lub wykonawczymi. Balustrada lub bariera ulega uszkodzeniu z powodu braku możliwości swobodnego wydłużania/skracania w złączach nad urządzeniami dylatacyjnym.

6.6.6. PŁYTY PRZEJŚCIOWE

Płyty przejściowe są elementami, w których nie jest możliwe bezpośrednie stwierdzenie uszkodzeń w trakcie eksploatacji obiektu (są zakryte), a możliwe jedynie konsekwencji ich nieprawidłowego działania. Są to m.in. uszkodzenia nawierzchni jezdni na dojazdach do obiektu, takie jak obniżenia, deformacje, rysy i pęknięcia. Powodują one zagrożenie dla bezpieczeństwa użytkowników oraz zagrożenie dla trwałości obiektów (Rys. 6-22).

Obniżenie przed wjazdem na obiekt powoduje efekt „progu”, a tym samym zwiększone oddziaływania dynamiczne na konstrukcję. Obniżenie może być spowodowane brakiem lub nieprawidłowym wykonaniem płyt przejściowych, a także np. złym zagęszczeniem zasyпки w czasie budowy dojazdu, erozją gruntu i/lub przemieszczeniem przyczółka.

Rysy i pęknięcia powstają na dojazdach wskutek zmiany sztywności podłoża, np. na krawędzi pomostu lub płyty przejściowej (również wtedy, kiedy płyta przejściowa na styku z przyczółkiem jest zbyt zagłębiona). Ułatwiają one penetrację wody w nasyp na dojeździe i tym samym jego degradację.



Rys. 6-22. Uszkodzenia nawierzchni jezdni na dojazdach do mostu (obniżenia, deformacje, rysy, pęknięcia) spowodowane nieprawidłową pracą (lub brakiem) płyty przejściowej

7 Instrukcja utrzymania drogowych obiektów mostowych

7.1. KSIĄŻKA OBIEKTU MOSTOWEGO

Zgodnie z art. 63 ustawy [2] na właścicielu lub zarządcy obiektu budowlanego spoczywa obowiązek przechowywania dokumentacji budowy, dokumentacji powykonawczej oraz innych dokumentów i decyzji dotyczących obiektu, opracowań projektowych i dokumentów technicznych robót budowlanych wykonywanych w obiekcie podczas jego użytkowania. Dodatkowo właściciel lub zarządca obiektu są zobligowani do prowadzenia książki obiektu budowlanego dla każdego obiektu budowlanego. Książka jest dokumentem służącym do zapisów dotyczących przeprowadzonych przeglądów stanu technicznego, remontów, przebudów w ciągu cyklu życia obiektu.

Zgodnie z art. 64 ust.1 ustawy [2] właściciel lub zarządca jest zobowiązany prowadzić dla każdego obiektu budowlanego, który nie jest budynkiem, książkę obiektu budowlanego. Powyższy zapis nie obowiązuje właścicieli lub zarządców dróg/obiektów mostowych, którzy prowadzą książkę drogi lub książkę obiektu mostowego na podstawie przepisów o drogach publicznych, tj. [1], [6].

W załączniku nr 4 do rozporządzenia [6] przedstawiono wzór książki obiektu mostowego wraz z dokładnymi objaśnieniami wypełnienia niniejszego dokumentu. Książka obiektu składa się z następujących części:

1. Okładka, na której znajdują się takie informacje, jak
 - nazwa zarządcy drogi/zarządu drogi,
 - Jednolity Numer Inwentarzowy (JNI),
 - rodzaj obiektu (most, wiadukt, estakada, kładka dla pieszych) oraz jego funkcja (ruch drogowy, ruch drogowo-kolejowy, ruch drogowo-tramwajowy, ciąg pieszy, rowerowy, szlak wędrówek zwierząt),
 - numer drogi i lokalizacja (adres w systemie referencyjnym, kilometraż),
 - nazwa własna obiektu, o ile obiekt taką nazwę posiada,
 - miejscowość,
 - rodzaj i nazwa przeszkody/przeszkód,
 - data założenia książki.
2. Część I. Osoba upoważniona do dokonywania wpisu.
3. Część II. Parametry identyfikacyjne i techniczne obiektu, na które składają się takie informacje, jak:
 - informacje identyfikacyjne - województwo, powiat, gmina, numer drogi, kategoria drogi, usytuowanie obiektu, współzarządca obiektu (część kolejowej, części tramwajowej), lokalizacja (kilometraż, adres w systemie referencyjnym),
 - dane ogólne - długość i szerokość całkowita obiektu, schemat statyczny obiektu i rozpiętości teoretyczne przęseł, liczba ciągów przęseł w jednym poziomie, liczba poziomów przęseł, rozstaw podpór, liczba przęseł, liczba podpór, liczba łożysk, liczba połączeń przegubowych, szerokość prawej i lewej jezdni/liczba pasów ruchu,

szerokość całkowita chodników i skrajnych pasów bezpieczeństwa, szerokość prawego i lewego chodnika lub prawego i lewego skrajnego pasa bezpieczeństwa, szerokość pasa dzielącego/szerokość wydzielonego torowiska / liczba torów, Jednolity Numer Inwentarzowy (JNI), wysokość skrajni na obiekcie (drogowej, kolejowej, tramwajowej, pieszej), szerokość skrajni na obiekcie (drogowej, kolejowej, tramwajowej, pieszej), rok budowy (obiektu, podpór, przęseł), długość objazdu, charakter zabytkowy, informacja o celowej deformacji dźwigarów w czasie budowy celem uzyskania określonej siły wewnętrznej,

- dane o dokumentacji projektowej - autor projektu oraz numer uprawnień, przedmiot opracowania, data zlecenia i odbioru opracowania, pozwolenie wodnoprawne, na budowę i na użytkowanie, miejsce przechowywania operatu kolaudacyjnego,
- przeszkoda - rodzaj i nazwa przeszkody, kilometraż wzdłuż przeszkody, kąt skrzyżowania osi podłużnej drogi z osią przeszkody, wysokość i szerokość skrajni pod obiektem (żeglownej, drogowej, kolejowej, tramwajowej, pieszej),
- nośność - numer normy obciążeń, klasa obciążenia według normy, nośność, aktualna nośność użytkowa, numer wojskowej klasy obciążeń wg standardów NATO,
- przęsła - numer jednakowych przęseł, strona/JNI, długość i szerokość całkowita przęsła, trwałość przęsła, mobilność przęsła, schemat statyczny ustroju niosącego, rozpiętość teoretyczna/rozpiętość w świetle podpór, długość wsporników, rozpiętość przęsła zawieszzonego, rodzaj i materiał konstrukcji dźwigarów, liczba dźwigarów, rodzaj i materiał konstrukcji pomostu, urządzenia zabezpieczające i kontrolne na obiekcie (krawężniki, bariery ochronne, ekrany przeciwhałasowe, osłony przeciwporażeniowe, balustrady, repery), rodzaj nawierzchni jezdni i izolacji pomostu, system odwodnienia,
- poszerzenia przęseł - numer przęsła, strona poszerzenia, szerokość poszerzeń, rodzaj i materiał konstrukcji dźwigarów, rodzaj i materiał konstrukcji pomostu, połączenie poszerzenia z przęsłem, urządzenia zabezpieczające i kontrolne na obiekcie,
- podpory przęseł - numer jednakowych podpór, posadowienie i materiał fundamentów, konstrukcja i materiał korpusu podpory, trwałość podpory, wyposażenie podpory (izbica, odbojnica, reper, wodowskaz, płyta przejściowa),
- poszerzenia podpór - numer podpory, posadowienie i materiał fundamentu, konstrukcja i materiał korpusu poszerzenia podpory, połączenie poszerzenia z podporą,
- schody - liczba schodów w obiekcie, nazwa i numer schodów, ich długość i szerokość, schemat statyczny, rodzaj i materiał konstrukcji schodów, rodzaj połączenia z przęsłem, liczba i posadowienie podpór schodów, rodzaj konstrukcji i materiał podpór schodów,
- pochylnie - liczba pochylni w obiekcie, nazwa, numer pochylni, długość i szerokość pochylni, schemat statyczny, liczba przęseł pochylni, rodzaj i materiał konstrukcji pochylni, sposób połączenia z przęsłem, liczba podpór pochylni, posadowienie podpór, rodzaj konstrukcji i materiał podpór pochylni,
- łożyska - liczba i rodzaj łożysk na podporach przęseł, schodów, pochylni,
- urządzenia dylatacyjne - rodzaj urządzeń dylatacyjnych nad podporami przęseł, w przęsłach, na schodach, na pochylniach,
- urządzenia obce - oświetleniowe, gazowe, telekomunikacyjne, energetyczne, wodociągowe, ciepłownicze, inne.

4. Część III. Wykaz protokołów okresowych kontroli stanu technicznego obiektu - przeglądów podstawowych i protokołów okresowych kontroli stanu technicznego, przydatności do użytkowania i estetyki obiektu oraz jego otoczenia, przeglądów rozszerzonych co najmniej raz na pięć lat: art. 62 ust. 1 pkt 1 i 2 ustawy [2], w którym powinny zostać zawarte następujące dane: data kontroli, numer protokołu, rodzaj przeglądu, ocen stanu technicznego (pomostu, dźwigarów, podpór, całego obiektu), zakres robót remontowych i decyzji administracyjnych określonych w protokole okresowej kontroli, data wykonania robót.
5. Część IV. Wykaz opracowań technicznych dotyczących obiektu (ekspertyzy, raporty z przeglądów szczegółowych, badania techniczne, dokumentacja techniczna i inne opracowania dotyczące obiektu) z następującymi danymi: nazwa i data opracowania, instytucja i autor opracowania, przedmiot opracowania i sposób wykorzystania, data wykonania robót.
6. Część V. Wykaz niwelacji ugięć przęseł i osiadań podpór z następującymi danymi: data wykonania niwelacji, wykonawca niwelacji, wnioski z przeprowadzonej niwelacji, miejsce przechowywania dokumentacji niwelacyjnej.
7. Część VI. Wykaz protokołów katastrof obiektu powinien zawierać następujące informacje: data katastrofy, data i numer protokołu, zakres i przyczyny uszkodzeń, data usunięcia uszkodzeń.
8. Część VII. Zmiany parametrów technicznych, w których pozycje zostały podzielone analogicznie do części II :
 - dane ogólne o obiekcie - numer normy obciążeń, klasa obciążeń według normy, aktualna nośność, numer wojskowej klasy obciążeń wg standardów NATO, długość i szerokość całkowita obiektu, schemat statyczny obiektu i rozpiętości teoretyczne przęseł, rozstaw podpór, liczba przęseł, szerokość jezdni/liczba pasów ruchu, szerokość całkowita chodników i skrajnych pasów bezpieczeństwa, wysokość i szerokość skrajni na obiekcie/pod obiektem (drogowej, kolejowej, tramwajowej, pieszej),
 - dane o dokumentacji projektowej - autor projektu, numer uprawnień, przedmiot opracowania, data zlecenia i odbioru opracowania, pozwolenie wodnoprawne, pozwolenie na budowę, pozwolenie na użytkowanie, miejsce przechowywania operatu kołaudacyjnego,
 - przęsła - sposób przeprowadzenia remontu, rodzaj izolacji pomostu, system odwodnienia,
 - podpory, schody, pochylnie - sposób przeprowadzenia remontu,
 - łożyska - liczba i rodzaj łożyska na podporach przęseł, schodów, pochylni,
 - urządzenia dylatacyjne - rodzaj urządzeń dylatacyjnych nad podporami przęseł, w przęsłach, na schodach i pochylniach,
 - urządzenia obce - zmiany w instalacjach urządzeń obcych.

W przypadku przepustów nie ma potrzeby prowadzenia odrębnej książki obiektu budowlanego według [2], gdyż każdy przepust powinien być uwzględniony w książce drogi. W przypadku gdy światło przepustu jest równe lub większe niż 150 cm, dodatkowo uwzględnia się go w wykazie obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów zgodnie z § 15 pkt 1 ustawy [3].

Jak ważną kwestią jest utrzymanie użytkowanych obiektów mostowych i przepustów świadczy to, że w rozporządzenia [5] w Dziale VI. Wyposażenie obiektów inżynierskich rozdział poświęcono urządzeniom zapewniającym dostęp do obiektów inżynierskich w celach utrzymaniowych. Ponadto zgodnie z § 84 rozporządzenia [5] obiekty inżynierskie powinny być



dostępne dla obsługi w celu dokonywania przeglądów i bieżącego utrzymania, w szczególności przez:

- wykonanie chodników dla obsługi, gdy na obiekcie nie są przewidziane chodniki dla pieszych, pasy awaryjne, utwardzone pobocza i brak innych możliwości dostępu do górnych powierzchni obiektu mostowego,
- wykonanie galerii lub pomostów wewnątrz konstrukcji obiektów lub na odcinkach obiektu, do których brak bezpośrednio dostępu z terenu lub dla których nie przewidziano specjalnych urządzeń, w szczególności wózków rewizyjnych, pojazdów wysięgnikowych z koszami,
- wykonanie specjalnych przejść kontrolnych w przyczółkach i na filarach obiektów mostowych, jeśli brak bezpośredniego dostępu z terenu do łożysk,
- podwieszenie do konstrukcji obiektu mostowego specjalnych wózków rewizyjnych poruszanych mechanicznie lub ręcznie, jeśli brak bezpośredniego dostępu z terenu w obiektach o całkowitej długości większej niż 400 m i zawierających przęsła o długości większej niż 40 m,
- zastosowanie drabin zejściowych,
- wykonanie schodów na skarpach nasypów lub wykopów,
- wykonanie odsadzek stożków nasypowych przy przyczółkach,
- dostosowanie obiektu do specjalnych pojazdów wysięgnikowych z koszami poruszających się po obiekcie mostowym lub w tunelu,
- wykonanie niedostępnych dla osób postronnych zatok postojowych dla pojazdów służb utrzymaniowych, gdy brak pasów awaryjnego postoju lub utwardzonych poboczy przy obiektach o długości większej niż 200 m.

7.2. SYSTEM PRZEGLĄDÓW DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

Należy zwrócić uwagę na przepisy odnoszące się do kwestii utrzymaniowych obiektów mostowych i przepustów, które leżą w gestii zarządców i właścicieli niniejszych obiektów budowlanych.

Jednym z obligatoryjnych dokumentów odnoszących się do kwestii utrzymaniowych oraz użytkowych obiektów budowlanych jest ustawa [2]. Zgodnie z art. 61 tej ustawy [2] na właścicielu lub zarządcy obiektu budowlanego (m.in. obiektu mostowego i przepustu) spoczywa obowiązek utrzymania i użytkowania obiektu. Analogicznie do przytoczonej we wcześniejszym punkcie definicji w kontekście utrzymania jako całokształtu działań technicznych i organizacyjnych zapewniających właściwy poziom przydatności do użytkowania i odpowiedni stan techniczny obiektu inżynierskiego, w literaturze przedmiotu można znaleźć zapisy, które bezpośrednio dotyczą utrzymania obiektów mostowych i przepustów.

Zakres działań dotyczący utrzymania obiektów mostowych obejmuje [173]:

- przeglądy obiektów mostowych – cykliczne sprawdzanie stanu obiektów mostowych,
- utrzymanie obiektu w czystości – przez usuwanie zanieczyszczeń z powierzchni pomostu po okresie zimowych, oczyszczenie urządzeń odwadniających, itp.,
- bieżące utrzymanie – zachowanie obiektu w stanie normalnym - np. poprzez malowanie konstrukcji, naprawianie ścieralnej warstwy nawierzchni,
- naprawy – doprowadzenie obiektu mostowego do stanu zgodnego z projektem, wymagające prac w nim nieprzewidzianych, np. usuwanie skorodowanego betonu, iniekcyjne wypełnienie rys, wymiana skorodowanych elementów stalowych,
- modernizacje – zmiany parametrów technicznych obiektu w celu poprawienia jego przydatności użytkowej, np. poszerzenie, zwiększenie nośności.

Prace utrzymaniowe obiektu mostowego należy rozpocząć w momencie oddania go do użytkowania, a następnie kontynuować przez cały okres jego życia, tj. aż do rozbiórki.

W ramach zapewnienia właściwego i dłuższego funkcjonowania obiektu mostowego i przepustu właściciel bądź zarządca obiektu budowlanego powinien zapewnić/przeprowadzać okresowe kontrole stanu technicznego obiektu budowlanego. Zgodnie z art. 62 ustawy [2] obiekty budowlane powinny być w czasie ich użytkowania poddawane:

- kontroli okresowej polegającej na sprawdzeniu stanu technicznego budowli co najmniej raz w roku,
- kontroli okresowej polegającej na sprawdzeniu stanu technicznego budowli co najmniej raz na 5 lat,
- kontroli okresowej co najmniej dwa razy w roku, w terminach do 31 maja oraz do 30 listopada.

Zgodnie z ustawą [2] kontrole te mogą być przeprowadzane przez osoby posiadające uprawnienia budowlane w odpowiedniej specjalności. Dodatkowo według instrukcji [134] od osób wykonujących przeglądy wymaga się świadectwa ukończenia Szkolenia Inspektorów Mostowych (nie dotyczy przeglądów bieżących).

Ponadto instrukcja [134] może być z powodzeniem stosowana podczas kontroli obiektów inżynierskich w zarządzie innych jednostek niż Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA). Wyróżniono następujące rodzaje przeglądów:

- przegląd bieżący,
- przegląd podstawowy,
- przegląd rozszerzony,
- przegląd szczegółowy.

