

przegląd komunikacyjny

1
2021
rocznik LXXVI
cena 25,00 zł
w tym 8% VAT



UKAZUJE SIĘ OD 1945 ROKU



Trwałość i degradacja obiektów mostowych

eISSN
2544-6037

ISSN
0033-22-32

Typowe procesy degradacji i uszkodzenia żelbetowych obiektów mostowych. Ocena trwałości zmęczeniowej 100-letniego mostu kolejowego o nitowanej konstrukcji kratownicowej. Charakterystyczne zmiany momentów zginających w powłokach obiektów gruntowo-powłokowych

Podstawowe informacje dla Autorów artykułów

„Przegląd Komunikacyjny” publikuje artykuły związane z szeroko rozumianym transportem oraz infrastrukturą transportu. Obejmuje to zagadnienia techniczne, ekonomiczne i prawne. Akceptowane są także materiały związane z geografią, historią i socjologią transportu.

Artykuły publikowane w „Przeglądzie Komunikacyjnym” dzieli się na: „wnoszące wkład naukowy w dziedzinę transportu i infrastruktury transportu” oraz „pozostałe”. Prosimy Autorów o deklarację (w zgłoszeniu), do której grupy zaliczyć ich prace.

Materiały do publikacji: zgłoszenie, artykuł oraz oświadczenie Autora, należy przysyłać w formie elektronicznej na adres redakcji:

artykuly@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

W zgłoszeniu należy podać: imię i nazwisko autora, adres mailowy oraz adres do tradycyjnej korespondencji, miejsce zatrudnienia, zdjęcie, tytuł artykułu oraz streszczenie (po polsku i po angielsku) i słowa kluczowe (po polsku i po angielsku). Szczegóły przygotowania materiałów oraz wzory załączników dostępne są na stronie:

www.transportation.overview.pwr.edu.pl

W celu usprawnienia i przyspieszenia procesu publikacji prosimy o zastosowanie się do poniższych wymagań dotyczących nadsyłanego materiału:

1. Tekst artykułu powinien być napisany w jednym z ogólnodostępnych programów (np. Microsoft Word). Wzory i opisy wzorów powinny być wkomponowane w tekst. Tabele należy zestawić po zakończeniu tekstu. Ilustracje (rysunki, fotografie, wykresy) najlepiej dołączyć jako oddzielne pliki. Można je także wstawić do pliku z tekstem po zakończeniu tekstu. Możliwe jest oznaczenie miejsc w tekście, w których autor sugeruje wstawienie stosownej ilustracji lub tabeli. Obowiązuje odrębna numeracja ilustracji (bez rozróżniania na rysunki, fotografie itp.) oraz tabel.
2. Całość materiału nie powinna przekraczać 12 stron w formacie Word (zalecane jest 8 stron). Do limitu stron wlicza się ilustracje załączane w odrębnych plikach (przy założeniu że 1 ilustracja = ½ strony).
3. Format tekstu powinien być jak najprostszy (nie stosować zróżnicowanych stylów, wcięć, podwójnych i wielokrotnych spacji itp.). Dopuszczalne jest pogrubienie, podkreślenie i oznaczenie kursywą istotnych części tekstu, a także indeksy górne i dolne. **Nie stosować przypisów.**
4. Nawiązania do pozycji zewnętrznych - cytaty (dotyczy również podpisów ilustracji i tabel) oznacza się numeracją w nawiasach kwadratowych [...]. Numerację należy zestawić na końcu artykułu (jako „Materiały źródłowe”). Zestawienie powinno być ułożone alfabetycznie.
5. Jeżeli Autor wykorzystuje materiały objęte nie swoim prawem autorskim, powinien uzyskać pisemną zgodę właściciela tych praw do publikacji (niezależnie od podania źródła). Kopie takiej zgody należy przesyłać Redakcji.

Artykuły wnoszące wkład naukowy w dyscyplinę inżynieria lądowa i transport podle-

gają procedurom recenzji merytorycznych zgodnie z wytycznymi MNiSW, co pozwala zaliczyć je, po opublikowaniu, do dorobku naukowego oraz uwzględnić w ewaluacji jakości działalności naukowej (Dz.U. 2019 poz. 392). Liczba uwzględnianych punktów w ewaluacji osiągnięć naukowych wynosi 5.

Do oceny każdej publikacji powołuje się co najmniej dwóch niezależnych recenzentów spoza jednostki. Zasady kwalifikowania lub odrzucenia publikacji i ewentualny formularz recenzentki są podane do publicznej wiadomości na stronie internetowej czasopisma lub w każdym numerze czasopisma. Nazwiska recenzentów poszczególnych publikacji/numerów nie są ujawniane.

Przygotowany materiał powinien obrazować własny wkład badawczy autora. Redakcja wdrożyła procedurę zapobiegania zjawisku Ghostwriting (z „ghostwriting” mamy do czynienia wówczas, gdy ktoś wniósł istotny wkład w powstanie publikacji, bez ujawnienia swojego udziału jako jeden z autorów lub bez wymienienia jego roli w podziękowaniach zamieszczonych w publikacji). Tekst i ilustracje muszą być oryginalne i niepublikowane w innych miejscach (w tym w internecie). Możliwe jest zamieszczanie artykułów, które ukazały się w materiałach konferencyjnych i podobnych (na prawach rękopisu) z zaznaczeniem tego faktu i po przystosowaniu do wymogów publikacyjnych „Przeglądu Komunikacyjnego”.

Na stronie internetowej czasopisma dostępne są pełne wersje artykułów oraz streszczenia w języku polskim (od 2010) i angielskim (od 2016) jako OPEN ACCESS. Pod koniec 2018 roku „Przegląd Komunikacyjny” rozpoczął indeksowanie artykułów angielskich z użyciem numerów cyfrowych DOI. Czasopismo ubiega się o partycypowanie w bazie SCOPUS. Rejestrowane jest w międzynarodowej bazie DOAJ <https://doaj.org/>.

Redakcja pisma oferuje objęcie patronatem medialnym konferencji, debat, seminariów itp.

Ceny są negocjowane indywidualnie w zależności od zakresu zlecenia. Możliwe są atrakcyjne upusty. Patronat obejmuje:

- ogłaszanie przedmiotowych inicjatyw na łamach pisma,
- zamieszczanie wybranych referatów / wystąpień po dostosowaniu ich do wymogów redakcyjnych,
- publikację informacji końcowych (podsumowania, apele, wnioski),
- kolportaż powyższych informacji do wskazanych adresatów.

www.transportation.overview.pwr.edu.pl

Ramowa oferta dla „Sponsora strategicznego” czasopisma Przegląd Komunikacyjny

Sponsor strategiczny zawiera umowę z wydawcą czasopisma na okres roku kalendarzowego z możliwością przedłużenia na kolejne lata. Uprawnienia wydawcy do zawierania umów posiada Zarząd Krajowy SITK w Warszawie.

Przegląd Komunikacyjny oferuje dla sponsora strategicznego następujące świadczenia:

- zamieszczenie logo sponsora w każdym numerze,
- zamieszczenie reklamy sponsora w jednym, kilku lub we wszystkich numerach,
- publikacja jednego lub kilku artykułów sponsorowanych,
- publikacja innych materiałów dotyczących sponsora,
- zniżki przy zamówieniu prenumeraty czasopisma.

Możliwe jest także zamieszczenie materiałów od sponsora na stronie internetowej czasopisma.

Przegląd Komunikacyjny ukazuje się jako miesięcznik.

Szczegółowy zakres świadczeń oraz detale techniczne (formaty, sposób i terminy przekazania) są uzgadniane indywidualnie.

Osoba kontaktowa w tej sprawie:

Hanna Szary

hanna.szary@sitkrp.org.pl

ul. Czackiego 3/5, 00-043 Warszawa, tel.: (22) 827 02 58, 506 116 966

Cena za świadczenia na rzecz sponsora uzależniana jest od uzgodnionych szczegółów współpracy. Zapłata może być dokonana jednorazowo lub w kilku ratach (na przykład kwartalnych). Część zapłaty może być w formie zamówienia określonej liczby prenumerat czasopisma.





Na okładce: most w Opolu
Źródło: Tomasz Siwowski, Mateusz Rajchel

Szanowni P.T. Czytelnicy

W numerze

Przekazujemy kolejny numer Przeglądu Komunikacyjnego jest to pierwszy numer w 2021 roku. Jest on poświęcony inżynierii mostowej a w szczególności ocenie stanu eksploatowanych obiektów mostowych, głównie żelbetonowych oraz ocenie trwałości zmęczeniowej mostów stalowych. W pierwszym artykule przedstawiono przegląd zjawisk degradacyjnych charakterystycznych dla żelbetonowych obiektów mostowych, a także zaprezentowano klasyfikację stymulatorów degradacji oraz mechanizmów degradacji tworzących procesy degradacyjne, z pokazaniem ich wzajemnych uwarunkowań. Przedstawiono również charakterystyki typowych procesów degradacji, stanowiących zazwyczaj kombinację dwóch lub więcej mechanizmów degradacji. Zaproponowano hierarchiczną wielopoziomą klasyfikację uszkodzeń żelbetonowych konstrukcji mostowych, a także pokazano relacje między najczęściej występującymi mechanizmami degradacji a uszkodzeniami należącymi do poszczególnych klas. W kolejnym ciekawym artykule Autorzy przedstawili przykład oceny trwałości zmęczeniowej kratownicowego mostu kolejowego, bazującej na europejskiej procedurze opartej na Eurokodach. Procedura wykorzystuje metodę bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej w konwencji naprężeń nominalnych. Ocena trwałości zmęczeniowej wykazała, że trwałość zmęczeniowa konstrukcji stalowej mostu jest już praktycznie wyczerpana, a dalsza żywotność zmęczeniowa konstrukcji jest zerowa. Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonej oceny mostu kolejowego jednoznacznie wykazano, że istniejąca konstrukcja stalowa nie nadaje się do wykorzystania w planowanej modernizacji / przebudowie mostu oraz do dalszej eksploatacji w planowanym 50-letnim okresie życia technicznego konstrukcji. Kolejny artykuł dotyczy obiektów gruntowo-powłokowych. Autor poddaje analizie zmiany momentów zginających w powłocie podczas eksploatacji obiektu jako skutek deformacji powstałej w fazie budowy. W wynikach badań wskazano na to, że deformacja powłoki zależy od geometrii obiektu ale z dużym udziałem technologii układania zasypki gruntowej. W pracy przedstawiono algorytm szacowania zmian momentów zginających w powłocie na podstawie zmiany krzywizny powstałej w fazie budowy. W przykładach wskazano na korzystną redukcję momentów zginających w powłokach o kształcie łukowym. Wykazano niekorzystną geometrię w przypadku powłok o kształcie skrzynkowym. Wyniki analiz podane w pracy mogą być podstawą metodologii pomiarów w monitoringu obiektów zarówno podczas budowy jak też w fazie użytkowej. W numerze także przegląd prasy z zakresu transportu i infrastruktury transportowej.

Życzę naszym czytelnikom dobrej lektury.

Redaktor Naczelny
Prof. Antoni Szydło

Typowe procesy degradacji i uszkodzenia żelbetonowych obiektów mostowych

Jan Bień 6

Ocena trwałości zmęczeniowej 100-letniego mostu kolejowego o nitowanej konstrukcji kratownicowej

Tomasz Siwowski, Mateusz Rajchel 16

Charakterystyczne zmiany momentów zginających w powłokach obiektów gruntowo-powłokowych

Czesław Machelski 24

Wydawca:

Stowarzyszenie Inżynierów i Techników
Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej
00-043 Warszawa, ul. Czackiego 3/5
www.sitk.org.pl

Redaktor Naczelny:

Antoni Szydło

Redakcja:

Krzysztof Gasz, Igor Gisterek, Bartłomiej Krawczyk,
Maciej Kruszyna (Z-ca Redaktora Naczelnego),
Agnieszka Kuniczuk - Trzcinowicz (Redaktor językowy),
Piotr Mackiewicz (Sekretarz), Wojciech Puła (Redaktor
statystyczny), Wiesław Spuziak, Robert Wardęga,
Czesław Wolek

Adres redakcji do korespondencji:

Poczta elektroniczna:
redakcja@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

Poczta „tradycyjna”:

Piotr Mackiewicz, Maciej Kruszyna
Politechnika Wrocławska,
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
Faks: 71 320 45 39

Rada naukowa:

Marek Ciesielski (Poznań), Antanas Klibavičius (Wilno), Jozef Komačka (Žilina), Elżbieta Marciszewska (Warszawa), Andrzej S. Nowak (Auburn University), Tomasz Nowakowski (Wrocław), Victor V. Rybkin (Dniepropetrovsk), Marek Sitarz (Katowice), Wiesław Starowicz (Kraków), Hans-Christoph Thiel (Cottbus), Tomasz Siwowski (Rzeszów), Jiri Straský (Brno), Andrea Zuzulova (Bratysława)

Rada programowa:

Mirosław Antonowicz, Dominik Borowski, Leszek Krawczyk, Marek Krużyński, Leszek W. Mindur, Andrzej Żurkowski

Deklaracja o wersji pierwotnej czasopisma

Główną wersją czasopisma jest wersja elektroniczna. Na stronie internetowej czasopisma dostępne są pełne wersje artykułów oraz streszczenia w języku polskim (od 2010) i angielskim (od 2016).

Redakcja zastrzega sobie prawo dokonywania zmian w materiałach nie podlegających recenzji.

Artykuły opublikowane w „Przeglądzie Komunikacyjnym” są dostępne w bazach danych 20 bibliotek technicznych oraz są indeksowane w bazach:

BAZTECH: <http://baztech.icm.edu.pl>

Index Copernicus: <http://indexcopernicus.com>

Międzynarodowa baza DOAJ <https://doaj.org/>

Prenumerata:

Szczegóły i formularz zamówienia na stronie:

<http://www.transportation.overview.pwr.edu.pl>

Obecna Redakcja dysponuje numerami archiwalnymi począwszy od 4/2010.

Numer archiwalne z lat 2004-2009 można zamawiać w Oddziale krakowskim SITK, ul. Siostrzana 11, 30-804 Kraków, tel./faks 12 658 93 74, mrowinska@sitk.org.pl

Druk:

HARDY Design, 52-131 Wrocław, ul. Buforowa 34a
Przemysław Wolczuk, przemododo@gmail.com

Reklama:

Dział Marketingu: sitk.baza@gmail.com

Nakład: 800 egz.

Autobusy elektryczne w Nysie już kursują. Historyczny dzień bezpłatnej linii

Fabian Miszkiewicz, nto.pl, 1.12.2020

Od wtorku (1 grudnia) mieszkańcy Nysy mogą bezpłatnie poruszać się po mieście autobusami elektrycznymi. Wczesnym rankiem rozpoczęła kursowanie linia autobusowa, którą obsługują pojazdy napędzane prądem. Pierwszy wyjechał na trasę już o godz. 5.10. Ruszyły kursy autobusów elektrycznych w Nysie na linii oznaczonej literą „E”. Dziś pierwszy dzień jej funkcjonowania. Przejazd na trasie jest bezpłatny. Linie obsługują autobusy koloru zielonego. Autobusy będą kursowały codziennie między centrum handlowym przy ul. Piłsudskiego, nyskim rynkiem oraz dworcem kolejowo-autobusowym (...).

Z Krakowa do Katowic pociągiem pojedziemy znacznie szybciej. Pojawiają się nowe połączenia

Piotr Tymczak, Gazeta Krakowska, 3.12.2020

Dzięki planowanemu zakończeniu modernizacji linii kolejowej pomiędzy Krakowem a Katowicami, prowadzonej przez PKP Polskie Linie Kolejowe, od 13 grudnia, czyli dnia wejścia w życie nowego rozkładu jazdy pociągów, Polregio uruchomi nowe połączenia pomiędzy Krakowem i Katowicami. 28 pociągów uruchamianych na zlecenie Województwa Małopolskiego, aż o 11 więcej niż w obecnym rozkładzie jazdy, będzie obsługiwanych nowym lub zmodernizowanym taborem. Czas przejazdu pociągów wyniesie około 70 minut. Nowa oferta połączeń kolejowych ma pozwolić na szybkie i komfortowe podróże, w dodatku w atrakcyjnej cenie 13 zł – jak zaznaczają w Polregio – najmniej spośród wszystkich przewoźników na tej trasie (...).

Otwarto obwodnicę Radomyśla

Wielkiego. Szybciej pojedziemy z Mielca do Tarnowa

Kinga Dereniowska, nowiny24.pl, 1.12.2020

Z drogi cieszą się mieszkańcy Radomyśla Wielkiego, którzy czekali na nią ponad 20 lat. Do tej pory bowiem samochody, także te ciężarowe, które podróżowały trasą z Mielca do Tarnowa, musiały wjeżdżać do miasteczka. Teraz to wreszcie się zmieni. Nowy odcinek drogi wojewódzkiej nr 984 ma długość 3 km i zapewnia objazd centrum Radomyśla Wielkiego (...). Budowa obwodnicy Radomyśla Wielkiego kosztowała 14 mln złotych z czego prawie 10 milionów pokryły fundusze europejskie z Regionalnego Programu Operacyjnego Województwa Podkarpackiego 2014-2020.

Będzie drugi tor na linii kolejowej do Zwardonia? PKP Polskie Linie Kolejowe podpisały umowę na opracowanie studium wykonalności

Tomasz Szymczyk, Dziennik Zachodni, 10.12.2020

Jest umowa na przygotowanie studium wykonalności dla odcinka linii kolejowej z Czechowic-Dziedzic przez Bielsko-Białą i Żywiec do granicy polsko-słowackiej w Zwardoniu. Studium ma zająć się także tematem ruchu transgranicznego ze Słowacją, a przede wszystkim odpowiedzieć na pytanie, czy warto dobudować na brakującym odcinku drugi tor. Linia z Katowic do Zwardonia i granicy polsko-słowackiej w ewidencji PKP Polskich Linii Kolejowych ma numer 139. W latach 1852-1868 powstawał etapami dzisiejszy odcinek z Katowic do Bielska-Białej, który w 1878 roku wydłużono do Żywca, a następnie w 1884 roku do Zwardonia. W okresie PRL cała trasa została zelektryfikowana. Na początku lat sześćdziesiątych zbudowano też drugi tor między Katowicami a Bielskiem-Białą. W 1990 roku drugi tor powstał od stacji Bielsko-Biała Lipnik do Wilkowic-Bystrej. Pozostałe odcinki są jednotorowe. Między Wilkowicami a

Zwardoniem pociągi mogą mijać się w Łodygowicach, Żywcu, Węgierskiej Górze, Milówce, Rajczy i Soli (...).

Rower Miejski w Sosnowcu zakończył kolejny sezon. Użytkownicy jeszcze chętniej korzystali z rowerów. Wypożyczono je ponad 69 tysięcy razy

Kacper Jurkiewicz, Dziennik Zachodni, 9.12.2020

Mieszkańcy Sosnowca w tym roku długo czekali, aż znowu będą mogli wypożyczać rowery w ramach Sosnowieckiego Roweru Miejskiego. I choć ruszył później niż zwykle, to ponownie pobił ustanowione wcześniej w Sosnowcu rekordy. Mieszkańcy polubili możliwość wypożyczania rowerów na terenie Sosnowca. Mogą to robić już od 2018 roku, bo wtedy ruszył pierwszy sezon Sosnowieckiego Roweru Miejskiego. Wtedy dla rowerzystów przygotowano jedynie 9 stacji. Przez ten czas były systematycznie rozbudowywane w różnych częściach miasta, a dodawano także kolejne rowery. W ten sposób w 2020 roku użytkownicy mogli skorzystać już z 23 wypożyczalni, w których czekało aż 270 jednośladów. Można było także wypożyczać rowery wyposażone w foteliki dziecięce, a także z rowerów dziecięcych, tandemów, rowerów cargo i trójkołowych (...).

Katowice. Centrum Przesiadkowe Brynów ma wielopoziomowy parking i dużą poczekalnię

Justyna Przybytek - Pawlik, Dziennik Zachodni, 8.12.2020

W poniedziałek w Katowicach otwarto Centrum Przesiadkowe „Zawodzie”, natomiast we wtorek, 8 grudnia, węzeł Brynów. „Zawodzie” zlokalizowano przy wjeździe do centrum od wschodu, z kolei „Brynów” jest od południa. - To miejsce będzie służyło zarówno mieszkańcom południowych dzielnic, ale również mieszkańcom wszystkich miejscowości na południe od Katowic, czyli tych, którzy przyrządzają do centrum do pracy, albo załatwiać sprawy

w zlokalizowanych tu urzędach – komentował Marcin Krupa, prezydent Katowic. Centrum Przesiadkowe Brynów powstało na terenie dawnej pętli tramwajowej, u zbiegu ulic Jankego, Rzepakowej, Kłodnickiej i Kościuszki. Budowa kosztowała 89,4 mln zł, a generalnym wykonawcą inwestycji było konsorcjum firm Warbud oraz Stor. Budowa rozpoczęła się w 2017 roku i trwała ponad dwa lata. Na węzeł składają się dwa elementy: wielopoziomowy parking oraz budynek obsługi podróżnych z wiatą nad torami tramwajowymi (...).