Przeгляд bieżący, który polega na wizualnym sprawdzeniu stanu konstrukcji, wyposażenia i przestrzeni wokół obiektu inżynierskiego, czy nie ma przesłanek, które wskazywałyby o niewłaściwym stanie danego obiektu. Raz na pół roku (w okresie jesiennym oraz wiosennym) podczas kontroli powinien być wykonany protokół przeglądu. Przy przeglądzie bieżącym, podczas którego powstaje protokół przeglądów bieżących drogowych obiektów inżynierskich, oględziny obiektu należy przeprowadzać z poziomu jezdni, z poziomu terenu pod obiektem oraz obok obiektu.

Celem przeglądu bieżącego jest stwierdzenie uszkodzeń, które bezpośrednio zagrażają bezpieczeństwu ruchu drogowego, które wyraźnie zmniejszają komfort użytkownikom obiektu lub jego otoczenia oraz uszkodzeń, które wskazują na konieczność przeprowadzenia w trybie awaryjnym przeglądu podstawowego lub rozszerzonego. Dodatkowo, celem tego rodzaju przeglądu jest stwierdzenie zanieczyszczeń, które wymagają usunięcia w ramach prac porządkowych na drodze. Przeгляд bieżący spełnia kryteria kontroli okresowej wykonywanej co najmniej dwa razy w roku wymaganej przez ustawę [2].

Przeгляд podstawowy należy przeprowadzać raz w roku, w II lub III kwartale. Ponadto, jeśli w wyniku przeglądu bieżącego wystąpią przesłanki, które będą świadczyły o zagrożeniu bezpieczeństwa lub trwałości obiektu, również należy przeprowadzić dodatkowy przegląd podstawowy poza ustalonym harmonogramem.

Celem przeglądu podstawowego jest sprawdzenie stanu technicznego elementów obiektu, otoczenia obiektu, instalacji i urządzeń służących ochronie środowiska oraz ewidencja zmian powstałych w czasie użytkowania. Przeгляд podstawowy spełnia kryteria okresowej kontroli rocznej, wymaganej ustawą [2].

Przeгляд rozszerzony należy przeprowadzać raz na pięć lat, w II lub III kwartale oraz w trybie awaryjnym w ciągu całego roku, na podstawie decyzji podjętej po analizie wyników przeglądu bieżącego lub podstawowego. W przypadku gdy na dany rok przypada



wykonanie przeglądu rozszerzonego nie ma potrzeby wykonywania przeglądu podstawowego.

Celem przeglądu rozszerzonego jest sprawdzenie stanu technicznego elementów obiektu inżynierskiego, otoczenia obiektu, instalacji i urządzeń służących ochronie środowiska, przydatności obiektu do użytkowania, estetyki obiektu i jego otoczenia oraz rejestracja zmian powstałych w czasie użytkowania. W ramach przeglądu rozszerzonego należy ponadto przeprowadzić badanie instalacji elektrycznej, odgromowej i wentylacyjnej umożliwiającej użytkowanie obiektu. Przegląd rozszerzony spełnia kryteria „okresowej kontroli pięcioletniej” wymaganej przez ustawę [2].

Przegląd szczegółowy obiektów mostowych należy przeprowadzać raz na pięć lat, w II i III kwartale oraz w trybie awaryjnym, tj. na podstawie decyzji podjętej po analizie wyników przeglądu podstawowego lub rozszerzonego. Przegląd szczegółowy przepustów należy przeprowadzać w zależności od decyzji podjętej po analizie wyników przeglądu podstawowego lub rozszerzonego. Przegląd szczegółowy nie jest wymagany ustawą [2].

Celem przeglądu jest szczegółowe udokumentowanie stanu technicznego i funkcjonalnego obiektu, uszkodzeń obiektu, które powinny być usunięte przez wykonanie prac w ramach planu remontów, celowości poprawy cech użytkowych obiektu w ramach planu przebudów, potrzeby opracowania ekspertyzy.

W instrukcji [134] można znaleźć dodatkowe informacje dotyczące: wykonawcy przeglądu, sposobu przeprowadzania przeglądu, dokumentacji przeglądu, analizy wyników przeglądu i podejmowania decyzji, zasad bezpieczeństwa i higieny pracy oraz wzory protokołów w podziale na odpowiedni rodzaj przeglądu, rodzaj obiektu mostowego i przepusty.

7.3. PODSTAWOWE PRACE UTRZYMANIOWE

Do podstawowych prac utrzymaniowych na obiektach mostowych należą:

- utrzymanie czystości obiektu,
- naprawy betonu materiałami typu PCC (zaprawy),
- renowacja powłok malarskich na elementach stalowych.

Utrzymanie czystości obiektu polega na oczyszczeniu i utrzymaniu w stanie stałej drożności urządzeń odwadniających, a mianowicie:

- ścieków przykrawężnikowych,
- kratek wpustowych,
- studzienek rewizyjnych i ściekowych,
- studzienek odwadniających mostowych,
- kolektorów kanalizacyjnych i przykanalików,
- przepustów pod drogami i zjazdami,
- udrażniania studni chłonnych,
- wylotów sączków podłużnych i poprzecznych,
- nawierzchni jezdni w strefie przykrawężnikowej,
- nawierzchni chodników (kapy chodnikowe),
- urządzeń dylatacyjnych.

Utrzymanie urządzeń odwadniających w stałej drożności ma decydujące znaczenie dla właściwego utrzymania obiektów mostowych, ich trwałości i zabezpieczenia przed różnorodnymi uszkodzeniami.

Oczyszczenie ścieków przykrawężnikowych można wykonać ręcznie, przy użyciu drobnego sprzętu, jak: gracie stalowe, łopaty, szczotki, miotły, urządzenia do odspojenia stwardniałych zanieczyszczeń, lub mechanicznie za pomocą szczotek rotacyjnych, zmywarko-zamiatarek itp. z ręcznym odspojeniem stwardniałych zanieczyszczeń i polewaniem wodą

przy użyciu szczotek pracujących „na sucho”. Ze ścieków oprócz zanieczyszczeń luźnych powinno się usunąć wszelkie inne zanieczyszczenia, jak np. wyrastającą trawę, chwasty, pył. Usunięte zanieczyszczenia należy załadować na dowolne środki transportowe i wywieźć na składowisko odpadów.

Oczyszczenie kratek i wpustów ściekowych mostowych można wykonać ręcznie za pomocą cienkich zaokrąglonych narzędzi w kształcie płaskownika lub wody pod ciśnieniem, tak aby zapewnić swobodny jej odpływ z jezdni mostu. Oczyszczenie kolektorów kanalizacyjnych i przykanalików można wykonać za pomocą przeciągania przez przewody: linek ze szczotką lub tłokiem, wiader kanałowych, czyszczaków talerzowych, spiral kanałowych, skręcanych żerdzi, motopomp przepuszczających silny strumień wody lub za pomocą specjalnych samochodów z urządzeniami ssąco-tłoczącymi do ciśnieniowego czyszczenia przewodów.

Oczyszczenie nawierzchni jezdni i chodników polega na usuwaniu naniesionego materiału zanieczyszczającego w postaci piasku, namułu, błota, szlamu, liści, gałęzi, śmieci, itp. oraz usuwaniu wegetującej roślinności na długości całego obiektu przy użyciu szczotek ręcznych lub odkurzacza przemysłowego.

Szczeliny dylatacyjne (wkładkę neoprenową, elementy palczaste lub grzebieniowe urządzenia dylatacyjnego) należy oczyścić przez usunięcie brudu i osadów odkurzaczem przemysłowym oraz przepłukanie wodą z detergentem. Szczególną uwagę należy zwrócić, na to aby nie uszkodzić (przedziurawić) wkładek gumowych lub neoprenowych. Ręczne oczyszczanie należy wykonywać narzędziami nieostrymi.

Utrzymanie czystości stożków o umocnieniu pełnym polega na usunięciu wegetującej roślinności w sposób mechaniczny i/lub za pomocą środków chemicznych oraz oczyszczeniu stożka z wszelkich zanieczyszczeń. W przypadku umocnienia ażurowego utrzymanie czystości polega na usunięciu wegetującej roślinności w sposób mechaniczny lub przy użyciu środków chemicznych na elementach betonowych i ich stykach, koszeniu roślinności rosnącej na gruncie (szczeliny pomiędzy elementami umocnienia) oraz oczyszczeniu stożka z wszelkich zanieczyszczeń. W ramach utrzymania czystości na stożkach (umocnionych i nieumocnionych) należy kontrolować schody skarpowe i betonowe ścieki skarpowe (jeśli występują na obiekcie). Utrzymanie czystości na tych elementach polega na oczyszczeniu z wszelkich zanieczyszczeń oraz usuwaniu wegetującej roślinności w sposób mechaniczny i chemiczny.

Utrzymanie czystości w otoczeniu mostu polega na czyszczeniu z wszelkich zanieczyszczeń otoczenia obiektu, w tym koryta rzeki, torowiska, drogi pod obiektem, terenu zalewowego oraz wykoszenie traw „chwastów” i odrostów krzewów „samosiejek”. Koszenie powierzchni zielonych (stożków nieumocnionych, skarp i powierzchni pod obiektem) należy wykonywać przy użyciu odpowiedniego sprzętu. Wszelkie zebrane nieczystości oraz skoszoną trawę należy wywieźć i zutylizować zgodnie z odpowiednimi przepisami.

Zanieczyszczenia powinny być wywożone na składowiska odpadów zlokalizowane na wysypiskach publicznych (np. gminnych, miejskich) lub składowiska własne, urządzone zgodnie z warunkami i decyzjami wydanymi przez właściwe władze ochrony środowiska. Jeżeli administrator mostu zezwoli na czasowe krótkotrwałe składowanie zanieczyszczeń w pobliżu oczyszczonych urządzeń odwadniających, to należy wybrać takie miejsce składowania, aby spływy deszczowe nie mogły przemieszczać zanieczyszczeń z powrotem do miejsc, z których je pobrano, lub wprowadzać nieczystości do wód gruntowych i powierzchniowych.

Naprawa betonu zaprawami typu PCC obejmuje:

- czyszczenie strumieniowo ścierne powierzchni betonu z umyciem,
- odkucie luźnych fragmentów betonu,
- oczyszczenie przez piaskowanie odsłoniętego zbrojenia,
- antykorozyjne zabezpieczenie zbrojenia,

- wykonanie warstwy szpachlowej,
- wypełnienie ubytków zaprawą typu PCC,
- przygotowanie podłoża przez szpachlowanie,
- pokrycie dwukrotnie betonem powłokami antykorozyjnymi.

Prawidłowo przygotowane podłoże betonowe do naprawy powinno spełniać następujące wymagania:

- wytrzymałość na ściskanie - 25 MPa,
- wytrzymałość na odrywanie
 - wartość średnia - 1,5 MPa,
 - wartość minimalna - 1,0 MPa,
- zawartość chlorków w zewnętrznej warstwie betonowego podłoża w stosunku do masy cementu nie może być większa niż
 - 0,4 % - dla elementów żelbetowych,
 - 0,2 % - dla elementów sprężonych,
- stopień pH betonu w otulinie konstrukcji zbrojonej nie może być mniejsze niż 10.

Do usuwania warstwy skorodowanego betonu lub o niewystarczającej wytrzymałości na odrywanie można stosować wszystkie metody mechaniczne, fizyczne lub chemiczne, pod warunkiem że nie zostanie naruszona struktura pozostałego betonu na naprawianym elemencie. Do tego typu prac nie dopuszcza się stosowania udarowych młotków wyburzeniowych. Beton naprawianego elementu wzdłuż krawędzi ubytku należy podkuć pod kątem prostym na głębokość nie mniejszą niż 1 cm. Odkryte zbrojenie należy oczyścić z rdzy do wymaganej czystości 2° przy ochronie antykorozyjnej zbrojenia powłokami mineralnymi lub na bazie żywic epoksydowych oraz 3° przy ochronie antykorozyjnej zbrojenia przez pasywację stali. Wilgotność podłoża, na którym nakładane są materiały na bazie żywic syntetycznych, powinna spełniać wymagania zgodnie z wytycznymi stosowania tych materiałów. Temperatura podłoża betonowego i powietrza powinna być nie niższa niż +8°C (temperatura podłoża powinna być wyższa o 3°C od punktu rosy) i nie wyższa niż 25°C.

Mieszanie składników zapraw typu PCC należy wykonywać odpowiednią mieszarką z zachowaniem warunków podanych w wytycznych stosowania. Przygotowana zaprawa powinna być jednorodna. Nie wolno mieszać składników ręcznie. Mieszanie powinno odbywać się min. 5 min. Masa betonowa lub gęsta zaprawa typu PCC powinna być zagęszczana mechanicznie. Warstwy materiałów wypełniających ubytki wykonane na bazie składników mineralnych powinny być poddane odpowiedniej pielęgnacji.

Renowacja pokryć malarskich obejmuje:

- oczyszczenie powierzchni powłoki poddanej renowacji,
- usunięcie uszkodzonej istniejącej powłoki antykorozyjnej,
- oczyszczenie powierzchni z produktów korozji,
- wykonanie nowych warstw zabezpieczenia antykorozyjnego.

Powierzchnia przeznaczona do malowania powinna być sucha, pozbawiona zanieczyszczeń i kurzu. Powierzchnie należy przygotować zgodnie z wymaganiami producenta zestawu malarskiego, użytego do renowacji pokrycia malarskiego. Nanoszenie farb należy wykonywać zgodnie z kartami technicznymi produktów i odpowiednimi normami. Przed rozpoczęciem właściwego malowania należy wykonać próbne powłoki malarskie na wytypowanych fragmentach konstrukcji w celu oceny ich jakości, przyczepności do podłoża bądź przydatności technik nanoszenia powłok.

Temperatura farby podczas jej nanoszenia, temperatura malowanej konstrukcji, a także temperatura i wilgotność względna powietrza powinny odpowiadać warunkom podanym w kartach technicznych poszczególnych produktów. Zwraca się uwagę na zróżnicowaną tolerancję poszczególnych produktów na wilgotność powietrza oraz temperaturę powietrza

i malowanej konstrukcji. Ogólnie nie wolno prowadzić robót malarskich w temperaturze poniżej 5°C i przy wilgotności względnej powietrza przekraczającej 85%. Temperatura podłoża powinna być wyższa o więcej niż 3°C od temperatury punktu rosy i nie może przekraczać 40°C. Niedopuszczalne jest wykonywanie prac malarskich na otwartej przestrzeni, we wczesnych godzinach rannych i późnych popołudniowych (tj. przez dwie godziny po wschodzie słońca i na dwie godziny przed zachodem słońca), gdy powierzchnie konstrukcji pokrywa rosa oraz w czasie deszczu, mgły, śniegu, gradu i silnego wiatru (powyżej 20km/h).

Należy przestrzegać warunków, by świeża powłoka malarska nie była narażona w czasie schnięcia na działanie kurzu i deszczu. Należy przestrzegać czasu schnięcia poszczególnych warstw.

Przed użyciem materiałów malarskich należy sprawdzić ich atesty jakości oraz termin przydatności do aplikacji. Każdy materiał powłokowy należy przygotowywać do stosowania ściśle według procedury podanej we właściwej dla danego materiału karcie technicznej. W ogólnym ujęciu na procedurę tę składają się: mieszanie zawartości poszczególnych opakowań w celu jej ujednoczenia, mieszanie ze sobą w określonych proporcjach i określony sposób poszczególnych składników (opakowań), dodawanie rozcieńczalnika o rodzaju i w ilościach dostosowanych do metody aplikacji (i ewentualnie do temperatury otoczenia). Zaleca się używanie mieszadeł mechanicznych. Farby chemoutwardzalne mają ograniczoną żywotność po wymieszaniu składników. Należy więc bezwzględnie przestrzegać zużywania całej przygotowanej do stosowania ilości farby w okresie, w którym zachowuje ona swoją żywotność.

Grubość poszczególnych warstw i grubość całkowita powłoki malarskiej nie mogą być mniejsze od podanych w karcie technicznej dla stosowanego zestawu malarskiego. Nanoszenie kolejnych warstw farb może nastąpić po upływie wymaganego, podanego przez producenta dla danej farby czasu do nakładania następnej powłoki. Przed nałożeniem wierzchniej warstwy farby powierzchnię należy przygotować zgodnie z zaleceniami producenta, np. przez przemycie odpowiednim rozcieńczalnikiem.

Ze względu na specyfikę robót przy wykonywaniu prac bieżącego utrzymania w obrębie pasa drogowego wykonawca jest szczególnie zobowiązany do **przestrzegania zasad bezpieczeństwa ruchu drogowego** w czasie prowadzenia robót. Wykonawca powinien wyposażyć swoich pracowników w odpowiednie ubranie robocze i ochronne, w tym kamizelki ostrzegawcze pomarańczowe. Znaki użyte do oznakowania powinny być typu „dużego”, odblaskowe z folii II generacji, czyste i w razie potrzeby czyszczone, odnawiane lub wymieniane na nowe.

Projekt tymczasowej zmiany organizacji ruchu związanej z pracami bieżącego utrzymania należy sporządzić zgodnie z rozporządzeniem [8] oraz załącznikiem do rozporządzenia [9], a także uzyskać jego zatwierdzenie przez zarządzającego ruchem. Projekt powinien uwzględniać zastosowanie takich urządzeń, jak: znaki na pojazdach z pulsującymi światłami ostrzegawczymi, pachołki drogowe z pulsującymi światłami ostrzegawczymi, tymczasowe bariery ochronne wydzielające powierzchnię wyłączoną z ruchu itp.



8 Szacunek kosztów drogowych obiektów mostowych w cyklu życia

8.1. KOSZT W CYKLU ŻYCIA

8.1.1. WIADOMOŚCI OGÓLNE

Dla każdej administracji drogowej mosty to inwestycja długoterminowa, która w cyklu życia technicznego wymaga zarówno bieżącego utrzymania, jak i okresowych napraw, modernizacji lub wymiany poszczególnych elementów. Każdy most wymaga więc nakładów finansowych na pokrycie kosztów wielu działań utrzymaniowych, planowanych w jego cyklu życia. Analiza ekonomiczna inwestycji mostowej musi zatem uwzględniać przyszłe wydatki związane z utrzymaniem mostu oraz jego rozbiórką. Podejmowanie decyzji o wyborze wariantu jedynie na podstawie kosztów budowy może prowadzić do dużych strat finansowych, zarówno inwestora, jak i użytkowników mostu. Aby tych strat uniknąć, przed wyborem ostatecznego wariantu wskazane (a czasami konieczne) jest przeprowadzanie ekonomicznej oceny cyklu życia (LCCA, *ang. Life Cycle Cost Analysis*).

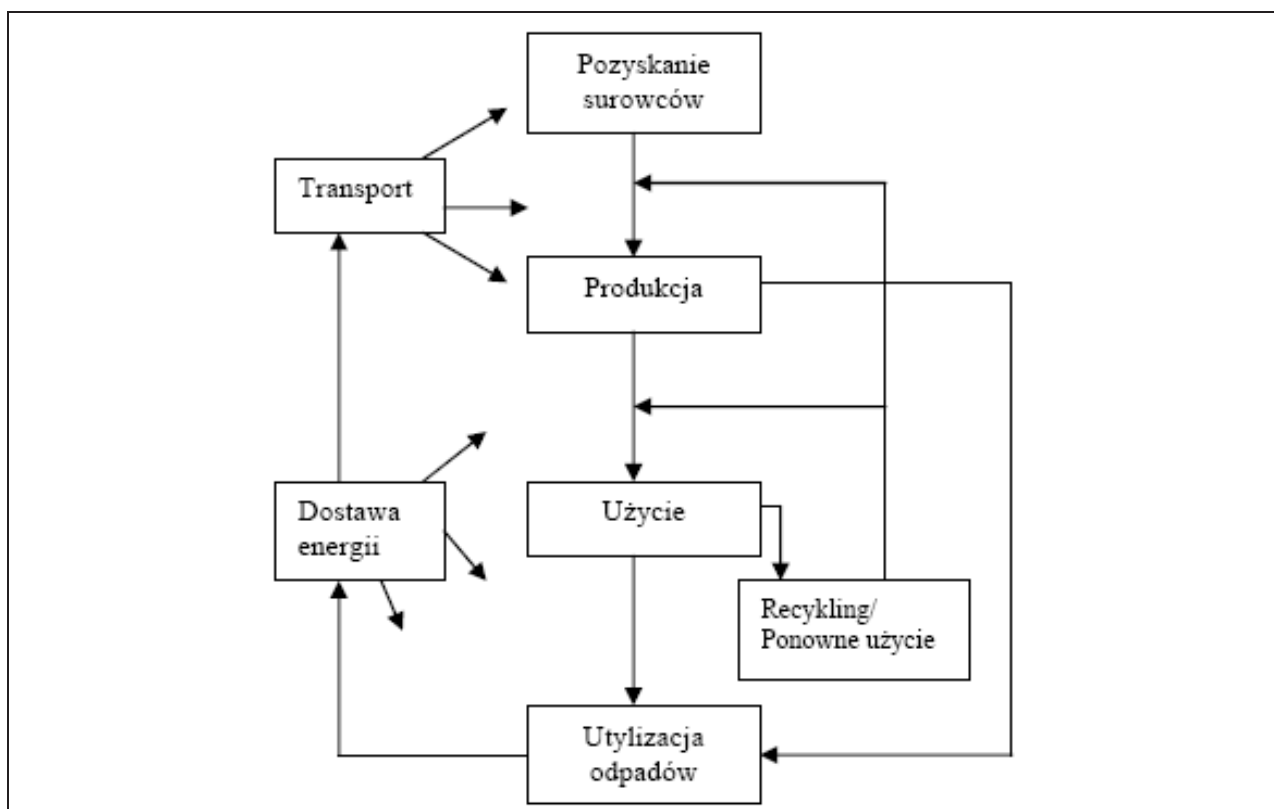
Analiza LCCA może być różnorodnie stosowana w procesie podejmowania decyzji w dziedzinie infrastruktury mostowej. Jednym z głównych sposobów wykorzystania LCCA jest ustalenie najbardziej efektywnego ekonomicznie wariantu przy budowie nowego obiektu. Drugim z typowych zastosowań jest opracowanie najkorzystniejszej ekonomicznie strategii utrzymaniowej dzięki możliwości oszacowania i porównania kosztów różnych działań podejmowanych w przyszłości – w cyklu życia obiektu. Jedną z kluczowych funkcji każdej analizy LCCA jest ocena niepewności, niezawodności i ryzyka w przyjmowaniu podstawowych parametrów wejściowych analizy. Mimo że czyni to analizę bardziej złożoną, pozwala jej wykonawcy na bardziej realistyczną ocenę porównywanych rozwiązań i strategii przez uwzględnienie w analizie np. zmienności kosztów lub czasu wykonania poszczególnych działań. W końcu jednym z fundamentalnych zastosowań LCCA jest ocena nowych materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych. Te materiały i rozwiązania są zazwyczaj znacznie droższe przy bezpośrednim wbudowaniu i nie mogą konkurować z rozwiązaniami tradycyjnymi. Jednak oszczędności w całym cyklu życia uzyskane dzięki ich wdrożeniu mogą wielokrotnie przewyższyć różnicę w kosztach wbudowania. Tylko analiza typu LCCA może to wykazać. Jednocześnie nowe materiały mają zazwyczaj krótką historię stosowania i dlatego brakuje rzetelnych danych charakteryzujących ich zachowania w przyszłości. W analizie LCCA można uwzględnić ten problem, przyjmując odpowiednio wysoko poziom niepewności związany z zastosowaniem nowego materiału.

Analiza LCCA pozwala na oszacowanie kosztów w ciągu całego życia obiektu. Cykl życia każdego obiektu obejmuje cztery kolejno następujące po sobie fazy (rys. 8-1):

- pozyskanie surowców - wydobywanie, przetwarzanie surowców,
- produkcja - wytworzenie prefabrykatów, półproduktów, montaż konstrukcji,
- użytkowanie - eksploatacja, utrzymanie, naprawy,
- końcowe zagospodarowanie - rozbiórka, recykling, utylizacja odpadów.

We wszystkich fazach występuje także dostawa i zużycie energii, natomiast w niektórych fazach i pomiędzy nimi transport. W każdej fazie poszczególne, charakterystyczne dla niej procesy generują określone koszty i są przyczyną różnego rodzaju emisji, a każdy rodzaj emisji w specyficzny sposób oddziałuje na środowisko.

Ponieważ analiza musi uwzględniać bardzo wiele różnych parametrów, w praktycznym zastosowaniu konieczne jest wykorzystanie zestawu wskaźników, które dokładnie uchwycą wpływ oraz oszacują rezultat ekonomiczny związany z każdym parametrem. Wskaźniki pełnią obecnie zasadniczą rolę w ocenie materiałów, technologii i procesów pod kątem zrównoważonego rozwoju. Do opisu aspektów ekonomicznych dla konstrukcji budowlanych przyjmuje się zazwyczaj wskaźniki oceniające minimalizację wszystkich kosztów w cyklu życia obiektu przy jednoczesnej optymalizacji stosunku korzyści do nakładów.



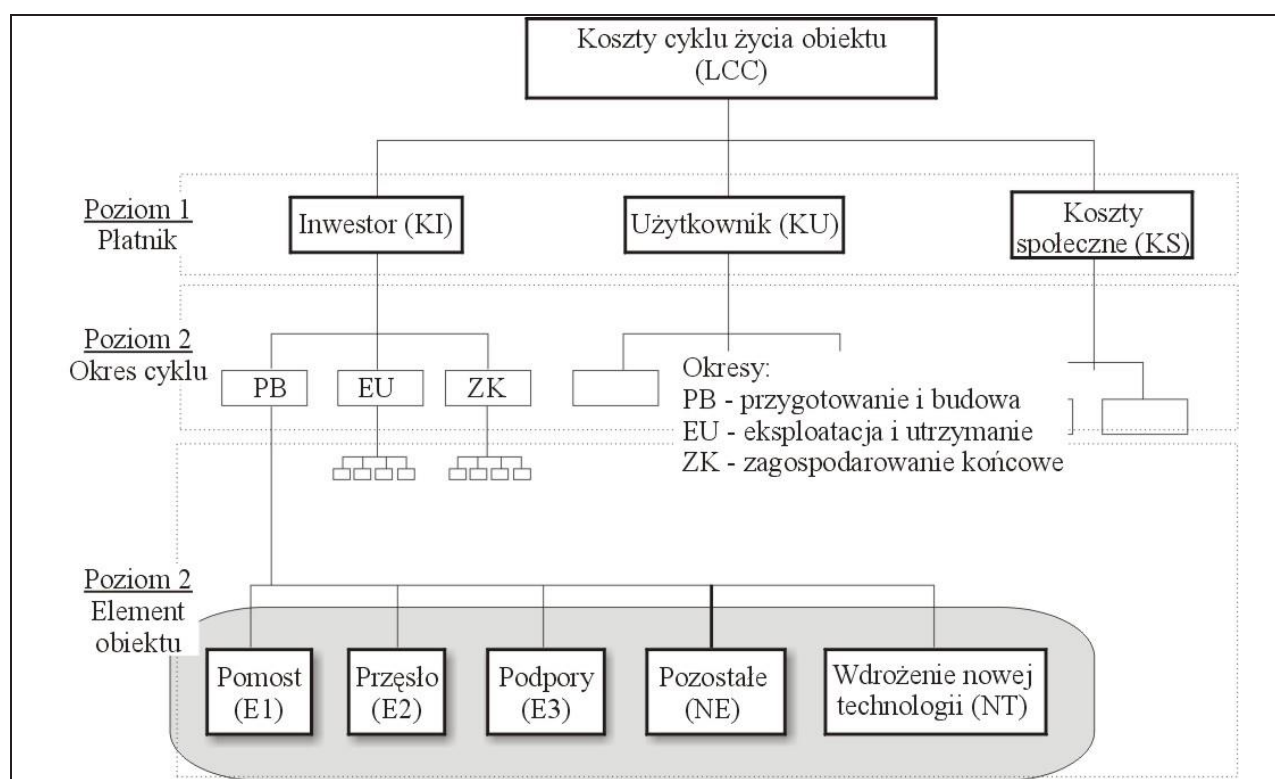
Rys. 8-1. Cykl życia obiektu mostowego

Główne etapy typowej analizy LCCA obiektów mostowych to:

- zdefiniowanie różnych wariantów technicznych dla obiektu,
- zdefiniowanie głównych parametrów ekonomicznych - okresu analizy (cyklu życia), stopy dyskontowej, wskaźnika inflacji,
- ustalenie terminów i zakresu głównych działań w cyklu życia obiektu (tzw. strategia utrzymaniowa),
- oszacowanie kosztów generowanych przez poszczególne działania w cyklu życia obiektu,
- obliczenie kosztów całkowitych w cyklu życia obiektu,
- wybór rodzaju analizy LCCA - deterministycznej lub probabilistycznej,
- analiza wrażliwości dla uzyskanego wyniku,
- analiza wyników końcowych i wnioski.

W pracy [125] podano metodykę przeprowadzania analizy LCCA obiektów mostowych. Metodyka zawiera specjalny system klasyfikacji kosztów, pozwalający na łatwe porównanie

kosztów cyklu życia dla różnych wariantów, np. wykonanych z konwencjonalnych i technologicznie zaawansowanych materiałów. Koszt cyklu życia każdego z wariantów jest obliczany jako suma kosztów poszczególnych elementów zdyskontowanych do wartości bieżącej w roku bazowym. Na rys. 8-2 pokazano klasyfikację kosztów indywidualnego projektu. Koszt całkowity LCC podzielony jest w pierwszej kolejności w zależności od płatnika: inwestor (KI), użytkownik (KU), tzw. „trzecia strona” czyli koszty społeczne lub środowiskowe (KS). Następnie każda grupa kosztów pierwszego poziomu podzielona jest na kolejne trzy podgrupy kosztów drugiego poziomu, reprezentujące trzy główne okresy w cyklu życia obiektu: przygotowanie i budowa (PB), eksploatacja i utrzymanie (EU), zagospodarowanie końcowe (ZK). Ostatni, trzeci poziom to podział kosztów każdej z podgrup czasowych na koszty generowane przez poszczególne elementy obiektu (E-1, E-2 itd.), koszty niezwiązane bezpośrednio z żadnym z elementów (NE) oraz koszty wdrożenia nowego materiału/technologii (NT). Koszty związane z elementami obiektu rozdziela się zazwyczaj na: podpory, dźwigary główne i pomost. Koszty niezwiązane z elementami obiektu to np. koszty tymczasowej organizacji ruchu. Koszty wdrożenia nowego materiału/technologii zawierają koszty: laboratoryjnych badań materiałowych, badań w skali naturalnej, badań nieniszczących, konsultingu przy projektowaniu i wdrożeniu, badań prototypu, monitoringu po wdrożeniu prototypu itp. Wydzielenie tych kosztów osobno pozwala na ocenę bezpośrednich i długoterminowych kosztów cyklu życia związanych z wdrożeniem nowego materiału. Przedstawiona metodologia LCCA została zautomatyzowana za pomocą oprogramowania komputerowego BridgeLCC 2.0, pozwalającego na łatwe i szybkie przeprowadzanie deterministycznej i probabilistycznej analizy LCCA obiektów mostowych [126].



Rys.8-2. Klasyfikacja kosztów cyklu życia indywidualnego obiektu mostowego

Do sporządzenia dokładnej analizy ekonomicznej cyklu życia jest niezbędna wiedza dotycząca rodzaju działań podejmowanych przez administratora obiektu w ciągu całego życia technicznego mostu, tj. kolejno w okresach przygotowania i budowy, eksploatacji i utrzymania

oraz rozbiórki i utylizacji materiałów z rozbiórki. Te działania będą generować zarówno koszty administracji drogowej, koszty użytkowników, jak koszty społeczne. W Tab. 8-1 podano zestawienie przykładowych kosztów podzielonych w zależności od płatnika, które mogą wystąpić w czasie całego zakładanego cyklu życia technicznego mostu.

Tab. 8-1. Podział kosztów ze względu na płatnika

KOSZTY PŁATNIKÓW		
Koszty inwestora	Koszty użytkownika	Koszty społeczne
Projekt Budowa Bieżące utrzymanie Remonty cząstkowe Naprawy, wymiany, modernizacje, przebudowy Przeglądy Rozbiórka Produkcja, składowanie, utylizacja odpadów Recycling Zarządzanie	Eksploatacja pojazdów Dodatkowe zużycie paliwa Czas pracy kierowców przewozów towarowych i pasażerskich Czas pasażerów w przewozach pasażerskich Wypadki drogowe	Emisja toksycznych składników spalin Hałas drogowy

Do ekonomicznej oceny cyklu życia obiektów mostowych można stosować własne arkusze kalkulacyjne lub dedykowane oprogramowanie. W przykładzie analizy przedstawionym w katalogu zastosowano specjalistyczne oprogramowanie BridgeLCC 2.0 [126] stworzone do wspomagania procesów podejmowania decyzji w budownictwie mostowym w zakresie oceny efektywności ekonomicznej różnych wariantów materiałowych, technologicznych lub utrzymaniowych. Użytkownik programu zakłada wskaźniki ekonomiczne (stopa dyskontowa, poziom inflacji itp.), długość cyklu życia, główne parametry mostu (długość, powierzchnia pomostu) oraz ustala scenariusze utrzymaniowe. Pierwszy poziom analizy – analiza deterministyczna pozwala na wyznaczenie dokładnej wartości LCC dla każdego ze scenariuszy. Analiza ta może być uzupełniona analizą wrażliwości dla wybranych parametrów: kosztów, ilości, czasu, scenariusza itp. Drugi, bardziej zaawansowany poziom analizy to analiza probabilistyczna. Użytkownik definiuje niepewność (prawdopodobieństwo) oraz jego rozkład dla wybranych parametrów. Program, wykonując symulację Monte Carlo, wyznacza przedział wartości LCC oraz podaje wszystkie niezbędne dane statystyczne do oceny prawdopodobieństwa i ryzyka.

8.1.2. ANALIZA KOSZTÓW W CYKLU ŻYCIA (LCCA)

8.1.2.1. ZAŁOŻENIA DO ANALIZY

W celu wyliczenia kosztu obiektu w cyklu życia niezbędne są takie dane, jak:

- realna stopa dyskontowa,
- przedmiar robót (materiały, robocizna, sprzęt),
- czas robót (czas trwania budowy, remontów, rozbiórki),
- średni dobowy ruch pojazdów,
- planowany okres życia obiektu.