Jest wykonawca drogi ekspresowej S7 między Miechowem a Szczepanowicami

Aleksander Gąciarz, Gazeta Krakowska, 10.12.2020

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad rozstrzygnęła przetarg na realizację liczącego ponad pięć kilometrów odcinka drogi ekspresowej S7 pomiędzy węzłami Miechów i Szczepanowice. Najkorzystniejszą ofertę, opiewającą na 162,4 mln złotych, złożyło konsorcjum firm FABE POLSKA i „SP” SINE MIDAS STROY. W przetargu wpłynęło 12 ofert. Do zadań zwycięzcy postępowania będzie należało zaprojektowanie i wybudowanie dwujezdniowej drogi o długości 5,33 km od węzła Miechów do węzła Szczepanowice wraz z obiektami inżynierskimi, infrastrukturą i urządzeniami bezpieczeństwa (...).

Opolskie. Modernizacja linii kolejowych Opole-Kluczbork i Nysa-Brzeg. Będą projekty, nie ma pieniędzy na remont

Piotr Guzik, nto.pl, 10.12.2020

Do połowy 2021 roku gotowe mają być projekty modernizacji linii kolejowych Opole-Kluczbork i Nysa-Brzeg. Plan zakłada m.in. wymianę torów oraz przebudowę peronów na przystankach kolejowych. Jest jednak jedna istotna niewiadoma: to, czy znajdą się pieniądze na realizację remontów. Mo-

dernizacja torów pomiędzy Opolem i Kluczborkiem oraz Nysą i Brzegiem pierwotnie miała być realizowana w kończącej się perspektywie unijnego finansowania, na lata 2014-2020. Władze województwa wpisały ich remont do regionalnych planów inwestycyjnych, wraz z modernizacją linii Opole-Nysa. Zawarto też porozumienie ze spółką PKP Polskie Linie Kolejowe, na której zlecenie wykonane miały być prace na torach. Na dofinansowanie trzech inwestycji wystarczyć miało 130 mln zł pieniędzy unijnych. Potem okazało się, że sama modernizacja torów pomiędzy Opolem i Nysą pochłonie około 120 mln zł. I ostatecznie tylko tę inwestycję zrealizowano (...).

Ruda Śląska ogłosiła przetarg na pierwszy etap budowy odcinka trasy N-S. Połączy DTŚ z autostradą A4

Katarzyna Kapusta - Gruchlik, Dziennik Zachodni, 9.12.2020

Ruda Śląska ogłosiła przetarg na pierwszy z dwóch etapów budowy ostatniego odcinka trasy N-S. Po ich zrealizowaniu domknięte zostanie połączenie autostrady A4 i Drogowej Trasy Średnicowej. Szacowana wartość zadania to ponad 113 mln zł. Obecnie miasto czeka na formalne potwierdzenie otrzymania dofinansowania ze środków Unii Europejskiej po podziale odcinka na dwa etapy (...). Do tej pory w Rudzie Śląskiej zrealizowane zostały już trzy odcinki trasy N-S. Mają one długość ok. 3,4 km. Pierwszy został przekazany do użytkowania na początku 2013 roku. Prowadzi on od ul. 1 Maja, czyli drogi nr 925, do Drogowej Trasy Średnicowej, wraz z węzłem dwupoziomowym z ul. 1 Maja. Jego budowa kosztowała ponad 48 mln zł (...).

Opolski oddział GDDKiA przebuduje drogę krajową nr 45 pomiędzy Rogowem Opolskim a węzłem autostradowym. Rząd dał na to właśnie pieniądze

Sławomir Draguła, nto.pl, 6.12.2020

Ministerstwo Infrastruktury zatwierdziło tzw. Programy Inwestycji dla rozbudowy drogi krajowej nr 45 na odcinku Rogów Opolski – węzeł Opole Południe. Przetarg na roboty zostanie rozpisany jeszcze w tym roku. Chodzi o dwukilometrowy odcinek pomiędzy Krapkowicami a Opolem, od skrzyżowania na Rogów Opolski, przez wiadukt nad autostradą, do skrzyżowania z łącznicą węzła autostradowego. Inwestycja to kontynuacja dostosowania drogi krajowej nr 45 do nośności 11,5 tony na oś (...). Największą zmianą będzie rondo turbinowe (takie jak w Prądach), które powstanie przy zjeździe na autostradę w Dąbrówce Górnej (...).

Budowa węzła na zakopiance w Jaworniku. Za nami ważny przetarg

Katarzyna Hołuj, Gazeta Krakowska, 9.12.2020

Na ogłoszony przez Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad przetarg odpowiedziało pięć firm. Za opracowanie dokumentacji projektowej węzła na skrzyżowaniu drogi krajowej nr 7, czyli zakopianki z drogą wojewódzką nr 955 chcą od 2,2 mln zł do 3,1 mln zł. GDDKiA planuje przeznaczyć na nią 2 478 573 zł. Oferty w przetargu złożyły następujące firmy: Mosty Katowice z ceną 3 066 566 zł, IVIA z ceną 2 499 483 zł, COMPLEX PROJEKT z ceną 2 991 852 zł, Sweco Engineering z ceną 3 171 985 zł, konsorcjum: MPRB (lider), Mosty Kraków, MP Infra (partnerzy) z ceną 2 263 200 zł. Spośród nich GDDKiA wybierze teraz wykonawcę, który przygotuje dokumentację projektową (...).

Otmice. Mieszkańcy odzyskali swoją stację kolejową. PKP zgodziła się na zmianę nazwy

Radosław Dimitrow, nto.pl, 3.01.2021

We wsi Otmice w gminie Izbicko od wielu lat znajdowała się stacja kolejowa "Kamień Śląski". Mieszkańcy walczyli o zmianę nazwy i dopięli

Otmice. Mieszkańcy odzyskali swoją stację kolejową. PKP zgodziła się na zmianę nazwy

Radosław Dimitrow, nto.pl, 3.01.2021

We wsi Otmice w gminie Izbicko od wielu lat znajdowała się stacja kolejowa "Kamień Śląski". Mieszkańcy walczyli o zmianę nazwy i dopięli swego. Chodzi o stację znajdującą się na linii kolejowej, która łączy Strzelce Opolskie z Opolem. Do tej pory nosiła ona nazwę "Kamień Śląski", choć w rzeczywistości znajdowała się w Otmicach. Myląc nazwa ma związek z historią stacji - niegdyś w tym miejscu znajdowała się bowiem bocznicą kolejowa należąca do zakładów wapienniczych z Kamienia Śląskiego. Takie nazewnictwo rodziło jednak wiele nieporozumień. Dlatego Roman Larisz, sołtys Otmic wystąpił z inicjatywą zmiany nazwy do Polskich Kolei Państwowych i Urzędu Marszałkowskiego w Opolu (...).

Ruszyła budowa kolejnego parkingu Parkuj i jedź we Wrocławiu

Andrzej Zwoliński, Gazeta Wrocławska, 2.01.2021

Ruszyła budowa kolejnego Park&Ride we Wrocławiu. Nowy parking powstanie wewnątrz pętli tramwajowej na Klecinie. Mieści się na nim 69 miejsc na samochody, w tym dla osób z niepełnosprawnościami. Parking – budowany przez firmę Rotomat - będzie oświetlony, jego budowa potrwa do wiosny, a koszt to 2 mln złotych. We Wrocławiu mamy teraz 24 parkingi typu „Parkuj i jedź”. Oprócz Kleciny nowe miejsca parkingowe pojawiają się w tym roku przy ulicy Kosmonautów w rejonie przystanku "Kamiennogórska". Tam powstanie 57 miejsc parkingowych. Rozbudowany zostanie już istniejący parking przy przystanku "Feldorfa" o kolejne 49 stanowisk (...).

Nowe podejście do budowy ścieżki rowerowej na Armii Krajowej

Andrzej Zwoliński, Gazeta Wrocławska, 3.01.2021

Wrocławskie Inwestycje ogłosiły przetarg na realizację nowej trasy dla rowerzystów. Przetarg ma wyłonić wykonawcę projektu „Rowerem w obie strony po al. Armii Krajowej we Wrocławiu - etap 1”. Chodzi o budowę dwukierunkowej trasy rowerowej nad ulicą Krakowską po stronie Parku Tarnogajskiego. Wrocławskie Inwestycje czekają na oferty do 26 stycznia. Realizację inwestycji zgłoszonej w ramach Wrocławskiego Budżetu Obywatelskiego, zapowiadano już przed dwoma laty, ale w 2019 roku nie udało się wyłonić wykonawcy projektu. Nowa trasa – wzdłuż al. Armii Krajowej - ma powstać po jej południowej stronie na odcinku od zjazdu w ulicę Krakowską do ulicy Bogedaina. Po północnej stronie ma się łączyć z przyszłą Aleją Wielkiej Wypsy, której budowa właśnie się rozpoczęła (...).

Najgorszy rok w historii lotniska Kraków-Balice. Z Wielkiej Brytanii samoloty przylatują puste, wracają pełne. Ale widać światło w tunelu

Zbigniew Bartuś, Gazeta Krakowska, 4.01.2021

Lotnisko w Krakowie-Balicach obsłużyło w grudniu 2020 roku zaledwie 76 469 pasażerów, czyli aż o 89 proc. mniej niż w przedpandemicznym grudniu 2019. W całym 2020 roku Kraków Airport obsłużył 2 592 972 pasażerów, czyli o ponad 5,8 mln mniej niż w rekordowym dotąd 2019. Zdecydowanie największy był ruch w styczniu, lutym i do połowy marca (czyli przed pierwszą falą pandemii i wprowadzeniem ograniczeń), a także latem. Końcówkę roku wyraźnie zepsuł wprowadzony przez polski rząd zakaz lotów z Wielkiej Brytanii – na krakowskim lotnisku na Wyspy lata około jednej trzeciej wszystkich pasażerów (...).

Kraków. Miasto wybuduje kilka kładek pieszo-rowerowych. Jakie są plany na ten rok?

Piotr Tymczak, Gazeta Krakowska, 4.01.2021

Miasto planuje budowę czterech nowych kładek pieszo-rowerowych. Najbliższą realizacją jest kładka Grzegórzki - Zabłocie. Mają też powstać kolejne obiekty nad Wisłą łączące Ludwinów z Kazimierzem i Zwierzyniec z Dębnikami. Zaplanowano również kładkę pomiędzy ul. Żabinię i al. 29 Listopada. -Najbliżej realizacji wydaje się kładka pieszo-rowerowa, która połączy Zabłocie z Grzegórkami. Miasto współpracuje przy tym projekcie z PKP Polskie Linie Kolejowe SA. Spółka kolejowa uzyskała wcześniej zgody na realizację kładki w ramach swojego dużego zadania inwestycyjnego, co otwiera drogę do szybkiej budowy - informują w Zarządzie Inwestycji Miejskich, jednostce gminnej, która będzie odpowiadać za budowę nowych kładek (...).

Autostradą A2 na wschód. Powstanie odcinek od Białej Podlaskiej do granicy. Jak będzie wyglądała nowa droga?

Artur Jurkowski, Kurier Lubelski, 1.01.2021

Ten fragment autostrady A2 ma liczyć 32 kilometry. Połączy Białą Podlaską z granicą z Białorusią. GDDKiA ogłosiła przetarg na wykonanie dokumentacji projektowej dla przyszłej drogi. Nowa trasa będzie miała dwie jezdnie z dwoma pasami ruchu oraz rezerwę terenu na to aby dobudować trzecie pas. - Jesteśmy zdeterminowani, aby wybudować autostradę A2 w pełnym jej przebiegu, czyli do granicy państwa. Ostatnie lata są dobrym czasem dla każdego, komu zależy na powstaniu tej ważnej drogi – podkreśla Andrzej Adamczyk, minister infrastruktury. I dodaje: - Latem oddaliśmy do użytku odcinek między Warszawą a Mińskiem Mazowieckim. Rozpoczęła się realizacja odcinków między

Mińskiem Mazowieckim a Siedlcami. W przetargu na realizację znajduje się autostrada A2 od Siedlec do Białej Podlaskiej. Dzisiaj pora na kolejny krok: szukamy wykonawcy projektu budowlanego dla odcinka od Białej Podlaskiej do granicy (...).

Przetarg na miejski rower publiczny został rozstrzygnięty

Krzysztof Spychała, Dziennik Łódzki, 5.01.2021

Przetarg wygrała firma Homeport, oferując rowery trzeciej generacji, a więc takie, które wymagają stacji dokowania. To system znany w Łodzi - tak funkcjonowały jednoślady Nextbike'a (...). Wykonawca będzie miał 4 miesiące na uruchomienie pierwszej transzy 500 rowerów. Miesiąc później ma się pojawić kolejne tysiąc pojazdów. Według tych kryteriów z pierwszych rowerów skorzystamy w połowie maja, a cały system gotowy będzie miesiąc później. Łącznie to 1500 rowerów na 150 stacjach w lokalizacjach już dobrze znanych mieszkańcom z poprzedniej edycji roweru publicznego. Do przetargu na ŁRP oferty złożyły cztery firmy: Homeport Polska Sp. z o. o. na kwotę 25,9 mln zł, WawaBike Sp. z o. o. na kwotę 39,6 mln zł, City Bike Global S.A. na kwotę 26 mln zł, konsorcjum firm Orange Polska S.A. i Roovee S.A. za 26,4 mln zł.

Budowa autostrady A1: Jeszcze w tym roku część nowej autostrady A1 będzie gotowa

Anna Dziedzic, Dziennik Zachodni, 11.01.2021

Nic nie trwa wiecznie, także budowa autostrady A1. Na budowanym od kilku lat, 81-kilometrowym odcinku między Częstochową i Tuszymem, jeszcze w tym roku gotowe będą trzy odcinki A1 o długości prawie 40 km. Tam będziemy już jeździć pełnowymiarową, trzypasową betonową autostradą. Budowa 81-kilometrowego odcinka autostrady A1 w województwach śląskim i łódzkim to kluczowa inwestycja w Polsce. Tyle kilometrów brakuje bowiem, by cała autostrada A1 była kompletna, czyli by w zależności od tempa jazdy w ponad pięć godzin dało się pokonać Polskę znad morza do granicy z Czechami.

Całą inwestycję już na początku podzielono na pięć odcinków. Jeden znajduje się na terenie województwa śląskiego, cztery w Łódzkim. W Śląskiem trwa budowa 17-kilometrowego odcinka autostrady od Częstochowy do granicy z województwem łódzkim. W tym przypadku, na oddanie całej inwestycji musimy jednak poczekać do połowy przyszłego roku (...).

Rusza budowa obwodnicy Olesna, czyli drogi S11

Mirosław Dragon, nto.pl, 12.01.2021

Do końca lutego potrwa wycinka lasów, później ruszą prace budowlane. Prawie 25-kilometrowa obwodnica Olesna ma być oddana do ruchu już w listopadzie 2022 roku.

Budowana obwodnica Olesna to fragment drogi ekspresowej S11 (...). Sama budowa kosztować będzie aż 667,6 miliona zł. Wszystkie koszty związane z budową oleskiej obwodnicy pochłoną jeszcze więcej, bo całkowita wartość inwestycji wyniesie 731 milionów zł. Na razie na placu budowy do końca lutego potrwa drugi etap wycinki lasów (obwodnica północna biegnie głównie lasami). Pierwszy etap wycinki był rok temu, drugi prowadzony jest właśnie teraz. Łącznie wycięte zostaną 133 hektary lasu (...).

Przetarg na tunel pod Łodzią dla kolei dużych prędkości. Centralny Port Komunikacyjny zleca projekt, a budowa ma się rozpocząć w 2023 r.

Marcin Darda, Dziennik Łódzki, 4.01.2021

Jeszcze na dobre nie rozpoczęło się drażnienie tunelu średnicowego pod Łodzią, a spółka Centralny Port Komunikacyjny ogłosiła przetarg dotyczący kolejnego tunelu pod miastem. Tym razem chodzi o tunel dla kolei dużych prędkości. Tunel, na którego projekt przetarg ogłosił właśnie CPK, w przeciwieństwie do drażnionego już pod Łodzią tunelu średnicowego, ma służyć pociągom dalekobieżnym i kolei dużych prędkości. Swoją drogę ma rozpocząć od dworca Łódź Fabryczna w kierunku dworca Łódź Kaliska, a potem pod ulicą Bratysławską do wylotu w okolicach stacji Łódź - Lublinek (linia nr 14). Tunel ma być kluczowym elementem tzw. szprychy nr 9, czyli nowej kolejowej trasy z Warszawy przez CPK, Łódź i Sieradz i dalej w stronę Wrocławia i Poznania. Podróż z Łodzi do CPK (okolicę Baranowa w aglomeracji warszawskiej - red.) ma trwać około 30 min., do Warszawy 45 min, zaś do Wrocławia i Poznania poniżej dwóch godzin (...).

Opole. Obwodnica piastowska zyska brakującą jezdnię. Miasto dostało 10 milionów dofinansowania z Unii Europejskiej

Piotr Guzik, nto.pl, 19.01.2021

Obwodnica piastowska Opola uzyska dwa brakujące pasy na odcinku od wiaduktu w ciągu ul. 10. Sudeckiej Dywizji Zmechanizowanej do węzła przy ul. Wrocławskiej. Prace mają się rozpocząć w pierwszym kwartale 2021 roku i potrwać do wakacji. Kierowcy muszą się przygotować na utrudnienia. Budowa pierwszego odcinka obwodnicy piastowskiej Opola zakończyła się pod koniec 2019 roku. Za około 120 milionów złotych wykonano blisko czterokilometrową drogę, która połączyła obwodnicę północną Opola z ul. Niemodlińską.

Wątpliwości kierowców budził jednak fakt, że droga nie ma na całej długości dwóch pasów ruchu w obu kierunkach. Obwodnica piastowska zwróci się bowiem na odcinku pomiędzy dojazdem do wiaduktu w ciągu ul. 10. Sudeckiej Dywizji Zmechanizowanej a węzłem w rejonie ul. Wrocławskiej (...).

Fatalny rok Ławicy przez koronawirusa. Tak źle na lotnisku w Poznaniu nie było od lat. "Mamy nadzieję, że 2021 będzie okresem odrodzenia"

Norbert Kowalski, Głos Wielkopolski, 5.01.2021

Wyjątkowo niska liczba pasażerów, masowo zawieszane połączenia lotnicze, wstrzymanie ruchu lotniczego przez kilka tygodni i ogromne straty finansowe - tak wyglądał rok 2020 na poznańskim lotnisku Ławica. Koronawirus spowodował, że był on zdecydowanie najgorszy w ostatnich latach (...). Do końca listopada na Ławicy w 2020 roku obsłużono zaledwie nieco ponad 640 tys. pasażerów. W analogicznym okresie w 2019 roku było to aż 2,23 mln pasażerów. Dla porównania, podczas gdy w listopadzie 2020 roku na Ławicy obsłużono ledwo 10 tys. pasażerów, w 2019 roku były to... 148 tys. Na razie nieznane są jeszcze dokładne statystyki z grudnia 2020 roku (...).

Lotnisko w Pyrzowicach, podsumowanie 2020 roku. Ruch w pandemii mocno spadł. Rekord w cargo, loty pasażerskie w dół. 1,5 mln pasażerów

Dorota Niecko, Dziennik Zachodni, 12.01.2021

To był najdziwniejszy i najtrudniejszy rok w historii lotnictwa cywilnego, także w Katowice Airport - mówi prezes Artur Tomasik. Miało być 5 mln pasażerów, jest 1,5 miliona. Najgorszy miesiąc to kwiecień, gdzie pasażerów było tylko 91. Za to dla cargo 2020 to był rok rekordowy. Przewieźli ponad 20 tys. ton (...). W 2020 roku z siatki połączeń regularnych i czarterowych dostępnej w Katowice Airport skorzystało dokładnie 1 445 781 podróżnych, czyli o 3 398 108 mniej (-70,1%) niż w 2019 roku. Warto podkreślić, że w trakcie minionego roku prawie połowę pasażerów - dokładnie 651 854 - obsłużono podczas pierwszego kwartału, kiedy podróże lotnicze nie były jeszcze objęte obostrzeniami, które ze względu na pandemię zostały wprowadzone w Europie w drugiej połowie marca (...).

Nowy most nad Odrą w Opolu. Budowa drugiej przeprawy kolejowej rozpocząć ma się na przełomie stycznia i lutego

Piotr Guzik, nto.pl, 8.01.2021

Wygodzono teren w rejonie mostu kolejowego nad Odrą w Opolu. To element przygotowań do budowy nowej przeprawy, w sąsiedztwie tej istniejącej. Rozpoczęcie prac budowlanych planowane jest na przełom stycznia i lutego. Starą konstrukcję czeka modernizacja. Na tym prace na linii kolejowej pomiędzy stacjami Opole Główne i Opole Zachodnie się nie skończą. Wykonanie nowego mostu kolejowego nad Odrą to część szerszej, wartej łącznie 275 mln

zł inwestycji - modernizacji linii kolejowej E-30 od stacji w Groszowicach aż do Opola Zachodniego. Wykonawcą jest warszawska firma Intop. Spółka PKP Polskie Linie Kolejowe podpisała z nią umowę w tej sprawie na początku listopada minionego roku (...).