Najważniejszym zagadnieniem w analizie LCCA jest uwzględnienie wartości bieżącej pieniądza (ang. PV – *Present Value*). W tym celu niezbędne jest określenie tzw. realnej stopy dyskontowej. Koszt każdego działania musi być sprowadzony do czasu T+ 0 (czas wybudowania obiektu). W wielu dokumentach wydanych przez samorzady powiatów, województw, krajów czy też Unię Europejską zestawiono różne wartości realnej stopy dyskontowej. Dokumenty te często dotyczą konkretnych programów operacyjnych, branż czy dofinansowań, które są określane

w zależności od sytuacji ekonomicznej danego sektora gospodarczego czy regionu. Wartości te najczęściej wahają się w granicach od 4% do 6%.

Należy pamiętać, aby każdy koszt był przypisany do odpowiedniej grupy. W zależności od potrzeb należy wykonać co najmniej podział ze względu na okres budowy oraz płatnika. Stosowanie dodatkowych podziałów jest przydatne np. do określenia, jaki asortyment robót (roboty ziemne, roboty betonowe, wyposażenie, itp.) lub jaki element obiektu (przęsło, podpora, wdrożenie nowej technologii) są najbardziej kosztowne w celu wprowadzenia w tę grupę rozwiązań zamiennych obniżających koszty.

Kolejnym elementem niezbędnym do wykonania analizy LCCA jest określenie ilości robót oraz ich cen na każdym etapie życia obiektu. W tym celu należy posłużyć się nie tylko dokumentacją projektową, która pozwoli określić ilości robót w trakcie budowy, jak również przyjęć założenia co do utrzymania obiektu. Mając na uwadze, że założenia utrzymaniowe mogą być dyskusyjne, ponieważ nie jest się w stanie określić dokładnie co ulegnie uszkodzeniu i w jakim czasie, należy stosować założenia bezpieczne. W razie konieczności w założenia te można wprowadzić założone procentowe niepewności zarówno co do czasu wystąpienia robót, jak i ich ilości.

Czas robót i ich częstość występowania jest kolejnym elementem wpływającym na koszty życia obiektu. Ma on odzwierciedlenie w kosztach użytkowników i kosztach społecznych. W związku z remontami obiektu pojawiają się utrudnienia dla użytkowników. W zależności czy jest obiekt w ciągu nowej drogi czy nowy obiekt na istniejącej drodze, wpływ na koszt LCC będzie miał również czas budowy obiektu. Należy pamiętać, że czas budowy/remontu jest ściśle powiązany z technologią wykonania oraz ilością robót do wykonania. Częstość występowania napraw, np. zabezpieczeń antykorozyjnych, należy określić na podstawie ogólnodostępnej literatury i doświadczenia wykonującego analizę. Rozpiętość czasową wymiany elementów, takich jak urządzenia dylatacyjne czy łożyska najlepiej przyjmować zgodnie z zaleceniami rozporządzenia mostowego [5].

Średni dobowy ruch pojazdów jest kolejnym aspektem, który determinuje koszty użytkowników i koszty społeczne. Wskaźnik SDR mówi o tym, jak dużo różnego rodzaju pojazdów, tj. motocykli, samochodów osobowych, dostawczych, ciężarowych z przyczepą i bez przyczepy, autobusów, korzysta z danej drogi (mostu). Każdy z tych rodzajów pojazdów generuje dodatkowe koszty przy trwających robotach w okresie utrzymania. W przypadku gdy w trakcie trwania robót zostaje ograniczony pas lub kilka pasów ruchu, następuje zwiększenie czasu jazdy samochodów przez zmniejszenie ich prędkości lub wprowadzenie np. ruchu wahadłowego. Alternatywnie, gdy na czas robót obiekt zostaje zamknięty i zostaje wyznaczony objazd, wydłuża się czas przejazdu przez trasę podróży.

Ostatnim czynnikiem do ustalenia jest planowany okres życia obiektu. Wpływa on na ilość wykonywanych robót utrzymaniowych. Zakładając typowy 100-letni okres życia, to w całym tym okresie wystąpi więcej napraw obiektu niż w przypadku 75-letniego użytkowania. Okres ten można przyjmować zgodnie z działem V rozporządzenia [5], przy czym dobrą praktyką jest skracanie ustalonych w tym rozporządzeniu arbitralnie trwałości elementów mostu. Zmniejszenie okresu życia obiektu jest niestety potwierdzone praktyką, gdyż zazwyczaj obiekty wymienia się częściej niż wynika to z okresów podanych w rozporządzeniu [5]. Dotyczy to głównie przęseł obiektów mostowych, gdyż znacznie większą trwałością, zgodną z rozporządzeniem cechują się podpory mostów oraz łatwiej jest je w razie potrzeby wzmocnić i naprawić. Drugim powodem skracania arbitralnej trwałości jest niezawyżanie kosztów remontów w cyklu życia. Jest to założenie bezpieczne, zwłaszcza biorąc pod uwagę konstrukcję nowoczesne o deklarowanej dużej trwałości jeszcze niepotwierdzonej zastosowaniem praktycznym.



Podane elementy są niezbędne do określenia całkowitego kosztu życia obiektu. Dalej opisano elementy poszczególnych kosztów, biorąc pod analizę podział ze względu na okres cyklu życia, który z kolei dzieli się pomiędzy poszczególnych płatników.

8.1.2.2. KOSZTY BUDOWY

Koszty budowy to przede wszystkim koszty inwestora - to one stanowią największą składową kosztu budowy. Koszty te obejmują przede wszystkim materiały, robociznę i sprzęt związany z budową. Można je określić na podstawie dokumentacji projektowej. Wiąże się to z wykonaniem przedmiaru robót, które należy wycenić z uwzględnieniem o aktualnych stawek rynkowych, korzystając z ogólnodostępnych opracowań kosztorysowych. Należy pamiętać, że wycena musi być spójna ze sobą na każdym etapie analizy LCCA, tzn. ceny muszą uwzględniać wszystkie składowe (materiały, robocizna, sprzęt) oraz pochodzić w miarę możliwości z jednego źródła. W trakcie fazy budowy mogą pojawić się również koszty użytkowników i społeczne. Z taką sytuacją mamy do czynienia w sytuacji obiektów budowanych na istniejących drogach, które zaburzają normalny dla danego terenu ruch samochodowy przez ograniczenia w przepustowości drogi i/lub objazdy.

8.1.2.3. KOSZTY ESKPLOATACJI I UTRZYMANIA

W cyklu życia obiektów pojawia się co najmniej kilkukrotna konieczność wykonania robót związanych z jego eksploatacją i utrzymaniem. Kosztem eksploatacji jest np. zlecenie wykonania przeglądu obiektu budowlanego. Koszt ten jest najczęściej pomijalny, zwłaszcza uwzględniając wartość bieżącą pieniądza. Głównym kosztem jest utrzymanie obiektu. Utrzymanie obiektu zakłada wiele czynności związanych z okresowymi remontami obiektu, jak np. zabezpieczenie antykorozyjne betonu lub stali, uzupełnienie ubytków, wymiany elementów wyposażenia, takich jak łożyska, nawierzchnie, balustrady, bariery, kapy chodnikowe, urządzenia dylatacyjne itp. Utrzymanie powoduje powstanie kosztów zarówno po stronie inwestora (bezpośrednie koszty materiałów, robocizny, sprzętu), jak i użytkowników oraz generuje koszty społeczne (zwiększone koszty eksploatacji, zwiększone zanieczyszczenie środowiska związane z czasem robót).

8.1.2.4. KOSZTY ROZBIÓRKI

Ostatnim etapem cyklu życia obiektu jest jego rozbiórka. W trakcie rozbiórki powstają materiały, które należy poddać utylizacji lub recydingowi. Należy zwrócić uwagę, że recyding materiału, np. konstrukcji stalowej, może stanowić zysk, a więc będzie to „koszt ujemny”. Okres rozbiórki powoduje powstanie kosztów użytkowników i kosztów społecznych. W czasie trwania rozbiórki należy uwzględniać tylko czas rozbiórki obiektu istniejącego, a nie całej inwestycji polegającej na rozbiórce i budowie nowego mostu.

8.1.2.5. KOSZTY INWESTORA

Na koszty inwestora składają się koszty budowy, eksploatacji i utrzymania oraz rozbiórki. Koszty te są bezpośrednio związane z ilością robocizny, materiału i sprzętu wykorzystywanego na poszczególnych etapach cyklu życia obiektu. Inwestor, zlecając budowę, remont lub rozbiórkę, ponosi koszty, jakie zadeklaruje wykonawca robót wyłoniony w ramach postępowania przetargowego. Dodatkowym kosztem są również koszty projektów, które należy wykonać na każdym etapie robót. Również koszty przeglądów mogą być uwzględnione jako koszt inwestora.

8.1.2.6. KOSZTY UŻYTKOWNIKÓW I KOSZTY ŚRODOWISKOWE

Koszty użytkowników i koszty środowiskowe mogą stanowić znaczącą część kosztów w cyklu życia obiektu. Koszty te są związane głównie z czasem trwania robót (budowa, utrzymanie itp.). W czasie robót powstają różnego rodzaju ograniczenia ruchu, takie jak zwężenie jezdni,

czasowe zamknięcia drogi, ruch sterowany tymczasową sygnalizacją świetlną lub objazdy. Koszty użytkowników i środowiskowe zależą od średniego dobowego ruchu (SDR) i klasy drogi. Sposób obliczania kosztów użytkowników jest podany w instrukcjach oceny efektywności ekonomicznej przedsięwzięć drogowych i mostowych, np. w instrukcji [127]. Opracowanie powstało w celu zunifikowania sposobu obliczania opłacalności inwestycji drogowych, głównie dla porównania różnych wariantów przebiegu dróg, jednak doskonale nadaje się do zastosowania do analizy LCCA. Instrukcja dokładnie definiuje sposób obliczania kosztów użytkowników i środowiska. Dokument podaje metodologie zarówno przeliczania wartości bieżącej pieniądza, jak i obliczania kosztów ponoszonych przez użytkowników. W instrukcji zawarto również wskaźniki do wyliczania poszczególnych kosztów oraz sposoby obliczania zmiany SDR w czasie (prognozowanie SDR). Prognozę SDR można wykonać również innymi metodami analitycznymi. Należy jednak stosować jednakową wartość przebiegu SDR w czasie dla każdego porównywanego wariantu.

8.1.3. PODSUMOWANIE

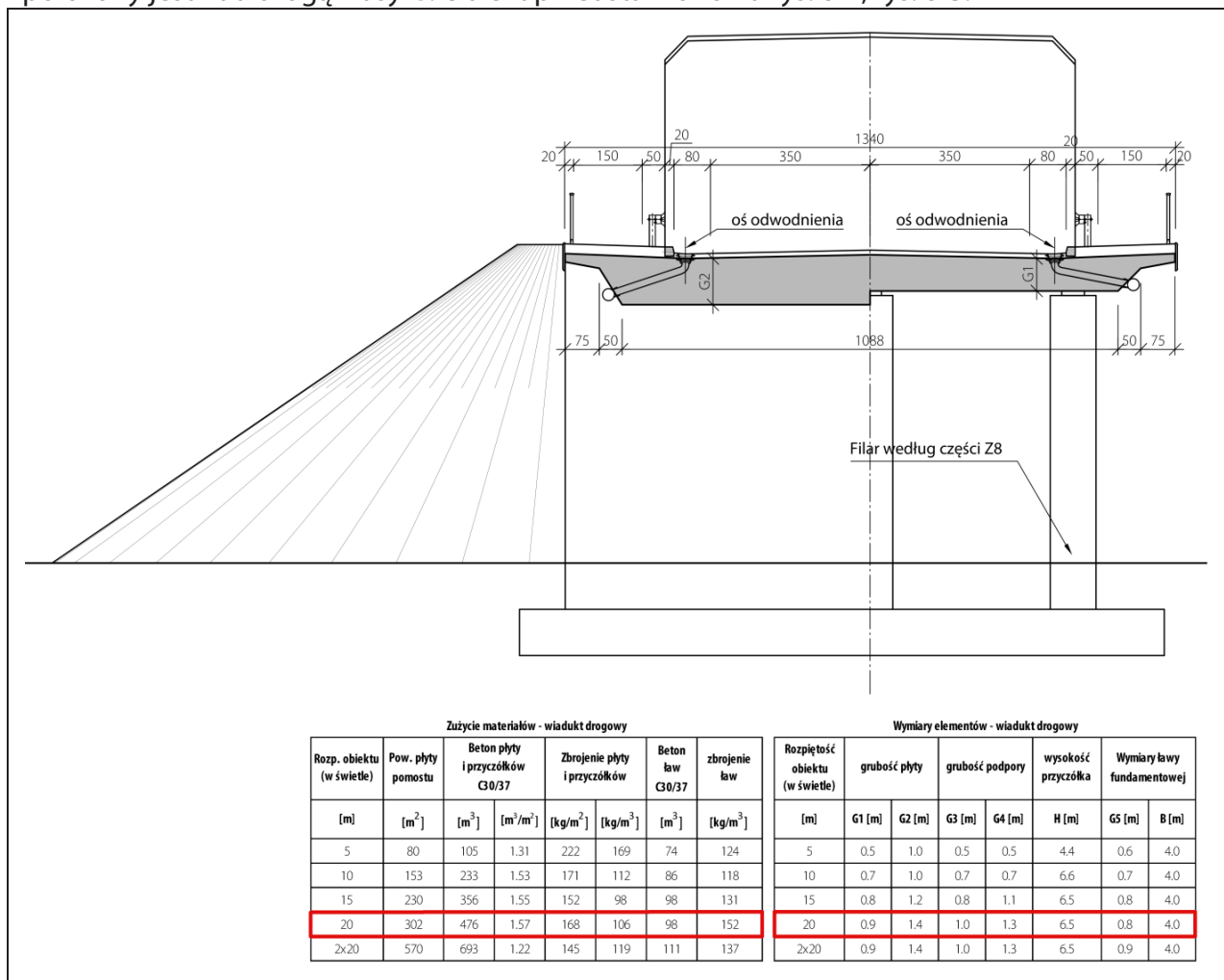
Przedstawiona w katalogu metodyka analizy kosztów cyklu życia mostu jest jednym z możliwych sposobów oceny stopnia wdrożenia zasad zrównoważonego rozwoju w mostownictwie. Użyte oprogramowanie (BridgeLCC 2.0) jest ogólnie dostępne i stosunkowo proste w zastosowaniu, aczkolwiek mające kilka ograniczeń mogących wpływać na wyniki analizy. Jednym z takich ograniczeń jest deterministyczny charakter analizy ograniczający skuteczność bazującego na jej wynikach procesu decyzyjnego. Na rynku istnieją jednak znacznie bardziej złożone programy posiadające zintegrowane bazy danych, które pozwalają przeprowadzać analizy cyklu życia ze znacznie większym prawdopodobieństwem otrzymanego wyniku. Konieczność wdrażania zasad zrównoważonego rozwoju spowoduje, że programy te staną się już wkrótce integralnym składnikiem nowoczesnego warsztatu biur projektów, także mostowych. Dlatego warto wiedzieć o nich i ich zastosowaniach upowszechniać i popularyzować.

W związku z koniecznością wdrażania w budownictwie zasad zrównoważonego rozwoju coraz większą wagę przykładą się do modelowania cyklu życia produktu (obiektu). Coraz powszechniej dostępne programy komputerowe do analizy cyklu życia oraz wskaźniki środowiskowe, ekonomiczne i socjalne związane z cyklem życia produktów (materiałów, technologii) zmieniają współczesne projektowanie w kierunku optymalizacji wdrażania zasad zrównoważonego rozwoju. Proces ten jest widoczny także w budownictwie mostowym. Kwestią czasu jest więc upowszechnienie się w Polsce analizy kosztów cyklu życia jako metody wspomagania podejmowania decyzji, co wpłynie na skuteczną realizację zasad zrównoważonego rozwoju oraz znacznie przyspieszy wdrożenie w mostownictwie zaawansowanych technologicznie materiałów, produktów lub procesów.

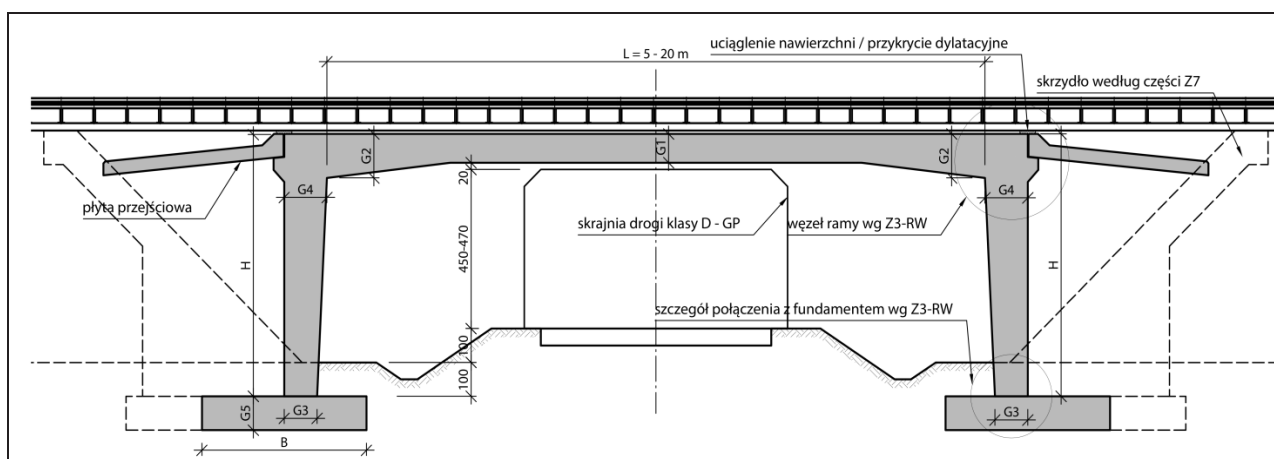
8.2. UPROSZCZONY PRZYKŁAD ANALIZY LCCA

8.2.1. ZAŁOŻENIA

W celach informacyjnych w katalogu zamieszczono uproszczony przykład analizy LCCA jednego z obiektów mostowych zaprezentowanych w katalogu. Wybrano obiekt monolityczny ramowy o świetle 20 m z zeszytu Z3. Założono, że obiekt znajduje się w ciągu drogi klasy G i położony jest nad drogą klasy G. Obiekt przedstawiono na rys. 8-2, rys. 8-3.