Łódź. Trasą Górną dojedziemy do autostrady A1. Kiedy przedłużą trasę?

Anna Janiszewska, Dziennik Łódzki, 5.01.2021

Miasto ogłosiło przetarg na przedłużenie Trasy Górnej do autostrady A1. Nowy i węższy odcinek będzie mieć 7 kilometrów długości. To wspólna inwestycja Zarządu Inwestycji Miejskich i Zarządu Dróg Wojewódzkich. 24 grudnia Zarząd Inwestycji Miejskich ogłosił przetarg na budowę 7-kilometrowego odcinka Trasy Górnej od ul. Rzgowskiej do węzła Łódź Górna. Oferty można składać do 28 stycznia. Nowy odcinek Trasy Górnej zacznie się przy ul. Rzgowskiej. Przebiegać będzie prosto w stronę węzła Łódź Górna na autostradzie A1. Przetnie ulice: Nowe Góry, Bronisin, Brójeczkę i św. Kalinowskiego, przy których wybudowane zostaną ronda (...).

W tym roku pojedziemy tym odcinkiem trasy S7. 14 kilometrów komfortu w podróży z Krakowa do Warszawy

Marcin Banasik, Gazeta Krakowska, 12.01.2021

Budowa trasy S7 w północnej części województwa idzie pełną parą. Z czterech brakujących fragmentów ekspresówki najbardziej zaawansowany jest 14 kilometrowy odcinek pomiędzy węzłami Szczepanowice i Widoma. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad podaje, że inwestycja jest gotowa w 80 procentach. Zakończenie jest planowane na ten rok.

Obwodnica z Miejsca Piastowego do Zarszyna. Trzy firmy chcą opracować dokumentację jej budowy

Ewa Gorczyca, nowiny24.pl, 20.01.2021

GDDKiA poinformowała o trzech ofertach w przetargu na opracowanie dokumentacji projektowej obwodnicy Miejsca Piastowego. Nowy odcinek DK 28 ma prowadzić od granic Krosna aż do Zarszyna. Najniższą ofertę na kwotę 10 688 700 zł złożyło MPRB (lider) i Mosty Kraków i MP Infra (partnerzy). Pozostałe oferty przedstawiły firmy: IVIA - 13 222 500 zł, Multiconsult Polska - 13 255 710 zł. Jak informuje GDDKiA przy dokonywaniu wyboru najkorzystniejszej oferty stosowane będzie nie tylko kryterium ceny, jako podstawowe, ale brane pod uwagę będą także doświadczenie głównego projektanta, geologa i kierownika zespołu środowiskowego (...).

Typowe procesy degradacji i uszkodzenia żelbetowych obiektów mostowych

Characteristic degradation processes and defects of reinforced concrete bridges



Jan Bień

Prof. dr hab. inż

Politechnika Wrocławska, Wydział
Budownictwa Lądowego i
Wodnego

jan.bien@pwr.edu.pl

Streszczenie: Jednoznaczna identyfikacja procesów degradacji oraz wywoływanych przez nie uszkodzeń stanowi bardzo ważny element diagnostyki obiektów mostowych, a w efekcie ma fundamentalny wpływ na skuteczne zarządzanie utrzymaniem i eksploatacją infrastruktury transportowej. W pracy przedstawiono przegląd zjawisk degradacyjnych charakterystycznych dla żelbetowych obiektów mostowych, a także zaprezentowano klasyfikację stymulatorów degradacji oraz mechanizmów degradacji tworzących procesy degradacyjne, z pokazaniem ich wzajemnych uwarunkowań. Przedstawiono również charakterystyki typowych procesów degradacji, stanowiących zazwyczaj kombinacje dwóch lub więcej mechanizmów degradacji. Zaproponowano hierarchiczną wielopoziomową klasyfikację uszkodzeń żelbetowych konstrukcji mostowych, a także pokazano relacje między najczęściej występującymi mechanizmami degradacji a uszkodzeniami należącymi do poszczególnych klas.

Słowa kluczowe: Mosty żelbetowe; Stymulatory degradacji; Mechanizmy degradacji; Procesy degradacji; Uszkodzenia

Abstract: The unambiguous identification of degradation processes and the damage they cause is a very important part of the diagnostics of bridge facilities and, as a result, has a fundamental impact on the efficient management of the maintenance and operation of transport infrastructure. The paper provides an overview of the degradation phenomena characteristic for reinforced concrete bridges, as well as a classification of degradation stimulators and degradation mechanisms showing their mutual conditions. The characteristics of typical degradation processes, usually combinations of two or more degradation mechanisms, are also presented. A hierarchical multi-level classification of damage to the bridge structure type concerned was proposed, as well as the relationship between the most common degradation mechanisms and class-specific damage was shown.

Keywords: Reinforced concrete bridges; Degradation stimulators; Degradation mechanisms; Degradation processes; Damage

Wstęp

Skuteczne zarządzanie eksploatacją i utrzymaniem infrastruktury transportowej, w tym w szczególności infrastruktury mostowej, wymaga bieżącego monitorowania kondycji obiektów. Decyzje muszą być podejmowane w ciągu całego okresu eksploatacji obiektu mostowego, a ich rodzaj i zakres zależy od obowiązujących przepisów oraz od aktualnej kondycji obiektu. Podstawę oceny kondycji stanowią rezultaty systematycznych działań diagnostycznych obejmujących przeglądy i różnego typu badania, których celem jest

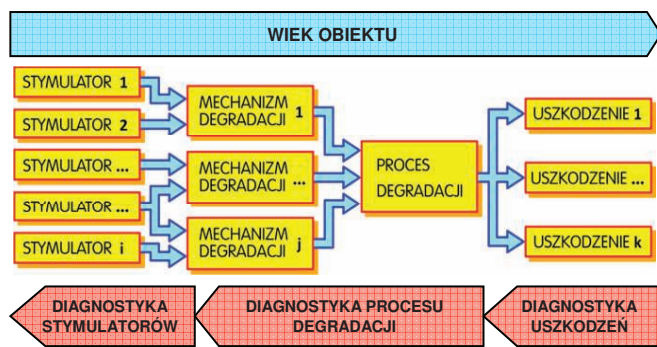
wykrycie oraz jakościowa i ilościowa identyfikacja ewentualnych uszkodzeń obiektu oraz procesów degradacji powodujących te uszkodzenia [1]-[3].

Proces degradacji może być zdefiniowany jako czynnik powodujący pogarszanie się kondycji obiektu wynikające z aktywności mechanizmu lub mechanizmów degradacji, gdzie mechanizmem degradacji może być zjawisko fizyczne, chemiczne lub biologiczne powodujące powstanie uszkodzenia lub uszkodzeń obiektu. Za inicjację, sposób przebiegu i szybkość rozwoju procesów degradacji odpowiadają czynniki, które można

ogólnie określić jako stymulatory degradacji. Stymulatory te aktywują mechanizmy składające się na ostateczną postać procesu degradacji obiektu mostowego, a działając w trakcie procesu degradacji – wpływają na jego przebieg. Powiązania stymulatorów, mechanizmów i procesów degradacji z uszkodzeniami przedstawiono schematycznie na rys. 1.

W diagnostyce obiektów mostowych, można wyróżnić trzy poziomy szczegółowości, pokazane na rys. 1:

- diagnostykę uszkodzeń – obejmującą wykrywanie i identyfikację uszkodzeń obiektu, z określe-



1. Komponenty zjawisk degradacyjnych powodujących uszkodzenia obiektów mostowych oraz procedury diagnostyczne

niem ich lokalizacji, rozległości i intensywności,

- diagnostykę procesu degradacji – zajmującą się identyfikacją mechanizmów degradacji tworzących proces degradacji,
- diagnostykę stymulatorów degradacji – ukierunkowaną na określenie czynników wpływających na inicjację i przebieg zjawisk degradacyjnych.

Kompleksowe działania diagnostyczne powinny obejmować wszystkie trzy wymienione wyżej poziomy szczegółowości, ale w praktyce uzyskanie satysfakcjonujących rezultatów we wszystkich obszarach jest trudne. Wynika to z dużej złożoności występujących zjawisk degradacyjnych.

Degradacja obiektów mostowych

Stymulatory degradacji

Stymulatory występujące najczęściej i mające najistotniejszy wpływ na kształtowanie mechanizmów oraz procesów degradacji obiektów mostowych, można podzielić na (rys. 2):

- stymulatory związane z działaniami ludzi,
- stymulatory związane z ogólnie rozumianymi oddziaływaniami środowiska,
- stymulatory powiązane częściowo z aktywnością ludzi, a częściowo wynikające z oddziaływań

środowiska.

Przykładami wpływu łącznego działania ludzi i oddziaływań środowiska na zjawiska degradacji mogą być niektóre typy pożarów, skażenia środowiska lub wpływów eksploatacji górniczej, które są z reguły inicjowane działaniami ludzi, ale na obiekty mostowe oddziałują przez zmiany ich warunków środowiskowych.

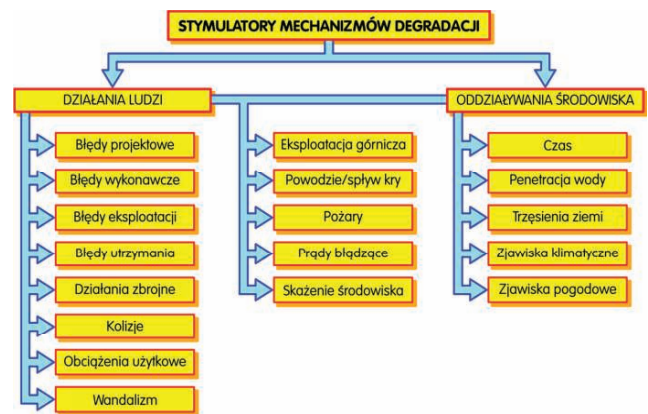
Mechanizmy degradacji

Najczęściej występujące mechanizmy degradacji obiektów mostowych zestawiono na rys. 3.

Mechanizmy degradacji są aktywizowane przez stymulatory, które wpływają również na przebieg oraz intensywność zjawisk degradacyjnych, a o ostatecznej postaci przebiegu degradacji obiektu mostowego decyduje z reguły kombinacja aktywnych mechanizmów degradacji (patrz rys. 1) kształtujących indywidualny proces degradacji, specyficzny dla każdego obiektu.

Z punktu widzenia natury zjawisk degradacyjnych można wyróżnić trzy podstawowe grupy mechanizmów degradacji występujących w obiektach mostowych (rys. 3):

- mechanizmy chemiczne, powodujące degradację obiektu w wyniku reakcji chemicznych,
- mechanizmy fizyczne, prowadzące do uszkodzeń w rezultacie zjawisk fizycznych,



2. Podstawowe czynniki stymulujące mechanizmy degradacji obiektów mostowych [2]

- mechanizmy biologiczne, związane z oddziaływaniem czynników biologicznych na obiekty mostowe.

Fizyczne mechanizmy degradacji

Zjawiska fizyczne tworzą największy zespół mechanizmów przyczyniających się do degradacji budowli mostowych. W odniesieniu do żelbetonowych obiektów mostowych istotne znaczenie mają potencjalnie wszystkie wymienione w zestawieniu fizyczne mechanizmy degradacji, a ich powiązania z poszczególnymi stymulatorami przedstawiono w tab. 1.

Fizyczne mechanizmy degradacji stanowią największą grupę wśród mechanizmów oddziaływujących na żelbetonowe obiekty mostowe – na rys. 3 wyróżniono 12 najczęściej spotykanych. Poszczególne mechanizmy są szczegółowo scharakteryzowane m. in. w pracach [2], [4]–[16].

Chemiczne mechanizmy degradacji

Na rys. 3 wyróżniono cztery grupy chemicznych mechanizmów degradacji, a ich wrażliwość na oddziaływania stymulatorów degradacji zaprezentowano w tab. 2. W konstrukcjach żelbetonowych jednym z podstawowych chemicznych mechanizmów degradacji obiektów mostowych jest karbonatyzacja (uwęglanowanie) betonu [4], [5], [7], [8], [17], [18], [19].

Mechanizm ten jest związany z obecnością w wodzie aktywnych gazów i jonów, przede wszystkim dwutlenku węgla, który tworzy z wodą roztwór słabego kwasu węglowego. Reakcja zawartego w betonie wodorotlenku wapnia z kwasem węglowym prowadzi do powstania węglanu wapnia, a w efekcie powoduje obniżanie wartości pH i ochronnych właściwości betonowej otuliny zbrojenia elementu.

Powszechnie występującym i bardzo groźnym mechanizmem degradacji dotyczącym stalowych komponentów konstrukcji z betonu zbrojonego jest korozja [2], [5], [10], [14], [20]-[23], czyli rozpoczynające się od powierzchni i postępujące w głąb niszczenie metali powodowane działaniem czynników zewnętrznych.

Koejną grupę mechanizmów degradacji tworzą oddziaływania substancji agresywnych chemicznie (np. [13], [24]), powodujące reakcje między zewnętrznymi działającymi substancjami czynnymi chemicznie, takimi jak: kwasy, zasady, sole, tłuszcze itp. a tworzywem obiektu.

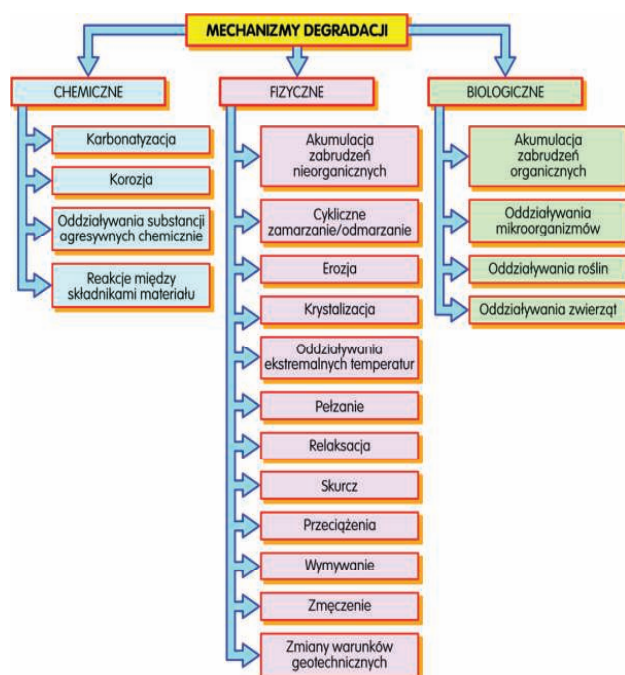
Ostatnia duża grupa chemicznych mechanizmów degradacji obejmuje

Tab. 1. Stymulatory a fizyczne mechanizmy degradacji obiektów mostowych

Stymulatory mechanizmów degradacji		Fizyczne mechanizmy degradacji											
		Akumulacja zabrudzeń nieorganicznych	Zamrażanie i odmrażanie	Erozja	Krystalizacja	Ekstremalne temperatury	Pelzanie	Relaksacja	Skurcz	Przeciążenia	Wymywanie	Zmęczenie	Zmiany warunków geotechnicznych
Działania ludzi	Błędy projektowe	●	○	○	○		○	○	●	○	●	●	○
	Błędy wykonawcze	○	○						●	○	●	○	○
	Błędy eksploatacji	○								●		○	
	Błędy utrzymania	●		○	○	○				○	○		○
	Działania zbrojne	○				●				●			
	Eksploatacja górnicza			○						●			●
	Kolizje	○				○				●			
	Obciążenia użytkowe											●	○
	Wandalizm	●		○		○				○			
Oddziaływania środowiska	Czas	○	●	●	●		●	●	●		●	●	●
	Penetracja wody	●	●	○	○						●		○
	Powodzie/spływ kry	○		●						●	●		●
	Pożary	○				●				○			
	Skażenie środowiska	●									○		
	Trzęsienia ziemi			○						●		○	●
	Zjawiska klimatyczne		●	●							○		○
	Zjawiska pogodowe	○	○	○		●	○		○		●	○	○
Oznaczenia: ● – stymulator podstawowy; ○ – stymulator dodatkowy													

reakcje między składnikami materiału elementów obiektu mostowego. Są to najczęściej mechanizmy powodujące degradację elementów betonowych w wyniku reakcji chemicznych między ziarnami kruszywa a matrycą cementową w efekcie nie właściwego doboru składu materiału

(np. [16], [18]). Do grupy tej należy zaliczyć także reakcje fotochemiczne – inicjowane światłem słonecznym – powodujące np. zmiany barwy (płowienie, blaknięcie lub ciemnienie) powłok znajdujących się na elementach konstrukcyjnych.



3. Klasyfikacja podstawowych mechanizmów degradacji obiektów mostowych [2]

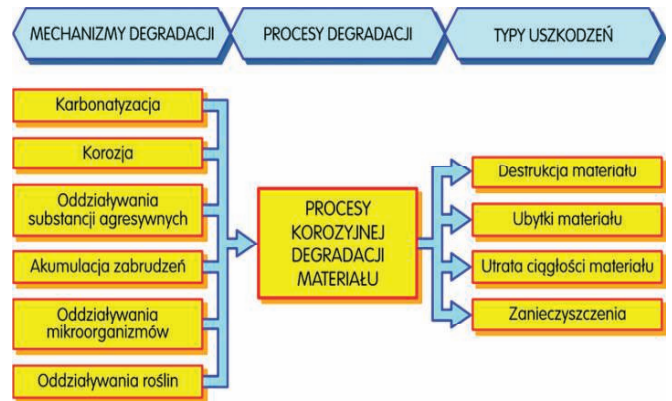
Tab. 2. Stymulatory a chemiczne mechanizmy degradacji obiektów mostowych

Stymulatory mechanizmów degradacji		Chemiczne mechanizmy degradacji			
		Karbonatyzacja	Korozja	Oddziaływania substancji agresywnych	Reakcje między składnikami materiału
Działania ludzi	Błędy projektowe	○	●	○	○
	Błędy wykonawcze	○	●	○	●
	Błędy eksploatacji		○	○	
	Błędy utrzymania	○	●	○	
	Kolizje		○		
	Prądy błądzące		●		
	Wandalizm		○	○	
	Czas	●	●	●	●
	Penetracja wody	○	●	●	○
Oddziaływania środowiska	Powodzie/spływ kry			○	
	Pożary		○		
	Skażenie środowiska	●	●	●	○
	Zjawiska klimatyczne	○	○	○	○
	Zjawiska pogodowe	○	○	○	○
Oznaczenia: ● – stymulator podstawowy, ○ – stymulator dodatkowy					

Tab. 3. Stymulatory a biologiczne mechanizmy degradacji obiektów mostowych

Stymulatory mechanizmów degradacji		Biologiczne mechanizmy degradacji			
		Akumulacja zabrudzeń organicznych	Oddziaływanie mikroorganizmów	Oddziaływanie roślin	Oddziaływanie zwierząt
Działania ludzi	Błędy projektowe	●	●	●	●
	Błędy wykonawcze	○	○	○	○
	Błędy utrzymania	●	●	●	●
	Wandalizm	○			
Oddziaływanie środowiska	Czas	●	●	●	○
	Penetracja wody	○	○	○	
	Powodzie/spływ kry	●			
	Skażenie środowiska	○	○	○	○
	Zjawiska klimatyczne		○	○	○
	Zjawiska pogodowe	○	○	○	

Oznaczenia: ● – stymulator podstawowy; ○ – stymulator dodatkowy



4. Podstawowe mechanizmy związane z procesami korozyjnej degradacji żelbetowych konstrukcji mostowych oraz charakterystyczne typy uszkodzeń [2]

Biologiczne mechanizmy degradacji

Zjawiska degradacji biologicznej, nazywanej też biodeterioracją, można zgodnie z [25], [26] określić jako niepożądane zmiany właściwości materiału spowodowane aktywnością żywych organizmów. Biodeterioracja ma stosunkowo ograniczony, ale w wielu sytuacjach trudny do pominięcia, wpływ na żelbetowe obiekty mostowe. Cztery podstawowe typy mechanizmów degradacji związanych z wpływem czynników biologicznych przedstawiono na rys. 3, gdzie wyróżniono: akumulację zabrudzeń organicznych, oddziaływanie mikroorganizmów, oddziaływanie roślin oraz oddziaływanie zwierząt.

Zależności między biologicznymi mechanizmami degradacji a ich stymulatorami zaprezentowano w tab. 3. Zjawiska zachodzące w efekcie działania czynników biologicznych na obiekty mostowe można generalnie podzielić na następujące grupy [27]:

- oddziaływanie mechaniczne, polegające na bezpośrednim działaniu organizmów na elementy obiektu, np. przemieszczenia elementów murowych w wyniku penetracji korzeni roślin w głąb spoin, ubytki materiału spowodowane przez gryzonie,



5. Charakterystyczne skutki procesów korozyjnej degradacji konstrukcji żelbetowych: a) zarysowania otuliny i wycieki produktów korozji zbrojenia, b) pęknięcia i odspojenie otuliny, c) ubytki otuliny i odsłonięcie prętów zbrojenia, d) ubytki materiału prętów zbrojenia prowadzące do przerwania ich ciągliwości

- chemiczna biodeterioracja asymilacyjna – powodowana wykorzystaniem przez organizmy żywe materiałów obiektu jako substancji odżywczej,
- chemiczna biodeterioracja dysymilacyjna – w wyniku szkodliwego oddziaływania metabolitów organizmów żywych na elementy obiektu mostowego,
- gromadzenie się organizmów żywych na powierzchni obiektu,

powodujące pogorszenie jego warunków pracy (np. utrzymywanie zwiększonej wilgotności), wyglądu, a często także walorów użytkowych (np. ograniczenie możliwości przemieszczeń łozysk).