Rys. 8-2. Analizowany obiekt – przekrój poprzeczny i dane materiałowe



Rys. 8-3. Analizowany obiekt – przekrój podłużny

Prezentowany przykład ma wyłącznie charakter poglądowy, ma na celu pokazanie sposobu przeprowadzania analizy. W przykładzie nie kładziono nacisku na jej dokładność w ujęciu kosztowo-ilościowym, tj. pominięto część kosztów i rodzaje robót, takich jak obsługa geodezyjna, odwodnienie, izolacje cienkowarstwowe, roboty ziemne czy wykończeniowe (zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni, umocnienie skarp itp.). Skupiono się na głównych robotach konstrukcyjnych i wyposażeniu pomostu.

Przyjęto, że obiekt zbudowano w 2015 roku. Założono remont obiektu co 15 lat, czas cyklu życia obiektu 75 lat. Realną stopę dyskontową przyjęto na poziomie 5%. Do analizy wytypowano obiekt na drodze powiatowej klasy G. Dla samochodów osobowych i dostawczych wyznaczono objazd o długości 3 km. Dla samochodów ciężarowych i autobusów objazd będzie miał długości 8 km. Na drodze panuje ruch o SDR równym 900, którego składowe podano w Tab. 8-2.

Tab. 8-2. Średni dobowy ruch

ROK	Średni dobowy ruch (SDR)	Motocykle (M)	Samochody osobowe (SO)	Samochody dostawcze do 3,5t (SD)	Samochody ciężarowe bez przyczepy (SCb)	Samochody osobowe z przyczepą (SCp)	Autobusy (A)	Ciągniki i rolnicze (Cr)
2018	900	70	410	320	30	50	20	0

Trwałość elementów wymagających remontów i wymian oparto na informacjach zawartych w dziale V rozporządzenia [5]. Czas wykonywanych robót, zarówno budowy, utrzymania i rozbiórki podano w Tab. 8-3.

Tab. 8-3. Opis i czas planowanych robót w cyklu życia obiektu przykładowego

Czas cyklu życia [rok]	Opis wykonywanych robót	Czas trwania robót
T = 0	Budowa	budowa: 150 dni
T+ 15	Wymiana nawierzchni i izolacji na płycie pomostu Remont konstrukcji nośnej pomostu	remont: 18 dni
T+ 30	Wymiana nawierzchni i izolacji na płycie pomostu Remont konstrukcji nośnej pomostu i przyczółków	remont: 20 dni
T+ 45	Rozbiórka płyty pomostu i wyposażenia Wykonanie płyty pomostu i wyposażenia	remont: 35 dni
T+ 60	Wymiana nawierzchni i izolacji na płycie pomostu Remont konstrukcji nośnej pomostu i przyczółków	remont: 20 dni
T+ 75	Rozbiórka przęsła i wyposażenia Utylizacja i składowanie materiałów z rozbiórki	rozbiórka: 12 dni

8.2.2. KOSZTY INWESTORA

8.2.2.1. KOSZTY BUDOWY

Koszty budowy wyliczono w arkuszu kalkulacyjnym. Ilości materiałów oszacowano na podstawie części rysunkowej katalogu. Ceny przyjęto według biuletynów cenowych. Opis, ilość robót, jednostkę, ceny jednostkowe i wartość robót przedstawiono w Tab. 8-4.

Tab. 8-4. Uproszczony kosztorys budowy obiektu przykładowego

Opis i wyliczenia	Jed n.	Ilość	Cena jednost.	Wartość robót
Ławy fundamentowe				
Wykonanie zbrojenia ław ze stali klasy A-IIIIN				
Przygotowanie i montaż zbrojenia ław pod przyczółkami				
16.14	t	16,14	4 187,86	67 583,68
Wykonanie ław fundamentowych w deskowaniu z zabezpieczeniem wykopu na łądzie beton kl. C30/37				
Wykonanie ław fundamentowych pod przyczółkami nr 1 i nr 2 z betonu konstrukcyjnego w deskowaniu (klasa betonu C30/37)				
116.40	m ³	116,40	500,75	58 287,30
KORPUSY PODPÓR				
Przyczółki żelbetowe				
Wykonanie zbrojenia korpusów przyczółków i skrzydełek ze stali klasy A-IIIIN				
Przygotowanie i montaż zbrojenia korpusów przyczółków i skrzydełek.				
128.90	t	31,63	4 492,59	142 091,64
Wykonanie korpusów przyczółków - masywne z betonu kl. C30/37				
Wykonanie podpór masywnych wys. ponad 4m z betonu klasy C30/37				
198.50	m ³	198,50	661,19	131 246,22
Wykonanie żelbetowych skrzydełek przyczółka z betonu kl. C30/37				
Wykonanie żelbetowych skrzydełek przyczółków o długości większej niż 3 m z betonu klasy C30/37				
56.00	m ³	56,00	694,25	38 878,00
USTROJE NOŚNE				
Ustrój nośny "na mokro" z betonu klasy C35/45				
Wykonanie części ustroju "na mokro" z betonu klasy C35/45 - nad wodą				
277.50	m ³	277,50	629,11	174 578,03
Przygotowanie i montaż zbrojenia dla elementów ustroju "na mokro"				
25.10	t	25,10	4 270,64	107 193,06
Montaż kotew stalowych talerzowych				
Montaż kotew talerzowych do zamocowania kapy chodnikowej.				
80.00	szt.	80,00	124,49	9 959,20
HYDROIZOLACJE				
Izolacja z papy termozgrzewalnej – układana na powierzchniach betonowych				
Wykonanie izolacji z papy zgrzewalnej na betonowych płaszczyznach poziomych				
Przygotowanie powierzchni pod warstwy izolacyjne				
< płyta pomostu >	m ²	302,84	19,92	6 032,57
< płyty przejściowe >	m ²	58,96	19,92	1 174,48
Zakup i wykonanie na płycie przejściowej izolacji z papy termozgrzewalnej modyfikowanej elastomerem SBS				
< płyta pomostu >	m ²	302,84	45,45	13 764,08
< płyty przejściowe >	m ²	58,96	45,45	2 679,73
WYPOSAŻENIE POMOSTU				
Krawężniki kamienne				
Ustawienie krawężników kamiennych				
Zakup i montaż krawężników kamiennych				
62	m	46,00	41,50	1 909,00
Kapy chodnikowe z prefabrykowaną deską gzymsową				
Montaż prefabrykowanych desek gzymsowych o objętości do 0,1 m ³ /szt.				
Zakup i montaż prefabrykowanych polimerobetonowych desek gzymsowych.				
70	szt.	70,00	500,00	35 000,00
Przygotowanie i montaż zbrojenia płyty chodnika ze stali klasy A-IIIIN				

Przygotowanie i montaż zbrojenia kap chodnikowych				
2.86	t	2,86	4 270,64	12 230,57
<u>Wykonanie płyty chodnikowej „na mokro” z betonu klasy C30/37</u>				
Wykonanie żelbetowych kap chodnikowych z betonu klasy C30/37				
23.87	m ³	23,87	629,11	15 014,09
<u>Bariery ochronne</u>				
Montaż barier ochronnych				
Zakup i montaż na moście bariery ochronnej skrajnej wraz z zakupem i montażem kotew systemowych.				
86.00	m	86,00	703,88	60 533,68
<u>Płyty przejściowe</u>				
Wykonanie zbrojenia płyt przejściowych ze stali A-IIIIN				
Przygotowanie i montaż zbrojenia płyt przejściowych				
3.33	t	3,33	3 850,21	12 825,02
Wykonanie płyt przejściowych z betonu klasy C30/37				
Wykonanie płyt przejściowych z betonu klasy C30/37 w deskowaniu wraz z wypełnieniem szczeliny przy ścianie żwirowej kitem trwale elastycznym oraz warstwy filtracyjnej gr. 5cm z piasku				
20.2	m ³	25,62	465,44	11 925,98
ROBOTY NAWIERZCHNIOWE I ZABEZPIECZAJĄCE				
<u>Nawierzchnie jezdni obiektów mostowych</u>				
Nawierzchnia jezdni mostowej z betonu asfaltowego modyfikowanego				
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m ²	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m ²	194,36	19,78	3 844,44
<u>Nawierzchnia na chodnikach z żywic syntetycznych</u>				
Wykonanie nawierzchni na chodniku z żywic syntetycznych o grub. 6mm				
Czyszczenie strumieniowo-ściernie na sucho powierzchni kap chodnikowych				
2x2.2x22.6	m ²	99,44	19,92	1 980,84
Wykonanie nawierzchni poliuretanowo-epoksydowej grubości 6mm na kapach chodnikowych				
2x2.2x22.6	m ²	99,44	386,72	38 454,94
			SUMA	954 554,73

Wartości 954 554,73 zł nie uwzględnia wartości bieżącej pieniądza (Present Value). Podane koszty powstają w czasie budowy (T+ 0), co powoduje, że wartość wyliczona w Tab. 8-4 po przeliczeniu na wartość bieżącą będzie taka sama.

8.2.2.2. KOSZTY UTRZYMANIA I ROZBIÓRKI

Koszty utrzymania i rozbiórki wyliczono w arkuszu kalkulacyjnym. Ilości materiałów oszacowano na podstawie części rysunkowej katalogu. Ceny według biuletynów cenowych. Podane w Tab. 8-5 ceny nie uwzględniają wartości bieżącej pieniądza (Present Value).

Tab. 8-5. Uproszczony kosztorys utrzymania obiektu przykładowego

Opis i wyliczenia	Jedn.	Ilość	Cena jednost.	Wartość robót
T+ 15				
REMONT NAWIERZCHNI I IZOLACJI				
Rozebranie nawierzchni bitumicznej wraz z izolacją - na moście				
22.6x8.6	m2	194,36	43,23	8 402,18
Przygotowanie powierzchni płyty pomostu pod izolację. Wyrównanie nierówności zaprawą PCC (50% powierzchni)				
194.36x50%	m2	97,18	26,24	2 550,00
Wykonanie izolacji na płycie pomostu				

22.6x8.6	m2	194,36	45,45	8 833,66
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	19,78	3 844,44
REMONT PŁYTY POMOSTU I ODNOWIENIE ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNEGO POWIERZCHNI BETONOWYCH				
Wyrównanie ubytków w płycie pomostu zaprawą PCC (5% powierzchni)				
(30.55x19.7+2x35.7)x5%	m2	67,32	26,24	1 766,57
SUMA T+ 15:				32 765.05
T+ 30				
REMONT NAWIERZCHNI I IZOLACJI				
Rozebranie nawierzchni bitumicznej wraz z izolacją - na moście				
22.6x8.6	m2	194,36	43,23	8 402,18
Przygotowanie powierzchni płyty pomostu pod izolację. Wyrównanie nierówności zaprawą PCC (50% powierzchni)				
194.36x50%	m2	97,18	26,24	2 550,00
Wykonanie izolacji na płycie pomostu				
22.6x8.6	m2	194,36	45,45	8 833,66
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	19,78	3 844,44
REMONT PŁYTY POMOSTU I ODNOWIENIE ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNEGO POWIERZCHNI BETONOWYCH				
Wyrównanie ubytków w płycie pomostu i przyczółkach zaprawą PCC (5% powierzchni)				
(30.55x19.7+2x35.7)x5%	m2	67,32	26,24	1 766,57
SUMA T+ 30:				32 765.05
T+ 45				
ROZBIÓRKA PŁYTY POMOSTU WRAZ Z WYPOSAŻENIEM				
Rozebranie nawierzchni bitumicznej wraz z izolacją				
22.6x8.6	m2	194,36	43,23	8 402,18
Rozebranie krawężników				
46.00	m	46,00	6,54	300,84
Demontaż barier i balustrad mostowych				
2x22.3x50/1000	t	2,23	1 137,86	2 537,43
Rozebranie płyty pomostu i kap chodnikowych				
277.5+23.8656	m3	301,37	474,24	142 919,62
WYKONANIE PŁYTY POMOSTU WRAZ Z WYPOSAŻENIEM				
Wykonanie części ustroju "na mokro" z betonu klasy C35/45 - nad wodą				
277.50	m3	277,50	773,08	214 529,70
Przygotowanie i montaż zbrojenia dla elementów ustroju "na mokro"				
25.10	t	25,10	4 270,64	107 193,06
Przygotowanie powierzchni pod warstwy izolacyjne				
302.84	m2	302,84	26,24	7 946,52
Wykonanie izolacji na płycie pomostu				
302.84	m2	302,84	45,45	13 764,08
Zakup i montaż krawężników				
62	m	46,00	41,50	1 909,00
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	19,78	3 844,44
Wykonanie kap chodnikowych				

23.865	m3	23,87	629,11	15 014,09
Przygotowanie i montaż zbrojenia kap chodnikowych				
2.86	t	2,86	4 270,64	12 230,57
Zakup i montaż na moście bariery ochronnej i balustrad				
86	m	86,00	703,88	60 533,68
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	19,78	3 844,44
SUMA T+ 45:				609 706.03
T+ 60				
REMONT NAWIERZCHNI I IZOLACJI				
Rozebranie nawierzchni bitumicznej wraz z izolacją - na moście				
22.6x8.6	m2	194,36	43,23	8 402,18
Przygotowanie pow. płyty pod izolację. Wyrównanie nierówności zaprawą PCC (50% pow.)				
194.36x50%	m2	97,18	26,24	2 550,00
Wykonanie izolacji na płycie pomostu				
22.6x8.6	m2	194,36	45,45	8 833,66
Wykonanie w-wy wiążącej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	37,91	7 368,19
Wykonanie w-wy ścieralnej z mieszanki mineralno-asfaltowej SMA				
22.6x8.6	m2	194,36	19,78	3 844,44
REMONT PŁYTY POMOSTU I ODNOWIENIE ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNEGO POWIERZCHNI BETONOWYCH				
Wyrównanie ubytków w płycie pomostu i przyczółkach zaprawą PCC (5% powierzchni)				
(30.55x19.7+2x35.7)x5%	m2	67,32	26,24	1 766,57
SUMA T+ 60:				32 765.05
T+ 75				
ROZBIÓRKA OBIEKTU				
Rozebranie nawierzchni bitumicznej wraz z izolacją - na moście				
22.6x8.6	m2	194,36	43,23	8 402,18
Rozebranie krawężników				
62	m	44,60	6,54	291,68
Rozebranie elementów żelbetowych (płyta pomostu, podpory, fundamenty, płyty przejściowe)				
116.4+198.5+56+277.5+23.8656	m3	672,27	474,24	318 815,24
Utylizacja elementów żelbetowych				
1	kpl	1,00	5 000,00	5 000,00
Utylizacja elementów wyposażenia				
1	kpl	1	10 000,00	10 000,00
SUMA T+ 75:				342 509.10

Koszty remontów i rozbiórki powstają w czasie różnym od T+ 0, co powoduje, że wyliczone wartości z poszczególnych okresów należy przeliczyć na wartość PV. W celu obliczenia wartości PV korzysta się ze wzoru (8-1).

$$PV = \frac{C}{\left(1 + \frac{r}{100}\right)^t} \quad (8-1)$$

gdzie:

C – koszt [zł] (cost),

PV – wartość bieżąca pieniądza (Present Value) [zł],

r – realna stopa procentowa [%],
t – kolejny rok okresu obliczeniowego.

Przy obliczaniu wartości bieżącej pieniądza odnosimy się do roku T+ 0, czyli roku pierwszego. Przykładowo dla czasu T+ 75 (rozbiórka) wartość „t” we wzorze wyniesie t = 74. Koszty utrzymania i rozbiórki po przeliczeniu na PV podano w Tab. 8-6.

Tab. 8-6. Zestawienie kosztów utrzymania z/bez uwzględnieniem wartości Present Value

Czas cyklu życia [rok]	Koszty utrzymania i rozbiórki bez PV	Koszty utrzymania i rozbiórki po uwzględnieniu PV
T+ 15	32 765,05	16 548,57
T+ 30	32 765,05	7 960,15
T+ 45	609 706,03	71 251,06
T+ 60	32 765,05	1 841,80
T+ 75	342 509,10	9 261,13

8.2.3. KOSZTY UŻYTKOWNIKÓW

8.2.3.1. PARAMETRY OBLICZENIOWE

Koszty użytkowników i społeczne wyliczono na podstawie opracowania „Instrukcja oceny efektywności ekonomicznej przedsięwzięć drogowych i mostowych dla dróg powiatowych” [127] opracowanych przez IBDiM. W instrukcji opisano zarówno procedury obliczeniowe, jak i podstawowe definicje. Instrukcja definiuje sposób obliczania SDR na podstawie pomiarów poczynionych na drodze w określony sposób. W przykładzie SDR przyjęto, nie opierając się na konkretnej drodze czy pomiarze. Poniżej pokazano sposób doboru pozostałych parametrów niezbędnych do wyliczenia kosztów użytkowników i społecznych.