Tab. 4. Wpływ wartości pH betonu na jego właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia [10], [28]

Wartość pH betonu	Efektywność antykorozyjnej ochrony zbrojenia
13,5-11,8	Pełna ochrona zbrojenia, beton nieskarbonatyzowany
11,8-11,0	Początkowa faza obniżania właściwości ochronnych betonu
11,0-10,0	Dalsza utrata właściwości ochronnych i zagrożenie inicjacją korozji zbrojenia
$\leq 10,0$	Znaczna utrata właściwości ochronnych betonu, inicjacja i rozwój procesu korozji zbrojenia
$\leq 9,0$	Brak właściwości ochronnych betonu, zaawansowana korozja zbrojenia

Charakterystyczne procesy degradacji żelbetowych obiektów mostowych

Procesy korozyjnej degradacji materiału

Procesy korozyjnej degradacji materiału to zjawiska dominujące w odniesieniu do konstrukcji z betonu zbrojonego, związane z korozją zbrojenia powodującą destrukcję, ubytki, utratę ciągłości materiału, a także często prowadzącą do zanieczyszczenia elementów konstrukcji produktami korozji (rys. 4). W procesach korozyjnej degradacji konstrukcji z betonu zbrojonego (rys. 5) mechanizm korozji jest z reguły związany ze zjawiskiem karbonatyzacji, czy też ogólniej – zubożniania betonu oraz z oddziaływaniami innych substancji agresywnych chemicznie (chlor-

ki, siarczany, azotany itp.). Wpływ na przebieg zjawisk korozyjnych może mieć także ewentualna akumulacja zanieczyszczeń oraz oddziaływanie mechanizmów biologicznych (mikroorganizmów, roślin) wpływające przede wszystkim na utrzymywanie się długotrwałego zawilgocenia konstrukcji, co przyspiesza i intensyfikuje przebieg procesów korozyjnych. Podstawowymi mechanizmami prowadzącymi do aktywacji procesu korozyjnej degradacji konstrukcji mostowych z betonu zbrojonego są: wnikanie zawartego w powietrzu dwutlenku węgla CO_2 , penetracja jonów chlorkowych Cl^- najczęściej związana z używaniem chlorku sodu NaCl do zimowego utrzymania nawierzchni drogowych, a także wnikanie wody w głąb betonu.

Proces degradacji korozyjnej, postępujący od powierzchni w głąb elementu, powoduje stopniową karbonatyzację (uwęglanowanie) zewnętrznych warstw betonu, a w efekcie obniżanie wartości pH i ochronnych właściwości betonowej otuliny. Charakterystyczne zakresy wartości pH betonu w powiązaniu z jego efektywnością ochronną w stosunku do zbrojenia przedstawiono w tab. 4. Obniżenie wartości pH do 10 stwarza warunki do zapoczątkowania procesu korozji zbrojenia, a $\text{pH} \leq 9$ świadczy o pełnej karbonatyzacji betonu i utracie właściwości ochronnych otuliny (np. [10], [28], [29]). W

kolejnych fazach procesu korozyjnej degradacji pojawiają się zarysowania (rys. 5a), pęknięcia (rys. 5b), lokalne ubytki otuliny betonowej (rys. 5c), a w skrajnym przypadku – ubytki materiału prętów zbrojenia prowadzące do ich przerywania (rys. 5d).

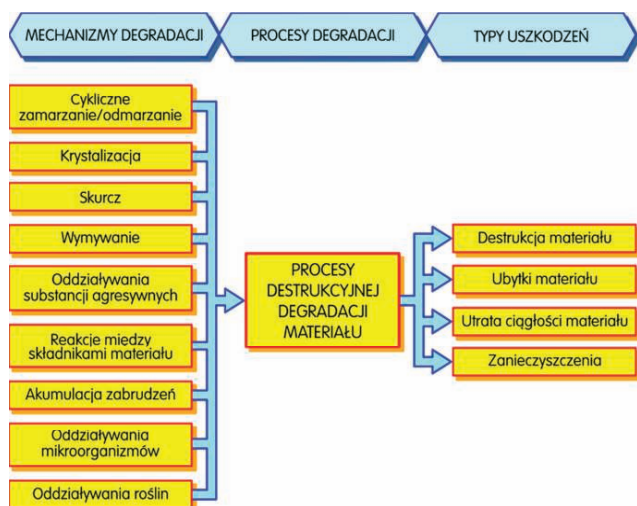
Produkty korozji prętów zbrojenia są mieszaniną różnych związków chemicznych, których objętość może być znacznie, nawet ponad pięciokrotnie (tab. 4), większa niż objętość stali z której powstały [5], [30], co przyczynia się do przyspieszonej destrukcji betonu otuliny.

Procesy destrukcyjnej degradacji materiału

Procesy destrukcyjnej degradacji materiału powodują pogorszenie właściwości fizycznych lub chemicznych betonu, a także utratę ciągłości oraz ubytki betonu w wyniku oddziaływania, innych niż korozja, czynników zewnętrznych i procesów zachodzą-

Tab. 5. Wpływ zmian temperatury wody na ciśnienie w porach betonu [30]

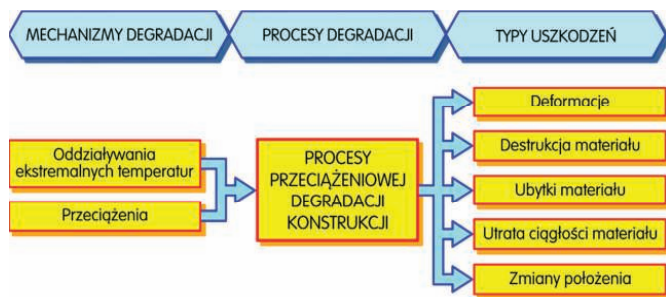
Temperatura wody	Wytworzone ciśnienie
+4 oC	0
0 oC	10 MPa
-5 oC	61 MPa
-10 oC	113 MPa
-15 oC	159 MPa
-20 oC	205 MPa
-22 oC	211,5 MPa



6. Podstawowe mechanizmy związane z procesami destrukcyjnej degradacji żelbetowych konstrukcji mostowych oraz charakterystyczne typy uszkodzeń [2]



7. Przykłady efektów destrukcyjnej degradacji materiału: zarysowania i destrukcja betonu spowodowane cyklicznym zamarzaniem/odmarzaniem wody i wymywaniem składników betonu (po lewej) oraz skurczem betonu (po prawej)



8. Podstawowe mechanizmy związane z procesami przeciążeniowej degradacji betonowych konstrukcji mostowych oraz charakterystyczne typy uszkodzeń [2]



9. Deformacje oraz ubytki i utrata ciągliwości materiału elementów żelbetonowej konstrukcji mostowej na skutek przeciążeń wywołanych uderzeniami pojazdów o ponadnormatywnych wymiarach



10. Deformacje w postaci: nieprawidłowej geometrii konstrukcji (po lewej) oraz zmiany geometrii osi elementu - trwale wygięcie konstrukcji przęsła (po prawej)



11. Destrakcja betonu i stali prętów zbrojenia w postaci pogorszenia cech chemicznych i fizycznych materiałów – występująca równocześnie z ubytkami materiału

cych w materiale (rys. 6). Istotne znaczenie mają tu mechanizmy o charakterze fizycznym, a w szczególności cykliczne zamarzanie i odmarzanie wody w porach betonu, tworzenie się i wzrost kryształów oraz skurcz betonu powodujące powstawanie wewnętrznych naprężeń w materiale, procesy reologiczne, a także wymywanie rozpuszczalnych składników betonu w wyniku penetracji wody.

Destrakcja betonu może być także skutkiem działania chemicznych mechanizmów degradacji, które najczęściej mają postać reakcji między składnikami betonu lub reakcji między betonem a substancjami agresywnymi działającymi z zewnątrz. Czynniki destrukcyjne mogą być również związane z mechanizmami o podłożu biologicznym, takimi jak oddziaływania mikroorganizmów lub roślin czy też akumulacja zabrudzeń o charakterze organicznym. Efektem działania mechanizmów tworzących złożone, z reguły, procesy degradacji są uszkodzenia w postaci destrukcji betonu, a w bardziej zaawansowanych stadiach procesu także w postaci ubytków czy utraty ciągliwości

materiału.

Wśród fizycznych mechanizmów degradacji szczególne znaczenie dla procesów destrukcyjnych konstrukcji żelbetonowych ma cykliczne zamarzanie i odmarzanie wody znajdującej się w betonie. Wzrost objętości wody zamarzającej w porach betonu może powodować powstawanie znacznych dodatkowych naprężeń w materiale (tab. 5), prowadzących do uszkodzeń jego struktury i powodujących w efekcie obniżenie wytrzymałości, lokalną utratę ciągliwości oraz ubytki materiału (rys. 7). Zmiana temperatury od $+4\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ powoduje wzrost objętości zamarzającej wody o około 9%, a spadek temperatury do $-22\text{ }^{\circ}\text{C}$ wywołuje zwiększenie wyjściowej objętości o 13.2%. Ten mechanizm degradacji jest szczególnie aktywny w strefach klimatu umiarkowanego, gdzie w ciągu roku występuje wiele cykli zamarzania i odmarzania wody.

Na rys. 7 pokazano także inny przykład skutków procesu destrukcyjnej degradacji materiału, gdzie głównym mechanizmem degradacji był tu skurcz betonu. Konstrukcje wykona-

nej w warunkach wysokiej temperatury i niskiej wilgotności nie zapewniono zabezpieczeń ograniczających intensywność procesów reologicznych w okresie wiązania i dojrzewania betonu. W efekcie doprowadziło to do powstania licznych zarysowań, a nawet pęknięć betonu (w wielu miejscach o znacznej rozwarości), a także do destrukcji materiału.

Procesy przeciążeniowej degradacji konstrukcji

Procesy przeciążeniowej degradacji konstrukcji są związane z działaniem na konstrukcję obciążeń przekraczających wartości, na które została ona zaprojektowana, co w efekcie prowadzi do deformacji lub zmian położenia elementów konstrukcji, a także do destrukcji, ubytków lub utraty ciągliwości materiału (rys. 8). Dotyczy to zarówno obciążeń eksploatacyjnych o wartościach przekraczających założenia projektowe (np. transporty ponadnormatywne – patrz np. rys. 9), nadmiernych obciążeń stałych powstałych na przykład na skutek niewłaściwie wykonanych remontów

(rys. 10), jak i obciążeń wynikających z powodzi, kolizji, działań zbrojnych, eksploatacji górniczej czy też trzęsień ziemi (rys. 15). Nadmierne obciążenie konstrukcji może być także wywołane oddziaływaniem ekstremalnie wysokich (np. w wyniku pożaru) lub niskich (np. skrajnie mroźne warunki zimowe) temperatur.

Procesy degradacji przeciążeniowej mają najczęściej charakter zjawisk krótkotrwałych i w związku z tym są szczególnie niebezpieczne, zarówno dla konstrukcji, jak i dla jej użytkowników. Brak wyprzedzających objawów sygnalizujących inicjację procesów oraz bardzo szybki przebieg zjawisk takich jak kolizje, powódzie czy trzęsienia ziemi uniemożliwiają z reguły podjęcie działań zapobiegawczych.

Uszkodzenia żelbetowych obiektów mostowych

Hierarchiczna klasyfikacja uszkodzeń

Hierarchiczną klasyfikację uszkodzeń żelbetowych konstrukcji mostowych, umożliwiającą ich jednoznaczne usystematyzowanie, według koncepcji zaprezentowanej w [2], przedstawiono w tab. 6.

W przedstawionej klasyfikacji wyróżniono trzy podstawowe poziomy identyfikacji uszkodzeń:

- klasa uszkodzenia (poziom I) – identyfikowana na podstawie definicji wspólnych dla wszystkich rodzajów obiektów mostowych, rozwiązań konstrukcyjnych oraz

Tab. 6. Hierarchiczna klasyfikacja uszkodzeń żelbetowych konstrukcji mostowych

Klasa uszkodzenia	Rodzaj uszkodzenia	Kategoria uszkodzenia
Deformacje	Nieprawidłowa geometria elementu	Nieprawidłowy kształt betonu
		Nieprawidłowy układ zbrojenia
	Zmiana geometrii osi elementu	Nadmierna deformacja sprężysta
		Deformacja trwała
	Zmiana geometrii na długości elementu	Nadmierna deformacja sprężysta
		Deformacja trwała
Destrukcja materiału	Zmiana cech chemicznych	Zmiana cech betonu
		Zmiana cech stali zbrojeniowej
		Zmiana cech materiału warstwy zabezpieczającej
	Zmiana cech fizycznych	Zmiana cech betonu
		Zmiana cech stali zbrojeniowej
		Zmiana cech materiału warstwy zabezpieczającej
Ubytki materiału	Ubytek materiału elementu	Ubytek betonu
		Ubytek stali zbrojeniowej
	Ubytek materiału warstw zabezpieczających	Ubytek warstw zabezpieczających beton
		Ubytek warstw zabezpieczających stal zbrojeniową
Utrata ciągłości materiału	Rysa	Zarysowanie betonu
		Zarysowanie stali zbrojeniowej
		Zarysowanie materiału warstwy zabezpieczającej
	Pęknięcie	Pęknięcie betonu
		Pęknięcie stali zbrojeniowej
		Pęknięcie materiału warstwy zabezpieczającej
Zanieczyszczenia	Nieorganiczne	Agresywne
		Neutralne
	Organiczne	Agresywne
		Neutralne
Zmiany położenia	Nieprawidłowe przemieszczenie liniowe	Nadmierne przemieszczenie
		Ograniczenie przemieszczenia
	Nieprawidłowy obrót	Nadmierne przemieszczenie
		Ograniczenie przemieszczenia

materiałów stosowanych w obiektach mostowych,

- rodzaj uszkodzenia (poziom II) – bardziej precyzyjnie określający charakter uszkodzeń należących do poszczególnych klas,
- kategoria uszkodzenia (poziom III) – uściślająca specyfikę uszko-

dzenia określonej klasy i rodzaju, w powiązaniu z rodzajem materiału konstrukcyjnego.

Na najwyższym poziomie prezentowanego hierarchicznego systemu klasyfikacji (poziom I) wyróżniono sześć podstawowych klas uszkodzeń



12. Ubytki betonu warstw zabezpieczających oraz ubytki stali zbrojeniowej dźwigarów mostowych



13. Utrata ciągłości materiału: rysy (po lewej) oraz pęknięcie (po prawej)



14. Zanieczyszczenia nieorganiczne neutralne (po lewej) oraz powierzchniowe zanieczyszczenia organiczne w postaci glonów (po prawej)



15. Zmiana położenia (obróć) całej konstrukcji mostowej w wyniku trzęsienia ziemi, połączona z deformacjami oraz ubytkami i utratą ciągłości materiału

występujących w obiektach mostowych wszystkich kategorii, niezależnie od rozwiązań konstrukcyjnych oraz zastosowanych materiałów. Podobnie w odniesieniu do wszystkich kategorii obiektów można zastosować wspólny jednolity system klasyfikacji rodzajów uszkodzeń (poziom II), umożliwiając uściślenie identyfikacji uszkodzeń należących do poszczególnych podstawowych typów. Kategorie uszkodzeń, identyfikowane na III poziomie klasyfikacji, zależą w znacznym stopniu od specyficznych właściwości materiału konstrukcji, a więc ten poziom klasyfikacji wymaga indywidualizacji w odniesieniu do poszczególnych materiałów konstrukcyjnych. Przykładowa trójpoziomowa klasyfikacja zaprezentowana w tab. 7 dotyczy konstrukcji żelbetowych.

Deformacje

Deformacje to klasa uszkodzeń polegających na niezgodnych z projektem zmianach geometrii, powodujących zmiany wzajemnych odległości punktów obiektu lub jego części. Wśród uszkodzeń tego typu można wyróżnić trzy rodzaje deformacji (patrz tab. 6):

- nieprawidłowa geometria elementu obiektu mostowego (rys. 10 po lewej),
- zmiana geometrii osi lub powierzchni środkowej elementu przy zachowaniu kształtu elementu w przekroju poprzecznym (rys. 10 po prawej),

- zmiana dotycząca geometrii elementu w przekroju poprzecznym, bez deformacji osi (po powierzchni środkowej) elementu.

Destrukcja materiału

Destrukcja materiału to klasa uszkodzeń polegających na pogorszeniu wartości cech fizyko-chemicznych materiału w stosunku do wartości projektowanych (patrz tab. 6). Uszkodzenia tej klasy można podzielić na dwa podstawowe rodzaje (rys. 11):

- niekorzystne zmiany cech chemicznych materiału w porównaniu do zaprojektowanych wartości tych cech,
- zmiany fizycznych właściwości materiału prowadzące do pogorszenia kondycji obiektu mostowego w porównaniu do stanu zaprojektowanego.

Ubytki materiału

Ubytki materiału to często spotykana klasa uszkodzeń konstrukcji z betonu zbrojonego (tab. 6) obejmująca uszkodzenia polegające na zmniejszeniu ilości materiału elementów konstrukcji w stosunku do rozwiązania zaprojektowanego. Jako podstawowe rodzaje tej klasy uszkodzeń wyróżnia się ubytki materiału konstrukcyjnego (beton, stal zbrojeniowa) oraz ubytki materiału warstw zabezpieczających (rys. 12).

Utrata ciągłości materiału

Do klasy „utrata ciągłości materiału” należą uszkodzenia polegające na niezgodnym z projektem przerwaniu ciągłości materiału konstrukcji (patrz tab. 6). Podstawowe rodzaje uszkodzeń zaliczane do tej klasy to (rys. 13):

- rysa, czyli utrata ciągłości materiału na części przekroju elementu konstrukcji,
- pęknięcie, czyli utrata ciągłości na całej powierzchni przekroju elementu.

Zanieczyszczenia

Zanieczyszczenia to klasa uszkodzeń polegających na występowaniu zabrudzeń obiektu lub na nieprzewidzianej w projekcie vegetacji na nim roślin lub mikroorganizmów (tab. 6). Można wyróżnić dwa podstawowe rodzaje uszkodzeń należących do tej klasy (patrz rys. 14):

- zanieczyszczenia nieorganiczne, które można podzielić na dwie kategorie: zanieczyszczenia agresywne, które inicjują degradację obiektu i wpływają na jej przebieg oraz zanieczyszczenia neutralne, które powodują głównie obniżenie estetycznych walorów obiektu,
- zanieczyszczenia organiczne, wśród których można wyróżnić zanieczyszczenia agresywne (np. vegetacja roślin, których korzenie przedostają się w głąb materiału konstrukcji) oraz zanieczyszczenia neutralne, oddziałujące

jedynie na powierzchnię elementów obiektu.

Zmiany położenia

Zmiany położenia to klasa uszkodzeń polegających na niezgodnym z projektem przemieszczeniach obiektu mostowego lub jego elementów, przy których wzajemne odległości wszystkich punktów przemieszczonej części nie ulegają zmianie, a także niezgodne z projektem ograniczenie możliwości przemieszczeń (patrz tab. 6).

- Można wyróżnić dwa następujące podstawowe rodzaje uszkodzeń polegających na zmianach położenia w stosunku do rozwiązań projektowych (patrz tab. 6):
- nieprawidłowe przemieszczenie liniowe elementów obiektu, polegające na przemieszczeniu nadmiernym (w stosunku do projektowanego) lub na ograniczeniu możliwości projektowanych przemieszczeń liniowych,
- nieprawidłowe obroty elementów obiektu, manifestujące się nadmierną wartością obrotu w stosunku do warunków zaprojektowanych (patrz rys. 15) lub też ograniczeniem przewidzianych możliwości obrotu.

Podsumowanie

Przedstawiona propozycja klasyfikacji czynników związanych ze zjawiskami degradacji żelbetowych obiektów mostowych ma na celu usystematyzowanie i ujednolicenie sposobów identyfikacji oraz opisu relacji między stymulatorami, mechanizmami oraz procesami degradacji a uszkodzeniami. Powstające uszkodzenia są efektem działania zindywidualizowanych i z reguły skomplikowanych procesów degradacyjnych angażujących kilka mechanizmów degradacji. Wykrywanie i identyfikacja uszkodzeń oraz mechanizmów degradacji wymaga stosowania zaawansowanych technik i procedur diagnostycznych

Tab. 7. Mechanizmy degradacji żelbetowych konstrukcji mostowych a klasy uszkodzeń

Mechanizmy degradacji		Klasa uszkodzeń					
		Deformacje	Destrukcyjna materiału	Ubytki materiału	Utrata ciągłości materiału	Zanieczyszczenia	Zmiany położenia
Fizyczne	Akumulacja zabrudzeń nieorganicznych		○	○		●	●
	Cykliczne zamarzanie/odmarzanie		●	●	○	○	
	Erozja		○	●			
	Krystalizacja		●	○	○		
	Oddziaływania ekstremalnych temperatur		○	○	○	○	
	Pękanie	○					
	Relaksacja	○			○		
	Skurcz	○	○	○	●		
	Przeciążenia	●	○	●	●		●
	Wymywanie		●	○	○	●	
	Zmęczenie		○		○		
	Zmiany warunków geotechnicznych	●		○	●		●
Chemiczne	Karbonatyzacja		●				
	Korozja		●	●	○	○	
	Oddziaływania substancji agresywnych		○			○	
	Reakcje między składnikami materiału		●	●	○		
Biologiczne	Akumulacja zabrudzeń organicznych		○	○		●	○
	Oddziaływania mikroorganizmów		○	○		●	
	Oddziaływania roślin		○	○		●	○
	Oddziaływania zwierząt		○			○	

Oznaczenia: ● – mechanizm podstawowy; ○ – mechanizm dodatkowy

wykorzystujących technologie fizyczne, chemiczne oraz biologiczne, a także nowoczesne technologie interdyscyplinarne. Szczegółowe informacje na ten temat są zawarte między innymi w pracach: [2], [5], [16], [18], [22], [23], [28], [31]-[38].

W zaprezentowanym systemie hierarchicznej trójpoziomowej klasyfikacji uszkodzeń specyficznych dla żelbetowych obiektów mostowych (tab. 6) wyróżniono 6 podstawowych klas uszkodzeń, 13 rodzajów uszkodzeń oraz 30 kategorii uszkodzeń. Przedstawiona klasyfikacja ma charakter otwarty i może być łatwo uzupełniana o nowe klasy, rodzaje i kategorie uszkodzeń, a także dodatkowe poziomy klasyfikacji umożliwiające bardziej szczegółową identyfikację uszkodzeń. Relacje między aktywnością poszczególnych mechanizmów degradacji, typowych dla konstrukcji żelbetowych, a powstawaniem uszkodzeń należących do poszcze-

gólnych klas zaprezentowano w tab. 7. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Bień J. Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2002.
- [2] Bień J. Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 2010.
- [3] Bień J. Systemowe wspomaganie zarządzania mostami drogowymi i kolejowymi. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, 2012, Zeszyt 59, nr 3/12/I, s. 49-68.
- [4] Biliszcuk J., Machelski Cz., Maliszewicz P., Mistewicz M. Typowe uszkodzenia drogowych betonowych mostów prefabrykowanych, Drogownictwo, 1994, nr 8, s. 186-194.
- [5] Biliszcuk J., Bień J., Maliszewicz P., Mistewicz M., Onysyk J.,

- Rabiega J. Podręcznik inspektora mostowego. Cz. 1 i 2, Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej, 1995.
- [6] Flaga K. Wpływ czasu na mosty żelbetowe i z betonu sprężonego. Inżynieria i Budownictwo, 1997, nr 6, s. 381–382.
- [7] Biliszczyk J., Onysyk J., Węgrzyński M. Typowe uszkodzenia maszynowych podpór obiektów mostowych. Ochrona przed korozją, 1997, nr 1, s. 6–9.
- [8] Wieczorek G. Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki i karbonatyzację otuliny. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2002.
- [9] Zobel H.: Naturalne zjawiska termiczne w mostach. WKŁ, 2002.
- [10] Corrosion of Steel in Reinforced Concrete Structures – COST 521. Final Report (Eds. Cigna R., Andrade C., Nürnberger U., Polder R., Weydert R., Seitz E.), European Commission, Directorate-General for Research, 2003.
- [11] Furtak K., Śliwiński J. Materiały budowlane w mostownictwie. WKŁ, 2004.
- [12] Choi S., Park S., Bolton R., Stubbs N., Sikorsky C. Periodic Monitoring of Physical Property Changes in a Concrete Box-Girder Bridge. Journal of Sound and Vibration, 2004, No. 278, s. 365–381.
- [13] Błaszczyszki T. Konstrukcje żelbetowe poddane działaniu produktów ropopochodnych, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2004.
- [14] Bień J., Jakubowski K., Kamiński T., Kmita J., Rawa P., Cruz P., Maksymowicz M. Railway bridge defects and degradation mechanisms, W: "Sustainable Bridges – Assessment for Future traffic Demands and Longer Lives" (Eds: Bień J., Elfgren L., Olofsson J.), Wrocław 2007, s. 105–116.
- [15] Zobel H., Alkhafaji T., Wróbel M. Określanie trwałości mostów drogowych. Mosty, 2007, nr 2, s. 40–54.
- [16] Kurdowski W., Garbacik A. Najczęstsze błędy w ocenie przyczyn uszkodzeń betonu i jego zagrożenia awarią, XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryje Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 2007, s. 81–92.
- [17] Czarnecki L., Emmons P.H. Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement Sp. z o.o., 2002.
- [18] Runkiewicz L. Badania konstrukcji żelbetowych. Biuro Gamma, 2002.
- [19] Ściślewski Z. Ochrona konstrukcji żelbetowych. Arkady, 1999.
- [20] Łakomy T. Korozja zbrojenia w obiektach mostowych w zależności od stanu betonu w konstrukcji (rozprawa doktorska), Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, 2009.
- [21] Runkiewicz L. Wpływ błędów projektowych i realizacyjnych na korozję i awaryjność obiektów budowlanych. Ochrona przed Korozją, 2004, nr 5s/A, s. 229–234.
- [22] Schweitzer P.A. Fundamentals of Corrosion: Mechanisms, Causes, and Preventative Methods. CRC Press, 2009.
- [23] Zybur A., Jaśniok T. Diagnostyka stanu korozyjnego zbrojenia w żelbetowych obiektach komunikacyjnych. Drogownictwo, 2000, nr 4, s. 109–116.
- [24] Failure, Distress and Repair of Concrete Structures (Ed.: Delatte N.), CRC Press, 2009.
- [25] Libudysz Z. Mikrobiologia techniczna. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2000.
- [26] Zyska B. Mikrobiologiczna korozja materiałów. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1977.
- [27] Zyska B. Katastrofy, awaryje i zagrożenia mikrobiologiczne w przemyśle i budownictwie. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2001.
- [28] Campbell D.H., Sturm R.D. and Kosmatka, S.H. Detecting Carbonation, Concrete Technology Today, 199, Vol. 12, Nr 1.
- [29] PN-EN 14630:2007. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie głębokości karbonatyzacji w stwardniałym betonie metodą fenoloftaleinową.
- [30] CEB Design Guide to Durable Concrete Structures. Comité Euro-International du Béton, 1989.
- [31] Hellier Ch.J. Handbook of nondestructive evaluation. McGraw-Hill, 2001.
- [32] Shull P.J. Nondestructive evaluation: theory, techniques and applications. Marcel Dekker, Inc., 2002.
- [33] Malhorta V.M., Carino N.J. CRC Handbook on nondestructive testing of concrete, CRC Press, 2003.
- [34] Helmerich R., Bień J., Cruz P. A guideline for inspection and condition assessment including the NDT-toolbox. W: "Sustainable Bridges – Assessment for Future traffic Demands and Longer Lives" (Eds: Bień J., Elfgren L., Olofsson J.), Wrocław 2007, s. 93–104.
- [35] Bień J., Gładysz-Bień M. Klasyfikacja diagnostycznych badań obiektów mostowych. Inżynieria i Budownictwo, 2014, nr 7, s. 364–368.
- [36] Hoła J., Bień J., Sadowski L., Schabowicz K. Non-destructive and semi-destructive diagnostics of concrete structures in assessment of their durability. Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences, 2015, Vol. 63, Issue 1, s. 87–96.
- [37] J Bień J., Gładysz-Bień M. Multi-level classification of bridge defects in asset management. W: Towards a resilient built environment risk and asset management : IABSE Symposium 2019, Guimarães, Portugal, 2019, s. 1100–1107.
- [38] Bień J., Kamiński T., Kuźawa M., Taxonomy of non-destructive field tests of bridge materials and structures. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2019, Vol. 19, No. 4, s. 1353–1367.

Ocena trwałości zmęczeniowej 100-letniego mostu kolejowego o nitowanej konstrukcji kratownicowej

Fatigue assessment of 100 years old riveted truss railway bridge



Tomasz Siwowski

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Rzeszowska, Katedra
Dróg i Mostów

siwowski@prz.edu.pl



Mateusz Rajchel

Dr hab. inż., Prof. Uczelni

Politechnika Rzeszowska, Katedra
Dróg i Mostów

mrajchel@prz.edu.pl

Streszczenie: Zmęczenie materiału to jeden z najczęstszych powodów uszkodzeń istniejących stalowych mostów kolejowych, zwłaszcza nitowanych. Dlatego procedura oceny trwałości zmęczeniowej jest jedną z najistotniejszych w kompleksowej ocenie nośności i trwałości istniejących mostów. Niezawodna ocena trwałości zmęczeniowej jest zazwyczaj decydująca przy szacowaniu przydatności eksploatacyjnej mostu. W pracy przedstawiono przykład oceny trwałości zmęczeniowej kratownicowego mostu kolejowego, bazującej na europejskiej procedurze opartej na Eurokodach. Procedura wykorzystuje metodę bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej w konwencji naprężeń nominalnych. Ocena trwałości zmęczeniowej wykazała, że trwałość zmęczeniowa konstrukcji stalowej mostu jest już praktycznie wyczerpana, a dalsza żywotność zmęczeniowa konstrukcji jest zerowa. Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonej oceny mostu kolejowego jednoznacznie wykazano, że istniejąca konstrukcja stalowa nie nadaje się do wykorzystania w planowanej modernizacji / przebudowie mostu oraz do dalszej eksploatacji w planowanym 50-letnim okresie życia technicznego konstrukcji.

Słowa kluczowe: Most kolejowy; Konstrukcja stalowa; Kratownica; Połączenia nitowane; Trwałość zmęczeniowa

Abstract: Fatigue is one of the most often reasons for failure in existing steel bridges, particularly with riveted structure. Therefore fatigue assessment is always the most important part of the complex evaluation of existing steel bridges. The reliable fatigue assessment is often decisive in the estimation of the remaining service life of a bridge. The example of a comprehensive fatigue assessment of 100 years old riveted truss railway bridge, based on European procedures and codes, has been presented in the paper. The applied procedure is based on the safe life method in the convention of nominal stresses. The bridge assessment revealed, that the remaining fatigue strength was almost exhausted and the further service life of the bridge was close to zero. Taking into account the assessment results it was also revealed, that the existing riveted truss superstructure was not suitable for further use in the railway bridge after its rehabilitation, which aimed to extend the bridge service life by the next 50 years

Keywords: Railway bridge; Steel structure; Truss, riveted joints; Fatigue life

Wstęp

Większość dużych mostów kolejowych, wybudowanych w Polsce w pierwszej połowie XX wieku oraz bezpośrednio po II wojnie światowej, to stalowe kratownice nitowane. Pomimo znaczącego wzrostu obciążeń mostów kolejowych na przestrzeni kilkudziesięciu lat w stosunku do obciążeń projektowych znakomita większość tych mostów jest nadal w eksploatacji dzięki przeprowadzonym w okresie dotychczasowej eksploatacji remontom, wzmocnieniom i modernizacjom ich konstrukcji, które miały na celu prze-

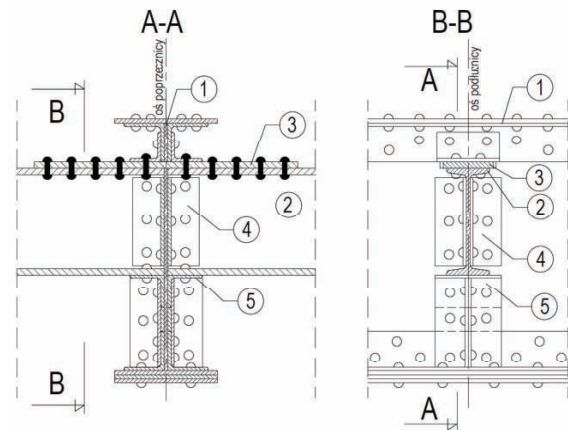
dłużenie przydatności użytkowej i trwałości eksploatacyjnej mostów o kolejne 20-30 lat. Analiza dokumentów utrzymaniowych tych mostów pokazuje, że większość z nich jest w dobrym stanie technicznym, nawet pomimo zaawansowanej korozji w niektórych przypadkach. Mosty te bez problemu przenoszą znacznie większe obciążenia eksploatacyjne, niż te na które je zaprojektowano. Przeprowadzone w wielu przypadkach pomiary naprężeń wykazały, że ich wartości są znacznie niższe od wytrzymałości obliczeniowych stali, a szczegółowe inspekcje nie wykryły poważnych pęknięć zmęczeniowych

w głównych elementach konstrukcji. Wydawałoby się zatem, że decyzje o wydłużeniu przydatności użytkowej tych mostów oraz środki wydane na ich dostosowanie do współczesnych wymagań eksploatacyjnych są racjonalne.

Jednakże katastrofa mostu drogowego przez Missisipi w Minneapolis, USA [5] oraz badania prowadzone w Europie w ramach kilku unijnych projektów badawczych (m.in. Long Life Bridges, I-SAMCO, Sustainable Bridges) wskazały główne obszary niepewności i ryzyka, związane z przedłużającą się eksploatacją stalowych mostów kolejowych. Są to



1. Widok ogólny mostu kolejowego przez Odrę w Opolu



2. Połączenie podłużnicy z poprzecznicy: (1) poprzecznicę, (2) podłużnicę, (3) nakładka uciągająca podłużnicę, (4) kątowniki łączące środek podłużnicy ze środkiem poprzecznic, (5) stołeczek podpierający podłużnicę.

m.in.: parametry materiałowe dawnych stali (starzenie, odporność na kruche pękanie), wytrzymałość zmęczeniowa połączeń nitowanych, stateczność blach węzłowych w połączeniach, stan techniczny konstrukcji (korozja), itp. Wszystkie ww. obszary niepewności pokazują jak ważnym problemem jest ocena trwałości zmęczeniowej w ocenie stanu technicznego oraz dalszej przydatności eksploatacyjnej stalowych mostów kolejowych o konstrukcji nitowanej. Brak skutecznych metod NDT do oceny stanu połączeń nitowanych (np. wykrywających pęknięcia pod blachami węzłowymi) utrudnia rzetelną ocenę trwałości i przydatności eksploatacyjnej tych mostów. W konsekwencji projekty obejmujące naprawę, wzmocnienie i modernizację istniejących stalowych mostów kolejowych nie uwzględniają problemów, związanych z ich ograniczoną lub wyczerpaną trwałością zmęczeniową. Dlatego obecnie postuluje się, aby przed podjęciem decyzji o przedłużeniu okresu eksploatacji istniejącego mostu przeprowadzić każdorazowo szczegółową analizę trwałości zmęczeniowej wyeksploatowanej konstrukcji [1], [2], [6], [7].

W Polsce od początku lat 80-tych ubiegłego wieku powstało wiele prac naukowych, w których przedstawiono różne metody szacowania trwałości istniejących mostów stalowych, m.in. [3], [4], [17], [18].

Jednakże w świetle stałego rozwoju wspólnego europejskiego rynku robót budowlanych i usług inżynierskich istnieje potrzeba harmonizacji różnych procedur i stworzenia akceptowanych zaleceń, dotyczących oceny bezpieczeństwa i trwałości istniejących obiektów mostowych. Odpowiedzią na to zapotrzebowanie są europejskie wytyczne [8], bazujące na Eurokodach i będące podstawą dla przyszłych norm europejskich w zakresie prognozowania trwałości zmęczeniowej mostów istniejących. Zalecaną w europejskich wytycznych procedurę oceny trwałości zmęczeniowej autorzy wykorzystali już kilkakrotnie do oceny stalowych mostów drogowych o kratownicowej konstrukcji nitowanej [14], [15], [16].

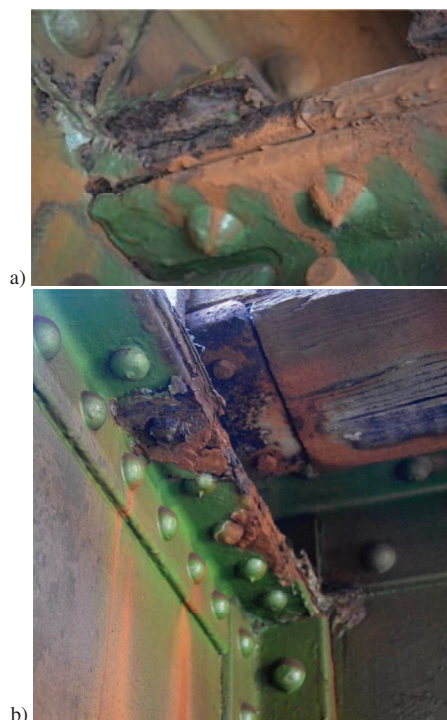
W artykule przedstawiono ocenę trwałości zmęczeniowej i przydatności eksploatacyjnej 100-letniego mostu kolejowego przez Odrę w Opolu o nitowanej konstrukcji kratownicowej przy zastosowaniu procedury zalecanej w wytycznych [8]. Most kolejowy przez Odrę w Opolu jest położony w km 100,106 linii kolejowej nr 132, łączącej Bytom z Wrocławiem. Linia ta jest fragmentem linii magistralnej E 30, leżącej w III Paneuropejskim Korytarzu Transportowym. PKP PLK chcą podnieść parametry eksploatacyjne tej linii do maksymalnej prędkości jazdy pociągów pasażerskich wynoszącej 160 km/h oraz jazdy pociągów towarowych wynoszącej 120 km/h.

Wykonana dokumentacja projektowa modernizacji linii kolejowej nr 132 na odcinku Opole Groszowice - Opole Zachodnie zakładała wykorzystanie konstrukcji stalowej istniejącego mostu kolejowego przez Odrę w planowanej dalszej 50-letniej eksploatacji linii, po wykonaniu ograniczonych prac modernizacyjnych, związanych głównie z naprawą i/lub wzmocnieniem elementów pomostu.

Opis konstrukcji i stanu technicznego przęsła mostu

Most kolejowy przez Odrę w Opolu został oddany do eksploatacji w latach dwudziestych XX wieku, a więc jego konstrukcja liczy już blisko 100 lat [13]. Konstrukcja stalowa przęsła mostu jest czteroprzęsłową, dwudźwigarową konstrukcją kratownicową o schemacie statycznym belki ciągłej z przegubami Gerbera, posiadającą pomost otwarty w postaci rusztu podłużnicowo – poprzecznikowego z blachownic nitowanych i belek walcowanych (rys. 1). Wszystkie połączenia w konstrukcji stalowej są nitowane. Główne parametry geometryczne mostu są następujące: rozpiętości teoretyczne przęsła (w osiach podpór) 37,00 + 44,40 + 59,20 + 37,00 m, rozstaw dźwigarów głównych (w osiach dźwigarów) 8,50 m.

Najbardziej uszkodzonymi elementami konstrukcji stalowej przęsła mostu są połączenia podłużnic i po-



3. Typowe uszkodzenia połączeń podłużnic i poprzecznic: (a) pęknięta nakładka uciągająca pas górny podłużnicy; (b) intensywna korozja wżerowa pasów górnych podłużnic wraz z nakładkami uciągającymi.

przecznic w obrębie pomostu (rys. 2). W wyniku intensywnych procesów zmęczeniowych, związanych z blisko 100-letnią eksploatacją mostu, w tych połączeniach występują liczne pęknięcia zmęczeniowe, osłabiające połączenie i poszczególne elementy pomostu (rys. 3a). Konsekwencje tych pęknięć oraz ich przyspieszoną propagację potęguje korozja wżerowa i powierzchniowa, spowodowana brakiem trwałej i skutecznej ochrony antykorozyjnej stali (rys. 3b). Dodatkowym następstwem uszkodzeń połączeń w pomoście (w szczególności pęknięć nakładek ciągłości na podłużnicach) jest zmiana schematu statycznego podłużnic z belki ciągłej na swobodnie podpartą, a tym samym przeciążenie podłużnic. W strefie połączeń elementów pomostu ma także miejsce korozja naprężeniowa poprzecznic, wynikająca ze znacznego wyężenia materiału w strefie tych węzłów.

Z wyjątkiem korozji powierzchniowej stali (ubytki do 5% przekroju elementów) oraz uszkodzeń w przegubach, stan techniczny dźwigarów

kratownicowych jest zadowalający. Jednakże uszkodzenia zidentyfikowane w przegubach (pęknięcia elementów, brak niektórych śrub) świadczą o ich przeciążeniu i mogą powodować nieprawidłowe działanie przegubów (rys. 4). Ten niekorzystny stan pogarsza jeszcze korozja elementów wokół przegubów. Można z dużym prawdopodobieństwem stwierdzić, że obecny stan przegubów powoduje ich blokowanie, co pociąga za sobą zmianę schematu statycznego konstrukcji oraz niekorzystną redystrybucję sił wewnętrznych w poszczególnych elementach kratownicy.