Po kreśleniu SDR na rok budowy obiektu należy wykonać jego prognozę, czyli obliczyć, w jakim stopniu SDR zwiększa się z czasem. Co ważne, instrukcja w dalszych obciążeniach każe pomijać motocykle i ciągniki rolnicze. Do wyznaczenia prognozy stosuje się tab. 8-7 zaczerpniętą z instrukcji [127].

Tab. 8-7. Tabela do prognozy wzrostu SDR

Kategoria pojazdów	Roczny wzrost ruchu pojazdów zależnie od SDR					
	≤ 250	251 do 500	501 do 1000	1001 do 1500	1501 do 2000	2000 do 2500
Samochody osobowe	4	13	25	42	60	80
Samochody dostawcze	1	2	3	5	7	10
Samochody ciężarowe bez przyczep i naczep	współczynnik wzrostu $w_w = 1,020^n$					
Samochody ciężarowe z przyczepami i naczepami	współczynnik wzrostu $w_w = 1,025^n$					
Autobusy	współczynnik wzrostu $w_w = 1,000$					

W przykładzie dla samochodu osobowego w roku T+ 0 mamy 410 pojazdów. W celu określenia wzrostu po 15 latach wykonujemy obliczenia jak w Tab. 8-8.

Tab. 8-8. Przyrost SDR w dla samochodów osobowych w pierwszych 15 latach

Okres	SDR	Przyrost samochodów osobowych
T+ 0	410	13
T+ 1	423	13
T+ 2	436	13
T+ 3	449	13
T+ 4	462	13
T+ 5	475	13
T+ 6	488	13
T+ 7	501	25
T+ 8	526	25
T+ 9	551	25
T+ 10	576	25
T+ 11	601	25
T+ 12	626	25
T+ 13	651	25
T+ 14	676	25
T+ 15	701	25

Z Tab. 8-8 widać, że wartość SDR dla samochodów osobowych czasie T+ 15 osiągnie wartość $SDR_{SO}^{15} = 701$. Gdy SDR dla SO i SD przekroczy 2500 (maksymalny podany w tab. 8-7), zaleca się ekstrapolację wartości, przyjmując krok SDR równy 500. Przykładowo, dla przedziału 3500 do 4000 otrzymujemy wzrost o 144 samochody osobowe rocznie.

Liczbę samochodów ciężarowych z przyczepami wyliczamy zgodnie z tab. 8-7. Wartość „n” równa jest okresowi, w którym obliczamy SDR dla danej kategorii pojazdów. Dla okresu T+ 15 otrzymamy wartości jak we wzorach (8-2), (8-3).

$$w_n = 1,025^n = 1,025^{15} = 1,448 \quad (8-2)$$

$$SDR_{SCP}^{15} = SDR_{SCP}^0 \cdot w_n = 50 \cdot 1,448 = 72 \quad (8-3)$$

W kolejnym kroku należy określić parametry drogi jak w Tab. 8-9, zaczerpniętej z instrukcji [127, s. 11]. Rodzaj terenu dobieramy na podstawie Tab. 8-10 [127, s. 11].

Tab. 8-9. Zestawienie parametrów charakterystycznych drogi

Parametr	Wartość przyjęta w przykładzie
Rodzaj terenu: P – Płaski; F – Falisty; G – Górski	P
Rodzaj obszaru: M – zabudowany; Z – niezabudowany	M
Charakter ruchu na odcinku drogi: G – Gospodarczy, T – Turystyczny, R – Rekreacyjny	G
Klasa drogi: G, Z, L	G
Szerokość jezdni:	7
Odcinki z widocznością na wyprzedzanie ≥ 450 :	20%

Tab. 8-10. Dobór rodzaju terenu

Rodzaj terenu	Spadek podłużny
płaski	0%-2,49%
falisty	2,50%-4,99%
górski	$\geq 5,0\%$

Rodzaj obszaru M lub Z zależy od oznakowania i charakteru terenu. W zależności od tego parametru zmienia się sposób odczytu prędkości podróży. Dla obszarów M – miejskich (zabudowanych) korzysta się z tabeli instrukcji [127, s. 24] i zależy ona od parametru N1 oraz szerokości drogi. Dla obszarów Z – zamiejskich (niezabudowanych) korzysta się z tabel instrukcji [127, s. 21-23] i są one zależne od parametrów N1, N2, udziału odcinków z widocznością na wyprzedzanie ≥ 450 oraz szerokości drogi. W przypadku dróg zamiejskich prędkości projektowe są różne dla SO i SD oraz SCb, SCp i A. Dla dróg miejskich prędkość podróży jest taka sama dla wszystkich kategorii pojazdów.

Parametry N1 i N2 wylicza się ze wzorów (8-4), (8-5).

$$N_1 = 0,5 \cdot [SO + SD + 2 \cdot (SCb + SCp + A)] \cdot k \quad (8-4)$$

$$N_2 = 0,5 \cdot (SCb + SCp + A) \cdot k \quad (8-5)$$

gdzie:

N_1 – pomocnicze godzinowe natężenie ruchu [poj./godz.],

N_2 – pomocnicze godzinowe natężenie ruchu [poj./godz.],

SO, SD, SCb, SCp, A – średni dobowy ruch pojazdów, odpowiednio osobowych, dostawczych, ciężarowych bez przyczepy, ciężarowych z przyczepą, autobusów [poj./godz.],

k – współczynnik przeliczeniowy na ruch godzinowy.

Prędkość odczytaną z tabel instrukcji [127, s. 21-24] mnoży się przez współczynnik przeliczeniowy prędkości podróży zależne od ukształtowania terenu (Tab. 8-11).

Tab. 8-11. Współczynnik przeliczeniowy do prędkości podróży

Samochodem osobowe i dostawcze			Samochody ciężarowe i autobusy		
teren płaski	teren falisty	teren górski	teren płaski	teren falisty	teren górski
1,00	0,920	0,780	1,00	0,910	0,750

W podanym przykładzie mamy teren płaski, więc współczynniki przeliczeniowe wynoszą 1,0. W podanym przykładzie prędkość podróży zależy od parametru N1. W Tab. 8-12 zestawiono parametr N1 oraz prędkość podróży. Parametr N2 w tym przypadku nie ma wpływu na prędkość podróży.

Tab. 8-12. Zestawienie prędkości podróży w poszczególnych latach

	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
N1	44	62	88	131	203	331
V	43	42.8	42.7	42.6	42.5	42.2
V x wsp. przeliczeniowy	43	42.8	42.7	42.6	42.5	42.2

Dla uproszczenia obliczeń przyjęto prędkość 42.5km/h dla każdego okresu.

Charakter ruchu na analizowanym odcinku drogi zależy od czynników wymienionych w instrukcji [127, s. 7]:

„6. Odcinkowi drogi, na którym wykonuje się pomiary ruchu, należy na podstawie przeprowadzonego rozeznania przypisać jeden z następujących charakterów ruchu:

- gospodarczy – odcinki dróg, na których występują niewielkie sezonowe wahania ruchu, tzn. średni dobowy ruch dla poszczególnych miesięcy jest zbliżony do SDR, natomiast średni dobowy ruch w dni robocze jest większy od średniego dobowego ruchu w dni świąteczne,
- turystyczny – odcinki dróg, na których w sezonowych wahaniami ruchu występuje znaczny (ok. 50 %) wzrost średniego dobowego ruchu w miesiącu lipcu i sierpniu.

Tygodniowe wahania ruchu są takie, jak dla odcinków dróg o gospodarczym charakterze ruchu,

- rekreacyjny – odcinki dróg, na których występują niewielkie sezonowe wahania ruchu, jak dla dróg o gospodarczym charakterze ruchu, natomiast tygodniowe wahania ruchu wskazują zawsze większy (o ok. 20 %) średni dobowy ruch w niedziele i dni świąteczne od średniego dobowego ruchu w dni robocze.”

Na podstawie parametru „charakter ruchu na odcinku drogi” wyznaczamy współczynnik przeliczeniowy „k”, korzystając z Tab. 8-13.

Tab. 8-13. Współczynnik przeliczeniowy „k”

Charakter ruchu	Współczynnik przeliczeniowy „k”
Gospodarczy	0,095
Turystyczny	0,125
Rekreacyjny	0,135

Klasa drogi jest parametrem, który definiuje rozporządzenie [4]. Dla dróg istniejących klasę drogi należy pozyskać od zarządcy drogi, dla dróg projektowanych – klasa drogi jest najczęściej zadana na etapie przetargu.

Procentowy udział odcinków z widocznością na wyprzedzanie ≥ 450 przyjmuje się według Tab. 8-14 opracowania [127, s. 11] przy czym zależy on od krętości drogi wyrażonej w gradach na kilometr.

Tab. 8-14. Procentowy udział odcinków z widoczności na wyprzedzanie ≥ 450

Udział odcinków z widocznością na wyprzedzanie ≥ 450	Krętość drogi w gradach na kilometr
100%	20
80%	56
60%	92
40%	128
20%	164
0%	≥ 200

8.2.3.2. KOSZTY EKSPLOATACJI POJAZDÓW

Koszty eksploatacji wylicza się według procedury ze wzoru (12) [127]. Jako podstawę obliczeń stosujemy wzór (8-6).

$$K_e = L \cdot \sum_{j=1}^5 k_{ej}(V_{pdr,j}, T, S) \cdot 365 \cdot SDR_j \quad (8-6)$$

gdzie:

K_e – roczne koszty eksploatacji samochodowych w [PLN],

$K_{ej}(V_{pdr,j}, T, S)$ – jednostkowe koszty eksploatacji grupy pojazdów samochodowych j w funkcji podróży $V_{pdr,j}$ ukształtowania terenu T i stanu technicznego nawierzchni S [PLN/km],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę],

L – długość odcinka drogi [km].

Wzór podany w instrukcji [127] modyfikujemy zmieniając 365 dni na liczbę dni ograniczenia ruchu. Jednostkowe koszty eksploatacji $K_{ej}(V_{pdr,j}, T, S)$ wyznacza się osobno dla każdej grupy pojazdów w zależności od ukształtowania terenu, stanu technicznego

nawierzchni według SOSN (System Oceny Stanu Nawierzchni) i prędkości podróży pojazdu samochodowego. Jednostkowe koszty $K_{ej}(V_{pdr,j}, T, S)$ wyznacza się z tabel instrukcji [127, s. 32-33]. W przykładzie nie analizowano szczegółowo stanu nawierzchni. Przyjęto stan dobry. Na podstawie tabel instrukcji [127, s. 32-33] odczytujemy jednostkowe koszty eksploatacji pojazdów. W przykładzie koszty jednostkowe przyjęto jak w Tab. 8-15.

Tab. 8-15. Jednostkowe koszty eksploatacji pojazdów

Kategoria pojazdów	Jednostkowe koszty eksploatacji
SO	1,21265
SD	2,6212
SCb	3,5828
SCp	5,04875
A	4,052

Koszty eksploatacji pojazdów w zależności od rodzaju pojazdu i czasu, w którym się pojawiają podano w Tab. 8-16. Koszty te nie uwzględniają wartości bieżącej pieniądza.

Tab. 8-16. Koszty eksploatacji pojazdów w poszczególnych latach w trakcie budowy, remontów i rozbiórki

Kategoria pojazdów	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
SO	223 733,93	45 903,65	81 999,39	271 391,07	229 772,92	607 901,45
SD	377 452,80	49 540,68	59 763,36	128 963,04	69 199,68	106 158,60
SCb	128 980,80	20 636,93	30 955,39	83 694,21	56 178,30	113 503,10
SCp	302 925,00	52 345,44	84 011,20	243 955,60	176 908,20	385 320,60
A	97 248,00	11 669,76	12 966,40	25 932,80	13 614,72	21 394,56
Suma kosztów eksploatacji	1 130 340,53	180 096,46	269 695,75	753 936,72	545 673,83	1 234 278,31

8.2.3.3. KOSZTY CZASU W PRZEWOZACH PASAŻERSKICH I TOWAROWYCH

Koszty czasu w przewozach pasażerskich wylicza się według procedury ze wzoru (14) [127]. Jako podstawę obliczeń stosujemy wzór (8-7).

$$K_{c(i)} = L \cdot \sum_{j=1}^3 \frac{k_c}{V_{pdr(i,j)}} \cdot SDR_{(i,j)} \cdot 365 \quad (8-7)$$

gdzie:

K_c – roczne koszty czasu w przewozach pasażerskich [PLN,]

k_c – jednostkowy koszt czasu w przewozach pasażerskich [PLN/godz.],

$V_{pdr,j}$ – prędkość podróży pojazdu j [km/godz.],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę],

L – długość odcinka drogi [km].

Wzór podany w instrukcji [127] modyfikujemy zmieniając 365 dni na liczbę dni ograniczenia ruchu. W ruchu towarowym uwzględniamy SDR dla SO (samochody osobowe) oraz A (autobusy). Jednostkowy koszt czasu w przewozach pasażerskich odczytujemy z instrukcji [127, s. 34].

Koszty czasu w przewozach towarowych wylicza się według procedury ze wzoru (14). Jako podstawę obliczeń stosujemy wzór (8-8).

$$K_{c(i)} = L \cdot \sum_{j=1}^3 \frac{k_{ck}}{V_{pdr(i,j)}} \cdot SDR_{(i,j)} \cdot 365 \quad (8-8)$$

gdzie:

K_{ck} – roczne koszty czasu w przewozach towarowych [PLN],

k_{ck} – jednostkowy koszt czasu w przewozach towarowych pojazdów ciężarowych [PLN/godz.],

$V_{pdr,j}$ – prędkość podróży pojazdu j [km/godz.],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę],

L – długość odcinka drogi [km].

Wzór modyfikujemy, zmieniając 365 dni na liczbę dni ograniczenia ruchu. W ruchu towarowym uwzględniamy SDR dla SD (samochody dostawcze), SCb (samochody ciężarowe bez przyczepy) i SCp (samochody ciężarowe z przyczepą). Jednostkowy koszt czasu w przewozach towarowych odczytujemy z tabeli [127, s. 34]. W tabeli tej podano jednostkowe koszty czasu do roku 2033. W związku z tym dla lat powyżej 2033 roku należy ekstrapolować koszty jednostkowe do wyższych lat. W podanym przykładzie przyjmą one wartości jak w Tab. 8-17.

Tab. 8-17. Jednostkowe koszty czasu w przewozach pasażerskich i towarowych

Kategoria pojazdów	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
Towarowy (SD, SCb, SCp)	42,97	65,68	91,36	117,06	142,76	168,46
Samochód osobowy (SO)	32,24	49,25	68,48	87,73	106,99	126,25
Autobus (A)	257,88	393,96	547,45	701,06	854,67	1008,29

Należy pamiętać, że w przykładzie wyznaczono inną długość objazdu (L) dla pojazdów osobowych, a inną dla autobusów i przewozu towarowego. Gdyby doszło do zawężenia pasa ruchu na obiekcie, należałoby określić wydłużenie czasu przejazdu przez obiekt i zmodyfikować wzór (8-8) do postaci (8-9).

$$K_{c(i)} = t \cdot \sum_{j=1}^3 k_{c(i)} \cdot SDR_{(i,j)} \cdot 365 \quad (8-9)$$

gdzie:

K_c – roczne koszty czasu w przewozach pasażerskich lub towarowych [PLN],

t – czas wydłużenia się przejazdu [godz.],

k_c – jednostkowy koszt czasu w przewozach towarowych pojazdów ciężarowych [PLN/godz.],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę].

W podanym przykładzie koszty bez uwzględnienia wartości bieżącej pieniądza, koszty czasu w przewozach pasażerskich i towarowych kształtują się jak w Tab. 8-18.

Tab. 8-18. Koszty czasu w przewozach pasażerskich i towarowych

Kategoria przewozów	Kategoria pojazdów	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
Przewozy towarowe	Towarowy	242 654,12	54 132,68	103 356,21	332 952,84	259 057,22	588 636,32
Przewozy pasażerskie	Samochód osobowy	139 959,53	43 866,11	108 949,47	461 995,24	477 004,89	1 489 142,67
	Autobus	145 626,35	26 696,58	41 219,73	105 571,63	67 569,49	125 264,66
Suma kosztów czasu		528 240,00	124 695,37	253 525,41	900 519,71	803 631,60	2 203 043,65

8.2.3.4. KOSZTY WYPADKÓW DROGOWYCH

Koszty czasu w przewozach towarowych wylicza się według procedury ze wzoru (16) [127]. Jako podstawę obliczeń stosujemy wzór (8-10).

$$K_{C(i)} = L \cdot w_{wa} \cdot k_w \cdot 365 \cdot \sum_{j=1}^2 \frac{SDR_j}{1000000} \quad (8-10)$$

gdzie:

K_w – roczne koszty wypadków [PLN],

k_w – jednostkowy koszt wypadków [PLN na wypadek],

w_{wa} – wskaźnik ryzyka wypadków zależnie od warunków drogowo-ruchowych a [liczba wypadków/1 000 000 poj.km],

$V_{pdr,j}$ – prędkość podróży pojazdu j [km/godz.],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę]

L – długość odcinka drogi [km].