Przeprowadzone obliczenia sprawdzające wykazały, że przęsła mostu spełniają warunki normowe nośności doraźnej (eksploatacyjnej) przy założeniu obciążenia mostu rzeczywistym taborem kolejowym (Model D4 wg normy PN-EN 15528 [9]). Warunki te są spełnione przy uwzględnieniu rzeczywistych parametrów materiałowych konstrukcji (tj. wytrzymałości stali ustalonej na podstawie badań) oraz aktualnego stanu technicznego konstrukcji stalowej, zakładając średni 5% ubytek korozyjny przekroju poprzecznego wszystkich elementów konstrukcji oraz pęknięcia nakładek ciągłości (zmiana schematu statycznego). Najbardziej wyężonymi elementami konstrukcji stalowej pręseł są pasy dolne w strefie podporowej (58,5%), podłużnice pomostu (62,6%) oraz ich połączenia z poprzecznicami (62%). Biorąc pod uwagę uszkodzenia nakładek, nośność doraźna stoleczków, na których opierają się podłużnice pomostu, jest wykorzystana w 80%.

Procedura oceny trwałości zmęczeniowej istniejących mostów stalowych

Procedura zawiera cztery podstawowe fazy oceny trwałości zmęczeniowej istniejących mostów stalowych. Celem fazy I jest identyfikacja krytycznych elementów konstrukcji

ze względu na wyczerpanie trwałości zmęczeniowej. Faza II obejmuje szczegółowe obliczenia zmęczeniowe oraz ilościowe badania NDT tych elementów, dla których faza I wykazała niewystarczający poziom trwałości zmęczeniowej. Celem obliczeń w tej fazie jest m.in. określenie tzw. bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, tj. przewidywanego okresu czasu do zniszczenia zmęczeniowego dla przyjętego widma obciążeń (naprężeń). Obliczenie takie wykonuje się metodą liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgren – Minera. W przypadku możliwych poważnych konsekwencji spowodowanych wyczerpaną trwałością zmęczeniową mostu, możliwe jest podjęcie działań dodatkowych z wykorzystaniem specjalistycznych metod i narzędzi (faza III). Te metody i narzędzia to przede wszystkim: (a) metody mechaniki pęknięcia w ocenie bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, (b) metody probabilistyczne w ocenie wpływu zmienności podstawowych parametrów na trwałość zmęczeniową, oraz (c) jakościowe badania NDT. Jeżeli wyniki działań przewidzianych w fazach od I do III nie potwierdzą możliwości pozostawienia mostu w użytkowaniu ze standardowym poziomem bieżącego utrzymania, konieczne jest wprowadzenie prac zabezpieczających i/lub naprawczych. W ramach tych prac, stanowiących fazę IV działań zalecanych wg procedury, mogą być konieczne: intensyfikacja przeglądów i/lub wprowadzenie stałego monitoringu mostu, redukcja ciężaru i liczby pojazdów poruszających się po moście, naprawa/wymiana elementów pękniętych, wzmocnienie wybranych elementów mostu, a w najgorszym razie – zamknięcie i rozbiórka mostu. Wstępną ocenę poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementów (faza I) wykonuje się za pomocą wzoru (1):

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff}\gamma_{Mf}\Delta\sigma_{E,2}} \quad (1)$$



4. Przegub w pasie górnym dźwigara kratownicowego: widoczne pęknięcie blachy górnej spowodowane nadmiernym przemieszczeniem/ obrotem pasa oraz korozją połączenia.

gdzie:

μ_{fat} – poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego,

$\Delta\sigma_c$ – wytrzymałość zmęczeniowa normatywna dla $N_c=2$ milionów cykli (tzw. kategoria zmęczeniowa elementu),

$\Delta\sigma_{E,2}$ – równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli,

γ_{Mf} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości zmęczeniowej $\Delta\sigma_c$,

γ_{Ff} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla równoważnego zakresu zmienności naprężeń o stałej amplitudzie $\Delta\sigma_{E,2}$.

Wartości poszczególnych wielkości przyjmuje się wg normy PN-EN 1993-1-9 [10]. Równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli oblicza się wg wzoru (2):

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \times \Delta\sigma(\gamma_{Ff}, Q_k) \quad (2)$$

gdzie:

$\Delta\sigma(\gamma_{Ff}, Q_k)$ – zakres zmienności naprężeń od obciążeń zmęczeniowych wg normy PN-EN 1991-2 [11],

Q_k – wartość obciążeń charakterystycznych dla Modelu 71 obciążeń mostów kolejowych wg normy PN-EN 1991-2 [11],

$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4$ ale dla $\lambda \leq \lambda_1$ – współczynnik równoważności uszkodzeń wg normy PN-EN 1993-2 [12],

λ_1 – współczynnik wyrażający efekt uszkodzenia od ruchu, zależy od długości linii wpływu,

λ_2 – współczynnik wyrażający wpływ natężenia ruchu,

λ_3 – współczynnik wyrażający wpływ okresu użytkowania mostu,

λ_4 – współczynnik stosowany w elementach konstrukcyjnych obciążonych na więcej niż jednym torze.

Zakres zmienności naprężeń od obciążenia zmęczeniowego Modelem 71 wyznacza się jako różnicę algebraiczną maksymalnych i minimalnych naprężeń w analizowanym elemencie wg wzoru (3):

$$\Delta\sigma_p = |\Delta\sigma_{p,max} - \Delta\sigma_{p,min}| \quad (3)$$

Gdy wyznaczony wg opisanej powyższej procedury poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego $\mu_{fat} \geq 1,0$ wówczas należy przyjąć, że w elemencie (połączeniu) nie występuje zagrożenie zmęczeniem. Gdy $\mu_{fat} < 1,0$ wówczas należy przejść do fazy II procedury oceny trwałości zmęczeniowej.

Faza II oceny trwałości zmęczeniowej polega na szczegółowych obliczeniach i badaniach tych elementów, dla których faza I wykazała niewystarczający poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego (tj. $\mu_{fat} < 1,0$). Obliczenie w fazie II wykonuje się metodą liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgren – Minera wg wzoru (4):

$$D_d = \sum \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1 \text{ oraz } T_s = \frac{1}{D_d} \quad (4)$$

gdzie:

D_d – sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe w analizowanym okresie użytkowania,

n_{Ei} – liczba cykli związana z zakresem zmienności naprężeń $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$ w i -tym paśmie obliczeniowego widma obciążeń,

N_{Ri} – trwałość obliczeniowa (jako liczba cykli) uzyskana na podstawie obliczeniowej krzywej zmęczenio-

wej,

$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ – dla zakresu zmienności $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$
 T_s – bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa wyrażona w latach.

Trwałość (żywotność zmęczeniowa), tj. przewidywana liczba cykli do zniszczenia zmęczeniowego przy amplitudzie naprężeń $\Delta\sigma_i$ wyznacza się wg wzoru (5):

$$N_{Ri} = 2 \times 10^6 \times \left(\frac{\Delta\sigma_c}{\Delta\sigma_i \gamma_{Ff} \gamma_{Mf}} \right)^{m_i} \quad (5)$$

Aby uzyskać wartość trwałości N_{Ri} dla każdego pasma widma obciążeń, przyłożone zakresy zmienności naprężeń mnoży się przez współczynnik obciążeniowy γ_{Ff} natomiast wartość wytrzymałości zmęczeniowej dzieli się przez współczynnik materiałowy γ_{Mf} . Trwałość zmęczeniowa elementu nie jest zagrożona, gdy sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe $D_d \leq 1,0$.

Wytrzymałość zmęczeniowa trwała przy amplitudzie $\Delta\sigma_D$, tj. graniczna wartość zakresu zmienności naprężeń przy stałej amplitudzie, poniżej której nie występują uszkodzenia zmęczeniowe, została przyjęta wg normy PN-EN 1993-1-9 [10] dla $N_D = 5 \times 10^6$ cykli. Jednocześnie ze względu na możliwość okazjonalnego wystąpienia wartości większych od N_D , dla liczby cykli pomiędzy 5×10^6 oraz 10^8 istnieje możliwość modyfikacji normowej krzywej zmęczeniowej dla wartości $m_2 = m_1 + 2$.

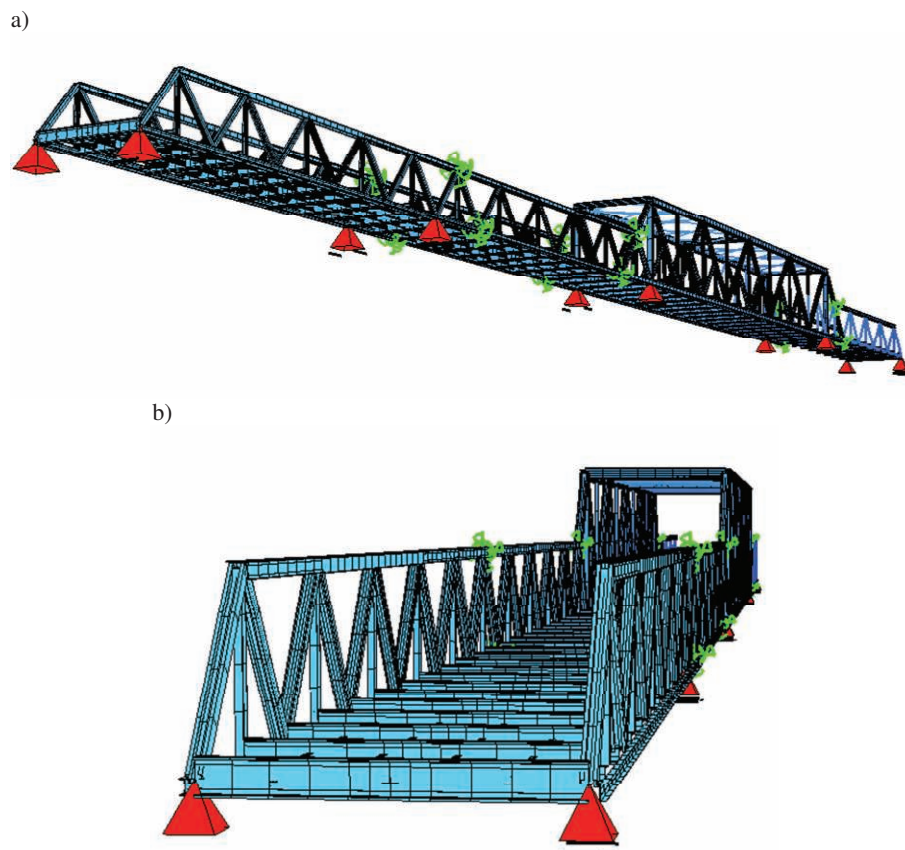
W przedstawionej procedurze wśród parametrów do obliczeń największą niepewnością są obarczone dane o widmie obciążeń w okresie eksploatacji mostu. Dlatego dane te muszą być koniecznie aktualizowane i uzupełnione.

Modele obliczeniowe konstrukcji mostu oraz obciążenia zmęczeniowego

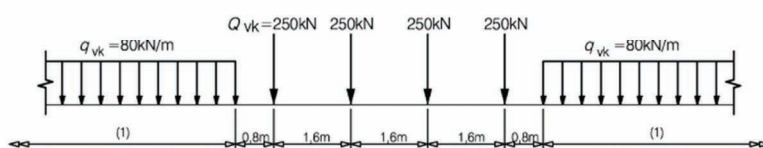
Analizę obliczeniową niezbędną do wykonania oceny trwałości zmęczenio-

niowej konstrukcji mostu wykonano metodą elementów skończonych za pomocą modeli numerycznych, wykonanych w systemie Sofistik 2014. Szczegółowa geometria konstrukcji stalowej przęseł została odwzorowana za pomocą trójwymiarowego modelu numerycznego klasy (e1, p3), którego wymiary ustalono na podstawie rysunków inwentaryzacyjnych. Elementy dźwigarów kratownicowych oraz pomostu zamodelowano dwuwęzłowymi elementami belkowymi typu beam, a przeguby elementami sprężynowymi typu *spri* na trzech ortogonalnych kierunkach nieprzenoszącymi momentów zginających. Zgodnie z przyjętą praktyką wszystkie nitowane połączenia węzłowe zamodelowano jako sztywne. Wszystkie elementy belkowe dyskretyzowano indywidualnie z maksymalnym rozmiarem siatki około 30 mm. Zastosowano uporządkowaną metodę siatkowania. W modelu odwzorowano podparcie konstrukcji stalowej przęseł na łożyskach przegubowo-przesuwnych oraz przegubowo-nieprzesuwnych poprzez odebranie węzłom leżącym w miejscach podpór translacyjnych stopni swobody zgodnie z rzeczywistym układem łożyskowania konstrukcji. Stal konstrukcyjną scharakteryzowano w obliczeniach jako materiał izotropowy liniowo – sprężysty o dwóch stałych inżynierskich $E = 210 \text{ GPa}$ oraz $\nu = 0,3$. Ze względu na typ konstrukcji (konstrukcja nitowana) oraz dużą ilość występujących w niej elementów dodatkowych (nitów, nakładek, blach węzłowych), ciężar własny konstrukcji stalowej przyjęto na podstawie zinwentaryzowanych przekrojów prętów brutto i powiększono o 15%. Model numeryczny konstrukcji przęseł mostu pokazano na rys. 5.

W fazie I oceny trwałości zmęczeniowej przyjęto podstawowy model kolejowych obciążeń zmęczeniowych tzw. Model 71 wg normy PN-EN 1991-2 [11] (rys. 6a). Ponieważ istniejący most ma dwa tory, obciąże-



5. Model numeryczny konstrukcji przęseł mostu.

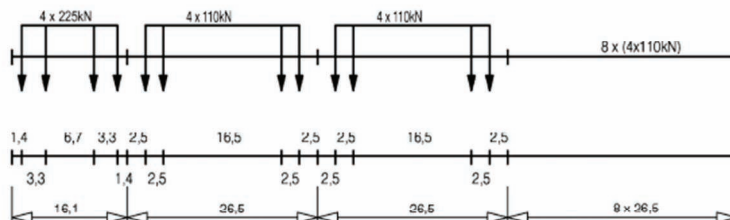


Objaśnienia

(1) Bez ograniczenia

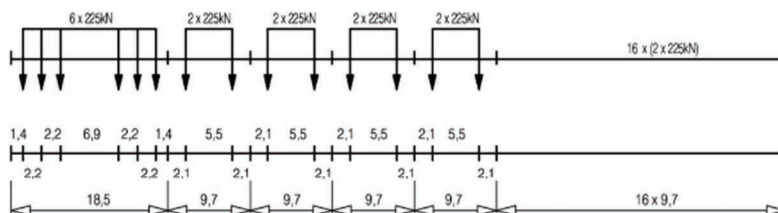
Typ 2 Lokomotywa ciągnąca pociąg pasażerski

$$\Sigma Q = 5\,300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m'}$$

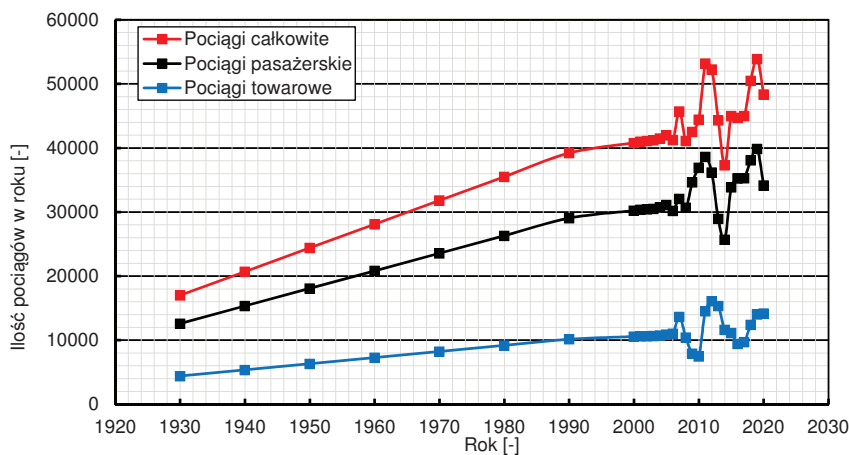


Typ 8 Lokomotywa ciągnąca pociąg towarowy

$$\Sigma Q = 10\,350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m'}$$



6. Modele obciążeń kolejowych przyjęte w ocenie trwałości zmęczeniowej mostu wg PN-EN 1991-2 [11]: a) Model 71; b) model oddziaływania zmęczeniowego typ 2 (pociąg pasażerski); c) model oddziaływania zmęczeniowego typ 8 (pociąg towarowy).



7. Widmo obciążeń rzeczywistych na moście w latach 1930 – 2020

nie ustawiano kolejno na obu torach w najbardziej niekorzystnych położeniach. Przed wykonaniem obliczeń w fazie II zostały przeprowadzone analizy i/lub pomiary oraz badania, mające na celu aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń. W fazie II do symulacji eksploatacyjnych obciążeń kolejowych wykorzystano model obciążeń zmęczeniowych, zawierający kompozycję ruchu normalnego i lekkiego odpowiadające odpowiednio pociągom towarowym i pasażerskim. Zastosowano obciążenia zmęczeniowe typu 2 (lokomotywa ciągnąca pociąg pasażerski) oraz typu 8 (lokomotywa ciągnąca pociąg towarowy) wg normy PN-EN 1991-2 [11] (rys. 6b i 6c). Zastosowane obciążenia zmęczeniowe są zbliżone pod względem wartości obciążenia na oś do Modelu D4 wg normy PN-EN 15528 [10], zastosowanego do oceny nośności doraźnej mostu.

Do zbudowania widma obciążeń mostu niezbędna jest wiedza nt. kompozycji ruchu kolejowego na moście w czasie jego dotychczasowej eksploatacji. Zarządca obiektu dysponował takimi danymi jedynie za okres od 2006 r. do 2020 r. Na podstawie tych danych dokonano ekstrapolacji ruchu kolejowego (wstecz), zakładając europejski model przyrostu obciążeń kolejowych w okresie 1930 – 2006 r. wg wytycznych [8]. Na podstawie tych założeń wyznaczono analitycznie pełne widmo obciążeń kolejowych mostu z podziałem

na pociągi pasażerskie i towarowe. Udział procentowy pociągów towarowych i pasażerskich do całkowitej liczby pociągów dla okresu przed 2006 roku przyjęto jako wartość średnią z okresu pomiarowego 2006 – 2020 r. Dla okresu 1930 – 2005 r. przyjęto wartości średnie w okresach 10-letnich. Obciążenie na jednym torze przyjęto jako połowę całkowitego obciążenia na moście.

Pełne widmo obciążenia mostu taborem kolejowym w latach 1930 – 2020 przedstawiano na rys. 7. Obliczona na podstawie sporządzonego widma całkowita liczba wszystkich pociągów, które przejechały przez most w okresie jego eksploatacji w latach 1930 – 2020 wynosi $N_{obs} = 2\,904\,694$ pociągów na most oraz $N_{obs} = 1\,452\,347$ pociągów na jeden tor. W tym okresie całkowity udział pociągów towarowych wynosił 376 457, a pasażerskich 1 075 890. Wyznaczone w ten sposób liczby pociągów przyjęto do oceny trwałości zmęczeniowej mostu w fazie II.

Ocena trwałości zmęczeniowej konstrukcji mostu

Obliczone zakresy zmienności naprężeń $\Delta\sigma_p$ oraz $\Delta\sigma$ wyznaczono dla przekrojów netto tzn. z uwzględnieniem występujących otworów na nity oraz z uwzględnieniem osłabienia przekrojów ze względu na korozję. W obliczeniach naprężeń w poszczególnych elementach mostu

odpowiednie obciążenie (rys. 6) ustawiano kolejno na obu torach w najbardziej niekorzystnych położeniach na długości mostu. W obliczeniach zmęczeniowych pominięto współczynnik obciążeniowy (obciążenie charakterystyczne), lecz zastosowano współczynniki dynamiczne wg normy PN-EN 1991-2 [11].

Ocenę trwałości zmęczeniowej w fazie I wykonano z uwzględnieniem Modelu 71 obciążeń zmęczeniowych oraz wg wzoru (1) przyjmując następujące wartości:

$\Delta\sigma_c = 71$ MPa – dla połączenia / elementu nitowego wg wytycznych [8],

$\Delta\sigma_c = 160$ MPa – dla elementu kształtowników walcowanych wg normy PN-EN 1993-1-9 [10],

$\gamma_{ff} = 1,0$ – zalecane wg normy PN-EN 1993-2 [12],

$\gamma_{mf} = 1,35$ – zalecane wg normy PN-EN 1993-1-9 [10] dla dużych konsekwencji zniszczenia obiektu.

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ_2 dla mostu wyznaczono dla natężenia ruchu kolejowego na odcinku linii 132 na podstawie danych przekazanych przez zarządcę obiektu na przełomie 14 lat, tj. od 2006 do 2020 roku. Natomiast planowany czas użytkowania mostu przyjęto 50 lat (wg założeń projektu modernizacji mostu). Pozostałe współczynniki uszkodzeń zależne od geometrii mostu przyjęto wg normy PN-EN 1993-2 [12].