Wzór podany w instrukcji [127] modyfikujemy, zmieniając 365 dni na liczbę dni ograniczenia ruchu. Wskaźnik ryzyka wypadków dobieramy na podstawie tabel z instrukcji [127, s. 35]. Wskaźnik należy przemnożyć przez mnożnik. Dla dróg miejskich tabela mnożników uwzględnia wartości jak w Tab. 8-19:

Tab. 8-19. Mnożniki do wskaźnika ryzyka wypadków

Wyszczególnienie	Współczynnik
Skrzyżowanie jednopoziomowe drogowe typu rondo	1,20
Skrzyżowanie jednopoziomowe drogowe skanalizowane	1,40
Skrzyżowanie jednopoziomowe drogowe	1,50
Skrzyżowanie jednopoziomowe z linią kolejową	1,50
Przeszkody boczne przy krawędzi jezdni	1,10
Wyszczerbienia krawędzi jezdni (zawężenie pasa ruchu)	1,30
Śliska nawierzchnia lub koleiny	1,50
Zatoki autobusowe	0,90

Przyjęto, że na odcinku remontowanym nie występują utrudnienia w postaci przeszkód bocznych, wyszczerbień krawędzi, śliskiej nawierzchni. Nie występują też zatoki autobusowe. W związku z objazdem pojawia się dodatkowe skrzyżowanie, zarówno na objeździe dla osobówek, jak i pozostałych pojazdów.

Jednostkowy koszt wypadków drogowych odczytujemy z tabeli instrukcji [127, s. 34].

W przykładzie przyjęto mnożnik 1.5 ze względu na obecność skrzyżowania. W Tab. 8-20 zestawiono wskaźniki oraz koszty wypadków bez uwzględniania wartości bieżącej pieniądza.

Tab. 8-20. Koszty wypadków drogowych w poszczególnych latach

Element	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
Współczynnik ryzyka wypadków (liczba wypadków /1000000poj.km) w_{wa}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,257
Jednostkowe koszty wypadków [PLN] k_w	357 061,00	478 279,00	615 053,33	751 855,00	888 656,66	1 025 458,33
Koszty wypadków dla SO	0	0	0	0	0	198171,001
Koszty wypadków dla SD	0	0	0	0	0	16010,22449
Koszty wypadków dla SCb	0	0	0	0	0	12523,55338
Koszty wypadków dla SCp	0	0	0	0	0	30170,3786
Koszty wypadków dla A	0	0	0	0	0	2087,258897
Koszty wypadków [PLN]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	258 962,42

8.2.4. KOSZTY SPOŁECZNE

8.2.4.1. KOSZTY EMISJI TOKSYCZNYCH SKŁADNIKÓW SPALIN

Koszty czasu w przewozach towarowych wylicza się wg procedury ze wzoru (16) [127]. Jako podstawę obliczeń stosujemy wzór (8-11).

$$K_s = L \cdot \sum_{j=1}^5 k_{sj}(V_{pdr,j}, T, S) \cdot 365 \cdot SDR_j \quad (8-11)$$

gdzie:

K_s – roczne koszty emisji toksycznych składników spalin [PLN],

$k_{sj}(V_{pdr,j}, T, S)$ – jednostkowe koszty emisji toksycznych składników spalin przez pojazd samochodowy j w funkcji podróży $V_{pdr,j}$, ukształtowania terenu T i stanu technicznego nawierzchni S [PLN/km],

SDR_j – średnie dobowe natężenie ruchu grupy pojazdów j [poj./dobę],

L – długość odcinka drogi [km].

Wzór podany w instrukcji [127] modyfikujemy, zmieniając 365 dni na liczbę dni ograniczenia ruchu. Ukształtowanie terenu wpływa na koszty emisji toksycznych składników spalin. Wyliczone ze wzory koszty należy pomnożyć przez współczynnik wzrostu kosztów jak w Tab. 8-21 [127, s. 14].

Tab. 8-21. Współczynnik wzrostu kosztów ze względu na ukształtowanie terenu

Rodzaj pojazdu	Teren płaski 0%-2,49%	Teren falisty 2,50%-4,99%	Teren górski 5,0% i więcej
Samochody osobowe	1,00	1,22	1,34
Samochody dostawcze	1,00	1,22	1,39
Samochody ciężarowe bez przyczep	1,00	1,24	1,47
Samochody ciężarowe z przyczepami	1,00	1,26	1,49
Autobusy	1,00	1,23	1,44

W podanym przykładzie współczynnik ten wyniesie 1.0 dla każdego rodzaju pojazdów. Przyjęte jednostkowe koszty emisji toksycznych składników spalin przedstawiono w Tab. 8-22.

Tab. 8-22. Jednostkowe koszty emisji toksycznych składników spalin

	Koszty jednostkowe [PLN/1000 poj.km]	Koszty · współczynnik [PLN/1 pojazd]
SO	7,0628	0,0070628
SD	9,4862	0,0094862
SCb	40,579	0,040579
SCp	76,9745	0,0769745
A	42,75835	0,04275835

Mnożąc koszty jednostkowe przez liczbę pojazdów, otrzymujemy koszty całkowite emisji toksycznych składników spalin (Tab. 8-23)

Tab. 8-23. Koszty środowiskowe w poszczególnych latach

Element	T = 0	T + 15	T + 30	T + 45	T + 60	T + 75
SO	1 303,087	267,355	477,587	1 580,655	1 338,259	3 540,582
SD	1 366,013	179,289	216,285	466,721	250,436	384,191
SCb	1 460,844	233,735	350,603	947,925	636,279	1 285,543
SCp	4 618,470	798,072	1 280,856	3 719,408	2 697,186	5 874,694
A	1 026,200	123,144	136,827	273,653	143,668	225,764
SUMA	9 774,61	1 601,60	2 462,16	6 988,36	5 065,83	11 310,77

8.2.5. PODSUMOWANIE ANALIZY

Wszystkie koszty nieuwzględniające wartości bieżącej pieniądza PV podsumowano w Tab. 8-24. Uwzględniając rzeczywistą stopę procentową równą 5%, koszty zestawiono w Tab. 8-25.

Tab. 8-24. Zestawienie kosztów z podziałem na płatnika bez uwzględniania Present Value

Czas cyklu życia [rok]	Inwestor	Użytkownik	Koszty środowiskowe
T = 0	954 554,73	1 658 580,53	9 774,61
T + 15	32 765,05	304 791,83	1 601,60
T + 30	32 765,05	523 221,16	2 462,16
T + 45	609 706,03	1 654 456,42	6 988,36
T + 60	32 765,05	1 349 305,42	5 065,83
T + 75	342 509,10	3 696 284,37	11 310,77

Tab. 8-25. Zestawienie kosztów z podziałem na płatnika z uwzględnieniem Present Value

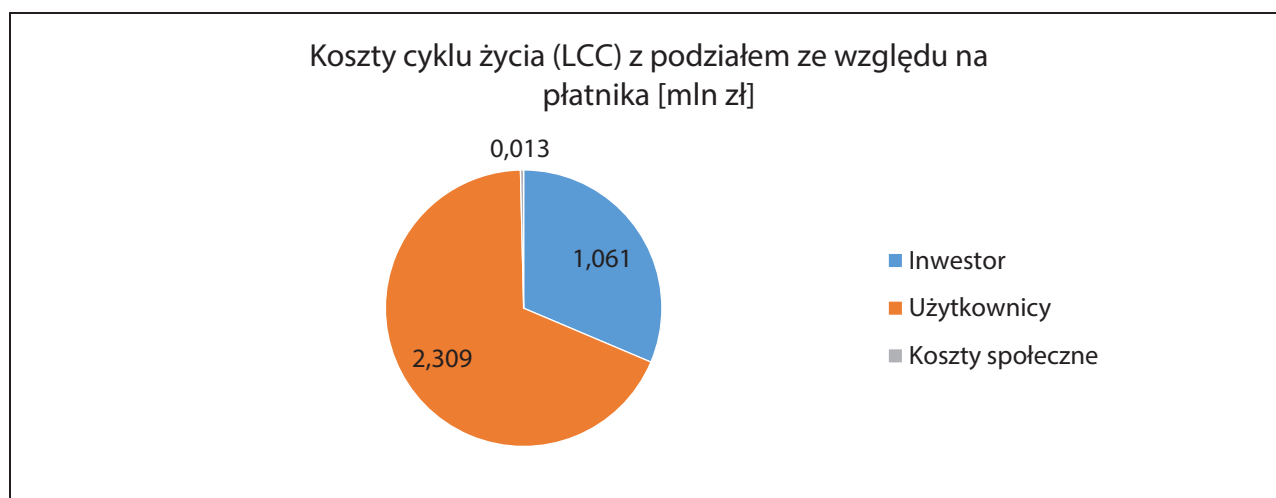
Czas cyklu życia [rok]	Inwestor	Użytkownik	Koszty środowiskowe
T = 0	954 554,73	1 658 580,53	9 774,61
T + 15	16 548,57	153 940,59	808,91
T + 30	7 960,15	127 114,66	598,17
T + 45	71 251,06	193 341,99	816,67
T + 60	1 841,80	75 847,56	284,76
T + 75	9 261,13	99 944,12	305,83

W tab. 8-25 przedstawiono podział ze względu na płatnika w poszczególnych latach. W celu lepszego zobrazowania kosztów powinno się stosować podział jak w Tab. 8-26.

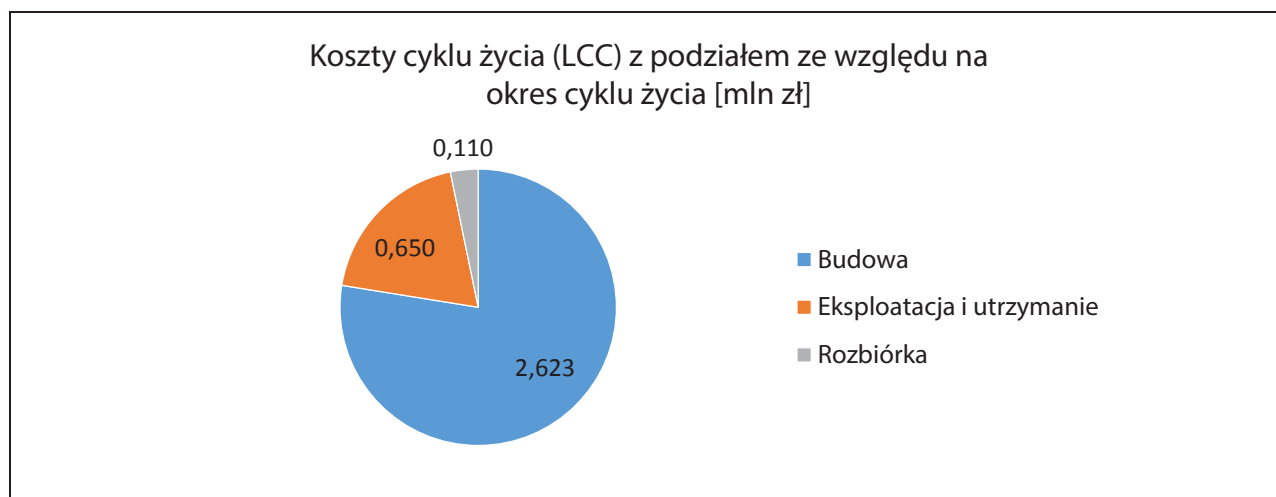
Tab. 8-26. Zestawienie kosztów życia obiektu

Jednostka:		[mln zł]	[%]
Koszt sumaryczny		3,383	100,00
Płatnik	Inwestor	1,061	31,38
	Użytkownicy	2,309	68,25
	Koszty społeczne	0,013	0,37
Okres cyklu życia	Budowa	2,623	77,54
	Eksploatacja i utrzymanie	0,650	19,23
	Rozbiórka	0,108	3,24

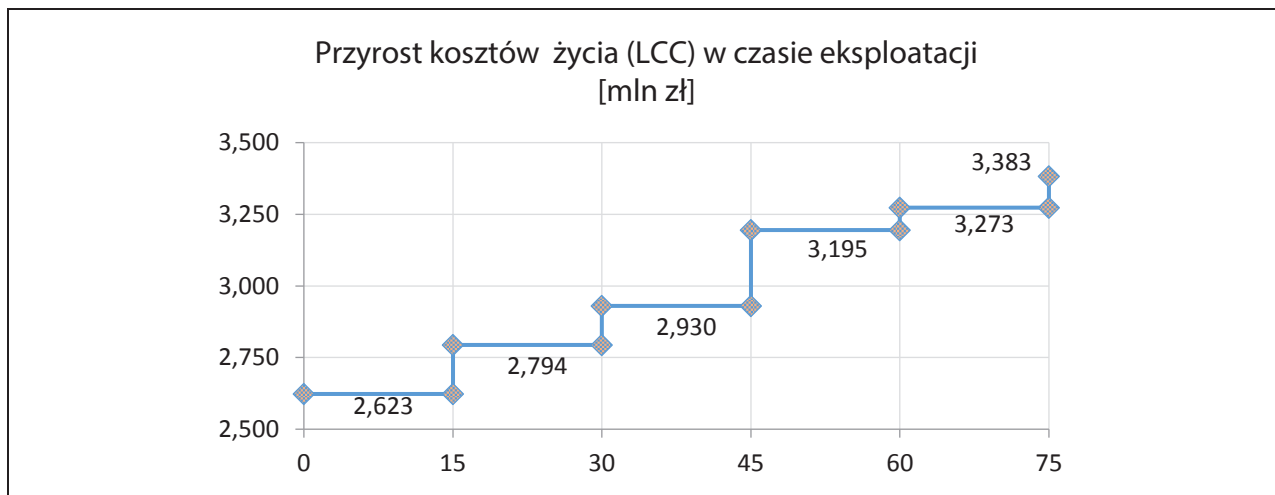
W celu lepszego zobrazowania wyników przedstawiono je również na rys. 8-4, rys. 8-5, rys. 8-6.



Rys. 8-4. Koszty cyklu życia (LCC) z podziałem ze względu na płatnika



Rys. 8-5. Koszty cyklu życia (LCC) z podziałem ze względu na okres cyklu życia



Rys. 8-6. Koszty cyklu życia (LCC) z podziałem ze względu na okres cyklu życia

Z Tab. 8-26 wynika, że dla danego przypadku koszty użytkowników stanowią znaczącą część kosztów życia. W analizowanym przykładzie stanowią one nawet więcej niż połowę kosztów. Biorąc pod uwagę okres cyklu życia, największe koszty to cena budowy. Stanowią one prawie 80% kosztów całkowitych. Należy jednak pamiętać, że prezentowany przykład ma charakter informacyjny. W kosztach budowy ponoszonych przez inwestora pominięto część robót, które w zależności od wielkości obiektu mogą stanowić znaczący koszt w analizie. Koszty, które ponosi społeczeństwo, stanowi najmniejszy odsetek kosztów. Prezentowany obiekt – rama jednonawowa jest pozbawiony dylatacji i łożysk, które stanowią o kosztach utrzymania. Przedkładają się również na koszty użytkowników i społeczne, gdyż wpływają na skrócenie czasu pracy podczas remontu.

Analiza LCCA jest zagadnieniem indywidualnym. Na wynik analizy ma wpływ wiele założeń. Należy pamiętać, że na wynik ma wpływ również lokalizacja obiektu, która determinuje SDR oraz kilka innych wartości wpływających na koszty użytkowników i środowiskowe. W zależności od rodzaju konstrukcji otrzymamy inny stosunek kosztów budowy do kosztów utrzymania i rozbiórki. Nie należy więc przyjmować wyników danej analizy LCCA do innego przypadku. Analizę należy zawsze odnosić do konkretnej sytuacji.

USTAWA I ROZPORZĄDZENIA

- [1] Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych (Dz.U.2017.2222).
- [2] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U.2018.1202).
- [3] Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o wyrobach budowlanych (Dz.U.2016.1570 oraz Dz.U.2018.650).
- [4] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U.1999.43.430).
- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U.2000.63.735).
- [6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie sposobu numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom (Dz.U.2005.67.582).
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 17 listopada 2016 r. w sprawie sposobu deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz.U. z 2016 r., poz. 1966).
- [8] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 września 2003 r. w sprawie szczegółowych warunków zarządzania ruchem na drogach oraz wykonywania nadzoru nad tym zarządzaniem (Dz.U.2003.177.1729).
- [9] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 r. w sprawie szczegółowych warunków technicznych dla znaków i sygnałów drogowych oraz urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego i warunków ich umieszczania na drogach (Dz.U.2003.220.2181).

NORMY

- [10] PN-EN 196-1:2016-07. Metody badania cementu. Część 1: Oznaczanie wytrzymałości.
- [11] PN-EN 196-2:2013-11. Metody badania cementu. Część 2: Analiza chemiczna cementu.
- [12] PN-EN 196-3:2016-12. Metody badania cementu. Część 3: Oznaczanie czasów wiązania i stałości objętości.
- [13] PN-EN 197-1:2012. Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
- [14] PN-EN 206+A1:2016-12. Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [15] PN-EN 445:2009. Zaczyn iniekcyjny do kanałów kablowych. Metody badań.
- [16] PN-EN 447:2009. Zaczyn iniekcyjny do kanałów kablowych. Wymagania podstawowe.