Obliczenia naprężeń w elementach dźwigara głównego oraz pomostu wykonano za pomocą opisanego modelu numerycznego. Wyznaczono maksymalne i minimalne naprężenia w przekroju netto każdego z elementów oraz obliczono zakresy zmienności naprężeń $\Delta\sigma_p$. Dla elementów częściowo lub całkowicie ściskanych (pas górny w strefie przęsłowej, pas dolny w strefie podporowej oraz ściskane krzyżulce i słupki) przyjęto zredukowany zastępczy zakres zmienności naprężeń $\Delta\sigma_{e,2}$ przyjmując 60% wielkości składowej

Tab. 1. Sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d oraz bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa T_s krytycznych elementów pasa dolnego w konstrukcji przęsła nr 1

Element pasa dolnego	Rodzaj pociągu	$\Delta\sigma_i$ [MPa]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	n_i [-]	N_{Ri} [-]	n_i/N_{Ri}	D_d	T_s
D1	Typ 2: pasażerski	80,86	71,00	1075890	550272	1,955196	4,0709	0,2456
	Typ 8: towarowy	117,81	71,00	376457	177933	2,11572		
D4	Typ 2: pasażerski	64,66	71,00	1075890	1076364	0,99956	1,6193	0,6176
	Typ 8: towarowy	78,24	71,00	376457	607466	0,619717		
D6	Typ 2: pasażerski	58,41	71,00	1075890	1460088	0,736867	3,6535	0,2737
	Typ 8: towarowy	131,12	71,00	376457	129075	2,916586		

Tab. 2. Sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d oraz bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa T_s krytycznych krzyżulców w konstrukcji przęsła nr 3

Krzyżulce	Rodzaj pociągu:	$\Delta\sigma_i$ [MPa]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	n_i [-]	N_{Ri} [-]	n_i/N_{Ri}	D_d	T_s
K1	Typ 2: pasażerski	61,69	71,00	1075890	1239339	0,868116	1,4491	0,6901
	Typ 8: towarowy	76,58	71,00	376457	647914	0,581029		
K2	Typ 2: pasażerski	54,07	71,00	1075890	1840949	0,584421	0,9402	1,0636
	Typ 8: towarowy	65,03	71,00	376457	1058114	0,355781		
K2	Typ 2: pasażerski	43,90	71,00	1075890	3438462	0,312899	1,1713	0,8538
	Typ 8: towarowy	87,21	71,00	376457	438576	0,858363		
K1	Typ 2: pasażerski	56,61	71,00	1075890	1603997	0,670755	1,4955	0,6687
	Typ 8: towarowy	86,06	71,00	376457	456472	0,82471		

Tab. 3. Sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d oraz bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa T_s krytycznych poprzecznic w konstrukcji przęsła nr 1

Poprzecznice	Rodzaj pociągu:	$\Delta\sigma_i$ [MPa]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	n_i [-]	N_{Ri} [-]	n_i/N_{Ri}	D_d	T_s
P1-P13	Typ 2: pasażerski	60,67	71,00	1075890	1302674	0,825909	1,8698	0,5348
	Typ 8: towarowy	93,09	71,00	376457	360622	1,043909		

ściskającej wg normy PN-EN 1993-1-9 [10].

Dla tak przyjętych założeń oraz obliczonych zakresów naprężeń wyznaczono wszystkie elementy konstrukcji stalowej dla których $\mu_{fat} < 1,0$. Łącznie w dźwigarach kratownicowych mostu zidentyfikowano 25 elementów zagrożonych zmęczeniem, w tym 15 odcinków pasa dolnego oraz 10 krzyżulców. Łącznie dla obu dźwigarów liczby te wynoszą

odpowiednio 30 dla odcinków pasa dolnego i 20 dla krzyżulców. Natomiast w pomoście zidentyfikowano zagrożone zmęczeniem wszystkie poprzecznice (52), podłużnice (192) oraz ich wzajemne połączenia. Obliczenia w fazie I wykazały zatem, że znaczna część konstrukcji stalowej mostu jest zagrożona zmęczeniem. Dla elementów wskazanych w fazie I przeprowadzono ocenę poszerzoną ocenę trwałości zmęczeniowej (faza

II), wyznaczono sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe oraz sprawdzono bezwarunkową żywotność zmęczeniową.

Ocenę trwałości zmęczeniowej w fazie II elementów mostu, dla których faza I wykazała zagrożenie zmęczeniem wykonano z uwzględnieniem modeli obciążeń zmęczeniowych (typ 2 i typ 8) oraz krzywych wytrzymałości zmęczeniowej, określonych w normie PN-EN 1993-1-9 [10]. Wyznaczono zakresy zmienności naprężeń $\Delta\sigma_i$ od obciążeń od pociągów pasażerskich (typ 2) oraz towarowych (typ 8) dla każdego krytycznego elementu konstrukcji, wskazanego w fazie I. Wyznaczone wartości $\Delta\sigma_i$ wykorzystano w obliczeniach sumarycznych uszkodzeń zmęczeniowych D_d wg wzoru (4) dla każdego z elementów krytycznych w założonym 50-letnim okresie eksploatacji mostu.

Przykładowe sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe D_d oraz bezwarunkową żywotność zmęczeniową T_s krytycznych elementów konstrukcji stalowej dźwigarów i pomostu obliczone na podstawie procedury dla fazy II podano w Tabelach 1 – 3. Jak wynika z przeprowadzonych obliczeń zdecydowana większość badanych elementów mostu ma już wyczerpaną trwałość zmęczeniową ($D_d > 1,0$) oraz prawie zerową bezwarunkową żywotność zmęczeniową ($T_s < 1$ rok). Oznacza to, że dosłownie w każdej chwili może się rozpocząć w tych elementach proces inicjacji i propagacji pęknięć zmęczeniowych. Najbardziej zagrożone tym procesem są połączenia pomostu oraz pasy dolne dźwigarów kratownicowych. W przypadku pomostu miejscem inicjacji pęknięć są nitowane połączenia podłużnic z poprzecznkami, natomiast w przypadku pasów dolnych dźwigarów – przekroje netto w węzłach. Pozostałe elementy sprawdzane w fazie II są również zagrożone procesem zmęczenia i pęknięciami, lecz w nieco mniejszym stopniu.

Jak wykazał przegląd stanu tech-

nicznego mostu proces inicjacji i propagacji pęknięć zmęczeniowych w pomoście już się rozpoczął. Potencjalne pęknięcia węzłów w pasach dolnych dźwigarów kratowych mogą nie być jeszcze widoczne, gdyż są ukryte pod blachami węzłowymi. Jednakże w każdej chwili, po przekroczeniu długości krytycznej pod wpływem obciążeń eksploatacyjnych mogą one przejść w pęknięcie kruche, prowadzące do nagłego zniszczenia elementu / dźwigara. Zagrożenie to jest szczególnie duże w przypadku blisko 100-letniej konstrukcji mostu, którego stal konstrukcyjna cechuje się bardzo niską udarnością.

Podsumowanie i wnioski końcowe

Ocena nitowanej konstrukcji stalowej mostu kolejowego przez Odrę w Opolu wykazała, że trwałość zmęczeniowa konstrukcji stalowej mostu jest już praktycznie wyczerpana, a dalsza żywotność zmęczeniowa konstrukcji jest zerowa. Dotyczy to praktycznie wszystkich elementów pomostu oraz większości elementów dźwigarów kratowych, w tym głównie pasów dolnych. Oznakami potwierdzającymi wyczerpaną trwałość zmęczeniową mostu są zidentyfikowane pęknięcia zmęczeniowe elementów połączeń poprzecznic i podłużnic. Z bardzo dużym prawdopodobieństwem można stwierdzić, że proces inicjacji pęknięć zmęczeniowych rozpoczął się również w strefach węzłowych pasów dolnych. Brak ich wizualnej identyfikacji jest spowodowany faktem, że pęknięcia te rozwijają się zazwyczaj pod blachami węzłowymi. Wyczerpana trwałość zmęczeniowa konstrukcji w połączeniu z niską udarnością stali może prowadzić do nagłych, kruchych pęknięć, zagrażających bezpieczeństwu zarówno konstrukcji mostu jak również jego użytkownikom.

Biorąc pod uwagę ww. wyniki

przeprowadzonej oceny mostu kolejowego przez Odrę w Opolu jednoznacznie wykazano, że istniejąca konstrukcja stalowa nie nadaje się do wykorzystania w planowanej modernizacji / przebudowie mostu oraz do dalszej eksploatacji w planowanym 50-letnim okresie życia technicznego konstrukcji. Dlatego zalecono przystąpienie do prac związanych z wymianą istniejącej konstrukcji stalowej na nowe przęsła. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Akesson B. Fatigue life of riveted steel bridges. CRC Press/ Balke-ma, London, 2010.
- [2] Brühwiler E. Extending the fatigue life of riveted bridges using data from long term monitoring. Advanced Steel Construction, 2015, 11, 283 - 293.
- [3] Czudek H., Pietraszek T. Trwałość stalowych konstrukcji mostowych przy obciążeniach zmiennych. WKŁ, Warszawa, 1980
- [4] Czudek H., Wysokowski A. Trwałość mostów drogowych. WKŁ, Warszawa, 2005.
- [5] National Transportation Safety Board. Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota, August 1, 2007. Highway Accident Report NTSB/HAR-08/03. Washington, DC, USA, 2008.
- [6] Imam B., Righiniotis T. Fatigue evaluation of riveted railway bridges through global and local analysis. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66, 1411-1421.
- [7] Kuźawa M., Kamiński T., Bień J. Fatigue assessment procedure for old riveted road bridges. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2018, 18, 1259 -1274.
- [8] Kühn B., Lukić M., Nussbaumer A., Günther H.-P., Helmerich R., Herion S., Kolstein M.H., Walbridge S., Androic B., Dijkstra O., Bucak Ö. Assessment of existing steel structures: recommendations for

estimation of remaining fatigue life. Joint Research Centre. JRC Scientific and Technical Report No.43401. European Commission, Luxembourg, 2008.

- [9] PN-EN 15528:2015-12. Kolejnictwo – Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą.
- [10] PN-EN 1993-1-9:2007. Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-9: Zmęczenie.
- [11] PN-EN 1991-2:2007. Oddziaływanie na konstrukcję – Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [12] PN-EN 1993-2:2010. Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 2: Mosty stalowe.
- [13] Roloff M. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln. Die Bautechnik, 1928, 54, 771 - 793.
- [14] Siwowski T. Trwałość zmęczeniowa drogowych mostów kratownicowych o konstrukcji nitowanej. Inżynieria i Budownictwo, 2014, 8, 435 - 440.
- [15] Siwowski T. Fatigue assessment of existing riveted truss bridges: case study. Bulletin of the Polish Academy of Sciences - Technical Sciences, 2015, 1, 125-133.
- [16] Siwowski T., Kulpa M. Ocena trwałości zmęczeniowej istniejącego mostu stalowego wg Eurokodów. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, 2014, 1, 269-285.
- [17] Wysokowski A. Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. IB-DiM, Studia i Materiały, Zeszyt 53. Warszawa, 2001.
- [18] Zobel H., Alkhafaji T., Wróbel M. Metoda określanie trwałości mostów drogowych. Inżynieria i Budownictwo, 2017, 11, 582 – 587.

Charakterystyczne zmiany momentów zginających w powłokach obiektów gruntowo-powłokowych

Characteristic changes the bending moments in shell of soil-steel structures



Czesław Machelski

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział
Budownictwa Lądowego i
Wodnego; Katedra Dróg, Mostów,
Kolei i Lotnisk

czeslaw.machelski@pwr.edu.pl

Streszczenie: W modelu obiektu gruntowo-powłokowego wyróżnia się dwa podukłady konstrukcyjne: podatną powłokę z blachy falistej oraz zasypkę gruntową. Charakterystyczną cechą analizowanych konstrukcji, w odróżnieniu od klasycznych mostów np. murowanych jest bardzo duży wpływ zasypki gruntowej na siły wewnętrzne i deformację powłoki. Zwykle w trakcie budowy naprężenia w powłoce są wielokrotnie większe niż powstałe od obciążeń użytkowych. W pracy poddano analizie zmiany momentów zginających w powłoce podczas eksploatacji obiektu jako skutek deformacji powstałej w fazie budowy. W wynikach badań wskazano na to, że deformacja powłoki zależy od geometrii obiektu ale z dużym udziałem technologii układania zasypki gruntowej. W pracy przedstawiono algorytm szacowania zmian momentów zginających w powłoce na podstawie zmiany krzywizny powstałej w fazie budowy. W przykładach wskazano na korzystną redukcję momentów zginających w powłokach o kształcie łukowym. Wykazano niekorzystną geometrię w przypadku powłok o kształcie skrzynkowym. Wyniki analiz podane w pracy mogą być podstawą metodologii pomiarów w monitoringu obiektów zarówno podczas budowy jak też w fazie użytkowej.

Słowa kluczowe: Konstrukcje gruntowo-powłokowe, Blachy faliste; Momenty zginające; Budowa i eksploatacja

Abstract: There are two structural subsystems in the soil-steel structure model: a flexible corrugated steel shell and a soil backfill. A characteristic feature of the analyzed structures, in contrast to classic bridges, e.g. brick ones, is a very large influence of the soil backfill on internal forces and deformation of the steel shell. Usually, during construction, the stresses in the shell are many times greater than those arising from the operational loads. In the paper analyzes changes bending moments in the steel shell during the operation of the object as a result of deformation occurring during the construction phase. The test results indicate that the bending moments of the steel structure depends on the geometry of the bridge but with a large influence of the technology of the backfill process. The paper presents an algorithm for estimating shell shape changes based on displacements occurring in the construction phase. The examples show a favorable reduction of bending moments in shells with a regular arc. An unfavorable geometry for box-shaped shells has been demonstrated. The results of the analysis presented in the paper may be the basis for the measurement methodology in the monitoring of soil-steel structure bridges, both during construction and in the operational phase.

Keywords: Soil-steel structures; Corrugated steel; Bending moments; Build and exploitation

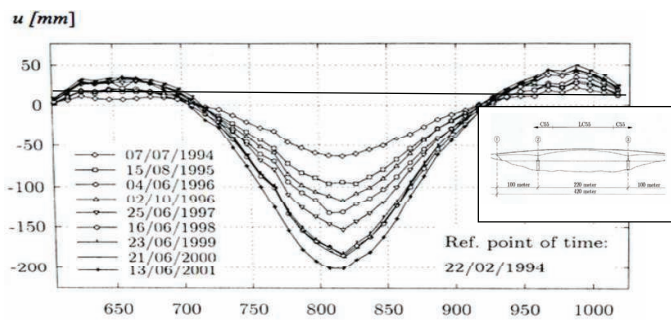
Obiekty mostowe o dużej rozpiętości (długości) i ważnym znaczeniu komunikacyjnym podlegają monitoringowi zarówno podczas budowy jak również w trakcie ich eksploatacji. Przykładem mogą być obserwacje mostów wiszących i podwieszonych [1]. Szczegółne badania dotyczą prototypowych technologii budowy. Dobrym przykładem jest zachowanie się betonowych mostów wykonywanych metodą nawisową [2]. Na rys. 1 przedstawiono wyniki monitoringu w postaci zmiany niwelety mostu wybudowanego z zastosowaniem tej technologii. Z przedstawionych wykresów wynika bardzo szybki przyrost ugięć bezpośrednio po zwar-

ciu wsporników przęsła oraz brak stabilizacji w okresie użytkowania obiektu. W badaniach [2, 3] analizowane ryły skutku zachodzących procesów reologicznych w betonie i stali sprężającej [2]. Z licznych badań widoczny jest bardzo duży wpływ technologii budowy na pracę eksploatowanej konstrukcji [3]. Na podstawie ugięć szacuje się zmianę funkcji pełzania oraz momentów zginających.

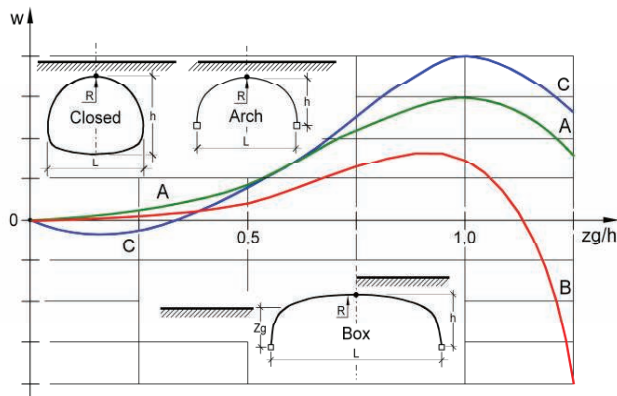
Mostowe obiekty gruntowo-powłokowe są częściej monitorowane w okresie ich budowy niż podczas użytkowania. Wynika to z faktu, że podczas układania zasypki gruntowej występują znacznie większe siły wewnętrzne i deformacja niż pod obciążeniami użyt-

kowymi [4]. Na rys. 2 przedstawiono jeden z wyników ciągłego monitoringu wybranego obiektu nad Piekelną [5]. Deformacja tej powłoki znacznie odbiega od występującej w innych obiektach. Geodezyjne pomiary współrzędnych punktów na powłoce realizowano na powierzchni wewnętrznej blachy falistej od początku budowy, czyli od 1999 roku.

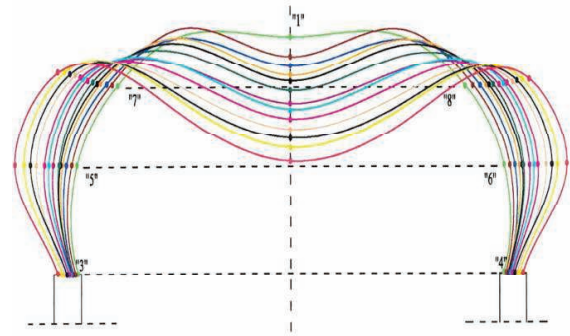
Z porównania wykresów przemieszczeń przedstawionych na obydwu rysunkach widoczne jest ich duże podobieństwo. Opis zachowania się tych konstrukcji może być zbliżony jednak właściwości fizycznych obydwu materiałów (betonu i gruntu) są zupełnie



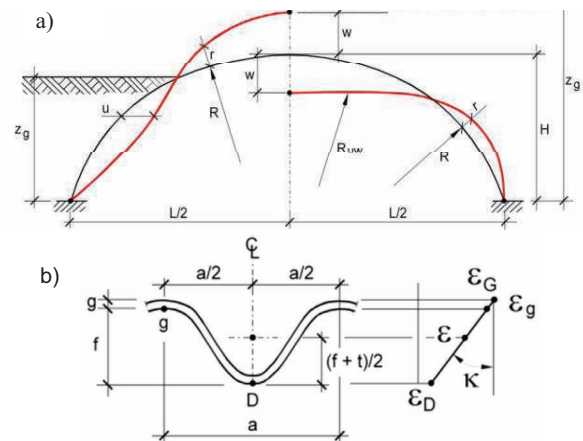
1. Zmiany niwelety przęseł mostu Støvset podczas jego eksploatacji [2]



3. Charakterystyczne zmiany ugięcia klucza powłok podczas układania zasypki



2. Zmiana kształtu powłoki obiektu nad Piekielnicą [5]



4. Schemat pasma obwodowego powłoki

a) schemat powłoki o kształcie łukowym podczas budowy
b) układ pomiarowy odkształceń jednostkowych

inne. Wspólną cechą tych efektów jest bardzo duży wpływ faza budowy na pracę konstrukcji podczas jej eksploatacji [3, 4]. Od 1998 roku monitorowany jest jako pierwszy wybudowany w Polsce kolejowy obiekt gruntowo-powłokowy Rubierz [6]. Podlega on dalszej obserwacji. Wcześniejsze badania obiektów gruntowo-powłokowych obejmowały zjawiska geotechniczne. Analizy były ukierunkowane na zmiany parć gruntu w obiektach gruntowo-powłokowych z użyciem presjometrów [7]. Badania zachowania się obiektów gruntowo-powłokowych podczas ich eksploatacji realizowane są sporadycznie. W pracy przedstawiono metodykę prowadzenia pomiarów przydatnych do obserwacji zmian geometrii powłoki w czasie budowy i eksploatacji obiektu. Do realizacji takiej procedury wystarczające są pomiary geodezyjne [4].

Grupy geometrii powłok

Do określania grupy geometrii powłoki obiektów gruntowo-powłokowych wykonanych z blach falistych wyróżnia się kierunek obwodowy jako linię biegnącą wzdłuż fali blachy. Jest to kierunek główny pracy powłoki, ujęty w schema-

cie statycznym, jak na rys. **3**. Z uwagi na charakterystyczne zmiany ugięcia powłoki w kluczu konstrukcje gruntowo-powłokowe dzieli się powłoki na trzy grupy [8]: otwarte o kształcie łukowym (A) i skrzynkowe (B) oraz zamknięte (C). Na rys. **3** przedstawiono zmiany ugięcia w kluczu w , wraz z przyrostem grubości warstwy zasypki z_g (w proporcji do wysokości powłoki h). W powłoce C występuje początkowo wartość ujemna w lecz później wykres jest zbliżony kształtem do powłoki A. W dalszej części pracy powłokę typu C traktuje się jako należącą do grupy A.

Wspólną cechą geometrii pasma obwodowego (przekroju poprzecznego) powłok, jest kształt górnej części o promieniu krzywizny R . W pracy wykorzystuje się tą cechę przyjmując, że pozostała część przekroju może być w tych powłokach dowolna. W każdym z tych przypadków jest inny przebieg funkcji $w(z_g)$ w zależności od poziomu zasyпки liczonej od fundamentu jako z_g . Postacie takich funkcji przedstawiono w wielu pracach wymienionych w [4].

Deformację pasma obwodowego powłoki określoną przez przemieszczenia w i u można ująć w zmianie krzywiz-

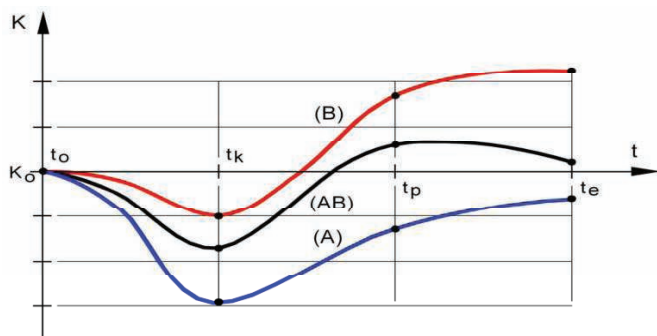
znych pasma obwodowego blachy falistej. Do tego celu wykorzystuje się zmianę kształtu powłoki, jak na rys. 4a i pomiary geodezyjne. Odnosi się deformację powłoki do projektowego kształtu w postaci wycinka koła o promieniu R – zmieniającego się do wartości R_{uw} . Na podstawie wartości początkowej R_0 (po montażu) określa się zmianę krzywizny pasma obwodowego jak we wzorze

$$\kappa_{uw} = \frac{R_o - R_{uw}}{R_o \cdot R_{uw}} \quad (1)$$

W przypadku korzystania z pomiarów tensometrycznych określa się odkształcenia jednostkowe na krawędzi górnej i dolnej fali jak na rys. **4b**. Przy założeniu zasady płaskich przekrojów uzyskuje się zmianę krzywizny z równania

$$\kappa_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_g - \varepsilon_D}{f} \quad (2)$$

Zwykle analizowanym punktem powłoki jest klucz, jako najwyższy w przekroju poprzecznym, jak na rys. **3**. W tym przekroju występują największe zmiany krzywizny. Parametry geometryczne powłoki: L , H , R są głównymi wymiarami przekroju poprzecznego, jak na rys. **4a**.



5. Zmiany krzywizny powłoki podczas budowy i eksploatacji

Na tym rysunku przedstawiono charakterystyczną zmianę kształtu powłoki w trakcie budowy. W pracy analizowana jest deformacja pasma obwodowego w trakcie eksploatacji obiektu ale bez udziału obciążeń ruchomych.

Zmiany krzywizny w funkcji czasu

W pracy analizuje się zmianę krzywizny w wybranym punkcie pasma obwodowego jako funkcję czasu. Wyróżnia się następujące momenty charakterystyczne z okresu budowy i eksploatacji obiektu:

- t_o jako chwila zakończenia montażu powłoki;
- t_k gdy w kluczu powłoki występuje największe wypiętrzenie w;
- t_p jest czasem zakończenia budowy;
- t_e analizowana jest sytuacja podczas eksploatacji obiektu.

Na rys. 5. Przedstawiono schematy zmian krzywizny w analizowanych rodzajach powłok: A i B. Dodatkowo wprowadzono powłokę o pośrednich cechach, oznaczoną jako AB.

Zmiany krzywizny ujęto w pracy w równaniu

$$\kappa(t) = f(t)(\kappa_k + \kappa_p) - \kappa_k \quad (3)$$

z zastosowaniem funkcji deformacji, zależnej od czasu $f(t)$ i dwóch parametrów $\kappa_k = \kappa(t_k)$ oraz $\kappa_p = \kappa(t_p)$. Funkcja zmiany krzywizny jest ciągła z punktami charakterystycznymi widocznymi na rys. 5. Z założenia deformacji powłoki i wzoru (1) wynika, że $\kappa_o = \kappa(t_o) = 0$.

Funkcja deformacji

Bezpośrednio ze wzoru (3) można użyć funkcję deformacji jako

$$f(t) = \frac{\kappa_k + \kappa(t)}{\kappa_k + \kappa_p} \quad (4)$$

Cechą szczególną $f(t)$ jest jej unormowanie w czasie zakończenia budowy i rozpoczęcia eksploatacji t_p . Wówczas

$$f(t_p) = f_p = 1 \quad (5)$$

W pozostałych punktach charakterystycznych $f(t)$ przyjmuje następujące wartości:

- $t = t_o$
 $f(t_o) = f_o = \frac{\kappa_k}{\kappa_k + \kappa_p} \quad (6)$

- $t = t_k$
 $f(t_k) = f_k = 2f_o \quad (7)$

- $t = t_e$
 $f(t_e) = f_e = \frac{\kappa_k + \kappa_e}{\kappa_k + \kappa_p} = f_o \left(1 + \frac{\kappa_e}{\kappa_k} \right) \quad (8)$

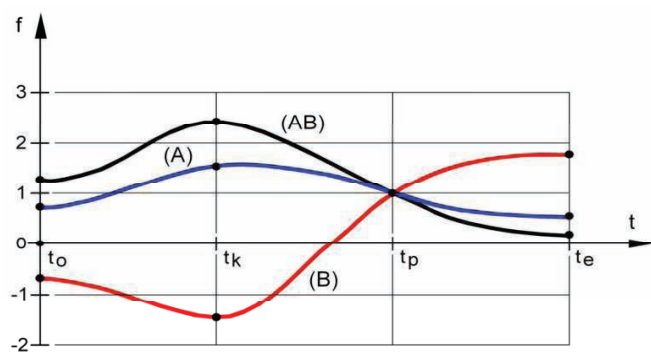
W ujęciu ogólnym funkcję deformacji można odnieść do wartości początkowej f_o ale określonej po zakończeniu budowy jak we wzorze o postaci

$$f(t) = f_o \left(1 + \frac{\kappa(t)}{\kappa_k} \right) \quad (9)$$

Funkcję deformacji $f(t)$ wyznacza się na podstawie pomiarów na obiekcie z wykorzystaniem zmian krzywizny i wzorów (1) lub (2). Na kształt wykresu wpływa geometria powłoki ale również technologia układania zasympki: sposób jej zagęszczania, stosowanie zbrojenia gruntu jak również okresy przerw roboczych [4].

Na rys. 6 przedstawiono charakterystyczne postacie $f(t)$ dla trzech typów geometrii powłok A, AB i B. Kształt funkcji wynika z następujących relacji krzywizn powstałych w trakcie budowy:

- typ A (arch) gdy $\kappa_k > \kappa_p > 0$;
- typ AB gdy $\kappa_k > -\kappa_p$ oraz $\kappa_p < 0$;



6. Charakterystyczne postacie funkcji deformacji

- typ B (box) gdy $\kappa_k < -\kappa_p$ oraz $\kappa_p < 0$.

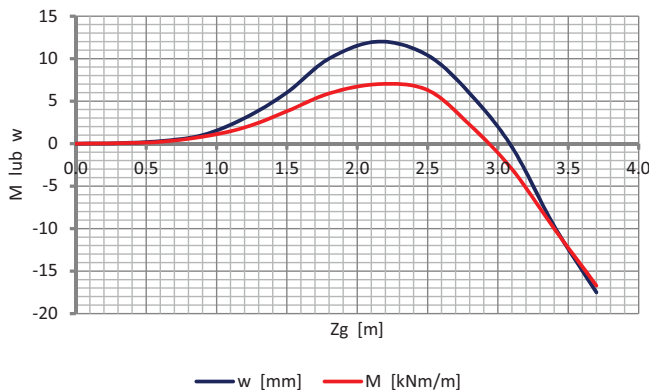
Zatem na podstawie relacji wartości κ_p w odniesieniu κ_k następuje kwalifikacja powłoki do typu A (lub AB) oraz B. Z porównania wykresów $f(t)$ dla powłok łukowych i skrzynkowych widoczna jest symetria względem osi czasu ale tylko w zakresie $t_o < t < t_k$. W następnym przedziale czasu wartości $f(t)$ podlegają redukcji w powłokach A, w przypadku powłok o kształcie skrzynkowym funkcja $f(t)$ może nie podlegać stabilizacji. Jest to istotna różnica w ocenie bezpieczeństwa obydwu rodzajów powłok. Powłoki o cechach AB są wyjątkowe. Ważne jest to, że na kwalifikację wpływa również technologia układania zasympki gruntowej. Oczywiście gładkie wykresy przedstawione na rys. 6 w praktyce podlegają zaburzeniom a w szczególności powstawaniem nieciągłości w okresie przerw roboczych [4, 9].

Powłoka o kształcie skrzynkowym

Najczęściej stosowanymi w mostownictwie są powłoki typu A i C. Powłoki typu B są budowane w obiektach o przeznaczeniu kolejowym. Taki przykład obiektu zrealizowano w Lidköping (Szwecja) z założeniem, że będzie on przedmiotem szczegółowych badań [9]. W pracy wykorzystuje się wyniki pomiaru tensometrycznych, które zostały przekształcone w funkcję momentów zginających, jak na rys. 7 (uzupełnione o ugięcia w kluczu powłoki). W tym przypadku do uzyskania zmiany krzywizny wykorzystuje się zależność

$$\kappa = EI \cdot M(z_g) \quad (10)$$

gdzie $EI/a = 4,95 \text{ MNm}^2/\text{m}$, jak w przypadku blachy SC 380x140x7. Zatem funkcję $\kappa(t)$ może być podobna do $\kappa(z_g)$



7. Zmiana ugięcia i momentu zginającego w kluczu powłoki

oraz $M(z_g)$ gdy przyrost grubości zasypki jest proporcjonalny do upływu czasu t .

Powłoka o kształcie łukowym

Funkcje $f(t)$ w powłokach o kształcie łukowym traktuje się jako wzorcowe (najczęściej występujące) w konstrukcjach gruntowo-powłokowych. W przypadku powłok o kształcie skrzynkowym funkcja $f(t)$ nie podlega redukcji podczas eksploatacji. Na rys. 8 przedstawiono wyniki badań szczególnej powłoki obiektu nad Piekelnicą [5]. Powłoka kwalifikowana na podstawie kształtu jako łukowa (typ A), w tym przypadku zachowuje się jak typu B czyli o geometrii skrzynkowej. Charakterystyczne wartości $f(t)$ zestawiono w tabl. 1.

W tabl. 1 porównano parametry geometryczne trzech przykładów obiektów. Jako konstrukcję A przyjęto Shamal Bridge koło Dubaju – o największej w świecie rozpiętości.

Zmiany momentów zginających

Funkcja deformacji $f(t)$ jest przydatna do śledzenia zmiany momentów zginających podczas eksploatacji obiektu, jak we wzorze

$$M(t) = EI[f(t)(\kappa_k + \kappa_p) - \kappa_k] \quad (11)$$

Przebieg propagacji momentów zginających jest możliwy do ustalenia już w chwili zakończenia budowy, czyli w czasie t_p , jak na rys. 6. Gdy obiekt kwalifikowany jest do grupy A wartości mo-

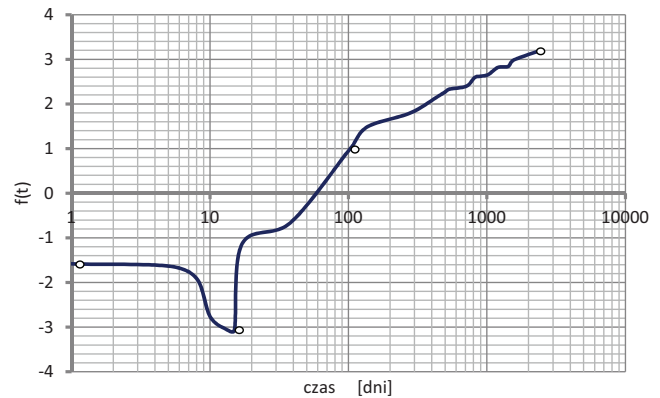
mentów będą podlegać redukcji. Jest to pozytywne dla powłoki ponieważ będzie ona w większym stopniu poddawana ścisnaniu, jak w naturalnym układzie geometrii łukowej. Obiekty grupy B wykazują tendencję do przyrostu M w czasie eksploatacji. Mogą być one większe niż podczas budowy w chwili t_p . Potwierdza to przykład wykresu $f(t)$ obiektu nad Piekelnicą [5], przedstawionym na rys. 9. W ogólności funkcja $f(t)$ służy do ustalenia zbieżności momentów zginających podczas eksploatacji obiektu – jest podstawą decyzji o monitoringu obiektu.

Jeżeli wykorzystuje się pomiary tensometryczne i uzyskaną stąd zmianę krzywizny κ_ϵ jak we wzorze (2) można śledzić zmianę promienia krzywizny R_{uw} , wykorzystując równanie (1). Wówczas przyjmuje się zgodność zmian krzywizn $\kappa_{uw} = \kappa_\epsilon$ a stąd otrzymuje się promień krzywizny po deformacji powłoki jako

$$R(t) = \frac{R_o}{R_o \cdot \kappa_\epsilon + 1} \quad (12)$$

Należy jednak pamiętać o różnicy w sposobie wyznaczania promienia krzywizny bowiem R_{uw} określany jest na podstawie pomiarów geodezyjnych oraz przemieszczeń u i w , wycinka obwodowego, jak na rys. 4a. Natomiast $R(t)$ jest wyznaczany w analizowanym przekroju z zależności geometrycznych, jak na rys. 4b. Uzasadnienie poprawności takiego rozwiązania podano w pracy [10].

Korzystając z zasady podanej wcze-


8. Funkcja $f(t)$ obiektu nad Piekelnicą

śniej na podstawie R_{uw} można również śledzić zmiany momentów zginających jak we wzorze

$$M(t) = EI \frac{R_o - R_{uw}}{R_o \cdot R_{uw}} \quad (13)$$

Podsumowanie

Podczas budowy konstrukcji gruntowo-powłokowych występują znacznie większe siły wewnętrzne i deformacje w powłoce niż pod obciążeniami użytkowymi. Stąd monitoring tych obiektów zwykle ogranicza się do fazy budowy na dodatek obiektów o nowych rodzajach blach i nietypowej geometrii. Podczas eksploatacji obiektów pomiary realizowane są sporadycznie. Wyjątkowo, pierwszy w Polsce wybudowany obiekt gruntowo-powłokowy Rubierz [6] podlega wyrwkowej, dalszej obserwacji.

W pracy przedstawiono algorytm śledzenia zmian geometrii powłoki obejmujący proces budowy i eksploatacji obiektu. W ten sposób wykazano, że zachowanie się obiektu zależy nie tylko od projektowej geometrii powłoki ale również od technologii układania zasypki gruntowej. Na podstawie charakterystycznej deformacji powłoki, ujętej w funkcji $f(t)$ prognozuje się zmiany momentów zginających – głównego składnika naprężenia normalnego. Podczas eksploatacji w powłokach typu A funkcja $f(t)$ zginanie podlega redukcji, co jest korzystne dla pracy powłoki w obiekcie. W obiektach typu B funkcja $f(t)$ moment zginający przyrasta z czasem a prognozowaną jej zmianę można oszacować już po zakończeniu budowy. Na tej podstawie można podjąć decyzję o konieczności monitorowania obiektu.

W przykładzie geometrii obiektu typu

Tab. 1. Parametry geometryczne powłok

Obiekt	Wymiary powłoki [m]			Wartości funkcji deformacji			
	L	H	R	f_o	f_k	f_p	f_e
Dubaj	32,60	9,570	29,68	0,759	1,518	1	-
Piekelnica	13,46	5,004	9,930	-1,581	-3,162		3,185
Lidköping	8,085	2,440	8,820	-0,734	-1,468		-

A, analizowanego w pracy [5] już na etapie zakończenia budowy okazało się, że należy on do grupy B. Z postaci funkcji $f(t)$ widoczny jest brak jej stabilizacji a więc obiekt poddano monitoringowi [5]. Przedstawione na rysunkach **1 i 2** przykłady wyjątkowych obiektów. Wybrano je spośród przeważającej liczby dobrze pracujących konstrukcji mostowych. Przykłady podane w pracy mają wskazać na potrzebę realizacji monitoringu obiektów mostowych również w fazie ich eksploatacji. ◀

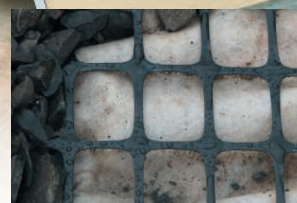
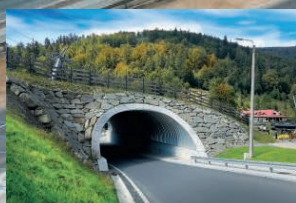
Materiały źródłowe

- [1] Inaudi D.: Overview of 40 Bridge Structural Health Monitoring Projects, International Bridge Conference IBC 2010, June 15-17 2009 Pittsburgh, USA
- [2] Takacs P.F.: Deflections in Concrete Cantilever Bridges: Observation and Theoretical Modeling. Doctoral Thesis 2002, Trondheim, Norwegia.
- [3] Machelski C.: The effects of dead loads in cantilever concreting bridges. Reologiczne efekty stanu montażowego w mostach budowanych z zastosowaniem technologii nawisowej. Road and Bridge – Drogi i Mosty. 3/2019 p. 109-120.
- [4] Machelski C.: Badania mostowych obiektów gruntowo-powłokowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2020. (w druku)
- [5] Michalski J.B., Michalski B.: Symmetry in soil-steel bridges. Archives of Institute of Civil Engineering No 12 2012 pp. 205-216.
- [6] Madaj A., Sturzbecher K. Change in stress level in corrugated steel structure under long-term loads. Archives of Institute of Civil Engineering No 12 2012 pp. 175-184
- [7] Vaslestad J.: Long-term behavior of flexible large-span culverts. Conf. Transportation Research Board, Washington DC 1990, Record 1321 pp. 12-14
- [8] Machelski C.: Klasyfikacja obiektów gruntowo-powłokowych z uwagi na zmiany de-formacji podczas budowy. Przegląd Komunikacyjny 9/2016 s. 5-10.
- [9] Bayoglu Flaner E.: Full-scale testing of two corrugated steel box culverts with different crown stiffness. TRI-TA-BKN report 93. Department for Architectural and Civil Engineering, KTH, Stockholm 2006.
- [10] Korusiewicz.: Verification of the method of estimating bending moments in soil-steel structures on the basis of shell deformation. Weryfikacja metody szacowania momentów zginających w obiektach gruntowo-powłokowych na podstawie deformacji powłoki. Roads and Bridges – Drogi i Mosty, 15, 3, 2016, s. 221-230

REKLAMA



INNOVATIVE INFRASTRUCTURE



- Konstrukcje ze stalowych blach falistych
- Konstrukcje inżynierskie z żelbetowych elementów prefabrykowanych
- Rury stalowe spiralnie karbowane
- Rury przepustowe z PP i HDPE
- System kanalizacji deszczowej i sanitarnej
- Ściany oporowe z gruntu zbrojonego
- Zbiorniki retencyjne
- Geosyntetyki
- Mosty kratowe
- Gabiony
- Płatki ochronno-naprowadzające dla płazów

ViaCon Polska Sp. z o.o., ul. Przemysłowa 6, 64-130 Rydzyna, tel.: +48 65 525 45 45 • office@viacon.pl • www.viacon.pl

TOROMIERZ INERCYJNY iTEC

Dokładny pomiar strzałek



www.graw.com

REKLAMA



CZAS NA INNOWACYJNE BUDOWNICTWO

Oferujemy profesjonalne usługi z zakresu:

- budowy infrastruktury komunikacyjnej, sieci instalacyjnych i obiektów hydrotechnicznych,
- wykonywania pomiarów geodezyjnych, tworzenia map do celów projektowych, wytyczenia budynku i sieci.



W BUDOWNICTWIE WYBIERZ FIRME,
KTÓREJ MOŻESZ ZAUFAĆ

Zobacz, co już wybudowaliśmy
i dla kogo pracowaliśmy:
www.gm-roads.pl

Biuro:

ul. Krzemieniecka 47,
54-613 Wrocław

Budownictwo inżynieryjne:

tel.: (71) 300 12 40
e-mail: info@gm-roads.pl

Geodezja:

tel.: 697 660 932
e-mail: m.wozniak@gm-roads.com

Siedziba firmy:

ul. Wrocławska 41, Łańcuch
58-130 Żarów



REKMA Sp. z o.o.

ul. Szlachecka 7

32-080 Brzezie

tel. +48 12/633 59 22

fax +48 12/397 52 20

www.rekma.pl

- Dylatacje bitumiczne EDM typ Rekma
- Dylatacje mechaniczno-asfaltowe
SILENT-JOINT^{RESA}
- Szczeliny dylatacyjne w nawierzchniach betonowych i asfaltowych
- Naprawa spękań nawierzchni
- Specjalistyczne cięcie nawierzchni betonowych i asfaltowych
- Wypełnianie szczelin dylatacyjnych w torowiskach tramwajowych
- Natrysk środkami hydrofobowymi i hydrofilowymi
- Rowkowanie (grooving) nawierzchni
- Specjalistyczne wiercenie otworów pod kotwy i dyble
- Kruszenie nawierzchni betonowych metodą ultradźwiękową – RMI



SPECJALISTYCZNE PRACE DROGOWE