- [17] PN-EN 473:2008. Badania nieniszczące. Kwalifikacja i certyfikacja personelu badań nieniszczących. Zasady ogólne.
- [18] PN-EN 523:2004. Osłony kabli sprężających z taśm stalowych. Terminologia, wymagania, sterowanie jakością.
- [19] PN-EN 932-3:1999. Badanie podstawowych właściwości kruszyw. Procedura i terminologia uproszczonego opisu petrograficznego.
- [20] PN-EN 933-1:2012. Badanie geometrycznych właściwości kruszyw. Oznaczanie składu ziarnowego. Metoda przesiewania.
- [21] PN-EN 933-3:2012. Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Część 3: Oznaczanie kształtu ziaren za pomocą wskaźnika płaskości.
- [22] PN-EN 933-4:2008. Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Część 4: Oznaczanie kształtu ziaren. Wskaźnik kształtu.
- [23] PN-EN 933-5:2000. Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Część 5: Oznaczanie procentowej zawartości ziaren o powierzchniach powstałych w wyniku przekruszenia lub łamania kruszyw grubych.
- [24] PN-EN 934-1:2009. Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 1: Wymagania podstawowe.
- [25] PN-EN 934-2+A1:2012. Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2: Domieszki do betonu. Definicje, wymagania, zgodność, znakowanie i etykietowanie.
- [26] PN-EN 934-4:2010. Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 4: Domieszki do zaczynów iniekcyjnych do kanałów kablowych. Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie.
- [27] PN-EN 1008:2004. Woda do zarobowa do betonu. Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu.
- [28] PN-EN 1090-1+A1:2012. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 1: Zasady oceny zgodności elementów konstrukcyjnych.
- [29] PN-EN 1090-2:2018-09. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.
- [30] PN-EN 1097-2:2010. Badanie mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 2: Metody oznaczania odporności na rozdrabnianie.
- [31] PN-EN 1097-3:2000. Badanie mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 3: Oznaczenie gęstości nasypowej i jamistości.
- [32] PN-EN 1097-6:2013-11. Badanie mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 6: Oznaczanie gęstości ziaren i nasiąkliwości.
- [33] PN EN 1337. Łożyska konstrukcyjne. Części 1-11.
- [34] PN-EN 1367-3:2002. Badanie właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych. Część 3: Badanie bazaltowej zgorzeli słonecznej metodą gotowania.
- [35] PN-EN 1367-6:2008. Badanie właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych. Część 6: Mrozoodporność w obecności soli.
- [36] PN-EN 1536: 2015 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone
- [37] PN-EN 1744-1+A1:2013-05. Badanie chemicznych właściwości kruszyw. Część 1: Analiza chemiczna.
- [38] PN-EN 1990:2004. Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [39] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

- [40] PN-EN 1992-2:2010. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu -- Obliczanie i reguły konstrukcyjne.
- [41] PN-EN 1993-2:2010. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.
- [42] PN-EN 1994-1-1:2008. Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [43] PN-EN 1994-2:2010. Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.
- [44] PN-EN 10025-1:2007. Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych. Część 1: Ogólne warunki techniczne dostawy.
- [45] PN-EN 10025-2:2007. Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych. Część 2: Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych.
- [46] PN-EN 10034:1996. Dwuteowniki I i H ze stali konstrukcyjnej. Dopuszczalne odchyłki wymiarowe i odchyłki kształtu.
- [47] PN-EN 10056. Kątowniki równoramienne i nierównoramienne ze stali konstrukcyjnej. Część 1 (1:2017-03): Wymiary. Część 2 (2:1998): Tolerancje kształtu i wymiarów).
- [48] PN-EN 10080:2007. Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne.
- [49] PN-EN 10204:2006. Wyroby metalowe. Rodzaje dokumentów kontroli.
- [50] PN-EN 10221:1998. Klasy jakości powierzchni prętów i walcówki walcowanych na gorąco. Warunki techniczne dostawy.
- [51] PN-EN 12350-1:2011. Badania mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek.
- [52] PN-EN 12350-2:2011. Badania mieszanki betonowej. Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka.
- [53] PN-EN 12350-7:2011. Badania mieszanki betonowej. Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe.
- [54] PN-EN 12390-1:2013-03. Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [55] PN-EN 12390-2:2011. Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
- [56] PN-EN 12390-3:2011. Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
- [57] PN-EN 12390-8:2011. Badania betonu. Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem.
- [58] PN-EN 12504-1:2011. Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
- [59] PN-EN 12504-2:2013-03. Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Badanie nieniszczące. Oznaczanie liczby odbicia.
- [60] PN-EN 12504-4:2005. Badania betonu. Część 4: Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej.
- [61] PN-EN 12517-1:2008. Badania nieniszczące spoin. Część 1: Ocena złączy spawanych ze stali, niklu, tytanu i ich stopów na podstawie radiografii. Poziomy akceptacji.
- [62] PN-EN 12620+A1:2010. Kruszywa do betonu.
- [63] PN-EN 12699: 2015. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale przemieszczeniowe
- [64] PN-EN 13263-1+A1:2010. Pył krzemionkowy do betonu. Część 1. Definicje, wymagania i kryteria zgodności.

- [65] PN-EN 13369:2018-05. Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu.
- [66] PN-EN 13670:2011. Wykonywanie konstrukcji z betonu.
- [67] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
- [68] PN-EN ISO 636:2017-08. Materiały dodatkowe do spawania. Pręty, druty i stopiwa do spawania elektrodą wolframową w osłonie gazu obojętnego stali niestopowych i drobnoziarnistych. Klasyfikacja (oryg.).
- [69] PN-EN ISO 2560:2010. Materiały dodatkowe do spawania. Elektrody otulone do ręcznego spawania łukowego elektrodą metalową stali niestopowych i drobnoziarnistych – Klasyfikacja (oryg.).
- [70] PN-EN ISO 3452-1:2013-08. Badania nieniszczące. Badania penetracyjne. Część 1: Zasady ogólne.
- [71] PN-EN ISO 3580:2017-07. Materiały dodatkowe do spawania. Elektrody otulone do ręcznego spawania łukowego elektrodą metalową stali odpornych na pełzanie. Klasyfikacja.
- [72] PN-EN ISO 5817:2014-05 Spawanie. Złącza spawane ze stali, niklu, tytanu i ich stopów (z wyjątkiem spawanych wiązką). Poziomy jakości według niezgodności spawalniczych.
- [73] PN-EN ISO 6947:2011. Spawalnictwo. Pozycje spawania. Określanie kątów pochylenia i obrotu.
- [74] PN-EN ISO 8501-1:2008. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Wzrokowa ocena czystości powierzchni. Stopnie skorodowania i stopnie przygotowania niezabezpieczonych podłoży stalowych oraz podłoży stalowych po całkowitym usunięciu wcześniej nałożonych powłok.
- [75] PN-EN ISO 8501-3:2008. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Wzrokowa ocena czystości powierzchni. Część 3: Stopnie przygotowania spoin, krawędzi i innych obszarów z wadami powierzchni.
- [76] PN-EN ISO 8501-4:2008. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Wzrokowa ocena czystości powierzchni. Część 4: Stany wyjściowe powierzchni, stopnie przygotowania i stopnie rdzy nalotowej związane z czyszczeniem strumieniem wody pod wysokim ciśnieniem.
- [77] PN-EN ISO 8502-3:2017-03. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb podobnych produktów. Badania służące do oceny czystości powierzchni. Ocena pozostałości kurzu na powierzchniach stalowych przygotowanych do malowania (metoda z taśmą samoprzylepną).
- [78] PN-EN ISO 8502-5:2005. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i lakierów i podobnych produktów. Badania służące do oceny czystości powierzchni. Część 5: Oznaczanie chlorków na powierzchniach stalowych przygotowanych do malowania (metoda rurki wskaźnikowej).
- [79] PN-EN ISO 8502-9:2002. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Badania służące do oceny czystości powierzchni. Część 9: Terenowa metoda konduktometrycznego oznaczania soli rozpuszczalnych w wodzie.
- [80] PN-EN ISO 8503-2:2012. Przygotowanie podłoży stalowych przed nakładaniem farb i podobnych produktów. Charakterystyki chropowatości powierzchni podłoży stalowych po obróbce strumieniowo-ściernej. Metoda stopniowania profilu powierzchni stalowych po obróbce strumieniowo-ściernej. Sposób postępowania z użyciem wzorca

- [81] PN-EN ISO 9013:2017-04. Cięcie termiczne. Klasyfikacja cięcia termicznego. Specyfikacja geometrii wyrobu i tolerancje jakości.
- [82] PN-EN ISO 9692-1:2014-02. Spawanie i procesy pokrewne – Zalecenia dotyczące przygotowania złączy. Część 1: Ręczne spawanie łukowe, spawanie łukowe elektrodą metalową w osłonie gazów, spawanie gazowe, spawanie metodą TIG i spawanie wiązką stali.
- [83] PN-EN ISO 9692-2:2002. Spawanie i procesy pokrewne. Przygotowanie brzegów do spawania. Część 2: Spawanie stali łukiem krytym.
- [84] PN-EN ISO 10042:2018-09. Spawanie. Złącza spawane łukowo w aluminium i jego stopach. Poziomy jakości dla niezgodności spawalniczych.
- [85] PN-EN ISO 11666:2018-04. Badania nieniszczące spoin. Badania ultradźwiękowe. Poziomy akceptacji.
- [86] PN-EN ISO 13918:2018-03. Spawanie. Kołki i pierścienie ceramiczne do zgrzewania łukowego kołków (oryg.).
- [87] PN-EN ISO 13920:2000. Spawalnictwo. Tolerancje ogólne dotyczące konstrukcji spawanych. Wymiary liniowe i kąty. Kształt i położenie.
- [88] PN-EN ISO 14171:2016-10. Materiały dodatkowe do spawania. Druty elektrodowe lite, druty elektrodowe proszkowe i kombinacje elektroda/topnik do spawania łukiem krytym stali niestopowych i drobnoziarnistych. Klasyfikacja.
- [89] PN-EN ISO 14174:2012. Materiały dodatkowe do spawania. Topniki do spawania łukiem krytym i spawania elektrożuzłowego. Klasyfikacja.
- [90] PN-EN ISO 14175:2009. Materiały dodatkowe do spawania. Gazy i mieszaniny gazów do spawania i procesów pokrewnych.
- [91] PN-EN ISO 14341:2011. Materiały dodatkowe do spawania. Druty elektrodowe i stopiwo do spawania łukowego elektrodą metalową w osłonie gazu stali niestopowych i drobnoziarnistych. Klasyfikacja (oryg.).
- [92] PN-EN ISO 14731:2008. Nadzorowanie spawania. Zadania i odpowiedzialność
- [93] PN-EN ISO 15630-1:2011. Stal do zbrojenia i sprężania betonu. Metody badań. Część 1: Pręty, walcówka i drut do zbrojenia betonu.
- [94] PN-EN ISO 15630-3:2011. Stal do zbrojenia i sprężania betonu. Metody badań – Część 3: Stal do sprężania.
- [95] PN-EN ISO 16810:2014-06. Badania nieniszczące. Badania ultradźwiękowe. Zasady ogólne.
- [96] PN-EN ISO 17635:2017-02. Badania nieniszczące spoin. Zasady ogólne dotyczące metali (oryg.).
- [97] PN-EN ISO 17636-1:2013-06. Badania nieniszczące spoin. Badanie radiograficzne. Część 1: Techniki promieniowania X i gamma z błoną.
- [98] PN-EN ISO 17637:2017-02. Badania nieniszczące złączy spawanych. Badania wizualne złączy spawanych.
- [99] PN-EN ISO 17638:2017-01. Badania nieniszczące spoin. Badania magnetyczno-proszkowe (oryg.).
- [100] PN-EN ISO 17640:2018-01. Badania nieniszczące spoin. Badania ultradźwiękowe - Techniki, poziomy badania i ocena.
- [101] PN-EN ISO 18275:2012. Materiały dodatkowe do spawania. Elektrody otulone do ręcznego spawania łukowego elektrodą metalową stali o wysokiej wytrzymałości. Klasyfikacja.

- [102] PN-EN ISO 18276:2017-05. Materiały dodatkowe do spawania. Druty proszkowe do spawania łukowego elektrodą metalową w osłonie gazu i bez osłony gazu stali o wysokiej wytrzymałości. Klasyfikacja.
- [103] PN-EN ISO 19232-1:2013-08. Badania nieniszczące. Jakość obrazu radiogramów. Część 1: Liczbowe wyznaczanie jakości obrazu za pomocą wskaźników jakości obrazu typu pręcikowego.
- [104] PN-EN ISO 23277:2015-05. Badania nieniszczące spoin. Badania penetracyjne spoin - Poziomy akceptacji (oryg.).
- [105] PN-EN ISO 23278:2015-05. Badania nieniszczące spoin. Badania magnetyczno-proszkowe spoin. Poziomy akceptacji (oryg.).
- [106] PN-EN ISO 23279:2017-11. Badania nieniszczące spoin. Badania ultradźwiękowe. Charakterystyka wskazań w spoinach (oryg.).
- [107] EN 10138-1. Prestressing steels. Part 1: General requirements.
- [108] EN 10138-2. Prestressing steels. Part 2: Wire.
- [109] EN 10138-3. Prestressing steels. Part 3: Strand.
- [110] EN 10138-4. Prestressing steels. Part 4: Bars.
- [111] PN-B-06265:2004. Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12.
- [112] PN-B 19707:2013-10. Cement. Cement specjalny. Skład, wymagania i kryteria zgodności.
- [113] PN-H-93220:2018-02. Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa B500SP. Pręty i walcówka żebrowana.
- [114] PN-M-69356:1967. Topniki do spawania żuźlowego.
- [115] PN-M-69430:1991. Spawalnictwo. Elektrody otulone do spawania i napawania. Ogólne wymagania i badania.
- [116] PN-M-69703:1975. Spawalnictwo. Wady złączy spawanych. Nazwy i określenia.
- [117] PN-M-70055.01:1989. Spawalnictwo. Badania ultradźwiękowe złączy spawanych. Postanowienia ogólne.
- [118] PN-S-10050:1989. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania.

WYTYCZNE, ZALECENIA, ARTYKUŁY

- [119] WT 2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Wytyczne Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad.
- [120] Zalecenia dotyczące doboru mostowych urządzeń dylatacyjnych oraz ich wbudowywania i odbioru. Załącznik do Zarządzenia nr 4 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 24 stycznia 2007 roku.
- [121] Prefabrykowane belki strunobetonowe typu „T”. Przedsiębiorstwo Robót Mostowych „Mosty Łódź” S.A., 2010.
- [122] Mosty drogowe. Zespole mosty płytowe z belek strunobetonowych. Wersja dla projektantów. Biuro Projektowo-Badawcze Dróg i Mostów Transprojekt – Warszawa Sp. z o.o., 2004.
- [123] Musiał T.: Obiekty mostowe z przyczółkami zintegrowanymi, cz. I. Inżynier Budownictwa, nr 3/2012.
- [124] Musiał T.: Obiekty mostowe z przyczółkami zintegrowanymi, cz. II. Inżynier Budownictwa, nr 4/2012.
- [125] Siwowski T.: Propozycja zastosowania zasad zrównoważonego rozwoju w modernizacji mostu. Drogi i Mosty, nr 3/2008.

- [126] Ehlen M.A.: BridgeLCC 2.0 users manual. Life-cycle costing software for preliminary design of bridges. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD, USA 2003.
- [127] Instytut Badawczy Dróg i Mostów. Instrukcja oceny efektywności ekonomicznej przedsięwzięć drogowych i mostowych dla dróg powiatowych. Warszawa 2008.
- [128] Janas L., Michalak E., Siwowski T.: Materiały szkoleniowe. Doskonalenie umiejętności inspektorów mostowych. GDDKiA Warszawa – Józefów 2015.
- [129] Niemierko A., Germaniuk K.: Uszkodzenia i awarie mostowych urządzeń dylatacyjnych. VII Ogólnopolska Konferencja Mostowców – Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła 28-29 maja 2015.
- [130] Niemierko A.: Innowacyjne postanowienia w normie PN-EN 1337 Łożyska konstrukcyjne. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, nr 19/2015.
- [131] Niemierko A.: Łożyska mostowe – kontrola podczas eksploatacji. (dostęp: <http://www.izbudujemy.pl/2015>).
- [132] Ogólna Specyfikacja Techniczna. D - 05.03.04 Nawierzchnia z betonu cementowego. Załącznik nr 1 do Zarządzenia nr 23 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 czerwca 2018.

KSIĄŻKI

- [133] Czudek H., Radomski W.: Podstawy mostownictwa. PWN Warszawa 1983. ISBN-83-01-02893-9.
- [134] Janas L., Jarominiak A., Michalak E.: Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Warszawa 2011. ISBN 83-922775-0-3.
- [135] Janas L., Michalak E.: Zasady stosowania skali ocen punktowych w przeglądach podstawowych i rozszerzonych. Wydanie 1. Warszawa 2008. ISBN 978-83-922775-1-4.
- [136] Jarominiak A., Michalak E., Janas L., Siwowski T., Trojnar K.: Podstawy utrzymania mostów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 1999. ISBN 83-7199-105-3.
- [137] Jarominiak A. (red.). Podstawy utrzymania mostów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 1999. ISBN 83-7199-105-3.
- [138] Siwowski T., Turoń B.: Basis of bridge design. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2015. ISBN 978-83-7934-036-1.
- [139] Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni mostowych. Praca zbiorowa pod kierunkiem Piotra Radziszewskiego. Politechnika Warszawska, Warszawa 2012.

